Третье издание «Справочника по гидравлическим расчетам», так же как и два первых, представляет собой сводку главнейших формул, определений, опытных коэффициентов, вспомогательных таблиц и графиков, полезных при производстве гидравлических расчетов Текст ограничен краткими пояснениями, необходимыми для облегчения прямого использования собранного в справочнике материала

Книга является пособием при проектировании и содержит, кроме сведений по гидравлике, краткие сведения из области гидротехнических сооружений и гидромашин, а также данные общего характера, как то математические таблицы, формулы, указания о свойствах жидкости и т д

Книга рассчитана на инженеров-проектировщиков и производственников, техников и студентов гидротехнических специальностей и, в частности, по использованию водной энергии

БИБЛИОТЕКА БНИЖТ'а
учебный фонд

532 *Киселев Петр Григорьевич*
К 44 **Справочник по гидравлическим расчетам.**
Изд 3 е, переработ и доп Под ред В Д Журина М-Л Госэнер издат, 1961
352 с с черт

Редакторы—*Данильченко Н В Живоповский Л С, Орлов В А*
Технический редактор *К П Воронин*

Сдано в набор 9/IX 1960 г. Подписано к печати 11/IV 1961 г.
[illegible]81/16 Объем 36,1 печ л.
[illegible] экз Цена в переплете № 5—2 р 65 к в переплете № [illegible] 2 р 75 к

Типография Госэнергоиздата Москва, Шлюзовая наб 10

ПРЕДИСЛОВИЕ

Третье издание «Справочника по гидравлическим расчетам», так же как и два первых, предназначено инженеров, техников и студентов гидротехнических специальностей

В третьем издании сохранено принятое ранее общее построение книги и основное ее содержание. В соответствии с этим в книгу включены главнейшие формулы, определения, числовые значения опытных коэффициентов, а также различные вспомогательные графики и таблицы, необходимые или полезные при гидравлических расчетах в области техники и использования водной энергии

Справочный материал сопровождается краткими пояснениями и примерами расчета, облегчающими практическое использование книги

Так же как и в предыдущих изданиях, в Справочник включены не только вопросы общей гидравлики, но и ряд специальных вопросов. Так, включены вопросы гидравлического удара в трубах, гидравлические расчеты, расчеты шахтных и сифонных водосбросов, движение воды с переменным расходом, сведения о гидромашинах и др.

В Справочнике приведены не только рекомендованные формулы и методы расчета, но и другие, которые могут быть полезными в проектной практике, например, для целей сравнения результатов вычислений. Это представляет свободу выбора расчетного метода формулы в соответствии с особенностями конкретной задачи и требуемой точностью расчета

Предлагаемое третье издание отличается от первых главным образом различными дополнениями преимущественно в виде числовых примеров расчета. В новой редакции изложен вопрос о фильтрации под гидротехническими сооружениями (в гл. 9)

Весь материал Справочника был просмотрен, устранены замеченные опечатки и ошибки

В подготовке третьего издания «Справочника по гидравлическим расчетам» приняли участие: доцент, кандидат технических наук Г. И. Кривченко, которым подготовлены к изданию написанные им ранее для первого и второго изданий разделы Б и В гл. 10 и вся гл. 11, и доцент, кандидат технических наук П. Г. Киселев, которым подготовлен к изданию весь оригинальный материал книги. Из этого материала гл. 11 «Движение грунтовых вод» написана для первого издания доцентом, кандидатом технических наук [illegible]. Хаа а. Раздел Б гл. 9, написанный для первого издания гидротехническими сооружениями, за исключением вопроса фильтрации [illegible] гидротехническими сооружениями, написанный в новой редакции П. Г. Киселевым, остался без изменений, за исключением [illegible] Раздел Б гл. 9, написанный для первого издания [illegible] технических наук А. К. Ананяном, остался без изменений. § 10-1—10-4, написанные для первого издания [illegible] К. Ананяном, переработан и дополнен П. Г. Киселевым. Редактирование книги проведено доктором технических наук, профессо-

ТЕРМИНЫ, ЧАСТО ВСТРЕЧАЮЩИЕСЯ В ЛИТЕРАТУРЕ ПО ГИДРАВЛИКЕ [1]

Гидромеханика * — *механика жидкости* Раздел механики, изучающий движение и равновесие жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами, полностью или частично погруженными в жидкость.

Гидростатика * — раздел механики жидкости (гидромеханики), изучающий равновесие жидкости и равновесие твердых тел, полностью или частично погруженных в жидкость.

Гидродинамика * — раздел механики жидкости (гидромеханики), изучающий движение жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами при их относительном движении.

Жидкость * — тело, обладающее свойством текучести, т. е. способное сколь угодно сильно изменять свою форму под действием сколь угодно малых сил, но в отличие от газа весьма мало изменяющее свою плотность при изменении давления

Идеальная жидкость (нерекомендуемый термин) — «невязкая жидкость».

Вязкость — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу) частиц жидкости.

Вязкая жидкость — жидкость, обладающая вязкостью; термин, противоположный термину «невязкая жидкость».

Капельная жидкость — термин, применяемый с целью подчеркнуть отличие жидкости от газа в тех случаях, когда газ рассматривают как «сжимаемую жидкость»

Несжимаемая жидкость * — жидкость, условно принимаемая не обладающей сжимаемостью (в тех исследованиях и расчетах, где сжимаемостью жидкости практически можно пренебречь).

Плотность — отношение массы тела к его объему.

Объемный вес — отношение веса тела к его объему, или вес единицы объема тела.

Примечание Этот широко распространенный термин не относится к числу «нерекомендуемых» и принят в настоящей книге. По «Терминологии механики жидкости» (АН СССР, вып. 12, 1952) вместо термина «объемный вес» принят термин «удельный вес».

Удельный вес — см. объемный вес.

Относительный вес (нерекомендуемый термин: «удельный вес», — отношение веса тела к весу дистиллированной воды, взятой в том же объеме при 4° С

Однородная жидкость * — жидкость, плотность которой во всех точках одна и та же

Динамический коэффициент вязкости *, или *коэффициент вязкости*, — характеристика вязкости жидкости, выражаемая отношением касательного напряжения в точке поверхности соприкосновения слоев жидкости к градиенту скорости в данной точке по нормали к поверхности соприкосновения при движении жидкости параллельными слоями.

Кинематический коэффициент вязкости * — отношение динамического коэффициента вязкости к плотности жидкости.

Избыточное давление (избыток давления, разность между давлением в жидкости и атмосферным давлением, если первое больше второго

Вакуумметрическое давление (дефицит давления) — разность между атмосферным давлением и давлением жидкости, если первое больше второго

Неустановившееся движение * — движение жидкости, при котором какая-нибудь из его характеристик в точках рассматриваемого пространства (скорость, давление и др.) изменяется с течением времени

Равномерное движение — установившееся движение жидкости, при котором скорости в сходственных точках любых поперечных сечений одинаковы.

Неравномерное движение — движение жидкости, при котором скорости в сходственных точках поперечных сечений изменяются по длине потока.

Плоское движение * (или плоско-параллельное) — движение жидкости параллельно некоторой неподвижной плоскости, при котором его характеристики (скорость, давление и др.) не зависят от расстояния частиц жидкости от этой плоскости.

Осесимметричное движение * — движение жидкости, при котором поле скоростей, давлений и других его характеристик одинаково для любых плоскостей, проходящих через ось симметрии.

Высота давления (пьезометрическая высота) — высота столба жидкости, вес которой при давлении, равном нулю на его свободной поверхности, уравновешивает давление в данной точке, т. е. высота столба жидкости, равная $\frac{p}{\gamma}$.

Приведенная высота — высота столба жидкости, который соответствует полному давлению в данной точке жидкости.

Скоростная высота * — высота, при свободном падении с которой частица жидкости приобретает данную скорость, т. е высота, равная $\frac{v^2}{2g}$. Произведение $\frac{\rho v^2}{2}$ называют динамическим давлением.

Скоростной напор — кинетическая энергия 1 кг жидкости $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$.

Напор — сумма трех высот: высоты положения, высоты давления и скоростной высоты.

Свободная поверхность * — поверхность раздела между жидкостью и газообразной средой с постоянным давлением

Установившееся движение * — движение жидкости, при котором его характеристики в любой точке рассматриваемого пространства (скорость, давление и др.) остаются неизменными с течением времени.

Одномерное движение — движение жидкости вдоль некоторой оси, при котором его характеристики (скорость, давление и др.) принимаются не зависящими от расстояния частиц от этой оси.

Напорное движение * — движение жидкости в потоке без свободной поверхности.

---

[1] Термины, отмеченные «звездочкой» (*), приведены здесь в редакции, принятой Комитетом технической терминологии Академии наук СССР. См. Терминология механики жидкости. Вып. 12, 1952.

Безнапорное движение * — движение жидкости в потоке со свободной поверхностью.

Плавно изменяющееся движение * — неравномерное движение жидкости, при котором кривизна линий тока и угол расхождения между ними весьма малы.

Вихревое движение * — движение жидкости с вращением ее частиц вокруг своих центров.

Невихревое движение * (потенциальное движение) — движение жидкости без вращения ее частиц вокруг своих центров.

Расход * — объем жидкости, протекающий в единицу времени сквозь поперечное сечение потока.

Глубина потока (нерекомендуемый термин: «наполнение потока») — расстояние по вертикали от наинизшей точки живого сечения до свободной поверхности.

Нормальная глубина * — глубина потока при равномерном движении.

Критическая глубина — глубина потока, при которой удельная энергия сечения для заданного расхода достигает минимального значения.

Средняя скорость потока — скорость, с которой должны были бы двигаться все частицы жидкости через живое сечение потока так, чтобы расход был равен расходу, проходящему через это сечение при действительном распределении скоростей.

Местная скорость — скорость в данной точке.

Осредненная скорость — средняя из местных скоростей в данной точке за достаточно большой промежуток времени

Пульсация скорости — колебательное изменение местной скорости во времени.

Пульсация давления — колебательное изменение давления во времени.

Поперечное сечение потока, живое сечение потока — поверхность, нормальная в каждой точке к направлению осредненной скорости в этой точке.

Коэффициент кинетической энергии потока, корректив скоростного напора (коэффициент Кориолиса) — отношение действительной величины кинетической энергии потока к величине кинетической энергии, вычисленной в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока.

Примечание В настоящей книге этот коэффициент (обозначаемый обычно буквой α) именуется «коррективом скоростного напора» (см. гл 3, уравнение Д Бернулли).

Коэффициент количества движения потока (коэффициент Буссинеска) — отношение действительной величины количества движения потока к величине количества движения, вычисленного в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока.

Ламинарный режим потока, ламинарное движение (нерекомендуемые термины. «параллельное движение», «струйчатое движение») — движение жидкости без пульсации скорости и, следовательно, без молярного перемешивания жидкости.

Турбулентный режим потока, турбулентное движение — движение жидкости с пульсацией скорости вследствие молярного перемешивания жидкости.

Критическая скорость Рейнольдса — величина средней скорости потока, соответствующая критическому числу Рейнольдса при данных условиях

Спокойное состояние потока * (нерекомендуемый термин: «река») — состояние потока, при котором глубина потока больше критической.

Бурное состояние потока * (нерекомендуемый термин: стремнина) — состояние потока, при котором глубина потока меньше критической.

Критическое состояние потока — состояние потока, при котором глубина равна критической.

Удельная энергия — механическая энергия жидкости, приходящаяся на единицу веса, определяемая относительно произвольно выбранной горизонтальной плоскости (численно равна напору). Иногда называется «удельной энергией потока».

Примечание Удельная энергия в данном живом сечении потока со свободной поверхностью, отнесенная к горизонтальной плоскости, проходящей через наинизшую точку этого сечения (без учета удельной энергии, соответствующей давлению на свободной поверхности), называется «удельной энергией сечения»

Гидравлический уклон * (нерекомендуемый термин: «гидравлический градиент») — уменьшение удельной энергии потока, отнесенное к единице его длины.

Пьезометрический уклон * — уменьшение потенциальной энергии потока, отнесенное к единице его длины.

Критический уклон — гидравлический уклон, при котором нормальная глубина равна критической глубине.

Гидравлический удар * — изменение давления жидкости при напорном движении, вызываемое резким изменением скорости за весьма малый промежуток времени.

Потери напора по длине—потери удельной энергии, вызываемые сопротивлением по длине потока и пропорциональные ей.

Местные потери напора — потери удельной энергии потока на преодоление местных сопротивлений.

Коэффициент сопротивления по длине * (нерекомендуемый термин: «коэффициент Дарси») — безразмерная величина λ, учитывающая влияние режима движения и шероховатости стенок русла на величину потерь энергии по длине потока (иногда коэффициентом сопротивления по длине называют произведение $\zeta_{дл}=\lambda\frac{l}{d}$).

Скоростной множитель, коэффициент Шези — наименование коэффициента C (размерного) в формуле средней скорости потока при равномерном движении, т. е. в формуле Шези $v=C\sqrt{Ri}$.

Скоростная характеристика * — средняя скорость потока в заданном русле при гидравлическом уклоне, равном единице.

Расходная характеристика * (нерекомендуемые термины: «пропускная характеристика», «модуль расхода») — расход в заданном русле при гидравлическом уклоне, равном единице.

Кривая подпора — кривая свободной поверхности потока, в котором глубина возрастает в направлении движения.

Кривая спада — кривая свободной поверхности потока, в котором глубина убывает в направлении движения.

Гидравлический прыжок * — форма скачкообразного перехода потока из бурного состояния в спокойное

Сопряженные глубины — глубины потока перед прыжком и за ним.

Фильтрация — движение жидкости через пористую среду.

Скорость фильтрации * — отношение расхода потока через элементарную площадь, выделенную в фильтрующей части поперечного сечения пористой среды, к этой площади.

Коэффициент фильтрации * — скорость фильтрации при гидравлическом уклоне, равном единице.

Действительная скорость фильтрации * — отношение расхода потока через элементарную площадку, выделенную в фильтрующей части поперечного сечения пористой среды, к площади пор на рассматриваемой элементарной площадке.

НЕКОТОРЫЕ МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

$=$ равно.
$\approx$ приближенно равно.
$a \div b$ от a до b.
$>$ больше.
$\gg$ значительно больше.
$<$ меньше.
$\ll$ значительно меньше.
lg логарифм десятичный.
ln логарифм натуральный.
∞ бесконечность
lim предел („лимит").
$\rightarrow$ стремится к ...
Σ сумма.
Δ разность, приращение.
const постоянная величина (константа).
idem одинаковая с ...
$\sim$ знак подобия.
$|A|_t = \text{const}$ величина A, постоянная относительно величины t (не зависит от t).
$f(\ ), \varphi(\ ), F(\ )$ обозначение функций.

ГРЕЧЕСКИЙ АЛФАВИТ

Αα альфа	Ββ бэта	Γγ гамма	Δδ дэльта
Εε эпсилон	Ζζ дзэта	Ηη эта	Θϑδ тэта
Ιι нота	Κκ каппа	Λλ лямбда	Μμ ми
Νν ни	Ξξ кси	Οο омикрон	Ππ пи
Ρρ ро	Σσ сигма	Ττ тау	Υυ ипсилон
Φφ фи	Χχ хи	Ψψ пси	Ωω омега

ЛАТИНСКИЙ АЛФАВИТ

Aa а	*Bb* бэ	*Cc* цэ	*Dd* де	*Ee* е	*Ff* эф
Gg же	*Hh* аш	*Ii* и	*Jj* жи	*Kk* ка	*Ll* эль
Mm эм	*Nn* эн	*Oo* о	*Pp* пэ	*Qq* ку	*Rr* эр
Ss эс	*Tt* тэ	*Uu* у	*Vv* вэ	*Ww* дубль-вэ	*Xx* икс
Yy игрек	*Zz* зэт				

ГЛАВА ПЕРВАЯ

ТАБЛИЦЫ. РАЗЛИЧНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ

А. ТАБЛИЦЫ

1-1. КВАДРАТНЫЕ И КУБИЧЕСКИЕ КОРНИ НЕКОТОРЫХ ДРОБЕЙ

n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$
0,01	0,100	0,215	0,07	0,265	0,412	0,3	0,548	0,669	0,75	0,867	0,909
0,02	0,141	0,271	0,08	0,283	0,431	0,4	0,632	0,737	0,8	0,894	0,928
0,03	0,173	0,311	0,09	0,300	0,448	0,5	0,707	0,794	0,9	0,949	0,965
0,04	0,200	0,342	0,1	0,316	0,464	0,6	0,775	0,843	$1/3$	0,577	0,693
0,05	0,224	0,368	0,2	0,447	0,585	0,7	0,837	0,888	$2/3$	0,817	0,874
0,06	0,245	0,391	0,25	0,500	0,630						

1-2. СТЕПЕНИ, КОРНИ, ОБРАТНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ, ОКРУЖНОСТИ И ПЛОЩАДИ КРУГОВ

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$1\,000\,\frac{1}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
1	1	1	1,0000	1,0000	1000,000	3,142	0,7854
2	4	8	1,4142	1,2599	500,000	6,283	3,1416
3	9	27	1,7321	1,4422	333,333	9,425	7,0686
4	16	64	2,0000	1,5874	250,000	12,566	12,5664
5	25	125	2,2361	1,7100	200,000	15,708	19,6350
6	36	216	2,4495	1,8171	166,667	18,850	28,2743
7	49	343	2,6458	1,9129	142,857	21,991	38,4845
8	64	512	2,8284	2,0000	125,000	25,133	50,2655
9	81	729	3,0000	2,0801	111,111	28,274	63,6173
10	100	1 000	3,1623	2,1544	100,000	31,416	78,5398
11	121	1 331	3,3166	2,2240	90,9091	34,558	95,0332
12	144	1 728	3,4641	2,2894	83,3333	37,699	113,097
13	169	2 197	3,6056	2,3513	76,9231	40,841	132,732
14	196	2 744	3,7417	2,4101	71,4286	43,982	153,938
15	225	3 375	3,8730	2,4662	66,6667	47,124	176,715
16	256	4 096	4,0000	2,5198	62,5000	50,265	201,062
17	289	4 913	4,1231	2,5713	58,8235	53,407	226,980
18	324	5 832	4,2426	2,6207	55,5556	56,549	254,469
19	361	6 859	4,3589	2,6684	52,6316	59,690	283,529

Продолжение табл. 1-2

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$1\,000\,\frac{1}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
20	400	8 000	4,4721	2,7144	50,0000	62,832	314,159
21	441	9 261	4,5826	2,7589	47,6190	65,973	346,361
22	484	10 648	4,6904	2,8020	45,4545	69,115	380,133
23	529	12 167	4,7958	2,8439	43,4783	72,257	415,476
24	576	13 824	4,8990	2,8845	41,6667	75,398	452,389
25	625	15 625	5,0000	2,9240	40,0000	78,540	490,874
26	676	17 576	5,0990	2,9625	38,4615	81,681	530,929
27	729	19 683	5,1962	3,0000	37,0370	84,823	572,555
28	784	21 952	5,2915	3,0366	35,7143	87,965	615,752
29	841	24 389	5,3852	3,0723	34,4828	91,106	660,520
30	900	27 000	5,4772	3,1072	33,3333	94,248	706,858
31	961	29 791	5,5678	3,1414	32,2581	97,389	754,768
32	1 024	32 768	5,6569	3,1748	31,2500	100,531	804,248
33	1 089	35 937	5,7446	3,2075	30,3030	103,673	855,299
34	1 156	39 304	5,8310	3,2306	29,4118	106,814	907,920
35	1 225	42 875	5,9161	3,2711	28,5714	109,956	962,113
36	1 296	46 656	6,0000	3,3019	27,7778	113,097	1017,88
37	1 369	50 653	6,0828	3,3322	27,0270	116,239	1075,21
38	1 444	54 872	6,1644	3,3620	26,3158	119,381	1134,11
39	1 521	59 319	6,2450	3,3912	25,6410	122,522	1194,59
40	1 600	64 000	6,3246	3,4200	25,0000	125,66	1256,64
41	1 681	68 921	6,4031	3,4482	24,3902	128,81	1320,25
42	1 764	74 088	6,4807	3,4760	23,8095	131,95	1385,44
43	1 849	79 507	6,5574	3,5034	23,2558	135,09	1452,20
44	1 936	85 184	6,6332	3,5303	22,7273	138,23	1520,53
45	2 025	91 125	6,7082	3,5569	22,2222	141,37	1590,43
46	2 116	97 336	6,7823	3,5830	21,7391	144,51	1661,90
47	2 209	103 823	6,8557	3,6088	21,2766	147,65	1734,94
48	2 304	110 592	6,9282	3,6342	20,8333	150,80	1809,56
49	2 401	117 649	7,0000	3,6593	20,4082	153,94	1885,74
50	2 500	125 000	7,0711	3,6840	20,0000	157,08	1963,50
51	2 601	132 651	7,1414	3,7084	19,6078	160,22	2042,82
52	2 704	140 608	7,2111	3,7325	19,2308	163,36	2123,72
53	2 809	148 877	7,2801	3,7563	18,8679	166,50	2206,18
54	2 916	157 464	7,3485	3,7798	18,5185	169,65	2290,22
55	3 025	166 375	7,4162	3,8030	18,1818	172,79	2375,83
56	3 136	175 616	7,4833	3,8259	17,8571	175,93	2463,01
57	3 249	185 193	7,5498	3,8485	17,5439	179,07	2551,76
58	3 364	195 112	7,6158	3,8709	17,2414	182,21	2642,08
59	3 481	205 379	7,6811	3,8930	16,9492	185,35	2733,97
60	3 600	216 000	7,7460	3,9149	16,6667	188,50	2827,43

Продолжение табл 1-2

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$1000\frac{1}{n}$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
60	3 600	216 000	7,7460	3,9149	16,6667	188,50	2827,43
61	3 721	226 981	7,8102	3,9365	16,3934	191,64	2922,47
62	3 844	238 328	7,8740	3,9579	16,1290	194,78	3019,07
63	3 969	250 047	7,9373	3,9791	15,8730	197,92	3117,25
64	4 096	262 144	8,0000	4,0000	15,6250	201,06	3216,99
65	4 225	274 625	8,0623	4,0207	15,3846	204,20	3318,31
66	4 356	287 496	8,1240	4,0412	15,1515	207,35	3421,19
67	4 489	300 763	8,1854	4,0615	14,9254	210,49	3525,65
68	4 624	314 432	8,2462	4,0817	14,7059	213,63	3631,68
69	4 761	328 509	8,3066	4,1016	14,4928	216,77	3739,28
70	4 900	343 000	8,3666	4,1213	14,2857	219,91	3848,45
71	5 041	357 911	8,4261	4,1408	14,0845	223,05	3959,19
72	5 184	373 248	8,4853	4,1602	13,8889	226,19	4071,50
73	5 329	389 017	8,5440	4,1793	13,6986	229,34	4185,39
74	5 476	405 224	8,6023	4,1983	13,5135	232,48	4300,84
75	5 625	421 875	8,6603	4,2172	13,3333	235,62	4417,86
76	5 776	438 976	8,7178	4,2358	13,1579	238,76	4536,46
77	5 929	456 533	8,7750	4,2543	12,9870	241,90	4556,63
78	6 084	474 552	8,8318	4,2727	12,8205	245,04	4778,36
79	6 241	493 039	8,8882	4,2908	12,6582	248,19	4901,67
80	6 400	512 000	8,9443	4,3089	12,5000	251,33	5026,55
81	6 561	531 441	9,0000	4,3267	12,3457	254,47	5153,00
82	6 724	551 368	9,0554	4,3445	12,1951	257,61	5281,02
83	6 889	571 787	9,1104	4,3621	12,0482	260,75	5410,61
84	7 056	592 704	9,1652	4,3795	11,9048	263,89	5541,77
85	7 225	614 125	9,2195	4,3968	11,7647	267,04	5674,50
86	7 396	636 056	9,2736	4,4140	11,6279	270,18	5808,80
87	7 569	658 503	9,3274	4,4310	11,4943	273,32	5944,68
88	7 744	681 472	9,3808	4,4480	11,3636	276,46	6082,12
89	7 921	704 969	9,4340	4,4647	11,2360	279,60	6221,14
90	8 100	729 000	9,4868	4,4814	11,1111	282,74	6361,73
91	8 281	753 571	9,5394	4,4979	10,9890	285,88	6503,88
92	8 464	778 688	9,5917	4,5144	10,8696	289,03	6647,61
93	8 649	804 357	9,6437	4,5307	10,7527	292,17	6792,91
94	8 836	830 584	9,6954	4,5468	10,6383	295,31	6939,78
95	9 025	857 375	9,7468	4,5629	10,5263	298,45	7088,22
96	9 216	884 736	9,7980	4,5789	10,4167	301,59	7238,23
97	9 409	912 673	9,8489	4,5947	10,3093	304,73	7389,81
98	9 604	941 192	9,8995	4,6104	10,2041	307,88	7542,96
99	9 801	970 299	9,9499	4,6261	10,1010	311,02	7697,69
100	10 000	1 000 000	10,0000	4,6416	10,0000	314,16	7853,98

Примечание Если числа n умножить на 10, то для определения n^2 и n^3 надо табличные значения умножить соответственно на 100 и на 1 000, для определения $\sqrt{n}$ и $\sqrt[3]{n}$ — умножить соответственно на 3,1623 и на 2,1544, для определения $1000\frac{1}{n}$, πn и $\frac{\pi n^2}{4}$ — умножить соответственно на 0, 10, 10 и 100.

1-3. СИНУСЫ И КОСИНУСЫ

град	Sinus 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01454	89
1	0,01745	0,02036	0,02327	0,02618	0,02908	0,03199	88
2	0,03490	0,03781	0,04071	0,04362	0,04653	0,04943	87
3	0,05234	0,05524	0,05814	0,06105	0,06395	0,06685	86
4	0,06976	0,07266	0,07556	0,07846	0,08136	0,08426	85
5	0,08716	0,09005	0,09295	0,09585	0,09874	0,10164	84
6	0,10453	0,10742	0,11031	0,11320	0,11609	0,11898	83
7	0,12187	0,12476	0,12764	0,13053	0,13341	0,13629	82
8	0,13917	0,14205	0,14493	0,14781	0,15069	0,15356	81
9	0,15643	0,15931	0,16218	0,16505	0,16792	0,17078	**80**
10	0,17365	0,17651	0,17937	0,18224	0,18509	0,18795	79
11	0,19081	0,19366	0,19652	0,19937	0,20222	0,20507	78
12	0,20791	0,21076	0,21360	0,21644	0,21928	0,22212	77
13	0,22495	0,22778	0,23062	0,23345	0,23627	0,23910	76
14	0,24192	0,24474	0,24756	0,25038	0,25320	0,25601	75
15	0,25882	0,26163	0,26443	0,26724	0,27004	0,27284	74
16	0,27564	0,27843	0,28123	0,28402	0,28680	0,28959	73
17	0,29237	0,29515	0,29793	0,30071	0,30348	0,30625	72
18	0,30002	0,31178	0,31454	0,31730	0,32006	0,32282	71
19	0,32557	0,32832	0,33106	0,33301	0,33655	0,33929	**70**
20	0,34202	0,34475	0,34748	0,35021	0,35293	0,35565	69
21	0,35837	0,36108	0,36379	0,36650	0,36921	0,37191	68
22	0,37461	0,37730	0,37999	0,38268	0,38537	0,38805	67
23	0,39073	0,39341	0,39608	0,39875	0,40142	0,40408	66
24	0,40674	0,40939	0,41204	0,41469	0,41734	0,41998	65
25	0,42262	0,42525	0,42788	0,43051	0,43313	0,43575	64
26	0,43837	0,44098	0,44359	0,44620	0,44880	0,45140	63
27	0,45399	0,45658	0,45917	0,46175	0,46433	0,46690	62
28	0,46947	0,47204	0,47460	0,47716	0,47971	0,48226	61
29	0,48481	0,48735	0,48989	0,49242	0,49495	0,49748	**60**
30	0,50000	0,50252	0,50503	0,50754	0,51004	0,51254	59
31	0,51504	0,51753	0,52002	0,52250	0,52498	0,52745	58
32	0,52992	0,53238	0,53484	0,53730	0,53975	0,54220	57
33	0,54464	0,54708	0,54951	0,55194	0,55436	0,55678	56
34	0,55919	0,56160	0,56401	0,56641	0,56880	0,57119	55
35	0,57358	0,57596	0,57833	0,58070	0,58307	0,58543	54
36	0,58779	0,59014	0,59248	0,59482	0,59716	0,59949	53
37	0,60182	0,60414	0,60645	0,60876	0,61107	0,61337	52
38	0,61566	0,61795	0,62024	0,62251	0,62479	0,62706	51
39	0,62932	0,63158	0,63383	0,63608	0,63832	0,64056	**50**
40	0,64279	0,64501	0,64723	0,64945	0,65166	0,65386	49
41	0,65606	0,65825	0,66044	0,66262	0,66480	0,66697	48
42	0,66913	0,67129	0,67344	0,67559	0,67773	0,67987	47
43	0,68200	0,68412	0,68624	0,68835	0,69046	0,69256	46
44	0,69466	0,69675	0,69883	0,70091	0,70298	0,70505	**45**
45	0,70711						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	*град*
	Cosinus						

Продолжение табл. 1-3

град	Cosinus 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	1,00000	1,00000	0,99998	0,99996	0,99993	0,99989	89
1	0,99985	0,99979	0,99973	0,99966	0,99958	0,99949	88
2	0,99939	0,99929	0,99917	0,99905	0,99892	0,99878	87
3	0,99863	0,98847	0,99831	0,99813	0,99795	0,99776	86
4	0,99756	0,99736	0,99714	0,99692	0,99668	0,99644	**85**
5	0,99619	0,99594	0,99567	0,99540	0,99511	0,99482	84
6	0,99452	0,99421	0,99390	0,99357	0,99324	0,99290	83
7	0,99255	0,99219	0,99182	0,99144	0,99106	0,99067	82
8	0,99027	0,98986	0,98944	0,98902	0,98858	0,98814	81
9	0,98769	0,98723	0,98676	0,98629	0,98580	0,98531	**80**
10	0,98481	0,98430	0,98378	0,98325	0,98272	0,98218	79
11	0,98163	0,98107	0,98050	0,97992	0,97934	0,97875	78
12	0,97815	0,97754	0,97692	0,97630	0,97566	0,97502	77
13	0,97437	0,97371	0,97304	0,97237	0,97169	0,97100	76
14	0,97030	0,96959	0,96887	0,96815	0,96742	0,96667	**75**
15	0,96593	0,96517	0,96440	0,96363	0,96285	0,96206	74
16	0,96126	0,96046	0,95964	0,95882	0,95799	0,95715	73
17	0,95630	0,95545	0,95459	0,95372	0,95284	0,95195	72
18	0,95106	0,95015	0,94924	0,94832	0,94740	0,94646	71
19	0,94552	0,94457	0,94361	0,94264	0,94167	0,94068	**70**
20	0,93969	0,93869	0,93769	0,93667	0,93565	0,93462	69
21	0,93358	0,93253	0,93148	0,93042	0,92935	0,92827	68
22	0,92718	0,92609	0,92499	0,92388	0,92276	0,92164	67
23	0,92050	0,91936	0,91822	0,91706	0,91590	0,91472	66
24	0,91355	0,91236	0,91116	0,90996	0,90875	0,90753	**65**
25	0,90631	0,90507	0,90883	0,90259	0,90133	0,90007	64
26	0,89879	0,89752	0,89623	0,89493	0,89363	0,89232	63
27	0,89101	0,88968	0,88835	0,88701	0,88566	0,88431	62
28	0,88295	0,88158	0,88020	0,87882	0,87743	0,87603	61
29	0,87462	0,87321	0,87178	0,87036	0,86892	0,86748	**60**
30	0,86603	0,86457	0,86310	0,86163	0,86015	0,85866	59
31	0,85717	0,85567	0,85416	0,85264	0,85112	0,84959	58
32	0,84805	0,84650	0,84495	0,84339	0,84182	0,84025	57
33	0,83867	0,83708	0,83549	0,83389	0,83228	0,83066	56
34	0,82904	0,82741	0,82577	0,82413	0,82248	0,82082	**55**
35	0,81915	0,81748	0,81580	0,81412	0,81242	0,81072	54
36	0,80902	0,80730	0,80558	0,80386	0,80212	0,80038	53
37	0,79864	0,79688	0,79512	0,79335	0,79158	0,78980	52
38	0,78801	0,78622	0,78442	0,78261	0,78079	0,77897	51
39	0,77715	0,77531	0,77347	0,77162	0,76977	0,76791	**50**
40	0,76604	0,76417	0,76229	0,76041	0,75851	0,75661	49
41	0,75471	0,75280	0,75088	0,74896	0,74703	0,74509	48
42	0,74314	0,74120	0,73924	0,73728	0,73531	0,73333	47
43	0,73135	0,72937	0,72737	0,72537	0,72337	0,72136	46
44	0,71934	0,71732	0,71529	0,71325	0,71121	0,70916	**45**
45	0,70711						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	*град*
	Sinus						

1-4. ТАНГЕНСЫ И КОТАНГЕНСЫ

град	Tangens 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01455	89
1	0,01746	0,02036	0,02328	0,02619	0,02910	0,03201	88
2	0,03492	0,03783	0,04075	0,04366	0,04658	0,04949	87
3	0,05241	0,05533	0,05824	0,06116	0,06408	0,06700	86
4	0,06993	0,07285	0,07578	0,07870	0,08163	0,08456	**85**
5	0,08749	0,09042	0,09335	0,09629	0,09923	0,10216	84
6	0,10510	0,10805	0,11099	0,11394	0,11688	0,11983	83
7	0,12278	0,12574	0,12869	0,13165	0,13461	0,13758	82
8	0,14054	0,14351	0,14648	0,14945	0,15243	0,15540	81
9	0,15838	0,16137	0,16435	0,16734	0,17033	0,17333	**80**
10	0,17633	0,17933	0,18233	0,18534	0,18835	0,19136	79
11	0,19438	0,19740	0,20042	0,20345	0,20648	0,20952	78
12	0,21256	0,21560	0,21864	0,22169	0,22475	0,22781	77
13	0,23087	0,23393	0,23700	0,24008	0,24316	0,24624	76
14	0,24933	0,25242	0,25552	0,25862	0,26172	0,26483	**75**
15	0,26795	0,27107	0,27419	0,27732	0,28046	0,28360	74
16	0,28675	0,28990	0,29305	0,29621	0,29938	0,30255	73
17	0,30573	0,30891	0,31210	0,31530	0,31850	0,32171	72
18	0,32492	0,32814	0,33136	0,33460	0,33783	0,34108	71
19	0,34433	0,34758	0,35085	0,35412	0,35740	0,36068	**70**
20	0,36397	0,36727	0,37057	0,37388	0,37720	0,38053	69
21	0,38386	0,38721	0,39055	0,39391	0,39727	0,40065	68
22	0,40403	0,40741	0,41081	0,41421	0,41763	0,42105	67
23	0,42447	0,42791	0,43136	0,43481	0,43828	0,44175	66
24	0,44523	0,44872	0,45222	0,45573	0,45924	0,46277	**65**
25	0,46631	0,46985	0,47341	0,47698	0,48055	0,48414	64
26	0,48773	0,49134	0,49495	0,49858	0,50222	0,50587	63
27	0,50953	0,51320	0,51688	0,52057	0,52427	0,52798	62
28	0,53171	0,53545	0,53920	0,54296	0,54673	0,55051	61
29	0,55431	0,55812	0,56194	0,56577	0,56962	0,57348	**60**
30	0,57735	0,58124	0,58513	0,58905	0,59297	0,59691	59
31	0,60086	0,60483	0,60881	0,61280	0,61681	0,62083	58
32	0,62487	0,62892	0,63299	0,63707	0,64117	0,64528	57
33	0,64941	0,65355	0,65771	0,66189	0,66608	0,67028	56
34	0,67451	0,67875	0,68301	0,68728	0,69157	0,69588	**55**
35	0,70021	0,70455	0,70891	0,71329	0,71769	0,72211	54
36	0,72654	0,73100	0,73547	0,73996	0,74447	0,74900	53
37	0,75355	0,75812	0,76272	0,76733	0,77196	0,77661	52
38	0,78129	0,78598	0,79070	0,79544	0,80020	0,80498	51
39	0,80978	0,81461	0,81946	0,82434	0,82923	0,83415	**50**
40	0,83910	0,84407	0,84906	0,85408	0,85912	0,86419	49
41	0,86929	0,87441	0,87955	0,88473	0,88992	0,89515	48
42	0,90040	0,90569	0,91099	0,91633	0,92170	0,92709	47
43	0,93252	0,93797	0,94345	0,94896	0,95451	0,96008	46
44	0,96569	0,97133	0,97700	0,98270	0,99843	0,99420	**45**
45	1,00000						44

	60′	50′	40′	30′	20′	10′	
	Cotangens						град

Продолжение табл. 1-4

град	Cotangens 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	∞	343,77371	171,88540	114,58865	85,93979	68,75009	89
1	57,28996	49,10388	42,96408	38,18846	34,36777	31,24158	88
2	28,63625	26,43160	24,54176	22,90377	21,47040	20,20555	87
3	19,08114	18,07498	17,16934	16,34986	15,60478	14,92442	86
4	14,30067	13,72674	13,19688	12,70621	12,25051	11,82617	**85**
5	11,43005	11,05942	10,71191	10,38540	10,07803	9,78817	84
6	9,51436	9,25530	9,00983	8,77689	8,55555	8,34496	83
7	8,14435	7,95302	7,77035	7,59575	7,42871	7,26873	82
8	7,11537	6,96823	6,82694	6,69116	6,56055	6,43484	81
9	6,31375	6,19703	6,08444	5,97576	5,87080	5,76937	**80**
10	5,67128	5,57638	5,48451	5,39552	5,30928	5,22566	79
11	5,14455	5,06584	4,98940	4,91516	4,84300	4,77286	78
12	4,70463	4,63825	4,57363	4,51071	4,44942	4,38969	77
13	4,33148	4,27471	4,21933	4,16530	4,11256	4,06107	**76**
14	4,01078	3,96165	3,91364	3,86671	3,82083	3,77595	**75**
15	3,73205	3,68909	3,64705	3,60588	3,56557	3,52609	74
16	3,48741	3,44951	3,41236	3,37594	3,34023	3,30521	73
17	3,27085	3,23714	3,20406	3,17159	3,13972	3,10842	72
18	3,07768	3,04749	3,01783	2,98869	2,96004	2,93189	71
19	2,90421	2,87700	2,85023	2,82391	2,79802	2,77254	**70**
20	2,74748	2,72281	2,69853	3,67462	2,65109	2,62791	69
21	2,60509	2,58261	2,56046	2,53865	2,51715	2,49597	68
22	2,47509	2,45451	2,43422	2,41421	2,39449	2,37504	67
23	2,35585	2,33693	2,31826	2,29984	2,28167	2,26374	66
24	2,24604	2,22857	2,21132	2,19430	2,17749	2,16090	**65**
25	2,14451	2,12832	2,11233	2,09654	2,08094	2,06553	64
26	2,05030	2,03526	2,02039	2,00569	1,99116	1,97680	63
27	1,96261	1,94858	1,93470	1,92098	1,90741	1,89400	62
28	1,88073	1,86760	1,85462	1,84177	1,82906	1,81649	61
29	1,80405	1,79174	1,77955	1,76749	1,75556	1,74375	**60**
30	1,73205	1,72047	1,70901	1,69766	1,68643	1,67530	59
31	1,66428	1,65337	1,64256	1,63185	1,62125	1,61074	58
32	1,60033	1,59002	1,57981	1,56969	1,55966	1,54972	57
33	1,53987	1,53010	1,52043	1,51084	1,50133	1,49190	56
34	1,48256	1,47330	1,46411	1,45501	1,44598	1,43703	**55**
35	1,42815	1,41934	1,41061	1,40195	1,39336	1,38484	54
36	1,37638	1,36800	1,35968	1,35142	1,34323	1,33511	**53**
37	1,32704	1,31904	1,31110	1,30323	1,29541	1,28764	52
38	1,27994	1,27230	1,26471	1,25717	1,24969	1,24227	51
39	1,23490	1,22758	1,22031	1,21310	1,20593	1,19882	**50**
40	1,19175	1,18474	1,17777	1,17085	1,16398	1,15715	49
41	1,15037	1,14363	1,13694	1,13029	1,12369	1,11713	48
42	1,11061	1,10414	1,09770	1,09131	1,08496	1,07864	47
43	1,07237	1,06613	1,05994	1,05378	1,04766	1,04158	46
44	1,03553	1,02952	1,02355	1,01761	1,01170	1,00583	**45**
45	1,00000						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	*град*
	Tangens						

1-5. МАНТИССЫ ДЕСЯТИЧНЫХ ЛОГАРИФМОВ (lg)

Основание 10

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	$-\infty$	00000	30103	47712	60206	69897	77815	84510	90309	95424
10	00000	00432	00860	01284	01703	02119	02531	02938	03342	03743
11	04139	04532	04922	05308	05690	06070	06446	06819	07188	07555
12	07918	08279	08636	08991	09342	09691	10037	10380	10721	11059
13	11394	11727	12057	12385	12710	13033	13354	13672	13988	14301
14	14613	14922	15229	15534	15836	16137	16435	16732	17026	17319
15	17609	17898	18184	18469	18752	19033	19312	19590	19866	20140
16	20412	20683	20952	21219	21484	21748	22011	22272	22531	22789
17	23045	23300	23553	23805	24055	24304	24551	24797	25042	25285
18	25527	25768	26007	26245	26482	26717	26951	27184	27416	27646
19	27875	28103	28330	28556	28780	29008	29226	29447	29667	29885
20	30103	30320	30535	30750	30963	31175	31387	31597	31806	32015
21	32222	32428	32634	32838	33041	33244	33445	33646	33846	34044
22	34242	34439	34635	34830	35025	35218	35411	35603	35793	35984
23	36173	36361	36549	36736	36922	37107	37291	37475	37658	37840
24	38021	38202	38382	38561	38739	38917	39094	39270	39445	39620
25	39794	39967	40140	40312	40483	40654	40824	40993	41162	41330
26	41497	41664	41830	41996	42160	42325	42488	42651	42813	42975
27	43136	43297	43457	43616	43775	43933	44091	44248	44404	44560
28	44716	44871	45025	45179	45332	45484	45637	45788	45939	46090
29	46240	46389	46538	46687	46835	46982	47129	47276	47422	47567
30	47712	47857	48001	48144	48287	48430	48572	48714	48855	48996
31	49136	49276	49415	49554	49693	49831	49969	50106	50243	50379
32	50515	50651	50786	50920	51055	51188	51322	51455	51587	51720
33	51851	51983	52114	52244	52375	52504	52634	52763	52892	53020
34	53148	53275	53403	53529	53656	53782	53908	54033	54158	54283
35	54407	54531	54654	54777	54900	55023	55145	55267	55388	55509
36	55630	55751	55871	55991	56110	56229	56348	56467	56585	56703
37	56820	56937	57054	57171	57287	57403	57519	57634	57749	57864
38	57978	58092	58206	58320	58433	58546	58659	58771	58883	58995
39	59106	59218	59329	59439	59550	59660	59770	59879	59988	60097
40	60206	60314	60423	60531	60638	60746	60853	60959	61066	61172
41	61278	61384	61490	61595	61700	61805	61909	62014	62118	62221
42	62325	62428	62531	62634	62737	62839	62941	63043	63144	63246
43	63347	63448	63548	63649	63749	63849	63949	64048	64147	64246
44	64345	64444	64542	64640	64738	64836	64933	65031	65128	65225
45	65321	65418	65514	65610	65706	65801	65896	65992	66087	66181
46	66276	66370	66464	66558	66652	66745	66839	66932	67025	67117
47	67210	67302	67394	67486	67578	67669	67761	67852	67943	68084
48	68124	68215	68305	68395	68485	68574	68664	68753	68842	68931
49	69020	69108	69197	69285	69373	69461	69548	69636	69723	69810
50	69897	69984	70070	70157	70243	70329	70415	70501	70586	70672
51	70757	70842	70927	71012	71096	71181	71275	71349	71433	71517
52	71500	71684	71767	71850	71933	72016	72099	72181	72263	72346
53	72428	72509	72591	72673	72754	72835	72916	72997	73078	73159
54	73239	73320	73400	73480	73500	73640	73719	73799	73878	73957

$\lg e = 0{,}43429$ $\quad \ln 10 = 2{,}30259$ $\quad \lg N = 0{,}43429 \ln N$ $\quad \ln N = 2{,}30259 \lg N$

Продолжение табл. 1-5

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
55	74036	74115	74194	74273	74351	74429	74507	74586	74663	74741
56	74819	74896	74974	75051	75128	75205	75282	75358	75435	75511
57	75587	75664	75740	75815	75891	75967	76042	76118	76193	76268
58	76343	76418	76492	76567	76641	76716	76790	76864	76938	77012
59	77085	77159	77232	77305	77379	77452	77525	77597	77670	77743
60	77815	77887	77960	78032	78104	78176	78247	78319	78390	78462
61	78533	78604	78675	78746	78817	78888	78958	79029	79099	79169
62	79239	79309	79379	79449	79518	79588	79657	79727	79796	79865
63	79934	80003	80072	80140	80209	80277	80346	80414	80482	80550
64	80618	80686	80754	80821	80889	80956	81023	81090	81158	81224
65	81291	81358	81425	81491	81558	81624	81690	81757	81823	81889
66	81954	82020	82086	82151	82217	82282	82347	82413	82478	82543
67	82607	82672	82737	82802	82866	82930	82995	83059	83123	83187
68	83251	83315	83378	83442	83506	83569	83632	83696	83759	83822
69	83885	83948	84011	84073	84136	84198	84261	84323	84386	84448
70	84510	84572	84634	84696	84757	84819	84880	84942	85003	85065
71	85126	85187	85248	85309	85370	85431	85491	85552	85612	85673
72	85733	85794	85854	85914	85974	86034	86094	86153	86213	86273
73	86332	86392	86451	86510	86570	86629	86688	86747	86806	86864
74	86923	86982	87040	87099	87157	87216	87274	87332	87390	87448
75	87506	87564	87622	87679	87737	87795	87852	87910	87967	88024
76	88081	88138	88195	88252	88309	88366	88423	88480	88536	88593
77	88649	88705	88762	88818	88874	88930	88986	89042	89098	89154
78	89209	89265	89321	89376	89432	89487	89542	89597	89653	89708
79	89763	89818	89873	89927	89982	90037	90091	90146	90200	90255
80	90309	90363	90417	90472	90526	90580	90634	90687	90741	90795
81	90849	90902	90956	91009	91062	91116	91169	91222	91275	91328
82	91381	91434	91487	91540	91593	91645	91698	91751	91803	91855
83	91908	91960	92012	92065	92117	92169	92221	92273	92324	92376
84	92428	92480	92531	92583	92634	92686	92737	92788	92840	92891
85	92942	92993	93044	93095	93146	93197	93247	93298	93349	93399
86	93450	93500	93551	93601	93651	93702	93752	93802	93852	93902
87	93952	94002	94052	94101	94151	94201	94250	94300	94349	94399
88	94448	94498	94547	94596	94645	94694	94743	94792	94841	94890
89	94939	94988	95036	95085	95134	95182	95231	95279	95328	95376
90	95424	95472	95521	95569	95617	95665	95713	95761	95809	95856
91	95904	95952	95999	96047	96095	96142	96190	96273	96284	96332
92	96379	96426	96473	96520	96567	96614	96661	96708	96755	96802
93	96848	96895	96942	96988	97035	97081	97128	97174	97220	97267
94	97313	97359	97405	97451	97497	97543	97589	97635	97681	97727
95	97772	97818	97864	97909	97955	98000	98046	98091	98137	98182
96	98227	98272	98318	98363	98408	98453	98498	98543	98588	98632
97	98677	98722	98767	98811	98856	98900	98945	98989	99034	99078
98	99123	99167	99211	99255	99300	99344	99388	99432	99476	99520
99	99564	99607	99651	99695	99739	99782	99826	99870	99913	99957

123436

1-6. АНТИЛОГАРИФМЫ

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	*m*	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,00	1000	1002	1005	1007	1009	1012	1014	1016	1019	1021	,50	3162	3170	3177	3184	3192	3199	3206	3214	3221	3228
,01	1023	1026	1028	1030	1033	1035	1038	1040	1042	1045	,51	3236	3243	3251	3258	3266	3273	3281	3289	3296	3304
,02	1047	1050	1052	1054	1057	1059	1062	1064	1067	1069	,52	3311	3319	3327	3334	3342	3350	3357	3365	3373	3381
,03	1072	1074	1076	1079	1081	1084	1086	1089	1091	1094	,53	3388	3396	3404	3412	3420	3428	3436	3443	3451	3459
,04	1096	1099	1102	1104	1107	1109	1112	1114	1117	1119	,54	3467	3475	3483	3491	3499	3508	3516	3524	3532	3540
,05	1122	1125	1127	1130	1132	1135	1138	1140	1143	1146	,55	3548	3556	3565	3573	3581	3589	3597	3606	3614	3622
,06	1148	1151	1153	1156	1159	1161	1164	1167	1169	1172	,56	3631	3639	3648	3656	3664	3673	3681	3690	3698	3707
,07	1175	1178	1180	1183	1186	1189	1191	1194	1197	1199	,57	3715	3724	3733	3741	3750	3758	3767	3776	3784	3793
,08	1202	1205	1208	1211	1213	1216	1219	1222	1225	1227	,58	3802	3811	3819	3828	3837	3846	3855	3864	3873	3882
,09	1230	1233	1236	1239	1242	1245	1247	1250	1253	1256	,59	3890	3899	3908	3917	3926	3936	3945	3954	3963	3972
,10	1259	1262	1265	1268	1271	1274	1276	1279	1282	1285	,60	3981	3990	3999	4009	4018	4027	4036	4046	4055	4064
,11	1288	1291	1294	1297	1300	1303	1306	1309	1312	1315	,61	4074	4083	4093	4102	4111	4121	4130	4140	4150	4159
,12	1318	1321	1324	1327	1330	1334	1337	1340	1343	1346	,62	4169	4178	4188	4198	4207	4217	4227	4236	4246	4256
,13	1349	1352	1355	1358	1361	1365	1368	1371	1374	1377	,63	4266	4276	4285	4295	4305	4315	4325	4335	4345	4355
,14	1380	1384	1387	1390	1393	1396	1400	1403	1406	1409	,64	4365	4375	4385	4395	4406	4416	4426	4436	4446	4457
,15	1413	1416	1419	1422	1426	1429	1432	1435	1439	1442	,65	4467	4477	4487	4498	4508	4519	4529	4539	4550	4560
,16	1445	1449	1452	1455	1459	1462	1466	1469	1472	1476	,66	4571	4581	4592	4603	4613	4624	4634	4645	4656	4667
,17	1479	1483	1486	1489	1493	1496	1500	1503	1507	1510	,67	4677	4688	4699	4710	4721	4732	4742	4753	4764	4775
,18	1514	1517	1521	1524	1528	1531	1535	1538	1542	1545	,68	4786	4797	4808	4819	4831	4842	4853	4864	4875	4887
,19	1549	1552	1556	1560	1563	1567	1570	1574	1578	1581	,69	4898	4909	4920	4932	4943	4955	4966	4977	4989	5000
,20	1585	1589	1592	1596	1600	1603	1607	1611	1614	1618	,70	5012	5023	5035	5047	5058	5070	5082	5093	5105	5117
,21	1622	1626	1629	1633	1637	1641	1644	1648	1652	1656	,71	5129	5140	5152	5164	5176	5188	5200	5212	5224	5236
,22	1660	1663	1667	1671	1675	1679	1683	1687	1690	1694	,72	5248	5260	5272	5284	5297	5309	5321	5331	5346	5458
,23	1698	1702	1706	1710	1714	1718	1722	1726	1730	1734	,73	5370	5383	5395	5408	5420	5433	5445	5458	5470	5483
,24	1738	1742	1746	1750	1754	1758	1762	1766	1770	1774	,74	5495	5508	5521	5534	5546	5559	5572	5585	5598	5610
,25	1778	1782	1786	1791	1795	1799	1803	1807	1811	1816	,75	5623	5636	5649	5662	5675	5689	5702	5715	5728	5741
,26	1820	1824	1828	1832	1837	1841	1845	1849	1854	1858	,76	5754	5768	5781	5794	5808	5821	5834	5848	5861	5875
,27	1862	1866	1871	1875	1879	1884	1888	1892	1897	1901	,77	5888	5902	5916	5929	5943	5957	5970	5984	5998	6012
,28	1905	1910	1914	1919	1923	1928	1932	1936	1941	1945	,78	6026	6039	6053	6067	6081	6095	6109	6124	6138	6152
,29	1950	1954	1959	1963	1968	1972	1977	1982	1986	1991	,79	6166	6180	6194	6209	6223	6237	6252	6266	6281	6295
,30	1995	2000	2004	2009	2014	2018	2023	2028	2032	2037	,80	6310	6324	6339	6353	6368	6383	6397	6412	6427	6442
,31	2042	2046	2051	2056	2061	2065	2070	2075	2080	2084	,81	6457	6471	6486	6501	6516	6531	6546	6561	6577	6592
,32	2089	2094	2099	2104	2109	2113	2118	2123	2128	2133	,82	6607	6622	6637	6653	6668	6683	6699	6714	6730	6745
,33	2138	2143	2148	2153	2158	2163	2168	2173	2178	2183	,83	6761	6776	6792	6808	6823	6839	6855	6871	6887	6902
,34	2188	2193	2198	2203	2208	2213	2218	2223	2228	2234	,84	6918	6934	6950	6966	6982	6998	7015	7031	7047	7063
,35	2239	2244	2249	2254	2259	2265	2270	2275	2280	2286	,85	7079	7096	7112	7129	7145	7161	7178	7194	7211	7228
,36	2291	2296	2301	2307	2312	2317	2323	2378	2333	2339	,86	7244	7261	7278	7295	7311	7328	7345	7362	7379	7396
,37	2344	2350	2355	2360	2366	2371	2377	2382	2388	2393	,87	7413	7430	7447	7464	7482	7499	7516	7534	7551	7568
,38	2399	2404	2410	2415	2421	2427	2432	2438	2443	2449	,88	7586	7603	7621	7638	7656	7674	7691	7709	7727	7745
,39	2455	2460	2466	2472	2477	2483	2489	2495	2500	2506	,89	7762	7780	7798	7816	7834	7852	7870	7889	7907	7925
,40	2512	2518	2523	2529	2535	2541	2547	2553	2559	2564	,90	7943	7962	7980	7998	8017	8035	8054	8072	8091	8110
,41	2570	2576	2582	2588	2594	2600	2606	2612	2618	2624	,91	8128	8147	8166	8185	8204	8222	8241	8260	8279	8299
,42	2630	2636	2642	2649	2655	2661	2667	2673	2679	2685	,92	8318	8337	8356	8375	8395	8414	8433	8453	8472	8492
,43	2692	2698	2704	2710	2716	2723	2729	2735	2742	2748	,93	8511	8531	8551	8570	8590	8610	8630	8650	8670	8690
,44	2754	2761	2767	2773	2780	2786	2793	2799	2805	2812	,94	8710	8730	8750	8770	8790	8810	8831	8851	8872	8892
,45	2818	2825	2831	2838	2844	2851	2858	2864	2871	2877	,95	8913	8933	8954	8974	8995	9016	9036	9057	9078	9099
,46	2884	2891	2897	2904	2911	2917	2924	2931	2938	2944	,96	9120	9141	9162	9183	9204	9226	9247	9268	9290	9311
,47	2951	2958	2965	2972	2979	2985	2992	2999	3006	3013	,97	9333	9354	9376	9397	9419	9441	9462	9484	9506	9528
,48	3020	3027	3034	3041	3048	3055	3062	3069	3076	3083	,98	9550	9572	9594	9616	9638	9661	9683	9705	9727	9750
,49	3090	3097	3105	3112	3119	3126	3133	3141	3148	3155	,99	9772	9795	9817	9840	9863	9986	9908	9931	9954	9977

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	*m*	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9

1-7. НАТУРАЛЬНЫЕ ЛОГАРИФМЫ (ln)

Основание $e = 2{,}71828$

n	ln	n	ln	n	ln	n	ln	n	ln
1,00	0,0000	2,25	0,8109	3,50	1,2528	4,75	1,5581	6,00	1,7918
1,05	0,0488	2,30	0,8329	3,55	1,2969	4,80	1,5686	6,10	1,8083
1,10	0,0953	2,35	0,8544	3,60	1,2809	4,85	1,5790	6,20	1,8245
1,15	0,1398	2,40	0,8755	3,65	1,2947	4,90	1,5892	6,30	1,8405
1,20	0,1823	2,45	0,8961	3,70	1,3083	4,95	1,5994	6,40	1,8563
1,25	0,2231	2,50	0,9163	3,75	1,3218	5,00	1,6094	6,50	1,8718
1,30	0,2624	2,55	0,9361	3,80	1,3350	5,05	1,6194	6,60	1,8871
1,35	0,3001	2,60	0,9555	3,85	1,3481	5,10	1,6292	6,70	1,9021
1,40	0,3365	2,65	0,9746	3,90	1,3610	5,15	1,6390	6,80	1,9169
1,45	0,3715	2,70	0,9933	3,95	1,3737	5,20	1,6487	6,90	1,9315
1,50	0,4055	2,75	1,0116	4,00	1,3863	5,25	1,6582	7,00	1,9459
1,55	0,4383	2,80	1,0296	4,05	1,3987	5,30	1,6677	7,20	1,9741
1,60	0,4700	2,85	1,0473	4,10	1,4110	5,35	1,6771	7,40	2,0015
1,65	0,5008	2,90	1,0647	4,15	1,4231	5,40	1,6864	7,60	2,0281
1,70	0,5306	2,95	1,0818	4,20	1,4351	5,45	1,6956	7,80	2,0541
1,75	0,5596	3,00	1,0986	4,25	1,4469	5,50	1,7047	8,00	2,0794
1,80	0,5878	3,05	1,1151	4,30	1,4586	5,55	1,7138	8,20	2,1041
1,85	0,6152	3,10	1,1314	4,35	1,4701	5,60	1,7228	8,40	2,1282
1,90	0,6419	3,15	1,1474	4,40	1,4816	5,65	1,7317	8,60	2,1518
1,95	0,6678	3,20	1,1632	4,45	1,4929	5,70	1,7405	8,80	2,1748
2,00	0,6931	3,25	1,1787	4,50	1,5041	5,75	1,7492	9,00	2,1972
2,05	0,7178	3,30	1,1939	4,55	1,5151	5,80	1,7579	9,25	2,2246
2,10	0,7419	3,35	1,2090	4,60	1,5261	5,85	1,7664	9,50	2,2513
2,15	0,7655	3,40	1,2238	4,65	1,5369	5,90	1,7750	9,75	2,2773
2,20	0,7885	3,45	1,2384	4,70	1,5476	5,95	1,7834	10,00	2,3026

Примечание. Для чисел $n > 10$ и $n < 1{,}0$ надо пользоваться правилом:

$$\ln(a \cdot 10) = \ln a + \ln 10 = \ln a + 2{,}3026;$$

$$\ln\frac{a}{10} = \ln a - \ln 10 = \ln a - 2{,}3026.$$

Например. Найти ln 18,5.

Находим по таблице $\ln 1{,}85 = 0{,}6152$.

Тогда $\ln 18{,}5 = \ln 1{,}85 + 2{,}3026 = 0{,}6152 + 2{,}3026 = 2{,}9178$.

Найти ln 0,25.

Находим $\ln 0{,}25 = \ln\frac{2{,}5}{10} = \ln 2{,}5 - \ln 10 = 0{,}9163 - 2{,}3026 = -1{,}3863$.

1-8. ЗНАЧЕНИЯ $N = n^{2/3}$

n	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0	0,136	0,215	0,282	0,342	0,397	0,448	0,497	0,543	0,587
1	1,000	1,033	1,065	1,097	1,129	1,160	1,191	1,221	1,251	1,281
2	1,587	1,613	1,639	1,665	1,691	1,717	1,742	1,767	1,792	1,817
3	2,060	2,103	2,126	2,149	2,172	2,194	2,217	2,239	2,261	2,283
4	2,519	2,540	2,561	2,582	2,603	2,624	2,645	2,666	2,686	3,706
5	2,924	2,941	2,964	2,983	3,002	3,021	3,040	3,059	3,078	3,097
6	3,302	3,321	3,339	3,357	3,375	3,393	3,411	3,429	3,447	3,465
7	3,659	3,677	3,695	3,712	3,729	3,746	3,764	3,781	3,798	3,815
8	4,000	4,017	4,034	4,051	4,067	4,083	4,100	4,117	4,133	4,149
9	4,326	4,343	4,359	4,375	4,391	4,407	4,423	4,439	4,455	4,471
10	4,642	4,658	4,674	4,689	4,704	4,719	4,735	4,750	4,765	4,780

Продолжение табл. 1-8

n	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0	0,630	0,671	0,711	0,750	0,788	0,825	0,862	0,897	0,932	0,966
1	1,310	1,339	1,368	1,396	1,424	1,452	1,480	1,507	1,534	1,561
2	1,842	1,867	1,891	1,915	1,939	1,963	1,987	2,010	2,034	2,057
3	2,305	2,327	2,349	2,371	2,393	2,414	2,435	2,456	2,477	2,498
4	2,726	2,746	2,766	2,786	2,806	2,826	2,846	2,866	2,886	2,905
5	3,116	3,135	3,154	3,173	3,192	3,210	3,229	3,248	3,266	3,284
6	3,483	3,501	3,519	3,537	3,555	3,572	3,590	3,608	3,625	3,642
7	3,832	3,849	3,866	3,883	3,900	3,916	3,933	3,950	3,967	3,984
8	4,165	4,182	4,198	4,214	4,230	4,246	4,262	4,278	4,294	4,310
9	4,486	4,502	4,518	4,534	4,549	4,564	4,580	4,596	4,612	4,627
10	4,795	4,811	4,836	4,851	4,866	4,871	4,886	4,901	4,916	4,931

Примечание. Для чисел, не указанных в табл. 1-8, вычисляем значение $n^{2/3}$, пользуясь:

$$10^{2/3}=4{,}642;\quad 100^{2/3}=21{,}544;\quad 1\,000^{2/3}=100{,}00.$$

Примеры: для $n=0{,}99$; $n^{2/3}=\dfrac{9{,}9^{2/3}}{10^{2/3}}=\dfrac{4{,}612}{4{,}642}=0{,}994$; для $n=25{,}0$; $n^{2/3}=2{,}5^{2/3}\cdot 10^{2/3}=1{,}842\cdot 4{,}642=8{,}55$

1-9. ЗНАЧЕНИЯ $N=n^{3/2}$

n	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0,000	0,0111	0,0316	0,0580	0,0894	0,1250	0,1643	0,2070	0,2530	0,3018
1	1,000	0,076	0,153	1,232	1,313	1,397	1,482	1,568	1,656	1,746
2	2,828	2,935	3,043	3,152	3,263	3,375	3,488	3,602	3,718	3,834
3	5,196	5,327	5,458	5,591	5,725	5,859	5,994	6,131	6,269	6,408
4	8,00	8,150	8,301	8,454	8,607	8,761	8,916	9,072	9,229	9,387
5	11,18	11,34	11,51	11,68	11,85	12,03	12,22	12,37	12,54	12,72
6	14,70	14,88	15,06	15,24	15,43	15,62	15,81	16,00	16,19	16,38
7	18,52	18,71	18,90	19,10	19,31	19,52	19,72	19,92	20,12	20,33
8	22,63	22,84	23,05	23,26	23,47	23,69	23,91	24,12	24,34	24,56
9	27,00	27,22	27,45	27,67	27,90	28,13	28,36	28,59	28,82	29,05
10	31,62	31,85	32,09	32,33	32,57	32,81	33,05	33,29	33,53	33,77

Продолжение табл. 1-9

n	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0	0,3535	0,4079	0,4647	0,5240	0,5856	0,6495	0,7155	0,7836	0,8538	0,9259
1	1,837	1,930	2,024	2,120	2,217	2,315	2,414	2,516	2,619	2,723
2	3,953	4,072	4,192	4,314	4,436	4,560	4,685	4,811	4,939	5,067
3	6,548	6,689	6,831	6,974	7,117	7,261	7,407	7,554	7,702	7,851
4	9,546	9,706	9,867	10,03	10,19	10,35	10,51	10,68	10,84	11,01
5	12,89	13,06	13,24	13,42	13,60	13,78	13,96	14,14	14,32	14,51
6	16,57	16,76	16,95	17,14	17,34	17,53	17,72	17,92	18,12	18,32
7	20,54	20,74	20,95	21,16	21,37	21,28	21,79	22,00	22,21	22,42
8	24,78	25,00	25,22	25,44	25,66	25,89	26,11	26,33	26,56	26,78
9	29,28	29,51	29,75	29,98	30,22	30,45	30,68	30,92	31,15	31,39
10	34,02	34,26	34,51	34,75	35,00	35,24	35,49	35,73	35,98	36,23

Примечания: 1. Для чисел, не указанных в табл. 1-9, вычисляем значение $n^{3/2}$, пользуясь:

$$10^{3/2}=31{,}62;\quad 100^{3/2}=1\,000,\quad 1\,000^{3/2}=31\,623.$$

Примеры: для $n=0{,}625$ $n^{3/2}=\dfrac{6{,}25^{3/2}}{10^{3/2}}=\dfrac{15{,}62}{31{,}62}=0{,}494$

для $n=52{,}5$ $\quad n^{3/2}=5{,}25^{3/2}\cdot 10^{3/2}=12{,}03\cdot 31{,}62=381{,}0.$

2 Табл. 1-9 можно пользоваться для определения $N=n^{5/2}$. Для этой цели надо найденные значения $n^{3/2}$ умножить на соответствующее значение n согласно условию $N=n^{5/2}=n\cdot n^{3/2}$.

Пример. Найти $7^{5/2}=?$.

Решение. По таблице находим $7^{3/2}=18{,}52$. Тогда $N=7^{5/2}=7\cdot 7^{3/2}=7\cdot 18{,}52=129{,}64$.

3. Для приближенных вычислений выражений вида $n=\sqrt[x]{N}$ приведены графики на рис. 1-1 и 1-2.

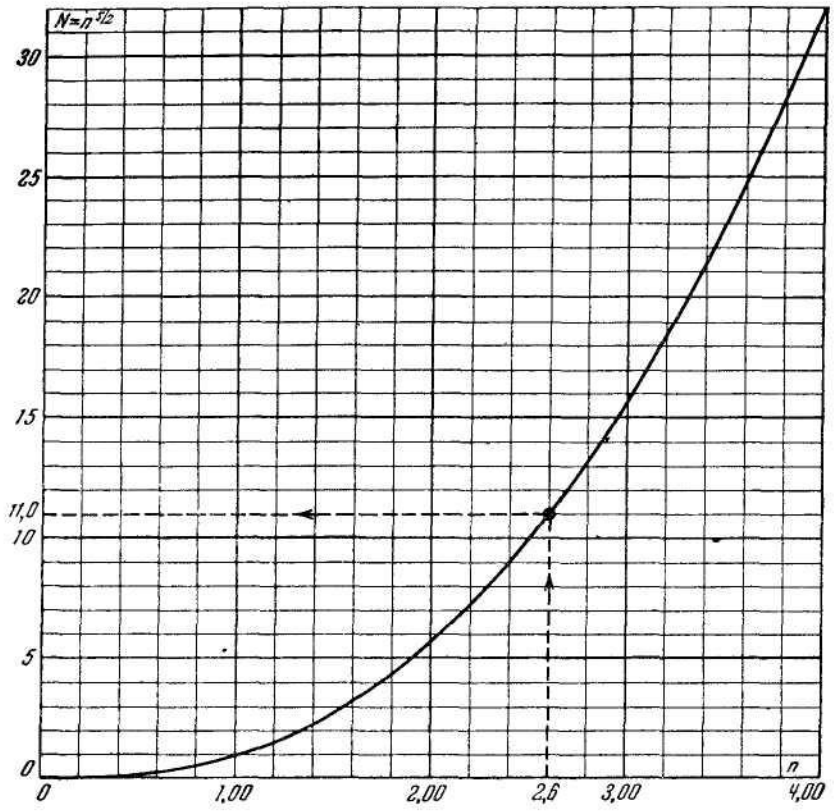


Рис. 1 1. График для определения $N=n^{5/2}$, а также для определения $n=\sqrt[5]{N^2}$.
Пример. Дано $n=2{,}6$, находим $N=2{,}6^{5/2}\approx 11$.

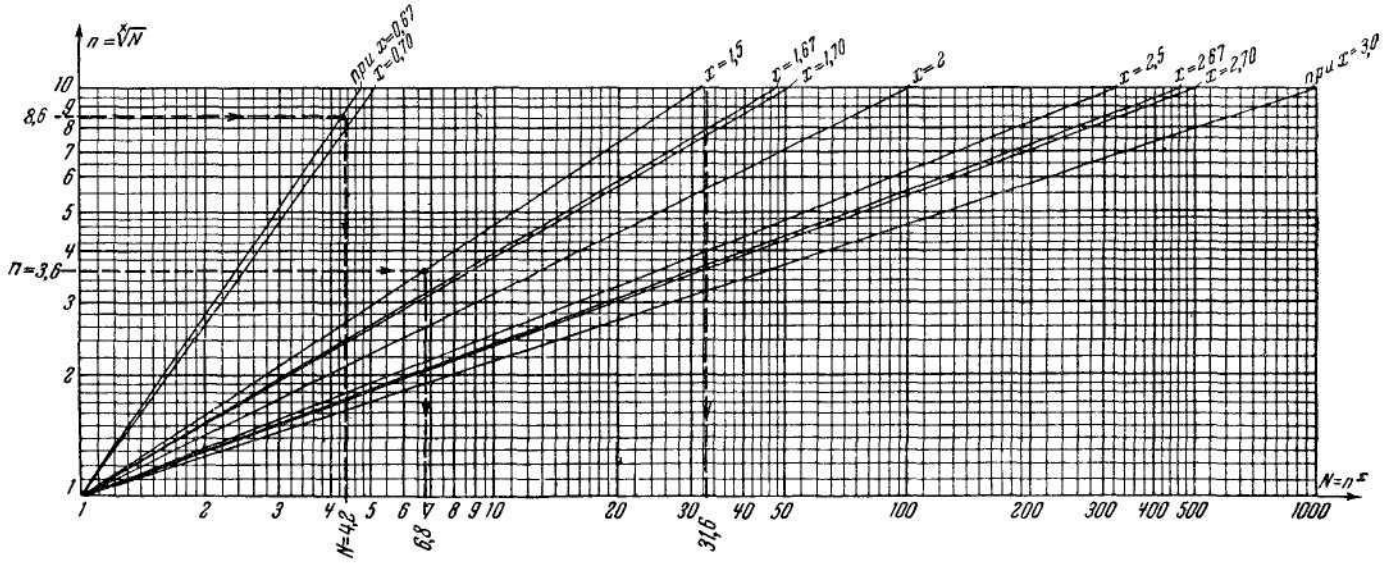


Рис. 1-2. График для приближенных определений величины $N=n^x$ и величины $n=\sqrt[x]{N}$ при $x=0{,}67$, 0,70, 1,5, 1,67, 1,70, 2, 2,5; 2,67, 2,70 и 3.

Пример. Дано $n=8{,}6$ найти $N=8{,}6^{0{,}67}$.
Решение Пользуясь линией при $x=0{,}67$ по шкале N (по горизонтальной оси), читаем $N=4{,}2$.
Примечание. Для возведения чисел >10 в степень x надо пользоваться правилом.

$$N=(n\cdot 10^x)=n^x\cdot 10^x.$$

Например $N=36^{1{,}5}=3{,}6^{1{,}5}\cdot 10^{1{,}5}\approx 6{,}8\cdot 31{,}6=215$.

1-10. ЭЛЛИПТИЧЕСКИЕ ИНТЕГРАЛЫ 1-го РОДА: $F(\lambda, \varphi) = \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \varphi}}$;

$\lambda = \sin \theta$

φ \ θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,1745	0,1746	0,1746	0,1748	0,1749	0,1751	0,1752	0,1753	0,1754	0,1754
20	0,3491	0,3493	0,3499	0,3508	0,3520	0,3533	0,3545	0,3555	0,3561	0,3564
30	0,5236	0,5243	0,5263	0,5294	0,5334	0,5379	0,5422	0,5459	0,5484	0,5493
40	0,6981	0,6997	0,7043	0,7116	0,7213	0,7323	0,7436	0,7535	0,7604	0,7629
50	0,8727	0,8756	0,8842	0,8982	0,9173	0,9401	0,9647	0,9876	1,0044	1,0107
60	1,0472	1,0519	1,0666	1,0896	1,1226	1,1643	1,2125	1,2619	1,3014	1,3170
70	1,2217	1,2288	1,2495	1,2853	1,3372	1,4068	1,4944	1,5955	1,6918	1,7354
80	1,3963	1,4056	1,4344	1,4846	1,5597	1,6660	1,8125	2,0119	2,2653	2,4362
90	1,5708	1,5828	1,6200	1,6858	1,7868	1,9356	2,1565	2,5046	3,1534	

1-11. ЭЛЛИПТИЧЕСКИЕ ИНТЕГРАЛЫ 2-го РОДА: $E(\lambda, \varphi) = \int_0^{\varphi} \sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \varphi}\, d\varphi$;

$\lambda = \sin \theta$

φ \ θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,1745	0,1745	0,1744	0,1743	0,1742	0,1740	0,1739	0,1738	0,1737	0,1736
20	0,3491	0,3489	0,3483	0,3473	0,3462	0,3450	0,3438	0,3429	0,3422	0,3420
30	0,5236	0,5229	0,5209	0,5179	0,5141	0,5100	0,5061	0,5029	0,5007	0,5000
40	0,6981	0,6966	0,6921	0,6851	0,6763	0,6667	0,6575	0,6497	0,6446	0 6428
50	0,8727	0,8698	0,8614	0,8483	0,8317	0,8134	0,7954	0,7801	0,7697	0,7660
60	1,0472	1,0426	1,0290	1,0076	0,9801	0,9493	0,9184	0,8914	0,8728	0,8660
70	1,2217	1,2149	1,1949	1,1632	1,1221	1,0750	1,0266	0,9830	0,9514	0,9397
80	1,3963	1,3870	1,3597	1,3161	1,2590	1,1926	1,1225	1,0565	1,0054	0,9848
90	1,5708	1,5589	1,5238	1,4675	1,3931	1,3055	1,2111	1,1184	1,0401	1,0000

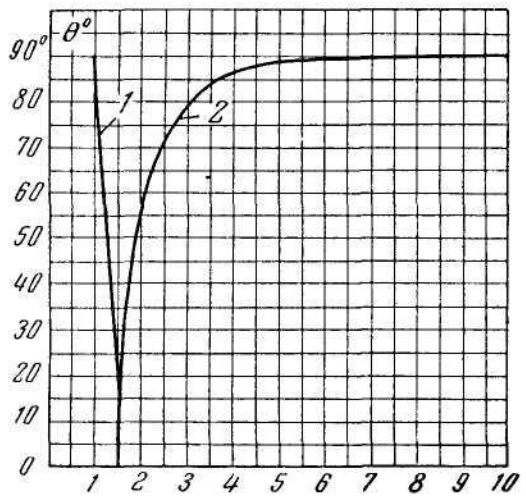


Рис. 1-3 График значений полного эллиптического интеграла 1-го рода K и 2-го рода E.

1) $E = E\left(\lambda, \frac{\pi}{2}\right) = \int_0^1 \frac{\sqrt{1-\lambda^2 x^2}}{\sqrt{1-x^2}}\, dx = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \omega}\, d\omega.$

2) $K = F\left(\lambda, \frac{\pi}{2}\right) = \int_2^1 \frac{dx}{\sqrt{(1-x^2)(1-\lambda^2 x^2)}} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\omega}{\sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \omega}}.$

1-12. ЗНАЧЕНИЯ $h = \frac{v^2}{2g}$ ($g = 9{,}81$ *м/сек²*)

v, *м/сек*	*h*, *м*	*v*, *м/сек*	*h*, *м*	*v*, *м/сек*	*h*, *м*	*v*, *м/сек*	*h*, *м*
0,05	0,0001	1,80	0,165	4,1	0,857	7,6	2,944
0,10	0,0005	1,85	0,174	4,2	0,899	7,7	3,022
0,15	0,001	1,90	0,184	4,3	0,942	7,8	3,101
0,20	0,002	1,95	0,194	4,4	0,987	7,9	3,181
0,25	0,003	2,00	0,204	4,5	1,032	8,0	3,262
0,30	0,005	2,05	0,214	4,6	1,078	8,1	3,344
0,35	0,006	2,10	0,225	4,7	1,126	8,2	3,427
0,40	0,008	2,15	0,236	4,8	1,174	8,3	3,510
0,45	0,010	2,20	0,247	4,9	1,224	8,4	3,597
0,50	0,013	2,25	0,258	5,0	1,274	8,5	3,683
5,55	0,015	2,30	5,270	5,1	1,326	8,6	3,770
0,60	0,018	2,35	0,281	5,2	1,378	8,7	3,858
0,65	0,022	2,40	0,294	5,3	1,435	8,8	3,947
0,70	0,025	2,45	0,306	5,4	1,486	8,9	4,038
0,75	0,029	2,50	0,319	5,5	1,542	9,0	4,129
0,80	0,033	2,55	0,332	5,6	1,599	9,1	4,221
0,85	0,037	2,60	0,345	5,7	1,656	9,2	4,314
0,90	0,041	2,65	0,358	5,8	1,685	9,3	4,490
0,95	0,046	2,70	0,372	5,9	1,774	9,4	4,504
1,00	0,051	2,75	0,386	6,0	1,835	9,5	4,600
1,05	0,056	2,80	0,400	6,1	1,897	9,6	4,698
1,10	0,062	2,85	0,414	6,2	1,959	9,7	4,796
1,15	0,067	2,90	0,429	6,3	2,023	9,8	4,896
1,20	0,073	2,95	0,444	6,4	2,088	9,9	4,996
1,25	0,080	3,00	0,459	6,5	2,154	10,0	5,097
1,30	0,086	3,1	0,490	6,6	2,220	10,5	5,619
1,35	0,093	3,2	0,522	6,7	2,288	11,0	6,167
1,40	0,100	3,3	0,555	6,8	2,357	11,5	6,741
1,45	0,107	3,4	0,589	6,9	2,427	12,0	7,339
1,50	0,115	3,5	0,624	7,0	2,498	12,5	7,964
1,55	0,122	3,6	0,661	7,1	2,570	13,0	8,614
1,60	0,130	3,7	0,698	7,2	2,642	13,5	9,289
1,65	0,139	3,8	0,736	7,3	2,716	14,0	9,990
1,70	0,147	3,9	0,775	7,4	2,791	14,5	10,716
1,75	0,156	4,0	0,815	7,5	2,867	15,0	11,468

Примечания: 1. Для скорости $v = v_{табл} \cdot 10$ значения h, указанные в таблице, надо умножить на 100.

Пример. Для $v = 1{,}85$ *м/сек* по таблице $h = 0{,}174$ *м*; тогда для $v = 18{,}5$ *м/сек* $h = 0{,}174 \cdot 100 = 17{,}4$ *м*.

2. Для приближенных вычислений приведен график на рис. 1-5.



Рис. 1-4. График для определения скорости v [*м/сек*] по формуле $v = \sqrt{gh}$.

Примечание. Если высоту h считать не в метрах, а в дециметрах, то полученное значение v надо умножить на $\sqrt{10} = 3{,}16$.

Например: Дано $h = 5$ *дм*. По графику читаем $v = 7$.

Тогда искомая скорость $v' = 7\sqrt{10} = 22{,}1$ *дм/сек*.

Если высоту h считать в сантиметрах, то полученное по графику значение v надо умножить на 10.

Например: дано $h = 5$ *см*, по графику $v = 7$. Следовательно, искомая скорость $v = 7 \cdot 10 = 70$ *см/сек*.

1-13. ЗНАЧЕНИЯ $v = \sqrt{2gh}$

h, *м*	*v*, *м/сек*	*h*, *м*	*v*, *м/сек*	*h*, *м*	*v* *м/сек*
0,0001	0,044	0,014	0,524	0,15	1,715
0,0002	0,063	0,015	0,542	0,16	1,77
0,0003	0,077	0,016	0,560	0,18	1,88
0,0004	0,089	0,018	0,594	0,20	1,98
0,0005	0,099	0,020	0,626	0,22	2,08
0,0006	0,108	0,022	0,657	0,24	2,17
0,0007	0,117	0,024	0,686	0,26	2,26
0,0008	0,125	0,026	0,714	0,28	2,34
0,0009	0,133	0,028	0,741	0,30	2,43
0,0010	0,140	0,030	0,767	0,35	2,62
0,0012	0,153	0,032	0,792	0,40	2,80
0,0015	0,171	0,035	0,829	0,45	2,97
0,0020	0,198	0,040	0,886	0,50	3,13
0,0025	0,221	0,045	0,940	0,55	3,28
0,0030	0,243	0,050	0,990	0,60	3,43
0,0035	0,262	0,055	1,039	0,65	3,57
0,0040	0,280	0,060	1,085	0,70	3,71
0,0045	0,297	0,065	1,129	0,75	3,84
0,0050	0,313	0,070	1,172	0,80	3,96
0,0060	0,343	0,075	1,213	0,90	4,20
0,0070	0,370	0,080	1,253	1,00	4,43
0,0080	0,395	0,090	1,329	1,20	4,85
0,0090	0,420	0,100	1,401	1,50	5,42
0,0100	0,443	0,110	1,468	2,00	6,26
0,0110	0,464	0,120	1,534	3,00	7,67
0,0120	0,485	0,130	1,597	4,00	8,86
0,0130	0,505	0,140	1,657		

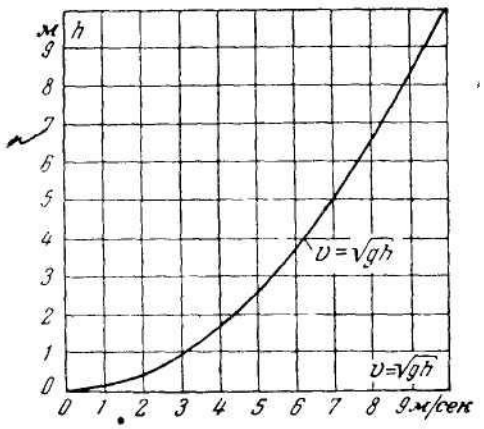
Примечание. Если табличные значения h умножить на 10 или на 100, то табличные значения скорости v надо умножить соответственно на 3,16 или на 10.

Например. При $h = 0{,}055$ *м* по таблице $v = 1{,}039$ *м/сек*, тогда при $h' = 10h = 0{,}55$ *м* получим:

$$v' = 1{,}039 \cdot 3{,}16 = 3{,}28 \text{ м/сек},$$

а при $h'' = 100h = 5{,}5$ *м* получим:

$$v'' = 1{,}039 \cdot 10 = 10{,}39 \text{ м/сек}.$$



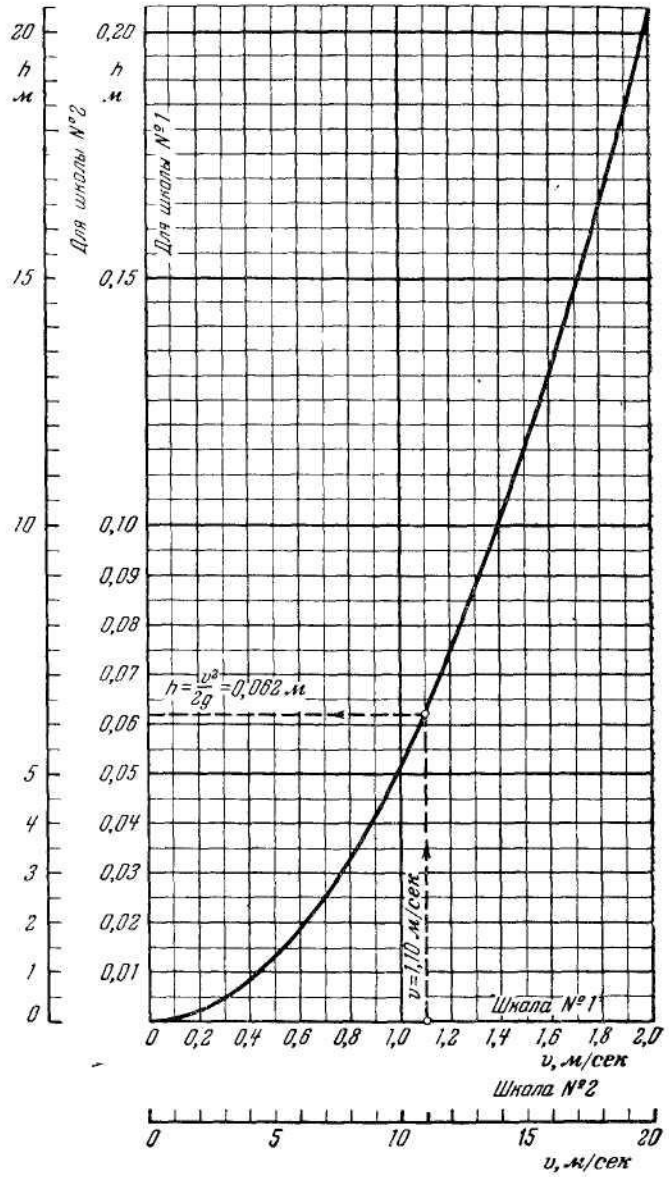


Рис. 1-5. График для определения величины $h = \frac{v^2}{2g}$ и $v = \sqrt{2gh}$.

Б. РАЗЛИЧНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ

1-14. ИЗМЕРЕНИЕ ПЛОСКИХ УГЛОВ

Углы измеряются: 1) градусами, минутами и секундами и 2) угловыми единицами (*радианами*). За угловую единицу принимается угол, дуга которого равна радиусу, равному $\frac{180^\circ}{\pi} = 57{,}29577795^\circ$.

$$\text{arc}\,1^\circ = \frac{\pi}{180} = 0{,}01745329252.$$

1-15. ЧАСТО ВСТРЕЧАЮЩИЕСЯ ВЕЛИЧИНЫ И СООТНОШЕНИЯ

$\pi = 3{,}14159$	$\sqrt{3} = 1{,}7321$	$e = 2{,}71828$
$\frac{\pi}{4} = 0{,}78540$	$\sin 30° = \cos 60° = \frac{1}{2}$	$\ln e = 1{,}0$
$\frac{\pi}{2} = 1{,}57080$	$\sin 45° = \cos 45° = \frac{\sqrt{2}}{2}$	$\ln 10 = 2{,}30259 \left(= \frac{1}{M}\right)$
$g = 9{,}81$ *м/сек²*	$\sin 60° = \cos 30° = \frac{\sqrt{3}}{2}$	$\lg 10 = 1{,}0$
$\sqrt{g} = 3{,}13209$	$\operatorname{tg} 30° = \operatorname{ctg} 60° = \frac{\sqrt{3}}{3}$	$\lg e = 0{,}43429 (= M)$
$\sqrt{2g} = 4{,}42945$	$\operatorname{tg} 45° = \operatorname{ctg} 45° = 1{,}0$	$\ln n = \ln 10 \lg n = 2{,}3 \lg n$
$\sqrt{2} = 1{,}4142$	$\operatorname{tg} 60° = \operatorname{ctg} 30° = \sqrt{3}$	$\lg n = \lg e \ln n = 0{,}434 \ln n$

1-16. ТЕХНИЧЕСКАЯ И ФИЗИЧЕСКАЯ СИСТЕМЫ МЕР

Обозначение единиц веса и массы

	Единица веса (МкГС)	Единица массы (СГС)
Грамм	*Г*	*г*
Килограмм	*кГ*	*кг*
Тонна	*Т*	*т*

Единица длины в системе МкГС—1 *м*, равен расстоянию между осями черточек, нанесенных на специальном эталоне, находящемся в Международном бюро мер и весов ($1\ м = \frac{1}{10 \cdot 1\,000^2}$ четверти земного меридиана). В системе СГС—1 *см* = 0,01 *м*.

Единица времени в системах МкГС и СГС—1 *сек*; равна $\frac{1}{86\,400}$ средних солнечных суток.

Единица силы в системе МкГС—1 *кГ*, в системе СГС—1 *дина*. Диной называется сила, которая сообщает массе в 1 *г* ускорение в 1 *см/сек²*. Сила 1 *кГ* = = 981 000 *дин*

Единица массы в системе СГС—1 *г*; равен массе 1 *см³* химически чистой воды при температуре 4° С. В системе МкГС за единицу массы принимают массу тела весом 9,81 *кГ* (масса имеет размерность $\frac{кГ \cdot сек^2}{м^4}$), величина этой массы = 1 *кГ·сек²/м*.

1-17. ЗНАЧЕНИЯ g (*м/сек²*) ДЛЯ НЕКОТОРЫХ МЕСТ ЗЕМНОГО ШАРА

Величина ускорения силы тяжести g принимается в обычных технических расчетах равной 9,81 *м/сек²*. Для различных мест земного шара величина g может быть найдена по формуле

$$g = 9{,}806056 - 0{,}025028 \cos 2\varphi - 0{,}000003h,$$

где φ — географическая широта места и h — высота места над уровнем моря, *м*.

Наименование пункта	φ	g, *м/сек²*
Полюс	90°	9,831
Широта 45°	45°	9,806
Экватор	0°	9,781
Архангельск	64°31′	9,822
Ленинград	59°56′	9,819
Москва	55°45′	9,815
Киев	50°27′	9,811
Тбилиси	46°42′	9,803

1-18. МЕРЫ ЛИНЕЙНЫЕ

1 *км* = 1 000 *м* = 0,9374 верст = 468,69 саж = 0,6214 англ. мили.
1 *м* = 10 *дм* = 100 *см* = 1 000 *мм* = 0,4687 саж. = 3,2809 фута = 39,3704 дюйма = 1,0986 ярда.
1 *дм* = 10 *см* = 100 *мм* = 0,3281 футов = 3,9370 дюйма.
1 *см* = 10 *мм* = 0,3937 дюйма.
1 *мм* = 1 000 *м* = 0,03937 дюйма.
1 *μ* = 0,001 *мм*.
1 дюйм = 2,540 *см* = 25,4 *мм* = 0,0833 фута.
1 фут = 12 дюймов = 0,3048 *м* = $^1/_3$ ярда.
1 ярд = 3 фут. = 0,9144 *м*
1 сажень = 7 фут. = 2,1336 *м*.
1 англ. миля = 5 000 фут. = 1,5240 *км*.
1 морск. миля = 1,8532 *км* = 1,7362 верст (равна 1 минуте дуги земного меридиана).
1 географ. миля = 7,4205 *км* (равна $^1/_{15}$ градуса экватора).
1 англ. миля уставная = 1 760 ярд = 1,6093 *км*.

1-19. МЕРЫ ПЛОЩАДЕЙ, ИЛИ КВАДРАТНЫЕ

км² = 1 000 000 *м²* = 0,3861 англ. кв. мили = 100 *га* = = 0,8787 кв. верст = 91,53 десятины = 247,105 акрам.
га = 10 000 *м²* = 0,9153 десятины = 247 105 акрам.
м² = 10 000 *см²* = 0,2197 кв. саж. = 10,7639 кв. фут. = = 1,1960 кв. ярдам.
см² = 100 *мм²* = 0,1550 кв. дюйма.
1 кв. дюйм = 6,4514 *см²*.
1 кв. фут = 0,0929 *м²*.
1 кв. ярд = 0,8361 *м²* = 9 кв. фут. = 0,1837 кв. саж.

1 кв. верста = 1,1381 *км*² = 250 000 кв. саж. = 104,167 десятины = 0,439408 англ. кв. мили.
1 десятина = 1,0925 *га* = 2,6997 акра = 2 400 кв. саж.
1 акр = 4 840 кв. ярдов = 0,4047 *га* = 0,37 десятины.

1-20. МЕРЫ ОБЪЕМА, ИЛИ КУБИЧЕСКИЕ

1 *м*³ = 1 000 *дм*³ = 35,3166 куб. фут. = 1,3080 куб. ярд = 0,1030 куб. саж.
1 *дм*³ = 1 000 *см*³ = 61,0237 куб. дюйма.
1 *см*³ = 1 000 *мм*³ = 0,061024 куб. дюйма.
1 куб. дюйм = 16,3866 *см*³.
1 куб. фут. = 0,0283 *м*³.
1 куб. ярд = 0,7645 *м*³.
1 куб. саж. = 9,7123 *м*³.

1-21. МЕРЫ ВЕСА

1 *т* = 1 000 *кГ* = 61,0459 пуд. = 2441,8350 фунт. = = 2204,6223 английских фунта.
1 *кг* = 1 000 *Г* = 0,0610 пуд. = 2,4418 фунт. = 2,2046 англ. фунт. = приблизительно весу 1 *дм*³ чистой воды при 4° С.

1-22. МЕРЫ ОБЪЕМА ЖИДКОСТЕЙ

1 *л* = 0,001 *м*³ = 0,264 америк. галлона = 0,220 англ. галлона = 0,0353 куб. фут. = 0,0813 ведра.
1 ведро = 12,2993 *л* = 2,7056 англ. галлона = 0,4345 куб. фут.
1 америк. галлон = 0,8333 англ. галлона = 3,785 *л* = = 0,1336 куб. фут.
1 англ. галлон = 1,200 америк. галлонов = 4,544 *л* = = 0,1603 куб. фут.
1 куб. фут = 6,24 англ. галлона = 7,49 америк. галлона = 28,375 *л* = 2,302 ведра.

1-23. ОБЪЕМ И ВЕС ВОДЫ

Приближенные соотношения для воды при 4° ÷ 17° С.
1 *м*³ = 81,3 ведра = 1*Т* = 61 пуд. = 0,98 англ. *т*.
1 *л* = 61,03 куб. дюйма = 1 *кГ* = 2,44 фунт = 2,20 англ. фунт.

1-24. МЕРЫ РАСХОДА ЖИДКОСТИ

1 *л/сек* = 0,0353 куб. *фут/сек* = 292,7 *ведер/ч* = = 3,6 *м*³/*ч* = 7024,8 *ведер/сутки* = 86,4 *м*³/*сутки*.
1 *м*³/*ч* = 81,305 *ведер/сек* = 0,009814 куб. *фут/сек* = = 0,2778 *л/сек* = 1951,3 *ведер/сутки* = 24 *м*³/*сутки*.
1 000 *м*³/*сутки* = 81 305 *ведер/сутки* = 3 384 *ведер/ч* = = 41,667 *м*³/*ч* = 0,4088 куб. *фут/сек* = 11,574 *л/сек*.

1-25. МЕРЫ ДАВЛЕНИЯ

1 новая (метрическая) атмосфера (*ат*) = 1 *кГ*/*см*² = = 10 000 *кГ*/*м*² = 10 *т*/*м*² = 0,958 старой атмосферы = 10 *м вод. ст.* (4° С) = 32,809 *фут. вод. ст.* (+ 4° С) = 735,5 *мм рт. ст.* при 0° С = = 737,4 *мм рт. ст.* при 15° С = 15,753 фунт./кв. дюйма = 0,39384 пуд./*кв.* дюйм = 14,223 англ. фунт/кв. дюйм = 0,00635 англ. *т*/*кв* дюйм.
1 старая (барометрическая) атмосфера (*ата*) = = 1,0333 *кг*/*см*² = 10 333 *кг*/*м*² = 10,333 *т*/*м*² = = 10,333 *м вод. ст.* (+4° С) = 1,0333 нов. атмосферы = 33,902 *фут. вод. ст.* (+ 4° С) = 760 *мм рт. ст.* при 0° С = 762 *мм рт. ст.* при 15° С.
1 *мм. рт. ст.* при 0° С = 13,599 *мм вод. ст.* при 4° С = = 0,00136 нов. атмосферы = 0,001316 стар. атмосферы.
1 *мм рт. ст.* при 15° С = 13,56 *мм вод. ст.* при 4° С.
1 *мм вод. ст.* при 4° С = 0,09355 *мм рт. ст.* при 0° С.

1-26. МЕРЫ СКОРОСТИ

1 *м/сек* = 3,281 *фут/сек* = 3,6 *км/ч* = 3,3746 *верст/ч* = = 1,942 узла.
1 *фут/сек* = 0,3048 *м/сек* = 1,097 *км/ч* = = 1,0286 *верст/ч* = 0,592 узла.
1 узел = (единица скорости движения судов) = 1 англ. миля в час = 1,8532 *км/ч* = 1,7371 *верст/ч* = = 1,688 *фут/сек* = 0,5148 *м/сек*.

1-27. МЕРЫ МОЩНОСТИ

1 *л. с.* = 75 *кГ* · *м/сек* = 0,736 *квт*; 1 *квт* = 102 *кГ* · *м/сек* = 1,359 *л. с.*

л. с.	*квт*	*л. с.*	*квт*	*л. с.*	*квт*	*квт*	*л. с.*	*квт*	*л. с.*	*квт*	*л. с.*
1,00	0,736	1,40	1,030	1,80	1,325	1,00	1,359	1,40	1,902	1,80	2,446
1,10	0,810	1,50	1,104	1,90	1,398	1,10	1,495	1,50	2,038	1,90	2,582
1,20	0,883	1,60	1,178	2,00	1,472	1,20	1,630	1,60	2,174	2,00	2,717
1,30	0,957	1,70	1,251	—	—	1.30	1,766	1,70	2,310	—	—

1-28. ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ВЕС ЖИДКОСТЕЙ δ

(δ — отношение веса жидкости при $t°$ С к весу воды при $t = 4°$ С в том же объеме)

Наименование жидкости	δ	t, °С	Наименование жидкости	δ	t, °С
Алкоголь безводный	0,8063	0°	Мазут обыкновенный	0,89—0,92	—
„ „	0,7937	15°	„ черный	0,93—0,94	—
„ „	0,7810	30°	Маковое масло	0,92	15°
„ водн. (75% алког.)	0,86	—	Молоко	1,032	—
„ „ (50% „)	0,935	—	Нефть легкая	0,85—0,88	—
Анилин	1,035	0°	„ тяжелая	0,92—0,93	—
„	1,022	20°	„ в среднем	0,88—0,90	—
Анисовое масло	0,996	16°	Оливковое масло	0,920	—
Бензин 1 сорта	0,70—0,72	—	Пальмовое „	0,905	15°
„ 2 „	0,74—0,75	—	Репное „	0,91—0,92	—
Вода (чистая, пресная)	1,00	4°	Ртуть	13,59593	0°
„ соленая	1,02—1,03	—		13,5586	15°
Водород жидкий	0,07	—		13,5341	25°
Глицерин безводный	1,26	0°		13,4731	50°
Глицерин водный:		—		13,3524	100°
10% глицер. по весу	1,0245		Рыбий жир	0,945	15°
30% „ „ „	1,0771	—	Смоляное масло сырое	0,92	—
50% „ „ „	1,132	—	„ „ очищенное	0,91	—
60% „ „ „	1,158	—	Соляровое „	0,88—0,89	—
Гудрон	0,93—0,95	—	Сосновое „	0,86	15°
Деготь каменноугольный	1,20	—	Смазочные масла	0,89—0,92	—
Деревянное масло	0,92	15°	Сурепное масло сырое	0,92	15°
Древесный спирт	0,80	—	„ „ очищенное	0,91	—
Камфарное масло	0,91	—	Терпентинное масло	0,87	—
Касторовое „	0,97	—	Тресковый жир	0,94	15°
Коксовое „	0,93	15°	Хлористый натрий (раствор):		
Керосин обыкновенный	0,82—0,83	—	насыщенный раствор	1,21	17°
Креозотовое масло	1,07	15°	5% соли по весу	1,035	18°
Лавендуловое „	1,04—1,10	15°	15% „ „ „	1,109	18°
Лимонное „	0,84	16°	25% „ „ „	1,190	18°
Лимонное „ вареное	0,942	15°	Хлопковое масло	0,92—0,93	—
„ „ сырое	0,93	—	Эфир этиловый	0,74	0°

1-29. ВЕС 1 *м*³ ТВЕРДЫХ ТЕЛ В ТОННАХ

Антрацит куском	1,3—1,80	Каучук	0,92—0,96
„ насыпанный	0,91—0,99	Кварц	2,66
Асфальт	1,07—1,50	Лед	0,88—0,92
Бумага	0,70—1,15	Пробка	0,24
Бурый уголь куском	1,10—1,44	Резина	1,31—1,60
„ „ насыпанный	0,78	Сало	0,92—0,94
Воск	0,95—0,99	Свинец	11,22—11,44
Гравий сухой	1,8	„ литой	11,34
„ сырой	2,0	„ вальцовый	11,38
Гуттаперча	0,96—0,99	„ тянутый	11,41
Дерево[1]:		Смола	1,07
Лиственное	1,11—0,66	Стеарин	0,97
Хвойное	0,84—0,46	Стекло обыкновенное	2,4—2,7
Береза	0,98—0,73	„ хрустальное	2,9—3,0
Дуб	1,03 от 0,6 до 0,85	Тальк	0,91—0,93
Ель	от 0,8 от 0,5 до 0,9 до 0,6	Уголь древесный (в зависимости от породы дерева)	0,12—0,50
Сосна	0,86—1,08	Янтарь	1,0—1,10
Каолин	2,20		

[1] Первая цифра определяет вес 1 *м*³ свежего дерева, вторая цифра — вес 1 *м*³ сухого дерева.

В. ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖИДКОСТЕЙ

1-30. ПЛОТНОСТЬ И ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ВЕС

Плотность как масса единицы объема равна

$$\rho = \frac{m}{W} = \left[\frac{\text{масса}}{\text{объем}}\right].$$

В системе МкГС

$$[\rho] = \left[\frac{кГ\ сек^2}{м^4}\right];$$

в системе СГС

$$[\rho] = \left[\frac{г}{см^3}\right].$$

Для воды при $t = 4°$ С

$$\rho = 102\,\frac{кГ\ сек^2}{м^4} = 1\,\frac{г}{см^3}.$$

Относительный вес δ понимается как отвлеченное число, равное отношению веса данного тела при температуре $t°$ к весу воды при $t°=4°$ С, в том же объеме Относительный вес δ зависит от температуры и давления

Значения относительного веса воды при различных температурах (при атмосферном давлении)

t, °С	δ	t, °С	δ	t °С	δ	t °С	δ
0	0,99987	10	0,99975	30	0,99576	70	0,97794
3	0,99999	20	0,99826	40	0,99235	100	0,95865
4	1,00000			50	0,98820		
5	0,99999						

1-31. СЖИМАЕМОСТЬ

Сжимаемость жидкостей характеризуется коэффициентом объемной сжимаемости β

$$\beta = -\frac{1}{W}\cdot\frac{dW}{dp},$$

где W — объем,
dW — изменение объема,
dp — изменение давления

Обратная величина коэффициента объемной сжимаемости называется *модулем объемной упругости жидкости*

$$K = \frac{1}{\beta} = -W\frac{dp}{dW}$$

Значения коэффициента объемной сжимаемости β 10^6 $см^2/кГ$

Давление *ат*	1—500	500—1 000	1 000—1 500
Вода . .	47,5	41,6	35,8
Алкоголь . .	76,9	56,5	45,8

При обыкновенной температуре и давлении для воды можно считать $\beta = 0{,}0000475 = \frac{1}{20\,000}$ $см^2/кГ$ и, таким образом, изменение объема ΔW $[м^3]$ при увеличении давления на Δp $[кГ\ см^2]$ (или атмосфер) будет:

$$\Delta W = \frac{\Delta p}{20\,000}W$$

1-32. ТЕМПЕРАТУРНОЕ РАСШИРЕНИЕ

Температурное расширение характеризуется коэффициентом α, определяемым из формулы

$$\frac{dW}{W} = \alpha\,dt$$

Значения коэффициента α температурного расширения для воды

Давление *ат*	Температуры t, °С				
	0—10	10—20	20—50	60—70	90—100
1	14 10^{-6}	150 10^{-6}	422 10^{-6}	556 10^{-6}	719 10^{-6}
100	43	165	422	548	—
200	72	183	426	539	—
500	149	236	429	523	661
900	229	289	437	514	661

Температура наибольшей плотности воды понижается с увеличением давления Так, при нормальном барометрическом давлении (760 *мм рт ст*) наибольшая плотность имеет место при 4° С, при давлении же $p=41{,}6$ *ат* температура наибольшей плотности будет 3,3° С, а при $p=144{,}9$ *ат* — всего $t=0{,}6°$ С

1-33 ВЯЗКОСТЬ

Свойство жидкости (и газа) сопротивляться усилиям сдвига называется вязкостью Все реальные жидкости являются вязкими

Обычно вязкость жидкости оценивается так называемым динамическим коэффициентом вязкости μ

Касательное усилие, возникающее в жидкости при неравномерном распределении скоростей в данном поперечном сечении потока (рис 1 6а), определяется по формуле

$$F = \mu S\frac{du}{dn},$$

где F — касательная сила, возникающая между двумя

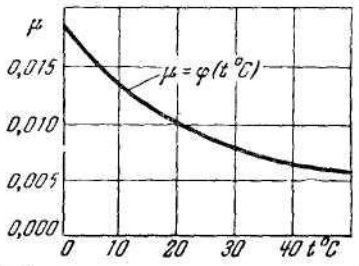


Рис. 1 6 График для определения величины коэффициента вязкости $\mu = \varphi(t°\text{ C})$ для воды (μ в *г/см сек*)

соседними слоями (в плоскости $a-a$ по рис. 1-6а) в пределах площади S;

$\frac{du}{dn}$ — градиент скорости.

Примечание. На рис. 1-6а изображена кривая распределения скорости. В системе координат u и n эта кривая выражает функцию $u=f(n)$. Градиент скорости $\frac{du}{dn}=\operatorname{tg}\alpha$ (угол α указан на рис. 1-6а), μ — коэффициент вязкости

В системе СГС (сантиметр-грамм-масса-секунда) размерность коэффициента вязкости μ будет.

$$[\mu]=\frac{\text{масса}}{[\text{длина, время}]}=[г\cdot см^{-1}\cdot сек^{-1}];$$

в системе МкГС—$кГ\cdot м\cdot сек$

$$[\mu]=\left[\frac{кГ\cdot сек}{м^2}\right].$$

Кинематическим коэффициентом вязкости ν называется отношение

$$\nu=\frac{\mu}{\rho}=\frac{\text{(динамический коэффициент вязкости)}}{\text{(плотность)}}.$$

В системе СГС

$$[\nu]=\frac{[\mu]}{[\rho]}=\frac{\left[\frac{г}{см\cdot сек}\right]}{\left[\frac{г}{см^3}\right]}=\left[\frac{см^2}{сек}\right].$$

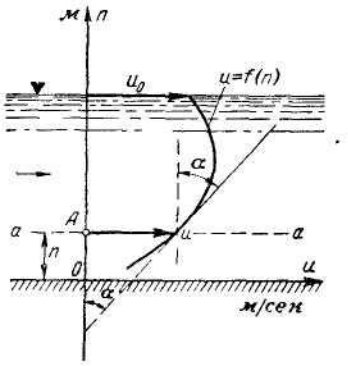


Рис. 1-6а.

В системе МкГС

$$[\nu]=\left[\frac{м^2}{сек}\right].$$

Примечание. Единицей динамического коэффициента вязкости в системе СГС является пуаз $\left[\frac{г}{см\cdot сек}\right]$, одна сотая пуаза равна одному сантипуазу. В технических мерах

$$\mu\left[\frac{кГ\cdot сек}{м^2}\right]=\frac{1}{98{,}1}\mu_{СГС}=\frac{\mu_{пуаз}}{98{,}1}\left[\frac{кГ\cdot сек}{м^2}\right].$$

Соответственно единицей кинематического коэффициента вязкости является 1 стокс $\left[\frac{см^2}{сек}\right]=100\ сст$.

В технических мерах $\nu\left[\frac{м^2}{сек}\right]=\frac{1}{10\,000}\nu\left[\frac{см^2}{сек}\right]=\frac{\nu\,[сm[}{10\,000}$.

Пример. Для воды при температуре 10° С

$$\mu=0{,}0131\ пз,\ \text{т. е.}\ [г/см\cdot сек]=\frac{0{,}0131}{98{,}1}\ [кГ/сек/м^2]=$$

$$=0{,}000134\ кГ/сек/м^2,$$

$$\nu=0{,}0131\ сm,\ \text{т. е.}\ [см^2/сек]=0{,}00000131\ м^2/сек$$

Коэффициент вязкости зависит от температуры и для воды в системе СГС равен:

$$\mu=\frac{0{,}0178\rho}{1+0{,}0337t+0{,}000221t^2}.$$

Вязкость гелия (при температуре, близкой к «абсолютному нулю») в тысячи раз менее вязкости воды.

Вязкость патоки весьма велика. По данным акад. Н. Н. Павловского она равна около 600 $\frac{г}{см\cdot сек}$, т. е. примерно в 60 000 раз более вязкости воды $\left(\text{при } 20°\text{ С для воды } \mu=0{,}01\ \frac{г}{см\cdot сек}\right)$.

Коэффициент вязкости воздуха μ (так же как и для реальных газов) в очень широком диапазоне изменения давлений можно считать не зависящим от давления и зависящим только от температуры. Коэффи-

Значения кинематического коэффициента вязкости для воды

t, °С	ν, $\frac{см^2}{сек}$ (стоксы)	ν, $\frac{м^2}{сек}$
0	0,0178	0,00000178
5	0,0152	0,00000152
10	0,0131	0,00000131
12	0,0124	0,00000124
15	0,0114	0,00000114
20	0,0101	0,00000101
30	0,0081	0,00000081
40	0,0066	0,00000066
50	0,0055	0,00000055

Значения коэффициента вязкости μ для различных жидкостей

Наименование жидкости	$t°$, С	$\mu\left[\frac{г}{см\cdot сек}\right]$ (пуаз)	$\mu\left[\frac{кГ\cdot сек}{м^2}\right]$
Бензин (относительный вес $\delta=0{,}7\div0{,}72$)	15	0,0060÷0,0065	0,0000611÷0,0000622
Керосин ($\delta=0{,}82-0{,}83$)	15	0,020—0,025	0,000204÷0,000255
Нефть ($\delta=0{,}86$)	15	0,070÷0,080	0,000713÷0,000815
„ ($\delta=0{,}90$)	15	1,30÷1,40	0,01325÷0,01425
Глицерин	2,8	42,2	0,43
	8,1	25,2	0,257
	14,3	13,9	0,142
	20,3	7,78	0,079
	26,5	4,93	0,0503
Ртуть	21,4	0,0185	0,000189
	0	0,0117	0,000119
	99	0,0122	0,000124
Алкоголь	18	0,0131	0,000133
Эфир	20	0,0026	0,0000265

циент вязкости для воздуха может определяться по формуле

$$\mu = 1{,}712\sqrt{1 + 0{,}003665t}\,(1 + 0{,}0008t)^2\,10^{-6}\left[\frac{кГ \cdot сек}{м^2}\right],$$

где t — температура, ° С.

Для приближенных расчетов можно пользоваться формулой

$$\mu = \mu_0\left(\frac{t + 273}{273}\right)^{3/4}\left[\frac{кГ \cdot сек}{м^2}\right],$$

где μ_0 — коэффициент вязкости при $t = 0°$ С равен:

$$\mu_0 = 1{,}712 \cdot 10^{-6}\left[\frac{кГ \cdot сек}{м^2}\right] = 0{,}000001712\left[\frac{кГ \cdot сек}{м^2}\right] =$$

$$= 0{,}000168\left[\frac{г}{см \cdot сек}\right].$$

При температуре $t = 20°$ С коэффициент вязкости воздуха будет равен:

$$\mu_{20°\,С} = \mu_0\left(\frac{20 + 273}{273}\right)^{3/4} = \mu_0 1{,}185 =$$

$$= 2{,}03^{10-6}\left[\frac{кГ \cdot сек}{м^2}\right] = 0{,}000199\left[\frac{г}{см \cdot сек}\right],$$ т. е. пуаз.

Кинематический коэффициент вязкости воздуха при объемном весе $\gamma = 1{,}25\ \frac{кГ}{м^3}$ и, следовательно, при плотности

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1{,}25}{9{,}81} = 0{,}127\left[\frac{кГ \cdot сек^2}{м^4}\right]$$

равен

$$\nu = 0{,}000016\left[\frac{м^2}{сек}\right] = 0{,}16\left[\frac{см^2}{сек}\right].$$

Таким образом, $\mu_{возд} < \mu_{вод}$, но $\nu_{возд} > \nu_{вод}$.

ГЛАВА ВТОРАЯ

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

2-1. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ В ТОЧКЕ И ЕГО ИЗМЕРЕНИЕ

Основное уравнение

$$\left.\begin{aligned} z+\frac{p}{\gamma}=z_0+\frac{p_0}{\gamma}=\ldots=H=\text{const},\\ \text{или}\\ p=p_0+\gamma(z_0-z)=p_0+\gamma h. \end{aligned}\right\} \quad (2\text{-}1)$$

Уравнение поверхности уровня (поверхности равного давления)

$$z=C+\text{const}, \quad (2\text{-}2)$$

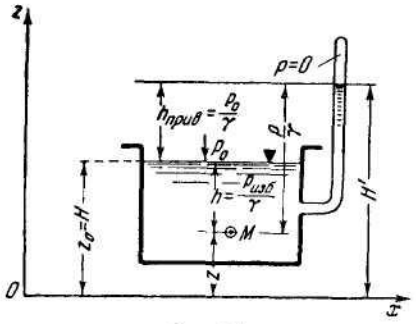


Рис. 2-1.

т. е. поверхностью уровня является горизонтальная плоскость (рис. 2-1).

В уравнениях (2-1) и (2-2):

p и p_0 — гидростатическое давление в данной точке и на свободной поверхности (давление внешней среды);

z и z_0 — соответствующие этим точкам координаты, т. е. высоты над плоскостью сравнения (XOY);

γ — объемный вес жидкости, т. е. вес единицы объема жидкости, обычно в $кГ/м^3$;

h — глубина погружения данной точки под уровень свободной поверхности (плоскости с давлением p_0);

H — координата плоскости гидростатического напора;

$\frac{p}{\gamma}$ — высота, соответствующая давлению в данной точке, $м$;

$\frac{p_0}{\gamma}=h_{прив}$ — высота, соответствующая давлению внешней среды; в частном случае, если $p_0=p_{ат}$, величина $\frac{p_{ат}}{\gamma}$ определяет „приведенную высоту“ атмосферного давления.

Гидростатическое давление измеряется или как напряжение (например, в $кГ/м^2$, $кГ/см^2$ и т. д.), или высотой столба жидкости (например, в *м вод. ст.* или в *мм рт. ст.* и т. д.), или в технических атмосферах.

1 *ат* = 1 $кГ/см^2$ = 10 000 $кГ/м^2$ = 10 $Т/м^2$ = 10 *м вод. ст.* (при 4° С) = 735,5 *мм рт. ст.* (при 0° С).

1 *ата* = 1,033 $кГ/см^2$ = 10 330 $кГ/м^2$ = 10,33 $Т/м^2$ = = 10,33 *м вод ст.* (при 4° С) = 760 *мм рт. ст.* (при 0° С).

Полное и избыточное давление, вакуум.

Полное гидростатическое давление в данной точке равно:

$$p=p_0+\gamma h=p_{ат}+p_{изб}. \quad (2\text{-}3)$$

Если $p_0=p_{ат}$, то *избыточное давление*

$$p_{изб}=\gamma h=p-p_0, \text{ или } h_{изб}=\frac{p}{\gamma}-\frac{p_0}{\gamma}. \quad (2\text{-}4)$$

Таким образом, полное гидростатическое давление представляет собой фактическое напряжение сжатия жидкости в данной точке и равно сумме $p_{вн.среды}+\gamma h$, а избыточное давление представляет собой разность между полным давлением и атмосферным.

Полное давление всегда положительно:

$$p\geqslant 0 \text{ и } \frac{p}{\gamma}\geqslant 0.$$

Избыточное давление может быть положительным и отрицательным, т. е.

$$p_{изб}\gtrless 0 \text{ и } \frac{p_{изб}}{\gamma}\gtrless 0.$$

Вакуум метрическим давлением, или, короче, вакуумом, называют недостачу давления до атмосферного, т. е. разность между атмосферным давлением и полным давлением:

$$p_{вак}=p_{ат}-p,$$

или

$$h_{вак}=\frac{p_{ат}}{\gamma}-\frac{p}{\gamma}. \quad (2\text{-}5)$$

Таким образом, вакуумметрическое давление представляет собой отрицательное избыточное давление:

$$p_{вак}=-p_{изб} \text{ или } h_{вак}=-\frac{p_{изб}}{\gamma}.$$

Максимальное значение вакуума численно равно давлению атмосферы

$$h_{вак.\,макс}=\frac{p_{ат}}{\gamma},$$

т. е. зависит от величины барометрического давления. При „нормальном“ барометрическом давлении (760 *мм рт. ст.*) наибольшее значение вакуума равн

Таблица 2-1

Давление атмосферы на разных высотах

Высота H, *м* над уровнем моря	0	100	200	250	300	500	600	700	800	1 000	1 200	1 500	2 000
Давление атмосферы, *м вод. ст.*	10,33	10,2	10,1	10,0	9,9	9,7	9,6	9,5	9,4	9,2	8,9	8,6	8,1
Давление атмосферы, *мм рт. ст*	760	751	742	737	733	716	707	699	690	674	658	634	596

$h_{вак} = 10{,}33$ *м вод. ст.* В обычных технических расчетах принимают $h_{вак.макс} = 10{,}0$ *м вод. ст.*, т. е. максимальное вакуумметрическое давление принимают равным одной технической атмосфере.

Для перевода давления, заданного в миллиметрах ртутного столба, в метры водяного столба см. график рис. 2-2.

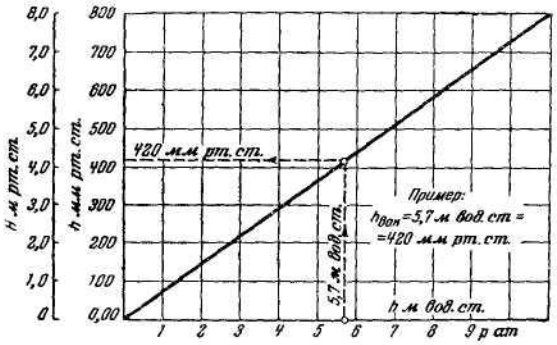


Рис. 2-2.

Величины атмосферного давления на разных высотах над уровнем моря см. табл. 2-1.

Примечание. Указанные в таблице значения давления воздуха на разных высотах соответствуют международной стандартной атмосфере.

В международной стандартной атмосфере за плоскость отсчета высот ($z = 0$) принят уровень моря; для этого уровня приняты следующие начальные условия: температура $t° = 15°$ С, объемный вес воздуха $\gamma_0 = 1{,}225$ *кГ/м³* (плотность воздуха

$$\rho_0 = 0{,}125\ кГ \cdot сек^2/м^4).$$

2-2. СХЕМЫ ПЬЕЗОМЕТРОВ (ЖИДКОСТНЫЕ МАНОМЕТРЫ), ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЕСС И ЦИЛИНДР

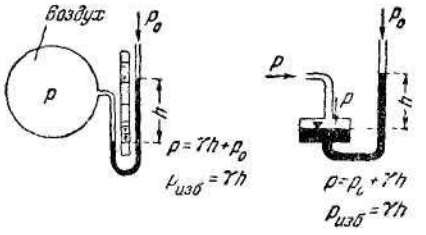


Рис. 2-3а. Обыкновенный ртутный манометр.

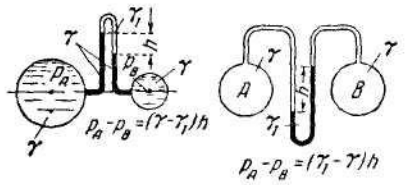


Рис. 2-3б. Дифференциальный манометр.

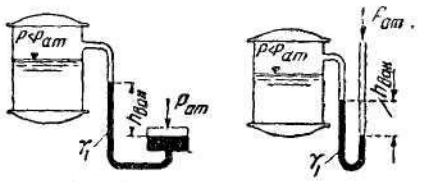


Рис. 2-3в. Обыкновенный вакуумметр.
γ — объемный вес данной жидкости (например, ртути).

$$\left(h_{вак} = \frac{p_{вак}}{\gamma}\right).$$

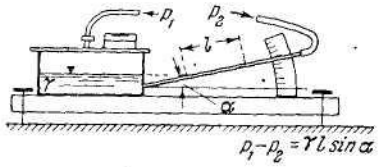


Рис. 2-3г. Микроманометр.

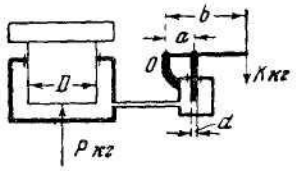


Рис. 2-4. Гидравлический пресс (схема).

Усилие, развиваемое прессом, $P = \eta K \frac{b}{a}\left(\frac{D}{d}\right)^2$, где K — усилие на рукоятке; η — к. п. д., примерно равной 0,85.

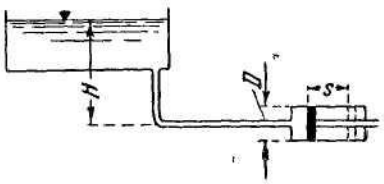


Рис. 2-5. Гидравлический цилиндр простого действия (схема).

Мощность, развиваемая двигателем цилиндра.

$$N = \eta \frac{WH}{25} \gamma \frac{n}{60}\ л.\ с.,$$

где η — к. п. д., примерно равный $0{,}7 \div 0{,}8$; $W = \frac{\pi D^2}{4} S$ — рабочий объем цилиндра, *м³*; n — число двойных ходов поршня в минуту; H — напор, *м*; γ — объемный вес жидкости, *кг/м³*.

2-3. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА ПЛОСКУЮ ФИГУРУ

Давление жидкости на плоскую фигуру равно силе P (рис. 2-6):

$$P = \gamma h_c \omega = p_c \omega, \qquad (2\text{-}6)$$

где h_c — глубина погружения центра тяжести площади фигуры;

ω — площадь плоской фигуры, для которой определяется сила P;

p_c — гидростатическое давление в центре тяжести площади ω.

Точка приложения силы P (точка D, рис. 2-6) называется *центром давления*.

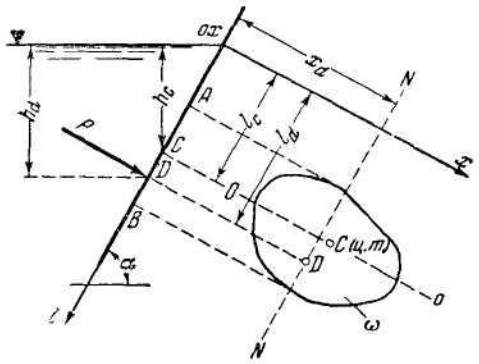


Рис. 2-6.

Местоположение точки D определяется координатами:

$$\left.\begin{aligned} l_d &= l_c + \frac{J_0}{\omega l_c}; \\ x_d &= \frac{\int l x d\omega}{l_c \omega}. \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}7)$$

Для вертикальной стенки $\alpha = 90°$:

$$l_d = h_d;$$

$$h_d = h_c + \frac{J_0}{h_c \omega}, \qquad (2\text{-}7а)$$

где J_0 — момент инерции площади ω относительно оси $O-O$, т. е горизонтальной оси, лежащей в плоскости фигуры и проходящей через центр тяжести площади ω.

Если ω имеет правильную форму и ее осью симметрии служит линия $N-N$ (рис. 2-6), то центр давления лежит на этой оси и определяется одной координатой l_d.

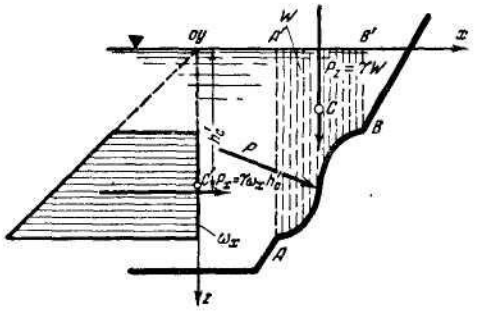
Примечание. Если на свободную поверхность внешняя среда оказывает давление p_0, то полное давление на фигуру (с учетом давления внешней среды, передаваемого жидкостью) будет равно силе

$$P' = P + p_0\omega = \gamma h_c \omega + p_0 \omega. \qquad (2\text{-}8)$$

2-4. ДАВЛЕНИЕ ЖИДКОСТИ НА КРИВОЛИНЕЙНЫЕ ПОВЕРХНОСТИ

Давление на криволинейную поверхность равно силе P (рис. 2-7):

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \qquad (2\text{-}9)$$



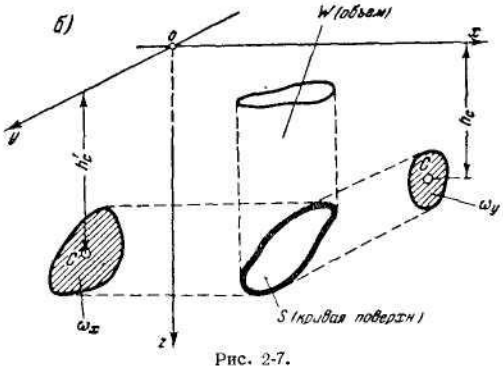


Рис. 2-7.

где P_x, P_y и P_z — проекции силы P на координатные оси ox, oy и oz.

Направление силы P определяется косинусами углов α, β и γ, образуемых направлением P с осями ox, oy и oz:

$$\cos\alpha = \frac{P_x}{P}; \quad \cos\beta = \frac{P_y}{P} \text{ и } \cos\gamma = \frac{P_z}{P}. \qquad (2\text{-}10)$$

Если ось oz направлена по вертикали, то проекции силы P по координатным осям будут равны:

$$\left.\begin{aligned} P_x &= \gamma h_c' \omega_x; \\ P_y &= \gamma h_c'' \omega_y; \\ P_z &= \gamma W, \end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}11)$$

где ω_x и ω_y — площади проекций поверхности S на плоскости, нормальные осям ox и oy;

h_c' и h_c'' — глубины погружения центров тяжести площадей ω_x и ω_y;

W — объем вертикального столба, опирающегося на заданную поверхность S и ограниченного сверху плоскостью свободной поверхности;

γ — объемный вес данной жидкости.

Давление на цилиндрические поверхности. Если длина цилиндрической поверхности (считая перпендикулярно чертежу, рис. 2-8) равна b, то горизонтальная составляющая силы давления жидкости на эту поверхность будет:

$$P_x = \gamma b \frac{H^2}{2},$$

а вертикальная составляющая

$$P_z = \gamma b \omega,$$

где ω — площадь, указанная на рис. 2-8 (вертикальная штриховка).

Равнодействующая сил P_x и P_z равна:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

Направление силы P определяется углом α (рис. 2-8):

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{P_z}{P_x} = \frac{2\omega}{H^2}.$$

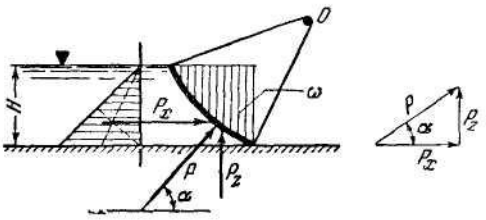


Рис. 2-8

Графический способ определения силы P. Этот способ основан на построении так называемой интегральной линии давления[1]. Делим линию AB (рис. 2-9а) на части $(A, 1)$, $(1, 2)$, $(2, 3)$, $(3, 4)$ и т. д. (можно и

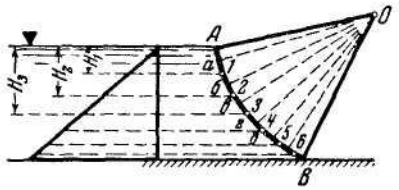


Рис. 2-9а

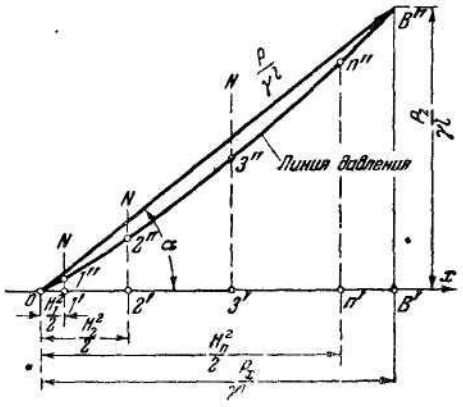


Рис. 2-9б.

не на равные) и по чертежу измеряем глубины H_1, H_2, H_3, . . . , отвечающие точкам $1, 2, 3, \ldots$ (расчет производится для 1 *пог. м* поверхности). Затем на горизонтальной оси ox (рис. 2-9б) откладываем от произвольной точки O отрезки

$$(O-1') = \frac{H_1^2}{2};\ (O-2') = \frac{H_2^2}{2};\ \ldots;$$

$$(O-n') = \frac{H_n^2}{2}$$

и из их концов восстанавливаем перпендикуляры $(1'-N)$; $(2'-N)$; $(3'-N)$, . . . Далее проводим прямые $(01'')$; $(1''2'')$, $(2''3'')$; . . . (рис. 2-9б), соответственно параллельные лучам (aO); $(бO)$; $(вO)$; $(гO)$, . . . (рис. 2-9а), построенным из точек $а$, $б$, $в$, $г$, . . . , т. е. из середины каждой части линии AB.

Плавная кривая $(O, 1'', 2'', 3'', \ldots, n'', \ldots, B'')$ называется «интегральной линией давления». Замыкающая (OB'') в масштабе чертежа определяет силу P, а отрезки (OB') и $(B'B'')$ равны соответственно

$$\frac{P_x}{\gamma b} \text{ и } \frac{P_z}{\gamma b}$$

Основные свойства «интегральной линии давления».

а) Любая хорда $(a''b'')$ интегральной линии давления OB'' (рис. 2-10) определяет собой по величине и направлению силу давления P_{ab} на соответствующий участок (ab) данной цилиндрической поверхности AB

б) Любая хорда ON'', построенная из точки O (начала «интегральной линии давления»), определяет собой по величине и направлению силу давления P_{AN}

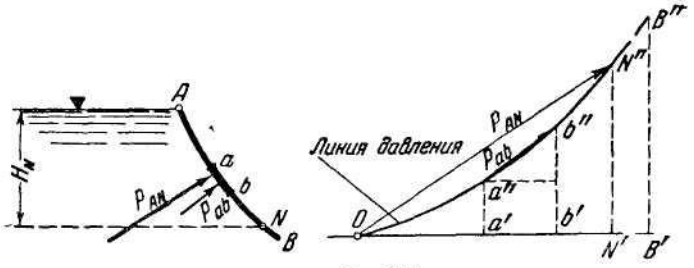


Рис. 2-10.

на заданную цилиндрическую поверхность в пределах от свободной поверхности (точка A) до соответствующей точки N (рис. 2-10).

Примечание. Точка N в таком случае находится на ее глубине погружения $H_N = \sqrt{2(ON')}$

2-5. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ НА ЗАТВОРЫ И ДРУГИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. Плоский наклонный затвор (или подпорная стенка (рис. 2-11).

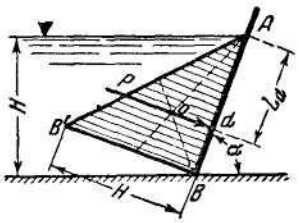


Рис. 2-11

[1] Интегральная линия давления используется в решении различных задач, например при определении положения равнонагруженных ригелей сегментных и секторных затворов.

Эпюром давления служит $\triangle ABB'$.
Сила полного давления на затвор

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2\sin\alpha},$$

где b — ширина затвора (или длина стенки).
Координата центра давления (рис. 2-11)

$$l_d = \frac{2H}{3\sin\alpha}.$$

2. Плоский вертикальный **затвор (или** подпорная стенка) (рис. 2-12).

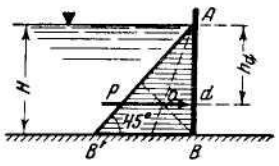


Рис. 2-12.

Эпюром давления служит $\triangle ABB'$.
Сила полного давления

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2}.$$

Координата центра давления

$$h_d = \frac{2}{3} H.$$

3. Плоский наклонный **затвор водо**спуска (рис. 2-13).

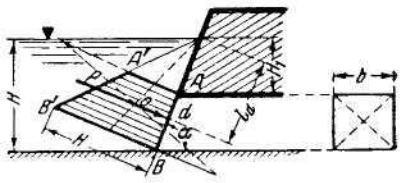


Рис 2-13.

Эпюр давления—трапеция $AA'B'B$
Сила полного давления

$$P = \gamma b \frac{H^2 - H_1^2}{2\sin\alpha}.$$

Координата центра давления

$$l_d = \frac{2}{3\sin\alpha}\left(H_1 + \frac{H^2}{H + H_1}\right).$$

4. Плоский вертикальный **затвор водо**спуска (рис. 2-14).

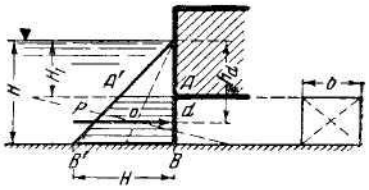


Рис. 2-14.

Эпюр давления — трапеция $AA'B'B$.
Сила полного давления

$$P = \gamma b \frac{H^2 - H_1^2}{2}.$$

Координата центра давления

$$h_d = {}^2/_3\left(H_1 + \frac{H^2}{H + H_1}\right).$$

5. Плоский наклонный затвор, подтопленный снизу (рис. 2-15).

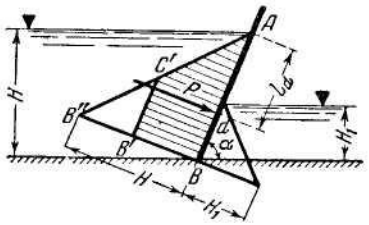


Рис. 2-15.

Эпюр давления—трапеция $ABB'C'$.
Полное давление

$$P = \gamma b \frac{H^2 - H_1^2}{2\sin\alpha}.$$

Координата центра давления

$$l_d = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{\sin\alpha}\left(2H - \frac{H_1^2}{H + H_1}\right).$$

6. Давление на балочное заграждение (рис. 2-16).

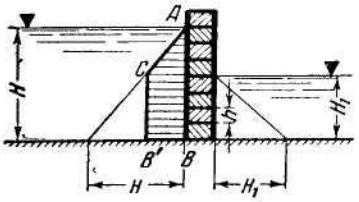


Рис. 2-16.

Эпюр давления—$ACB'B$.
Балки расположенные ниже горизонта воды нижнего бьефа, находятся под одной и той же нагрузкой

$$P = \gamma b h (H - H_1).$$

7. Плоский затвор цилиндрической водоспускной трубы (или напорного водовода) (рис. 2-17)

$$P = p\frac{\pi D^2}{4} = \gamma h \frac{\pi D^2}{4}.$$

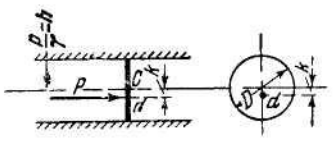


Рис. 2-17.

Таблица 2-2

Значения k (расстояния между центром тяжести и центром давления), $м$, разных диаметров трубы и разных напоров

d, м	h, м												
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	4	5	10	20	30	40	50
0,5	0,031	0,016	0,010	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0;001	—	—	—
1,0	—	0,062	0,042	0,031	0,025	0,021	0,016	0,012	0,006	0,003	0,002	0,002	0,001
1,5	—	—	0,094	0,070	0,056	0,047	0,035	0,028	0,014	0,007	0,005	0,003	0,003
2,0	—	—	—	0,125	0,100	0,083	0,062	0,050	0,025	0,013	0,008	0,006	0,005
2,5	—	—	—	—	0,156	0,130	0,098	0,078	0,039	0,020	0,013	0,010	0,003
3,0	—	—	—	—	—	0,177	0,140	0,112	0,053	0,028	0,018	0,014	0,011

Местоположение центра давления определяется расстоянием k между точкой C (центр тяжести круга) и точкой d (центр давления) (табл. 2-2)

$$k = \frac{J_0}{h\omega} = \frac{d^2}{16h}.$$

8. Сложные формы плоских затворов

а) Затвор по рис. 2-18.

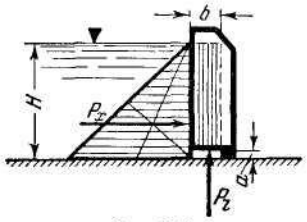


Рис. 2-18.

Горизонтальное давление (на 1 *пог. м*)

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2}.$$

Вертикальное давление

$$P_z = \gamma b (H - a).$$

Значения b см. на рис. 2-18.

Полное усилие, воспринимаемое затвором:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

б) Затвор по рис. 2-19.

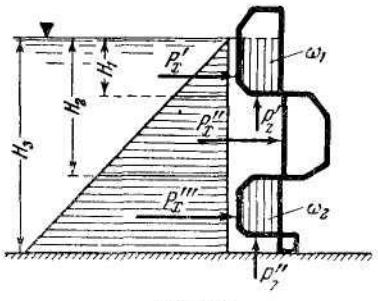


Рис. 2-19.

Горизонтальные усилия (на 1 *пог. м*)

$$P_x' = \gamma \frac{H_1^2}{2};$$

$$P_x'' = \frac{(H_2^2 - H_1^2)}{2};$$

$$P_x''' = \gamma \frac{(H_3^2 - H_2^2)}{2}.$$

Вертикальные усилия

$$P_z' = \gamma\omega_1, \quad P_z'' = \gamma\omega_2.$$

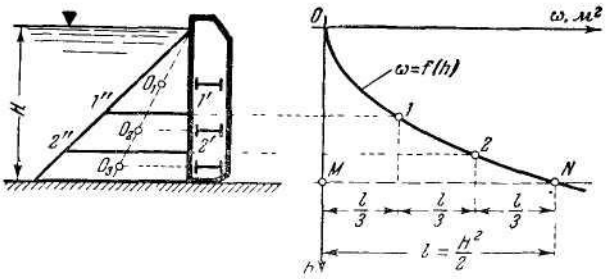


Рис. 2-20.

в) Размещение ригелей плоского затвора. По условию равной нагруженности каждого ригеля и отсутствию скручивающего момента делят площадь эпюра давления на равновеликие части, центры тяжести которых определяют положение ригелей.

Графически задача решается следующим образом (рис. 2-20).

В координатах ω и h строят кривую $\omega = f(h)$ зависимости площади эпюра давления ω от ее высоты h (интегральную кривую). Для треугольника по рис. 2-20 $\omega = \frac{H^2}{2}$. Разделив затем отрезок MN, имеющий длину l, на заданное число ригелей n, т. е. на части длиной **каждая** $\frac{l}{n}$ (на рис. 2-20 на $\frac{l}{3}$ соответственно трем ригелям), находят по точкам $1, 2, \ldots$ основания (отрезки $1'1''$, $2'2''$) соответственно равновеликих площадей эпюра давления. Центры тяжести этих площадей (точки O_1, O_2, O_3,...) определяют искомое положение каждого ригеля.

На рис. 2-21 показано решение для общего случая, т. е. для двусторонней нагрузки ригеля.

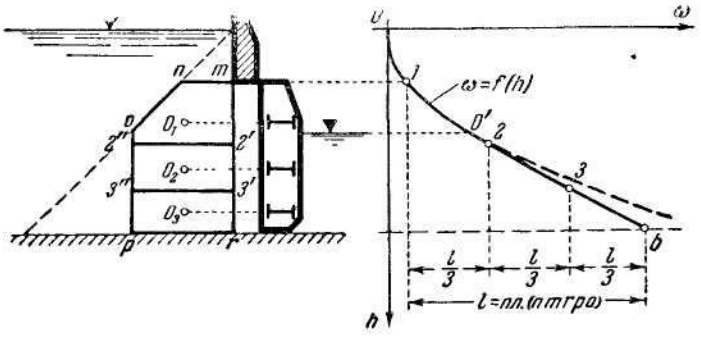


Рис. 2-21.

9. Сегментный затвор с плоской обшивкой (рис. 2-22).

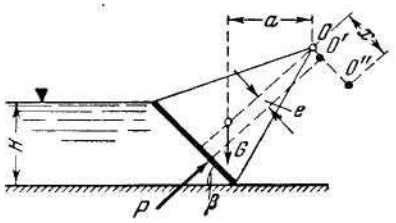


Рис. 2-22.

Давление на затвор

$$P=\gamma b\frac{H^2}{2\sin\beta}.$$

Эксцентриситет

$$e=\frac{H}{6\sin\beta}.$$

Момент силы P относительно центра O

$$m(P)=\gamma b\frac{H^3}{12\sin^2\beta}.$$

Для устранения момента ось затвора надо переместить из точки O в точку O'.

Условия всплываемости при расположении оси затвора в точке O''; пренебрегая трением в подшипниках

$$x>\frac{H}{6\sin\beta}\left(1+\frac{12\sin^2\beta\cdot Ga}{\gamma bH^3}\right),$$

или с учетом трения в подшипнике

$$x>\frac{H}{6\sin\beta}\left(1+\frac{12\sin^2\beta\cdot Ga}{\gamma bH^3}+\frac{3\sin\beta\cdot fd}{H}\right),$$

где G — полный вес затвора;
a — плечо силы G (веса затвора);
d — диаметр вала подшипника;
f — коэффициент трения вала в подшипнике.

10. Вальцовый затвор.

а) *При напоре* $H=D$ (рис. 2-23).

Горизонтальная составляющая P_x силы давления жидкости на затвор (на 1 *пог. м*) равна

$$P_x=\gamma\frac{D^2}{2}.$$

Соответственно вертикальная составляющая будет:

$$P_z=\gamma\frac{\pi D^2}{8}=P_x\frac{\pi}{4}\approx 0{,}393\gamma D^2.$$

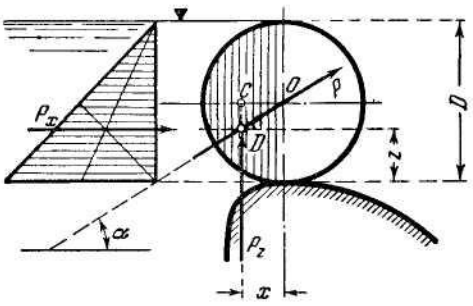


Рис. 2-23.

Полное давление (также на 1 *пог. м* затвора)

$$P=\gamma\frac{D^2}{2}\sqrt{1+\left(\frac{\pi}{4}\right)^2}\approx 0{,}635\gamma D^2.$$

Угол α наклона силы P к горизонтальной линии определяется по $\cos\alpha$, в данном случае получим:

$$\cos\alpha=0{,}786,\quad\text{или}\quad\alpha=38°20'.$$

Примечание. При указанном на рис. 2-23 положении напорного горизонта угол α не зависит от диаметра D.

Координаты точки приложения силы P (полное давление), т. е. точки D (рис. 2-23):

$$x=0{,}212D\quad\text{и}\quad z=\frac{D}{3}.$$

б) *При напоре* $H<D$ *(рис. 2-24).*

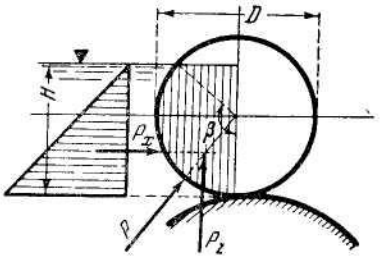


Рис. 2-24.

Горизонтальная составляющая

$$P_x=\gamma\frac{H^2}{2}.$$

Вертикальная составляющая

$$P_z=\gamma\frac{D^2}{8}\left[\frac{\pi\beta}{180°}+\left(2\frac{H}{D}-1\right)\cos(\beta-90°)\right]=$$

$$=0{,}125\gamma D^2\left[\frac{\pi\beta}{180°}+2\frac{H}{D}\left(2\frac{H}{D}-1\right)\sqrt{\frac{D}{H}-1}\right],$$

или

$$P_z=N\gamma D^2,$$

где

$$N=f\left(\frac{H}{D}\right).$$

Числовые значения $N=f\left(\frac{H}{D}\right)$ указаны в табл. 2-3.

Таблица 2-3

$\frac{H}{D}$	N
1,0	0,393
0,75	0,311
0,5	0,196
0,25	0,0767
0,125	0,0265
0	0

Примечания: 1. Давление со стороны нижнего бьефа определяется по тем же формулам.

2. При наличии напора с двух сторон (с верхнего и нижнего бьефов) (рис. 2-25) полное давление определяется суммированием двух давлений:

$$P=\sqrt{P_{zв}^2+P_{xн}^2-2P_{zв}P_{zн}\cos\varphi},$$

угол $\varphi=180°-(\alpha_1+\alpha_2)$ (рис. 2-25).

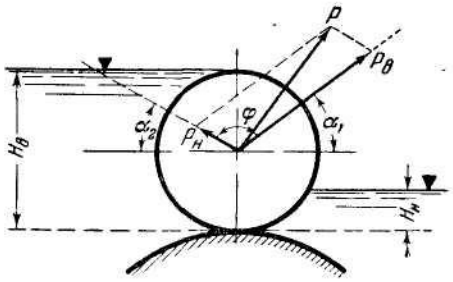


Рис. 2-25.

в) *Подъемное усилие для вальцового затвора* (рис. 2-26).

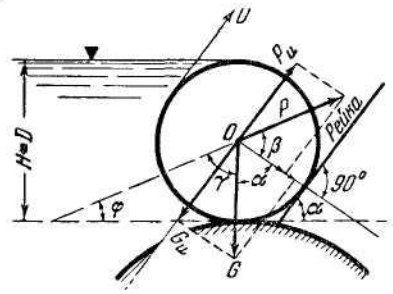


Рис. 2-26.

Действующими силами являются:

1. Полное давление воды на затвор — сила P, направленная под углом к горизонту $\varphi\approx38°$.

2. Сила тяжести — вес щита G.

Если ведущая рейка наклонена к горизонту под углом $\alpha°$, то проекции указанных сил на направление возможного перемещения щита будут соответственно равны:

$$P_u=P\sin\beta$$

[так как угол $\beta=180-\gamma-\alpha$ (рис. 2-26), причем $\gamma=90-\varphi=90-38=52°$, то $\beta=128°-\alpha$] и

$$G_u=G\sin\alpha.$$

Тогда подъемное усилие U, если не считать дополнительных усилий, вызываемых трением подвижных частей конструкции, будет:

$$U=\frac{G\sin\alpha-P\sin\beta}{2}.$$

г) *Минимальный допустимый угол наклона опорной рейки.*

По условию невсплываемости затвора $U=0$, или $G\sin\alpha=P\sin\beta=P\sin(128°-\alpha)$.

Соответственно

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{P\sin128°}{G+P\cos128°}=$$

$$=\frac{P\sin52°}{G+P\cos52°}.$$

Для невесомого щита

$G=0$ и $\operatorname{tg}\alpha=\operatorname{tg}128°$ (рис. 2-27).

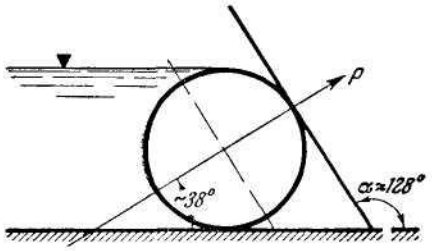


Рис. 2-27.

11. Сегментный затвор

а) *По рис. 2-28.*

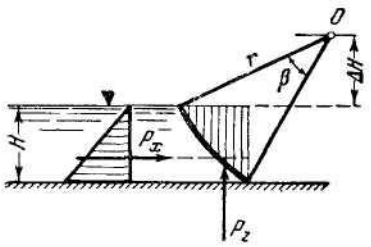


Рис. 2-28.

Горизонтальная составляющая

$$P_x=\gamma\frac{H^2}{2}b,$$

где b — ширина затвора.

Вертикальная составляющая

$$P_z=\frac{\gamma}{2}\left[\pi r^2\frac{\beta°}{180°}-\Delta H\sqrt{r^2-\Delta H^2}-\right.$$

$$\left.-(H-\Delta H)\sqrt{r^2-(H+\Delta H)^2}\right]b.$$

Полное давление определится по общей формуле

$$P=\sqrt{P_x^2+P_z^2}.$$

б) *По рис. 2-29*

$$\Delta H=0;$$

$$P_x=\gamma\frac{H^2}{2}b,$$

$$P_z=\frac{\gamma}{2}\left[\pi r^2\frac{\beta}{180°}-H\sqrt{r^2-H^2}\right]b;$$

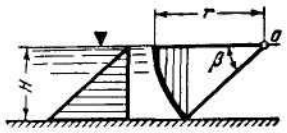


Рис 2-29

$$P=\sqrt{P_x^2+P_z^2}$$

При $r=H$, т е при $\beta=90°$
Горизонтальная составляющая

$$P_x=\gamma\frac{H^2}{2}b$$

Вертикальная составляющая

$$P_z=\gamma\frac{\pi r^2}{4}=\gamma\frac{\pi H^2}{4}=0{,}785\gamma H^2b.$$

Полное давление в таком случае будет.

$$P=\sqrt{P_x^2+P_z^2}=\gamma\frac{H^2b}{2}\sqrt{1+\frac{\pi^2}{4}}=0{,}931\gamma H^2b$$

Угол наклона силы P к горизонту

$$\cos\alpha=\frac{0{,}785\gamma H^2}{0{,}931\gamma H^2}=0{,}843 \quad \text{и} \quad \alpha=32°30'.$$

в) По рис 2-30

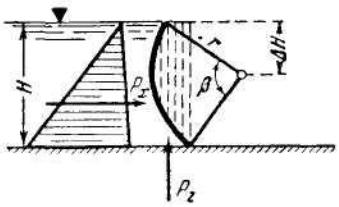


Рис 2 30

Горизонтальная составляющая

$$P_x=\gamma\frac{H^2}{2}b$$

Вертикальная составляющая

$$P_z=\frac{\gamma}{2}\left[\pi r^2\frac{\beta}{180°}+\Delta H\sqrt{r^2-\Delta H^2}-\right.$$

$$\left.-(H+\Delta H)\sqrt{r^2-(H-\Delta H)^2}\right]b$$

Распределение ригелей сегментного затвора (рис 2 31)

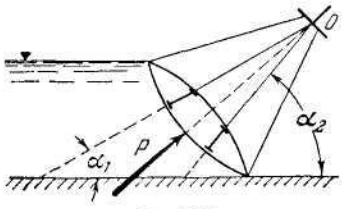


Рис 2 31

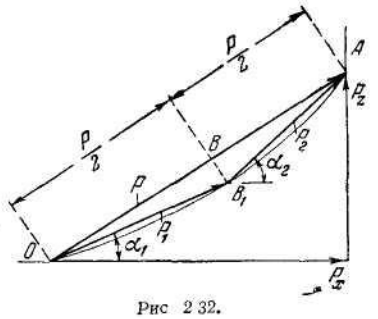


Рис 2 32.

Распределение ригелей сегментного затвора производится, так же как и для плоского затвора, по условию их одинаковой нагруженности и отсутствия скручивающего момента Для решения задачи надлежит построить интегральную кривую давления (см § 2 4)

На рис 2 32 отрезок OA определяет собой равнодействующую силу P давления на весь щит Разделив этот отрезок пополам (при двух ригелях) и проведя перпендикуляр к направлению силы P, найдем точку B_1 Тогда хорды OB_1 и B_1A определят собой по величине и направлению силы P_1 и P_2 ($P_1=P_2$) давления жидкости, воспринимаемые ригелями Местоположение ригелей находим, проводя через точку O ось сегментного затвора (рис 2 31) лучи под углами α_1 и α_2, определяемыми, как показано на рис 2 32

Примечание При трех (и большем числе) ригелях интегральная кривая давления делится на три (или более) части так чтобы хорды этих трех дуг были равны между собой

2-6. СТАТИЧЕСКОЕ ВРАЩЕНИЕ ЖИДКОСТИ

Если жидкость вращается относительно вертикальной оси OZ с постоянной и одинаковой для всех ее частиц угловой скоростью (рис 2-33), то

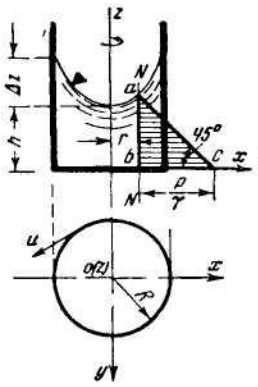


Рис 2 33

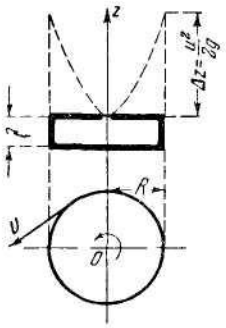


Рис 2 34

а) уравнение свободной поверхности будет

$$z=h+\frac{\omega^2r^2}{2g}=h+\frac{u^2}{2g}; \qquad (2\text{-}12)$$

б) высота параболоида вращения равна скоростному напору максимальной окружной скорости (т е. скорости у стенки цилиндра)

$$\Delta z=\frac{\omega^2R^2}{2g}=\frac{U^2}{2g}; \qquad (2\text{-}13)$$

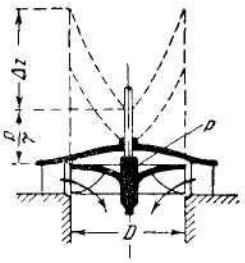


Рис. 2-35.

в) сила давления на дно (рис. 2-33)

$$P = \gamma \pi R^2 \left(h + \frac{\Delta z}{2} \right); \qquad (2\text{-}14)$$

г) давление по вертикали изменяется по закону прямой: например, для вертикали N—N эпюром распределения давления будет треугольник abc (рис. 2-33);

д) если жидкость находится в замкнутом цилиндрическом сосуде высотой h (рис. 2-34), то сила давления на дно будет равна

$$P = \gamma \pi R^2 \left(h + \frac{\Delta z}{2} \right);$$

е) осевое усилие турбины.

Если давление у вала турбины равно p (рис. 2-35) и турбина делает n оборотов в минуту, то при диаметре колеса D осевое давление (давление на подшипник) будет:

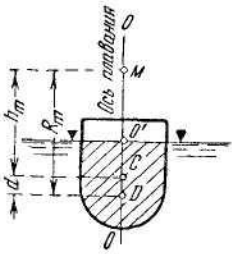
$$P = \gamma \frac{\pi D^2}{4} \left[\frac{p}{\gamma} + \frac{1}{2} \left(\frac{\pi D n}{60} \right)^2 \frac{1}{2g} \right] (кГ).$$

Примечание. В целях «разгрузки» (понижения давления на подшипник) устраивают отверстия в крышке рабочего колеса турбины. В таком случае давление p у вала турбины уменьшается приблизительно до давления у входа в отсасывающую трубу.

2-7. ПЛАВАНИЕ ТЕЛ

Обозначения (рис. 2-36 и 2-37):

W — водоизмещение (объем погруженной части тела),
C — центр тяжести плавающего тела;
D — центр тяжести объема погруженной части тела, или центр водоизмещения, при положении равновесия;
D' — то же при крене;
G — вес тела;
P — выталкивающая сила, равная весу воды в объеме водоизмещения W;
M — метацентр — точка пересечения „оси плавания" с направлением подъемной силы P_z при крене (рис 2-37), при малых углах крена точка M сохраняет свое местоположение на оси плавания;
α — угол крена;
R_m — метацентрический радиус (возвышение точки M над точкой D);
h_m — метацентрическая высота (возвышение точки M над точкой C).



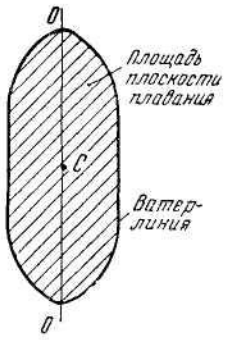


Рис 2-36.

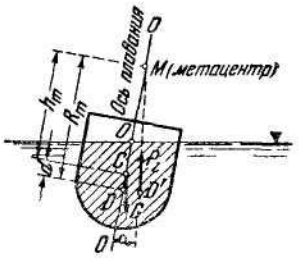


Рис 2-37.

Осью плавания называется линия, проходящая через точки D и C.

В равновесном положении ось плавания вертикальна, при крене она наклонена к вертикали под углом крена α.

Ватерлинией называется линия пересечения плоскости свободной поверхности с боковой поверхностью плавающего тела (в равновесном положении).

Площадь плоскости плавания — площадь сечения тела плоскостью свободной поверхности (в равновесном положении ограничена ватерлинией).

Условия плавания. Тело плавает, если $G = P$. Устойчивость плавания обеспечивается, если метацентр (точка M) расположен выше центра тяжести (точка C) плавающего тела, считая по оси плавания. Степень устойчивости может быть оценена величиной метацентрической высоты или величиной метацентрического радиуса.

Метацентрический радиус определяется по формуле

$$R_m = \frac{J_0}{W}, \qquad (2\text{-}15)$$

где J_0 — момент инерции площади плоскости плавания относительно горизонтальной оси O—O (рис. 2-36), проходящей через ее центр тяжести;

W — водоизмещение.

Метацентрическая высота равна:

$$h_m = R_m - d = \frac{J_0}{W} - d, \qquad (2\text{-}16)$$

где d — возвышение точки C над точкой D.

Для грузовых судов (баржи и пр.) величина метацентрической высоты обычно принимается равной около 0,5 *м*.

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ

А. ОБЩИЕ ФОРМУЛЫ

3-1. РАСХОД, СРЕДНЯЯ СКОРОСТЬ И ЭЛЕМЕНТЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПОТОКА

Уравнение расхода

Для элементарной струйки

$$dq = ud\omega. \tag{3-1}$$

Для струи с поперечным сечением конечных размеров (для потока) рис. 3-1

$$Q = \int_{\omega} ud\omega = v\omega, \tag{3-2}$$

где ω и v — площадь поперечного сечения и средняя скорость в сечении;

u — местная скорость (скорость в данной точке);

dq — расход элементарной струйки.

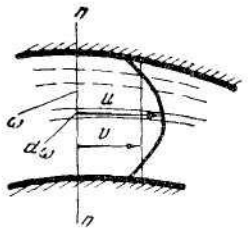


Рис. 3-1.

Средняя скорость в данном сечении определяется по формуле

$$v = \frac{Q}{\omega}. \tag{3-3}$$

Если на протяжении данного потока $Q = \text{const}$, то для промежуточных сечений имеем.

$$\omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \ldots = \omega v = \text{const}, \tag{3-4}$$

или иначе

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{\omega_1}{\omega_2},$$

т. е. средние скорости обратно пропорциональны площадям соответствующих поперечных сечений.

Поперечное сечение потока („живое сечение"), смоченный периметр и гидравлический радиус (рис. 3-2)

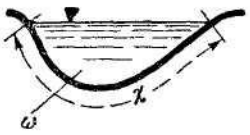


Рис 3-2 Гидравлические элементы потока.
ω — поперечное сечение потока (живое сечение), χ — смоченный периметр; $R = \frac{\omega}{\chi}$ — гидравлический радиус.

Для круглого сечения трубы.

а) *При заполнении всей трубы* (напорные водоводы) (рис 3-3) гидравлический радиус равен:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{d}{4}.$$

Площадь поперечного сечения

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = 0{,}785 d^2.$$

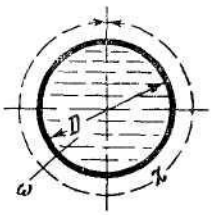


Рис 3-3.

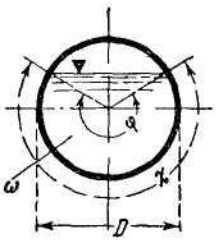


Рис. 3-4.



Рис. 3-5.

б) *При частичном заполнении* (рис. 3-4, табл 3-1) площадь поперечного сечения

$$\omega = \frac{1}{8}(\varphi - \sin\varphi) d^2;$$

смоченный периметр

$$\chi = \frac{1}{2}\varphi d;$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right) d,$$

где φ — центральный угол в радианах.

Для прямоугольного сечения открытого канала

а) *При глубине наполнения канала* h (рис. 3-5).

площадь поперечного сечения

$$\omega = bh;$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h;$$

Таблица 3-1

Числовые значения глубины наполнения h и площади живого сечения ω при различных углах $\varphi°$

Центральный угол $\varphi°$	Глубина наполнения h, м	Площадь живого сечения ω, м²	Центральный угол $\varphi°$	Глубина наполнения h, м	Площадь живого сечения ω, м²
360	2,000 r	3,14 r^2	150	0,741 r	1,059 r^2
355	1,999 r	3,14 r^2	140	0,658 r	0,900 r^2
			130	0,577 r	0,751 r^2
350	1,996 r	3,14 r^2	120	0,500 r	0,614 r^2
340	1,984 r	3,14 r^2	110	0,426 r	0,490 r^2
330	1,966 r	3,13 r^2			
320	1,940 r	3,11 r^2	100	0,357 r	0,380 r^2
310	1,906 r	3,09 r^2	90	0,293 r	0,285 r^2
			80	0,234 r	0,206 r^2
300	1,864 r	3,05 r^2	70	0,1808 r	0,1410 r^2
290	1,819 r	3,00 r^2	60	0,1340 r	0,0906 r^2
280	1,766 r	2,94 r^2			
270	1,707 r	2,86 r^2	50	0,0937 r	0,0533 r^2
260	1,643 r	2,76 r^2	40	0,0603 r	0,0277 r^2
			30	0,0341 r	0,01180 r^2
250	1,574 r	2,65 r^2	20	0,0152 r	0,00352 r^2
240	1,500 r	2,53 r^2	10	0,0038 r	0,00044 r^2
230	1,423 r	2,39 r^2			
220	1,342 r	2,24 r^2	5	0,0010 r	0,00006 r^2
210	1,259 r	2,08 r^2			
200	1,174 r	1,916 r^2			
190	1,087 r	1,745 r^2			
180	1,000 r	1,571 r^2			
170	0,913 r	1,397 r^2			
160	0,826 r	1,225 r^2			

Пример. Дано: $r = 1{,}5$ м. Определить глубину наполнения и площадь живого сечения при центральном угле $\varphi = 250°$.

Решение. Глубина наполнения $h = 1{,}574\ r = 1{,}574 \times 1{,}5 = 2{,}36$ м. Площадь живого сечения $\omega = 2{,}65 \cdot 1{,}5^2 = 5{,}95$ м².

гидравлический радиус

$$R = \frac{bh}{b+2h} = \frac{h}{1+2\frac{h}{b}} = \frac{b}{\frac{b}{h}+2}.$$

б) *Для очень широких русел прямоугольного сечения, т. е. при $b \gg h$,* гидравлический радиус принимается равным глубине:

$$R = h.$$

Для очень глубоких и узких русел (при $h \gg b$) гидравлический радиус

$$R = \frac{b}{2}.$$

Для трапецеидального сечения открытого канала

При глубине наполнения h (рис. 3-6):

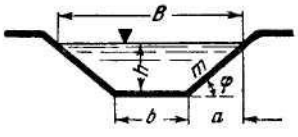


Рис. 3-6.

площадь поперечного сечения

$$\omega = (b + mh)\,h,$$

где $m = \frac{a}{h} = \operatorname{ctg}\varphi$ — коэффициент откоса;

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2};$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b+mh)\,h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}.$$

Если обозначить $\beta = \frac{b}{h}$, то гидравлический радиус будет равен:

$$R = \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}\,h.$$

Для гидравлически наивыгоднейшего сечения гидравлический радиус равен:

$$R = \frac{h}{2}.$$

Для очень широкого трапецеидального сечения русла ($b \gg h$) гидравлический радиус принимается равным глубине (так же как и для прямоугольного сечения): $R = h$.

3-1а. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ

Основными видами движения жидкости являются: движения установившееся и неустановившееся, равномерное и неравномерное, сплошное и прерывистое.

Установившимся движением называется такое, параметры которого не зависят от времени (такое движение не изменяется со временем).

Равномерным движением называется такое, при котором скорости течения в сходственных точках двух смежных сечений потока равны между собой. Это условие приводит к тому, что при равномерном движении жидкости форма русла и все гидравлические элементы не изменяются вдоль потока. В частности, при равномерном движении в открытом русле глубина потока, площадь поперечного («живого») сечения и другие параметры, а также средняя скорость неизменны вдоль русла.

Сплошным (или непрерывным) движением называется такое, при котором жидкость занимает все пространство своего движения без образования внутри себя пустот (или разрывов).

Движения неустановившееся, неравномерное и прерывистое соответственно противоположны указанным выше.

3-2. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ (ДВИЖЕНИЕ УСТАНОВИВШЕЕСЯ)

Для элементарной струйки невязкой несжимаемой жидкости уравнение имеет вид:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = H = \text{const}. \qquad (3\text{-}5)$$

То же для реальной жидкости и написанное для сечений *1*, *2* и *3* (рис. 3-7):

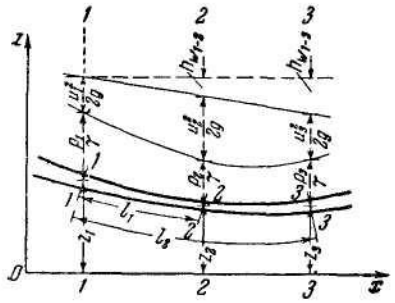


Рис. 3-7.

$$z_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{u_1^2}{2g}=z_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{u_2^2}{2g}+h_{w_{1-2}}=$$

$$=z_3\frac{p_3}{\gamma}+\frac{u_3^2}{2g}+h_{w_{1-3}}=\ldots=H=\text{const}; \qquad (3\text{-}6)$$

здесь каждое слагаемое имеет линейную размерность (например, в метрах), причем z — высота положения, $\frac{p}{\gamma}$ — высота давления*, $\frac{u^2}{2g}$ — скоростная высота или скоростной напор и h_w — потерянный напор (рис. 3-7).

В энергетическом смысле каждое слагаемое уравнения выражает собой удельную энергию, т. е. энергию, приходящуюся на единицу веса жидкости (например, на 1 *кГ*). В этом случае:

z — энергия положения (потенциальная энергия);

$\frac{p}{\gamma}$ — энергия давления (потенциальная энергия);

$\frac{u^2}{2g}$ — кинетическая энергия (живая сила);

h_w — потерянная энергия, т. е. механическая энергия, израсходованная на преодоление сопротивлений на пути от начального до конечного сечения: $h_{w_{1-2}}$ — на пути от сечения *1* до сечения *2*; $h_{w_{1-3}}$ — на пути от сечения *1* до сечения *3* (рис. 3-7).

Сумма $\left(z+\frac{p}{\gamma}\right)$ — так называемый „гидростатический двучлен" — представляет собой полный запас удельной потенциальной энергии в данном сечении.

Сумма $\left(z+\frac{p}{\gamma}+\frac{u^2}{2g}\right)$ представляет полный (общий) запас удельной механической энергии E в данном сечении. Таким образом,

$$E=z+\frac{p}{\gamma}+\frac{u}{2g}. \qquad (3\text{-}7)$$

Для струи конечных размеров[1] (целого потока реальной жидкости

$$z_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}=z_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}+h_w, \qquad (3\text{-}8)$$

или иначе

$$E_1=E_2+h_w, \qquad (3\text{-}9)$$

где v_1 и v_2 — средние скорости в сечениях *1* и *2*;

α_1 и α_2 — коэффициент кинетической энергии (коэффициент Кориолиса), представляющий собой корректив при исчислении средней удельной кинетической энергии по сечению, обычно принимают $\alpha_1=\alpha_2=\alpha$.

Величина коэффициента α зависит от распределения скорости по сечению и определяется по формуле (3-10).

$$\alpha=1+3\frac{\int_\omega \Delta u^2 d\omega}{v^2\omega}\geqslant 1, \qquad (3\text{-}10)$$

где $\Delta u=u-v$, причем u — скорость в некоторой точке M поперечного сечения (местная скорость), а $v=\frac{Q}{\omega}$ — средняя скорость для данного сечения (рис. 3-8).

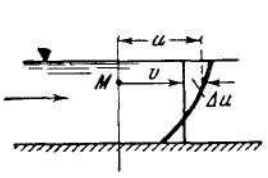


Рис. 3-8.

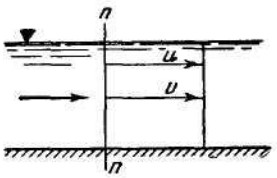


Рис. 3-9.

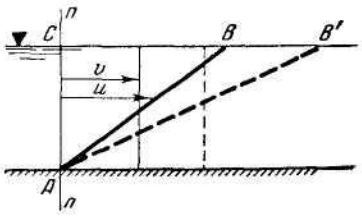


Рис. 3-10.

Если скорости во всех точках поперечного сечения равны между собой и, следовательно равны средней скорости ($u=v$), то $\Delta u=0$ (рис 3-9) и коэффициент $\alpha=1$.

Если движение плоско-параллельное и скорости распределены по прямой AB или AB' (рис. 3-10), то коэффициент $\alpha=2$.

Если в том же случае скорости распределены по параболе ABC (рис. 3-11 и 3-12), соответственно уравнению. $u=ky^n$, то α определяется по формуле

$$\alpha=1+3\frac{\int_\omega \Delta u^2 n\omega}{v^2\omega}=1+3\frac{n}{2n+1}.$$

При $n<1$ (рис. 3-11) $\alpha<2$; при $n>1$ (рис. 3-12) $\alpha>2$ (распределение скоростей, указанное на рис. 3-12 и 3-10, в обычных условиях не имеет места).

* В данном случае, т. е. в условиях движения жидкости, p именуется нами гидродинамическим давлением в точке в отличие от случая равновесия жидкости, когда p называется гидростатическим давлением.

[1] Имеется в виду площадь поперечного сечения конечных размеров

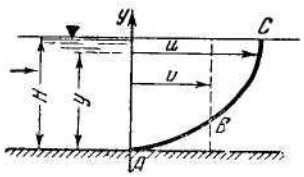


Рис. 3-11.

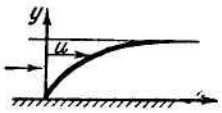


Рис. 3-12.

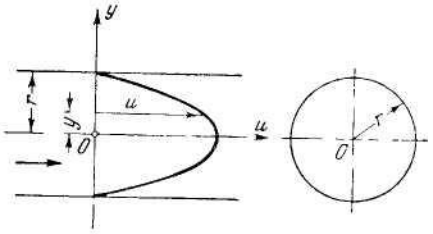


Рис 3-13.

По проф. В. Н. Евреинову приближенно можно считать:

$$\alpha = 1 + \frac{210}{C^2}, \qquad (3\text{-}11)$$

где C — коэффициент Шези в формуле $v = C\sqrt{Ri}$ (в метрической размерности):

$C = 20;\quad 40;\quad 60;\quad 80$

$\alpha = 1{,}53;\quad 1{,}13;\quad 1{,}06;\quad 1{,}03$

Для трубы (рис 3-13) при параболическом законе распределения скорости (например, для ламинарного движения) по уравнению: $u = a(r^2 - y^2)$ коэффициент $\alpha = 2$

На практике обычно принимают для турбулентных потоков $\alpha = 1{,}1$, а в тех случаях, когда $\frac{v^2}{2g}$ мало по сравнению с h_w или при менее точных расчетах, — $\alpha = 1$.

3-3. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТАРНОЙ СТРУЙКИ ПОТОКА ВО ВРАЩАЮЩЕМСЯ КАНАЛЕ

Если жидкость протекает по каналу, который вращается вокруг некоторой оси Oz (рис 3-14), то уравнение Бернулли, написанное по формуле (3-5), т. е относительно неподвижной системы координатных осей Ox, Oy и Oz, теряет силу.

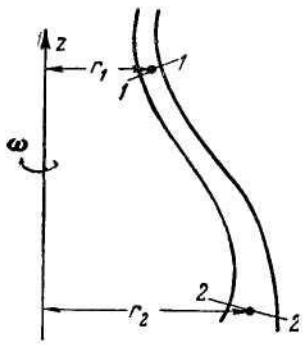


Рис. 3-14.

Относительно неподвижной координатной системы удельная энергия определяемая по уравнению Бернулли [по формуле (3-5)], по пути изменяется (может увеличиваться или уменьшаться) Жидкость может отдавать свою энергию, заставляя вращаться канал, или аккумулировать энергию того двигателя, который приводит канал вместе с протекающей по нему жидкостью во вращение

Если угловая скорость ω и расход Q неизменны во времени и, кроме того, расход Q остается неизменным по пути канала, то для неподвижной координатной системы уравнение Бернулли должно быть написано так, а именно:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g} + h_w, \qquad (3\text{-}12')$$

или, если пренебречь сопротивлениями (идеальная жидкость),

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g}.$$

Примечание. Заметим, что если v_1 и v_2 будут абсолютными скоростями, т. е если

$$\overline{v_1} = \overline{w_1} + \overline{u_1} \quad \text{и} \quad \overline{v_2} = \overline{w_2} + \overline{u_2},$$

то

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \neq z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g},$$

т е, как указано выше, уравнение Бернулли, написанное по формуле (3-5), теряет силу.

Пользуясь треугольником скоростей, по которому

$$w_1^2 = v_1^2 + u_1^2 - 2v_1u_1\cos\alpha_1$$

и

$$w_2^2 = v_2^2 + u_2^2 - 2v_2u_2\cos\alpha_2,$$

где w, u и v — относительная, окружная и абсолютная скорости соответственно в сечениях 1 и 2, а α_1 и α_2 — углы, образуемые направлениями скоростей v и u, из уравнения (3-12′) получим:

$$\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w\right) = \frac{1}{g}(u_1v_1\cos\alpha_1 - u_2v_2\cos\alpha_2). \qquad (3\text{-}12'')$$

Здесь левая часть уравнения представляет собой действующий напор H, т. е. $E_1 - E_2 - h_w = H$, поэтому уравнение можно кратко записать и так:

$$gH = u_1v_1\cos\alpha_1 - u_2v_2\cos\alpha_2. \qquad (3\text{-}12''')$$

Очевидно H — то количество удельной энергии, которое жидкость передает рабочему механизму или которое она аккумулирует, воспринимая от него эту энергию

3-4. ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКАЯ ЛИНИЯ, ЛИНИЯ ЭНЕРГИИ, ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ И ПЬЕЗОМЕТРИЧЕСКИЙ УКЛОНЫ

а) Истечение под уровень (для напорных водоводов)

Пьезометрической линией (или пьезометрической кривой) на рис. 3-15а является линия $ABCDEF$

Напорной линией (или линией энергии) на рис 3-15 является линия $A'B'C'D'E'F'$.

Средним гидравлическим уклоном называется отношение

$$J_{ср} = \frac{h_w}{l} = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right)}{l}, \qquad (3\text{-}13)$$

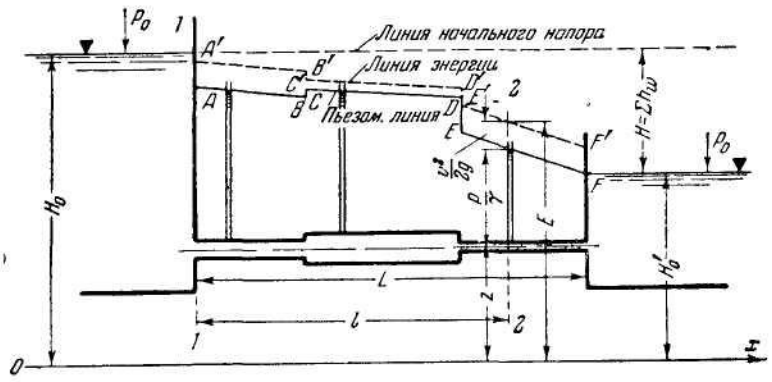


Рис. 3-15а.

где z, $\frac{p}{\gamma}$ и $\frac{\alpha v^2}{2g}$ с индексом 1 — высота положения, высота давления и скоростной напор в первом (верхнем по течению) сечении, а с индексом 2 — аналогичные величины во втором сечении (расположенном относительно первого сечения ниже по течению);

l — расстояние между первым и вторым сечениями (*считая по длине водовода, независимо от его наклона к горизонту*);

α_1 и α_2 обычно принимают равными друг другу, т. е. считают $\alpha_1 = \alpha_2$ (значение α см. § 3-2);

h_w — суммарный потерянный напор на участке водовода между данными сечениями;

$J_{ср}$ — средний гидравлический уклон на данном участке.

В соответствии с рис. 3-15а отношение $\frac{H}{L} = \frac{\Sigma h_w}{L}$ представляет собой средний гидравлический уклон для всего водовода.

Гидравлический уклон характеризует интенсивность изменения общего запаса удельной энергии потока по его длине.

Если водовод на всем своем протяжении имеет один и тот же диаметр, одну и ту же шероховатость и не имеет местных сопротивлений, то линия энергии будет прямой, а гидравлический уклон постоянным и равным среднему, т. е. $J = J_{ср}$.

В общем же случае гидравлический уклон изменяется по пути и для данного места, т. е. для данного поперечного сечения, определяется формулой

$$J = \frac{dh_w}{dl} = -\frac{d\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dl} = -\frac{dE}{dl}. \qquad (3\text{-}14)$$

Гидравлический уклон всегда положителен:

$$J = \frac{dh_w}{dl} = -\frac{dE}{dl} \geqslant 0, \qquad (3\text{-}14')$$

так как в направлении по течению при $dl > 0$ потерянный напор всегда увеличивается, а удельная энергия уменьшается и, следовательно, $dh_w > 0$, $dE < 0$.

Пьезометрический уклон характеризует интенсивность изменения потенциальной удельной энергии. Для участка водовода от сечения *1* до сечения *2* его средняя величина определяется по формуле

$$i_c = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right)}{l_{1-2}}. \qquad (3\text{-}15)$$

Для водовода с изменяющимся диаметром пьезометрический уклон для данного сечения равен:

$$i = -\frac{d\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)}{dl}. \qquad (3\text{-}16)$$

Пьезометрический уклон может быть положительным, отрицательным и равным нулю:

$$i \gtreqless 0.$$

При равномерном движении гидравлический уклон равен пьезометрическому:

$$J = i.$$

В этом случае „потерянный" напор равен разности гидростатических двучленов:

$$h_w = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_1 - \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_2 \qquad (3\text{-}17)$$

б) Свободное истечение в атмосферу

На рис. 3-15б указаны линии энергии и пьезометрическая линия при свободном истечении из напорного водовода в атмосферу.

Здесь Σh_w — сумма всех потерь напора на протяжении всего водовода;

$\frac{v^2}{2g}$ — скоростной напор скорости v в выходном (концевом) сечении;

$h_ф$ — высота фонтанирования ($h_ф$ меньше $\frac{v^2}{2g}$ на величину гидравлических сопротивлений при свободном полете фонтанирующей струи).

Примечание. При истечении в атмосферу часть общего запаса энергии, равная разности $H - \Sigma h_w = \frac{v^2}{2g}$ (рис. 3-15б), сохраняется в потоке (в выходном сечении) в форме кинетической энергии и может быть использована. При истечении под уровень (рис. 3-15) весь запас энергии H расходуется на преодоление гидравлических сопротивлений.

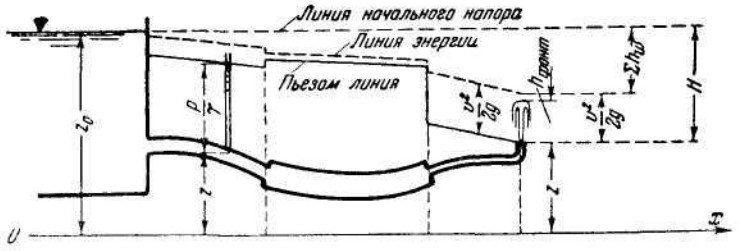


Рис. 3-15б.

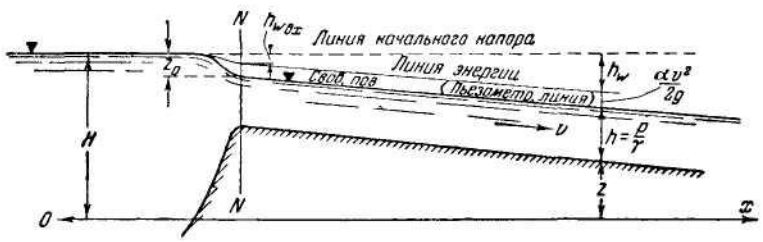


Рис 3 16.

в) Открытые русла

В этом случае линия свободной поверхности воды совпадает с пьезометрической линией[1]

На рис. 3-16 указана линия энергии для начального участка канала при равномерном движении в канале

При равномерном движении гидравлический уклон J равен пьезометрическому уклону i, т. е. уклону свободной поверхности $i_{пов}$ и уклону дна $i_{дн}$:

$$J = i = i_{пов} = i_{дн}. \qquad (3\text{-}18)$$

Свободная поверхность во входном сечении $N-N$ канала устанавливается ниже свободной поверхности питающего его водоема на величину Δz, равную

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{w\,вх}, \qquad (3\text{-}19)$$

т. е. равную сумме скоростного напора $\frac{\alpha v^2}{2g}$ в сечении $N-N$ и напора $h_{w\,вх}$, потерянного „на входе".

Обычно потерянный напор h_w оценивают по формуле $h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}$, где ζ — коэффициент сопротивления.

Тогда

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + \zeta \frac{v_2}{2g} = (\alpha + \zeta)\frac{v^2}{2g}, \qquad (3\text{-}19а)$$

или, принимая $\alpha = 1{,}0$:

$$\Delta z = (1 + \zeta)\frac{v^2}{2g}.$$

В общем случае гидравлический и пьезометрический уклоны (т. е. уклон свободной поверхности) изменяются по пути, будут не равны друг другу и не равны уклону дна.

3-5. ЭНЕРГИЯ И МОЩНОСТЬ ПОТОКА

Энергия потока в сечении NN (рис. 3-17), подсчитанная в среднем на единицу веса (на 1 $кГ$) и отнесенная к горизонтальной плоскости ox, определяется по уравнению

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \qquad (3\text{-}20)$$

Эту энергию по предложению акад. Н Н. Павловского называют „удельной энергией потока".

Соответственно этому *мощность потока* с расходом Q [$м^3/сек$], освобождаемая при переходе от сечения MM к сечению NN и обозначаемая $N_{брутто}$, равна:

$$N_{брутто} = \gamma Q (E' - E) = \gamma Q H' \ [кГ \cdot м/сек]. \qquad (3\text{-}21)$$

При „сосредоточенном" падении, пренебрегая разностью скоростных напоров $\left(\frac{\alpha v_0^2}{2g} - \frac{\alpha v^2}{2g}\right)$ и гидравлическими сопротивлениями, считают.

$$N_{брутто} = \frac{\gamma Q H}{102} \approx 10 Q H \ [квт]. \qquad (3\text{-}21')$$

Мощность на валу турбины (случай использования энергии потока)

$$N = \eta \frac{\gamma Q H}{102} \approx 10 Q H \eta \ [квт]. \qquad (3\text{-}22)$$

Мощность на валу насоса (случай водоподъема)

$$N = \frac{\gamma Q H}{102 \eta} \approx \frac{10 Q H}{\eta} \ [квт]. \qquad (3\text{-}23)$$

В формулах (3-22) и (3-23) η — к. п. д. турбины или насоса.

На рис 3-18 дан график для определения величины мощности по формуле (3-22).

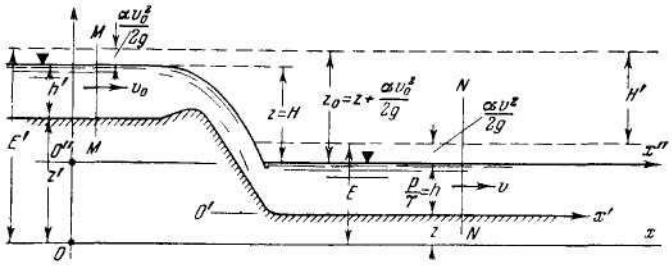


Рис. 3-17.

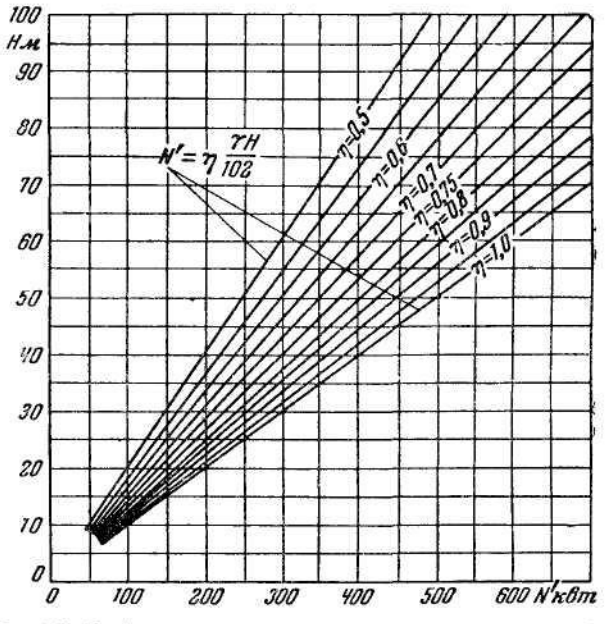


Рис 3-18. График для определения мощности при расходе $Q = 1\ м^3/сек$ и различных величинах к. п. д агрегата.

$$N = \eta \frac{\gamma Q H}{102} \ [квт] = Q N' \ (квт), \quad N' = \eta \frac{\gamma H}{102} \ [квт].$$

[1] Если давление принимается избыточным.

3-6. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОТОКЕ

При свободном полете во всех точках струи (например, в точках N и N' рис. 3-19 и 3-20) гидродинами-

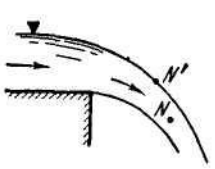


Рис. 3-19.



Рис. 3-20.

ческое давление одно и то же и равно давлению внешней среды [1]:

$$p_N = p_{N'} = p_{ат}.$$

При плавно изменяющемся движении в открытом или закрытом русле (в частности, в напорном трубопроводе) гидродинамическое давление p распределяется по закону гидростатики в любом поперечном сечении потока (например, в сечении AA; сечении BB и т. д. рис 3-21), т е по закону прямой

$$\frac{p}{\gamma} + z = H.$$

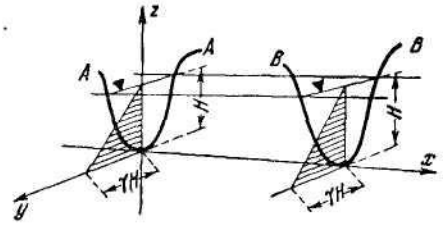


Рис. 3-21. Эпюры давления.

На глубине h, считая от свободной поверхности, избыточное давление

$$p = \gamma h \text{ (рис. 3-21а).}$$

[1] Движение в струе при этом предполагается плавно изменяющимся

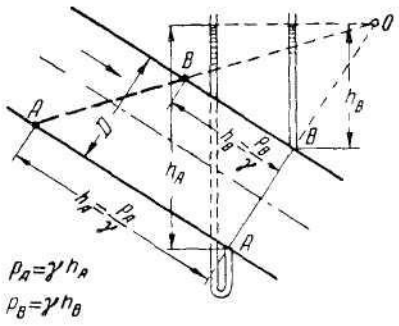


Рис. 3-21а.

а) Свободные струи

Поток, не ограниченный твердыми стенками, называется свободной струей. Струю считают *затопленной*, если она распространяется в массе, однородной со струей жидкости (например, струя воды, выходящая из отверстия резервуара при истечении под уровень). В противном случае струю считают *незатопленной* (например, струя, выходящая из наконечника гидромонитора и свободно летящая в воздухе).

б) Затопленная струя

На рис. 3-22 и 3-23 указана согласно исследованиям проф. Г. Н. Абрамовича (1936 г.) структура турбулентной струи, выходящей из круглого отверстия и распространяющейся в неограниченном пространстве неподвижной жидкости, однородной с данной.

В начальном сечении (a—b) скорость во всех точках этого сечения одинакова и, следовательно, равна осевой $u = u_0$. Во всех других сечениях распределение скоростей происходит в соответствии с эпюрами, указанными на рис. 3-22.

Расстояние от начального сечения до полюса струи равно:

$$x_0 \approx 0{,}15 \frac{d}{a}. \qquad (3\text{-}24)$$

Длина начального участка

$$x_A = 0{,}335 \frac{d}{a}. \qquad (3\text{-}25)$$

Угол расширения струи α определяется из условия

$$\operatorname{tg} \alpha \approx 3{,}4a. \qquad (3\text{-}26)$$

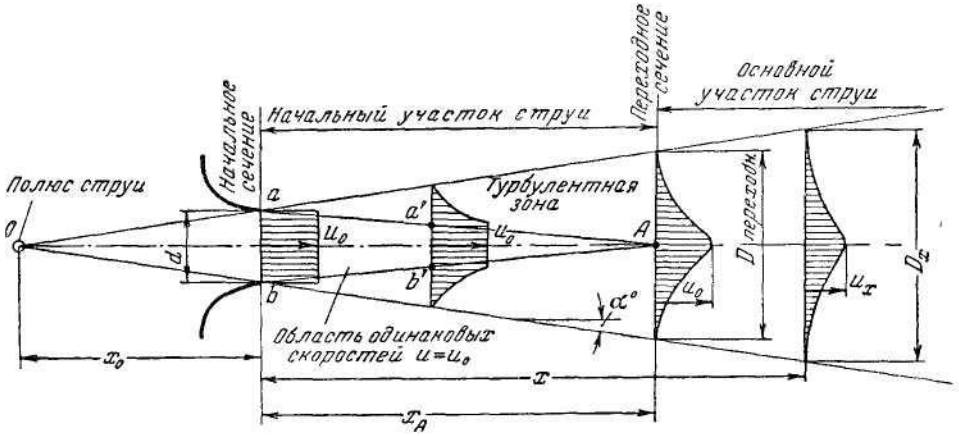


Рис. 3-22. Распределение скоростей в поперечном сечении „круглой струи"

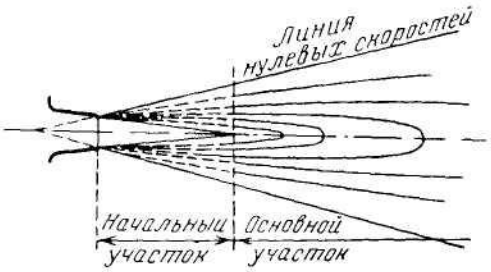


Рис. 3-23. Изотахи свободной струи, т. е. линии равных продольных скоростей, для основного участка образуют так называемый „факел".

Диаметр струи в переходном сечении, а также в любом ином сечении равен соответственно:

$$\left.\begin{aligned} D_{\text{перех}} &= D + 6{,}8x_A\,; \\ D_x &= D + 6{,}8ax. \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}27)$$

Осевая скорость на протяжении начального участка (т. е. от выходного отверстия и до переходного сечения, см. рис. 3-22) одна и та же и равна средней в выходном сечении, а именно:

$$u_0 = v = \frac{Q}{\omega}.$$

Далее за переходным сечением, т. е. в пределах основного участка струи (рис. 3-22), осевая скорость на любом расстоянии от выходного сечения (на расстоянии $x > x_A$) равна:

$$u_x = u_0 \frac{0{,}48d}{ax + 0{,}145d}. \qquad (3\text{-}28)$$

В приведенных здесь формулах (3-24) — (3-28) буква a обозначает так называемый „коэффициент турбулентности", который по исследованиям Г. Н. Абрамовича при круглом выходном сечении равен.

$$a \approx 0{,}07 \div 0{,}08.$$

По А. Я. Миловичу (Гидродинамические основы газовой борьбы, 1918) длина начального участка, на котором сохраняется величина осевой скорости, равна $x_A \approx 6d$, а величина осевой скорости на основном участке равна:

$$u_x = \beta \frac{u_0 d}{x}, \qquad (3\text{-}29)$$

где u_0 — скорость в выходном сечении;
d — диаметр выходного отверстия;
x — расстояние от выходного отверстия до сечения, где осевая скорость u_x;
β — коэффициент, по исследованиям проф. А. Я. Миловича, равный 6.

Примечание. В своих исследованиях А. Я. Милович впервые определил длину начального участка свободной струи. Из формулы (3-23) при $u_x = 0{,}95u_0$ получим $x_A = 6d$, по Г. Н. Абрамовичу длина основного участка равна $4{,}8d$.

Гидродинамическое давление считается внутри струи всюду одинаковым и равным давлению внешней среды.

в) Незатопленная струя

В свободно летящей в воздухе водяной струе можно различить три части (рис. 3-24): начальную — компактную, раздробленную (с нарушенной сплошностью течения) и распыленную.

Высота вертикальной струи может приближенно определяться по формуле

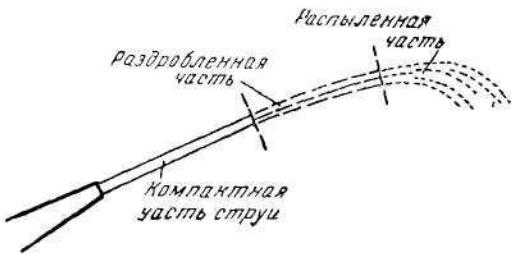


Рис. 3-24. Структура незатопленной струи в свободном полете.

$$h_{\text{в}} = \frac{H}{1 + \alpha H}, \qquad (3\text{-}30)$$

где $H = \frac{v^2}{2g}$ — скоростной напор на выходе из отверстия;

α — опытный коэффициент, равный:

$$\alpha \approx \frac{0{,}00025}{d + (10d)^3}, \text{ где } d \text{ [м]}.$$

Высота компактной струи может быть определена приближенно по формуле

$$h_{\text{комп}} = \beta h_{\text{в}} = \beta \frac{H}{1 + \alpha H}, \qquad (3\text{-}31)$$

где β — коэффициент, зависящий от высоты струи.

Числовые значения коэффициента β могут быть следующие:

При высоте струи H, м	7	12	20	25	30
Коэффициент β . . .	0,84	0,83	0,80	0,78	0,72

Дальность полета струи зависит от размеров струи, начальной скорости и от угла наклона струи к горизонту в начальном сечении.

По исследованиям Н. П. Гавырина, дальность полета гидромониторной струи l можно определить по следующей формуле:

$$l = 0{,}415 \sqrt[3]{\alpha d}\, H^{2/3}, \qquad (3\text{-}32)$$

где α — угол наклона струи к горизонту, *град*;
d — диаметр выходного сечения насадка гидромонитора, *мм*;
H — напор в выходном сечении, *м*.

г) Давление свободной струи на твердые стенки

При обтекании пластинки свободная струя оказывает на нее давление. Сила P, с которой свободная струя давит на неподвижную плоскую пластинку ab (рис. 3-25), равна.

$$P = \gamma\omega \frac{v^2}{g} = 2\gamma\omega \frac{v^2}{2g} \text{ [кГ]}^*. \qquad (3\text{-}33)$$

где ω — площадь поперечного сечения струи, *м*²;
v — средняя скорость в сечении струи, *м/сек*.

Если пластинка ab *движется в направлении оси струи* со скоростью c и, следовательно, относительная

* Могут быть и другие единицы силы.

скорость струи равна $w = v - c$, то сила давления струи на ту же пластинку будет:

$$P = \gamma\omega \frac{w^2}{g} = 2\gamma\omega \frac{(v-c)^2}{2g} \ [\kappa\Gamma]. \qquad (3\text{-}34)$$

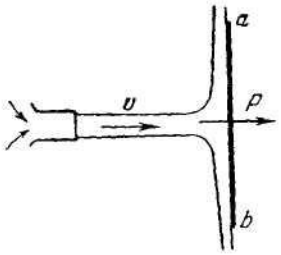


Рис. 3-25.

Если *неподвижная пластинка расположена наклонно*, под углом α к направлению струи (рис. 3-26), то давление P в направлении оси струи будет равно.

$$P = \gamma\omega \frac{v^2}{g} \sin^2\alpha = 2\gamma\omega \frac{v^2}{2g} \sin^2\alpha \ [\kappa\Gamma]. \qquad (3\text{-}35)$$

Соответственно при движении пластинки со скоростью c в направлении оси струи, т. е. при относительной скорости струи $w = v - c$, давление на пластинку в направлении оси струи будет равно:

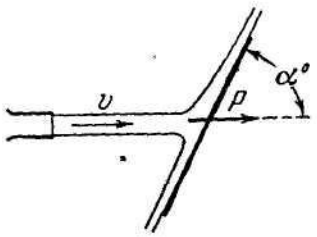


Рис. 3-26.

$$P = \gamma\omega \frac{w^2}{2g} \sin^2\alpha = 2\gamma\omega \frac{(v-c)^2}{2g} \sin^2\alpha \ [\kappa\Gamma]. \qquad (3\text{-}36)$$

Если пластинка будет не плоской, а изогнутой и расположенной так, как указано на рис. 3-27, т. е. с поворотом струи на 180° (на угол π), то давление будет равно:

для неподвижной пластинки

$$p = 2\gamma\omega \frac{w^2}{g} = 4\gamma\omega \frac{v^2}{2g} \ [\kappa\Gamma]; \qquad (3\text{-}37)$$

для пластинки, движущейся со скоростью c,

$$P = 2\gamma\omega \frac{w^2}{g} = 4\gamma\omega \frac{(v-c)^2}{2g} \ [\kappa\Gamma]. \qquad (3\text{-}38)$$

д) Работа струи

Если одна изолированная плоская пластинка, расположенная перпендикулярно оси струи (рис. 3-24), движется со скоростью c, то работа, совершаемая силой давления P в единицу времени, т. е. мощность, будет равна;

$$N = Pc = 2\gamma\omega \frac{(v-c)^2}{2g} c \left[\frac{\kappa\Gamma \cdot м}{сек}\right]. \qquad (3\text{-}39)$$

Если же мы имеем систему пластинок (как обычно в водяных двигателях), когда можно считать набегающую в единицу времени на систему пластинок массу жидкости равной $\frac{\gamma}{g}\omega v$ $\left(\text{а не } \frac{\gamma}{g} Q' = \frac{\gamma}{g}\omega(v-c),\right.$ как то имеет место для одной пластинки$\left.\right)$, то в таком случае работа струи в единицу времени, или мощность, будет равна:

$$N = P'c = 2\gamma\omega v \frac{(v-c)}{2g} c \left[\frac{\kappa\Gamma \cdot м}{сек}\right]. \qquad (3\text{-}40)$$

Максимум этой мощности (т. е. максимум мощности такого двигателя) получается при $c = \frac{v}{2}$, равным:

$$N_{макс} = \frac{1}{2}\gamma\omega v \frac{v^2}{2g} = 0{,}5\gamma Qh \left[\frac{\kappa\Gamma \cdot м}{сек}\right], \qquad (3\text{-}41)$$

т. е. составляет половину всей мощности струи $\left(N_{струи} = \gamma Q \frac{v^2}{2g} = \gamma Qh\right)$.

Таким образом, к. п. д. двигателя с плоскими лопатками не может быть больше 0,5 ($\eta_{макс} = 0{,}5$).

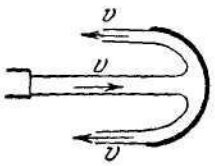


Рис. 3-27.

При изогнутой пластинке по схеме рис. 3-27 соответственно получим:

а) Передаваемая мощность на одну изолированную пластинку, движущуюся со скоростью c вдоль оси струи, равна:

$$N = Pc = 4\gamma\omega \frac{w^2}{2g} c =$$

$$= 4\gamma\omega(v - c) \frac{v-c}{2g} c = 4\gamma Q' \frac{(v-c)}{2g} c \left[\frac{\kappa\Gamma \cdot м}{сек}\right], \qquad (3\text{-}42)$$

где $Q' = \omega(v-c) = \omega w$ — количество воды, набегающее (и, следовательно, действующее) на пластинку (используемый расход струи).

б) Передаваемая мощность на систему пластинок, сменяющих одна другую, как в активных турбинах (когда $Q' = Q = \omega v$), будет равна:

$$N = 4\gamma Q \frac{(v-c)}{2g} c = 4\gamma\omega v \frac{v-c}{2g} c \left[\frac{\kappa\Gamma \cdot м}{сек}\right]. \qquad (3\text{-}43)$$

Максимум этой мощности будет, так же как и ранее для плоской пластинки, при условии $c = \frac{v}{2}$, и, следовательно,

$$N_{макс} = \gamma\omega v \frac{v^2}{2g} = \gamma Q \frac{v^2}{2g} = \gamma Qh, \qquad (3\text{-}44)$$

т. е. достигает величины полной мощности самой струи. Коэффициент полезного действия двигателя с криволинейными лопатками, отклоняющими относительную скорость струи на 180°, достигнет единицы.

Примечание. Ввиду наличия гидравлических сопротивлений, а также затраты энергии на отвод воды от лопаток двигателя к. п. д. всегда меньше единицы, $\eta < 1$.

Б. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

3-7. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

Ламинарный и турбулентный режимы. При вычислении потерь напора надо различать два возможных режима потока жидкости — *ламинарный и турбулентный.*

Критерием, определяющим режим потока, служит неравенство

$$\mathrm{Re} \lessgtr \mathrm{Re}_к, \qquad (3\text{-}45)$$

где Re — *безразмерное число Рейнольдса;*

$\mathrm{Re}_к$ — его критическое значение.

Для круглых сечений (трубы) число Рейнольдса определяется по формуле

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu}, \qquad (3\text{-}46)$$

для всех иных поперечных сечений (например, в открытом русле)

$$\mathrm{Re}' = \frac{vR}{\nu}. \qquad (3\text{-}47)$$

В формулах (3-46) и (3-47) v — средняя скорость, *см/сек*; d и R — диаметр и гидравлический радиус, *см*; ν — кинематический коэффициент вязкости, *см²/сек*

Примечание. Если v, d и R исчислены в метрах, то и ν должно быть исчислено в *м²/сек*

Критическое число Рейнольдса можно считать равным.

а) к формуле (3-46) $\mathrm{Re}_к \approx 2\,320$;

б) к формуле (3-47) $\mathrm{Re}_к \approx 580$.

Таким образом, если $\mathrm{Re} > 2\,320$ (или $\mathrm{Re}' > 580$), то течение турбулентное; если $\mathrm{Re} < 2\,320$ (или $\mathrm{Re}' < 580$), то течение ламинарное.

По исследованиям проф. А. П. Зегжда[1], для открытых русел можно считать $\mathrm{Re}'_к = 800 \div 900$.

Примечание. Здесь предусматривается равномерное движение в трубе или в открытом канале. При неравномерном движении условия перехода ламинарного потока в турбулентный более сложные, причем при ускоренном движении критическое значение числа Рейнольдса возрастает

Критическое число $\mathrm{Re}_к$ (по проф. В. М. Маккавееву)[2] зависит от шероховатости стенок русла и для прямоугольного русла (при C, взятом по формуле $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$) n определяется по табл. 3-2

Таблица 3-2

Глубина h, *м*	Коэффициент шероховатости n		
	0,01	0,017	0,025
0,05	1 127	596	181
0,010	1 410	751	228

[1] А. П. Зегжда, Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей, Л., 1938

[2] В. М. Маккавеев и И. М. Коновалов, Гидравлика, Л.—М., 1940.

3-8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ НАПОРА ПО ДЛИНЕ

Гидравлические сопротивления обычно делят на две группы.

а) *сопротивления по длине* (путевые) $h_{w_{дл}}$;

б) *местные сопротивления* $h_{w_{местн}}$

Полная потеря напора на данном участке равна сумме всех сопротивлений

$$h_w = \Sigma h_{w_{дл}} + \Sigma h_{w_{местн}}.$$

а) Потери напора по длине

Потери напора по длине при ламинарном режиме пропорциональны первой степени скорости (т. е. $h_w = av$) и определяются по формуле

$$h_{w_{дл}} = \frac{32\mu l}{\gamma d^2} v, \qquad (3\text{-}48)$$

где μ — коэффициент вязкости;

l — длина данного участка трубы,

v — средняя скорость;

d — диаметр трубы,

γ — объемный вес

Или по формуле Дарси

$$h_{w_{дл}} = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad (3\text{-}49)$$

где коэффициент сопротивления λ равен

$$\lambda = \frac{64}{\mathrm{Re}} = \frac{64\nu}{vd}.$$

Таким образом, при ламинарном движении имеет место линейный закон сопротивлений.

Примечание. Наличие в формуле (3-49) квадрата скорости не противоречит линейному закону сопротивлений ламинарного потока, так как после подстановки вместо λ его значения $\frac{64\nu}{vd}$ и необходимого сокращения на v в формуле (3-49) сохраняется скорость в первой степени

Распределение скоростей по поперечному сечению ламинарного потока подчиняется параболическому закону и для цилиндрической круглой трубы определяется формулой (рис. 3-28).

$$u = \frac{\gamma i}{4\mu}(r_0^2 - r^2) = \frac{\gamma h_w}{4\mu l}(r_0^2 - r^2) \qquad (3\text{-}50)$$

Максимальная скорость (на оси трубы) равна

$$u_{макс} = \frac{\gamma h_w}{4\mu l} r_0^2. \qquad (3\text{-}51)$$

Средняя скорость равна половине максимальной (осевой)

$$v = \frac{u_{макс}}{2} = \frac{\gamma h_w}{8\mu l} r_0^2. \qquad (3\text{-}52)$$

Расход определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi\gamma h_w}{128\mu l} d^4. \qquad (3\text{-}53)$$

Потери напора по длине при турбулентном режиме в большинстве случаев практики оценивают в предположении существования квадратичного закона сопротивлении и вычисляют обычно по следующим формулам

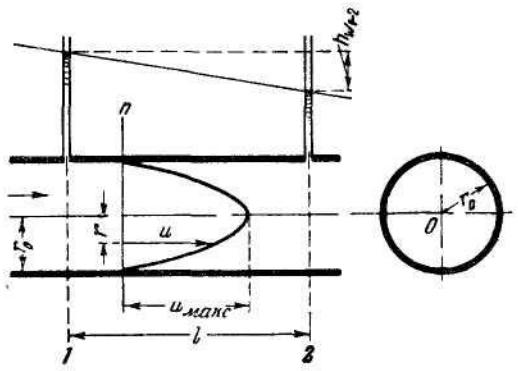


Рис. 3-28.

Для напорных водоводов по формулам.

$$h_w = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}. \qquad (3\text{-}54)$$

$$h_w = \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g}, \qquad (3\text{-}55)^*$$

где λ — коэффициент сопротивления по длине;
d — диаметр водовода;
R — гидравлический радиус (для круглой цилиндрической трубы $R = \frac{d}{4}$);
v — средняя по сечению скорость.

Или по формулам

$$h_w = \frac{Q^2}{K^2} l, \qquad (3\text{-}56)$$

$$h_w = k \frac{Q^2}{d^5} l. \qquad (3\text{-}56')$$

Для открытых русел (в том числе и трубопроводов, работающих неполным сечением) по формулам:

$$h_w = \frac{v^2}{C^2 R} l, \qquad (3\text{-}57)$$

$$h_w = \frac{Q^2}{K^2} l = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l. \qquad (3\text{-}58)$$

где k — коэффициент в формуле (3-56'), равный:

$$\lambda \frac{16}{\pi^2 2g} = 0{,}0825\lambda \ [сек^2/м].$$

Квадратичный закон гидравлических сопротивлений предусматривает зависимость потерянного напора от квадрата скорости, $h_w = k_1 v^2$. Однако этот закон не всегда имеет место и тогда коэффициенты λ, ξ и C, входящие в формулы для определения потерянного напора h_w, выражаются в зависимости от скорости v (или, что в данном случае одно и то же, от числа Re).

В формулах (3-54) ÷ (3-56) и (3-56'):

l — длина расчетного участка водовода или русла;
v и Q — средняя по сечению скорость и расход потока;
d — диаметр трубы;
K — расходная характеристика (или модуль расхода), равная $K = \omega C \sqrt{R}$;
C — коэффициент в формуле Шези для средней скорости при равномерном движении ($v = C\sqrt{Ri}$)

Примечание. Продольное усилие, возникающее на неподвижной поверхности (стенке русла):

$$F = \tau_0 \chi l, \qquad (3\text{-}59)$$

где τ_0 — среднее касательное напряжение,
χ — смоченный периметр;
l — длина данного участка русла.

Касательное напряжение τ_0 определяется по формуле

$$\tau_0 = \gamma R i,$$

или

$$\tau_0 = \gamma R \frac{h_w}{l},$$

при этом продольное усилие на стенке будет:

$$F = \gamma \omega h_w = \gamma \omega \frac{Q^2}{K^2} l = \gamma \omega i l, \qquad (3\text{-}60)$$

и работа силы F в единицу времени или потерянная энергия будет:

$$E_{пот} = \gamma \frac{Q^2}{K^2} l = \gamma Q h_w. \qquad (3\text{-}61)$$

Связь между коэффициентами λ и C

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}, \quad C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \qquad (3\text{-}62)$$

где g — ускорение силы тяжести ($g = 9{,}81$ $м/сек^2$).

Значение величины λ см. в табл. 3-3.

Таблица 3-3

Значения λ в зависимости от величины коэффициента C $\left(\lambda = \frac{8g}{C^2}\right)$

C	λ	C	λ	C	λ
10	0,785	35	0,064	60	0,022
15	0,345	40	0,049	70	0,016
20	0,196	45	0,039	80	0,012
25	0,125	50	0,031	90	0,010
30	0,087	55	0,026	100	0,008

б) Коэффициент сопротивления λ в трубах

1. Коэффициент сопротивления λ в трубах в зависимости от C.

Определяя коэффициент сопротивления $\lambda = \frac{8g}{C^2}$ и *пользуясь для* C *формулой Н. Н. Павловского* $C = \frac{1}{n} R^y$, получим, приняв y по формуле (3-74):

для труб с диаметром $D < 4$ *м*

---

* Формула (3-55) иногда записывается в виде:

$$h_w = \xi \frac{l}{R} \frac{v^2}{2g}, \qquad (3\text{-}55')$$

при этом коэффициент $\xi = \frac{\lambda}{4}$.

На практике обычно трубопроводы бывают круглого сечения, поэтому формулы (3-55) и (3-55') применяются редко, однако в литературе они встречаются и следует не упускать из виду различие между формулами (3-54) и (3-55), (3-55') при выборе коэффициента сопротивления по длине.

$$\lambda = 8gn^2\left(\frac{4}{D}\right)^{3\sqrt{n}}; \qquad (3\text{-}63)$$

для труб с диаметром $D > 4$ *м*

$$\lambda = 8gn^2\left(\frac{4}{D}\right)^{2{,}6\sqrt{n}}, \qquad (3\text{-}63')$$

где n — коэффициент шероховатости.

Значения величины λ по формулам (3-63), (3-63') см в табл. 3-4

Таблица 3-4

Значения λ для круглых труб в зависимости от диаметра d и коэффициента шероховатости n при C по формуле акад. Н. Н. Павловского

d, *мм*	Коэффициент шероховатости n				
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015
200	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
300	0,019	0 024	0,029	0,035	0,044
400	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
500	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
600	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
700	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
800	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
900	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1 000	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1 200	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1 500	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2 000	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2 500	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3 000	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

2. Формула П. К. Конакова.

Для определения коэффициента λ для гидравлически гладких труб можно пользоваться формулой П. К Конакова (1946 г.).

$$\lambda = \frac{1}{(1{,}8\mathrm{Re} - 1{,}5)^2}. \qquad (3\text{-}64)$$

Числовые значения коэффициента λ, вычисленные по этой формуле, указаны в табл. 3-5

Таблица 3-5

Значения коэффициента λ по формуле П. К. Конакова (3-64)

Re	λ	Re	λ	Re	λ
5 000	0,0376	50 000	0,0207	500 000	0,0130
7 000	0,0340	70 000	0,0192	700 000	0,0123
10 000	0,0308	100 000	0,0178	1 000 000	0,0116
20 000	0,0257	200 000	0,0155	2 000 000	0,0103
30 000	0,0233	300 000	0,0143	3 000 000	0,0096
40 000	0,0217	400 000	0,0136		

3 По исследованиям Всесоюзного теплотехнического института (ВТИ, 1948). для гидравлических гладких труб

$$\lambda = \frac{1{,}01}{(\lg \mathrm{Re})^{2{,}5}}; \qquad (3\text{-}65)$$

эта формула подтверждена опытами для Re в интервале от $\mathrm{Re}_к$ до Re = 800 000;

для гидравлически шероховатых труб (в области квадратичного сопротивления)

$$\lambda = \frac{1}{\left(1{,}14 + 2\lg\frac{d}{k_э}\right)^2}, \qquad (3\text{-}66)$$

где $k_э$ — так называемая эквивалентная шероховатость, равная по данным ВТИ:

1) для трубопроводов из новых труб, в том числе для труб станционных паропроводов $k_э = 0{,}06$ *мм*;

2) для теплофикационных трубопроводов $k_э = 0{,}1 \div 0{,}5$ *мм*;

3) для воздуховодов, работающих при наличии компрессоров $k_э = 0{,}8$ *мм*.

Квадратичный закон сопротивления наступает (согласно исследованиям ВТИ) при числах $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{пред}$, т. е при числах Рейнольдса, больших их предельных значений, определяемых приближенно по формуле ВТИ.

$$\mathrm{Re}_{пред} = \left(120\frac{d}{k_э}\right)^{1{,}25}. \qquad (3\text{-}67)$$

Числовые значения $\mathrm{Re}_{пред}$ для различных значений приведены в табл. 3-6.

Таблица 3-6

Числовые значения $\mathrm{Re}_{пред}$ и λ для шероховатых труб

$\frac{d}{k_э}$	$\mathrm{Re}_{пред}$	λ	$\frac{d}{k_э}$	$\mathrm{Re}_{пред}$	λ
100	3 800	0,039	2 000	1 150 000	0,0166
200	8 500	0,034	3 000	1 800 000	0,0153
500	26 000	0,0234	4 000	2 500 000	0,0144
1 000	500 000	0,0196	5 000	3 000 000	0,0136

Примечание. Указанные в таблице значения λ были получены прямым чтением по графику, составленному ВТИ (график нами не приводится).

4. Формула проф. Г. К. Филоненьо (1948 г.) для гидравлически гладких труб для диапазона $\lg \mathrm{Re} = 3{,}4 \div 12$ имеет вид

$$\lambda = \frac{0{,}303}{(\lg \mathrm{Re} - 0{,}9)^2} = \left(\frac{0{,}55}{\lg\frac{\mathrm{Re}}{8}}\right)^2. \qquad (3\text{-}68)$$

По формуле (3-68) для различных значений Re получим коэффициент λ, равным:

при $\mathrm{Re} = 8\,000 = 8 \cdot 10^3$ $\lambda = 0{,}0337$;

$\mathrm{Re} = 80\,000 = 8 \cdot 10^4$ $\lambda = 0{,}0190$,

$\mathrm{Re} = 800\,000 = 8 \cdot 10^5$ $\lambda = 0{,}0121$;

$\mathrm{Re} = 8\,000\,000 = 8 \cdot 10^6$ $\lambda = 0{,}0085$

5. По указанию акад. С. А. Христиановича, для области квадратичного сопротивления при $\mathrm{Re} > 4\,000\,000$ применима формула Никурадзе

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1{,}74 + 2\lg\frac{r}{e}, \qquad (3\text{-}69)$$

где $\frac{r}{e}$ — относительная гладкость стенок трубы; значения λ при различных величинах $\frac{r}{e}$ см. табл. 3-7;

Таблица 3-7

Значения λ по формуле для различных $\left(\frac{r}{e}\right)$ по формуле (3-45)

$\frac{r}{e}$	λ	$\frac{r}{e}$	λ	$\frac{r}{e}$	λ
100	0,0303	700	0,0181	2 500	0,0138
200	0,0250	800	0,0176	3 000	0,0133
300	0,0223	900	0,0171	3 500	0,0131
400	0,0207	1 000	0,0167	4 000	0,0125
500	0,0196	1 500	0,0154	4 500	0,0122
600	0,0188	2 000	0,0144	5 000	0,0120

r — радиус трубы;
e — абсолютная шероховатость.

Для тепловых сетей проф. П. Л. Давидсон рекомендует принимать $e=0{,}2$ *мм*

Е. П. Шубин считает.

а) для стальных труб после нескольких лет эксплуатации $e=0{,}2$ *мм*,

б) то же, для сильно загрязненных $e=0{,}5$ *мм*.

По исследованиям Московского нефтяного института совместно с ЦАГИ·

а) для стальных труб после нескольких лет эксплуатации (трубы заводов СССР) $e=0{,}05$ *мм*;

б) газопроводы заводов СССР при $d=4''$ после одного года эксплуатации $e=0{,}2$ *мм*.

Для предварительного расчета металлических водоводов можно считать $e=0{,}2$ *мм*.

Примечание. О вероятных значениях e для иных категорий стенок труб и каналов см. табл. 3-17 к формуле проф. В. Н. Гончарова.

Дополнительно приводим таблицу абсолютной шероховатости для труб из различных материалов[1] (табл. 3-8).

6. *По исследованиям* Ф. А. Шевелева (ВОДГЕО, 1953 г.) для новых стальных и чугунных водопроводных труб больших диаметров ($d=600\div 1\,200$ *мм*) квадратичный закон гидравлических сопротивлений наступает при

$$\mathrm{Re}=\frac{vd}{\nu}\geqslant 920\,000\,d,$$

где d — диаметр трубы, *м*.

В таком случае коэффициент сопротивления λ с учетом увеличения сопротивлений в процессе эксплуатации определяется по формуле (3-70):

$$\lambda=\frac{0{,}0210}{d^{0{,}3}}. \qquad (3\text{-}70)$$

В переходной области, т. е. при

$$\mathrm{Re}<920\,000d$$

коэффициент сопротивления λ должен определяться по другой формуле, а именно по формуле (3-71):

$$\lambda=\left[\frac{0{,}00000\,15+\frac{\nu}{v}}{d}\right]^{0{,}3}, \qquad (3\text{-}71)$$

где ν — кинетический коэффициент вязкости, *м²/сек*.

Приводим таблицу λ по формуле (3-70) в табл. 3-9.

[1] По данным из книги: И. Е. Идельчик, Гидравлические сопротивления, Госэнергоиздат, 1954.

Таблица 3-8

Числовые значения абсолютной шероховатости e для труб из разных материалов

№ категорий	Род стенок	e, *мм*
1	Чистые цельнотянутые трубы из латуни, меди и стекла	0,0015÷0,01
2	Новые тщательно уложенные бесшовные стальные трубы	0,04÷0,17
3	Стальные трубы после одного года эксплуатации на газопроводе	0,12
4	Стальные трубы, уложенные в обычных условиях, а также цельнотянутые стальные трубы после нескольких лет эксплуатации	0,19
5	Асфальтированные стальные трубы	0,12÷0,24
6	Чисто оцинкованные стальные трубы	0,25
7	Новые чугунные трубы с хорошо заглаженными стыками	0,31
8	Трубы из листовой стали и хорошо заглаженные цементные трубы	0,33
9	Обычные оцинкованные стальные трубы	0,39
10	Обычные новые чугунные трубы	0,25÷0,42
11	Деревянные трубы и поверхность из чистого цемента	0,25÷1,25
12	Менее аккуратно уложенные новые или очищенные чугунные трубы	0,45
13	Грубо оцинкованные стальные трубы	0,50
14	Старые заржавленные трубы	0,60
15	Сильно заржавленные стальные трубы	0,67
16	Загрязненные металлические трубы	0,75÷0,97
17	Канализационные трубы, покрытые глазурью	0,25÷6,0
18	Штукатурка цементным раствором, а также кирпич, покрытый глазурью	0,5÷3,0
19	Керамиковые дренажные трубы	0,45÷6,0
20	Бетонные каналы	0,80÷9,0

Таблица 3-9

Значения λ по формуле Ф. А. Шевелева для стальных и чугунных труб большого диаметра $\lambda=\frac{0{,}021}{d^{0{,}3}}$

d, *м*	λ	d, *м*	λ	d *м*	λ
1,00	0,0210	1,75	0,0178	3,00	0,0151
1,25	0,0196	2,00	0,0171	4,00	0,0139
1,50	0,0086	2,50	0,0161	5,00	0,0116

7. Формула Н. З. Френкеля. По исследованиям Н. З. Френкеля, коэффициент сопротивления λ определяется по следующей формуле:

$$\lambda = \frac{1}{\left\{2 \lg \left[\frac{\Delta}{3{,}7d} + \left(\frac{6{,}81}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}9}\right]\right\}^2}. \qquad (3\text{-}9а)$$

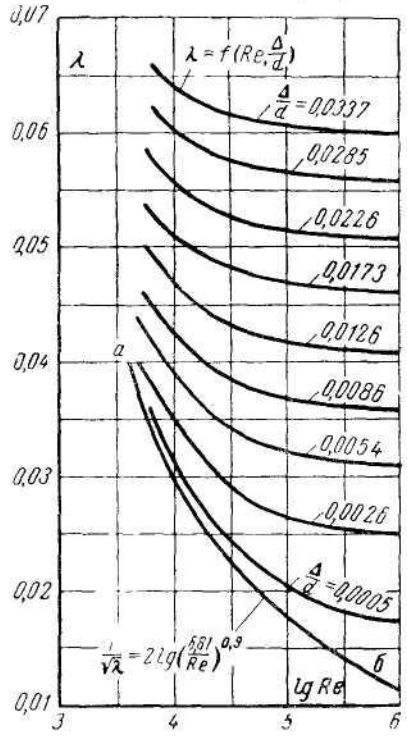


Рис. 3-28а.

Для упрощения определения величины λ автором составлен специальный график $\lambda = f(\Delta, \mathrm{Re})$. Приводим этот график в несколько сокращенной форме (рис. 3-28а). На графике в координатах λ и $\lg \mathrm{Re}$ приведены $\lambda = f(\mathrm{Re})$ для различных значений относительной шероховатости $\left(\frac{\Delta}{d}\right)$, где Δ — абсолютная шероховатость и d — диаметр трубы. Числовое значение относительной шероховатости $\left(\frac{\Delta}{d}\right)$ указано для каждой из приведенных на графике кривых $\lambda = f(\mathrm{Re})$. Нижняя линия, обозначенная буквами *а—б*, относится к гидравлически гладким трубам.

8. Формула А. Д. Альтшуля. Очень удобную и дающую практически хорошие результаты формулу предложил А. Д. Альтшуль, а именно:

$$\lambda = 0{,}1\left(\frac{\Delta}{d} + \frac{100}{\mathrm{Re}}\right)^{1/4}, \qquad (3\text{-}9б)$$

где Δ — „эквивалентная шероховатость", а отношение $\left(\frac{\Delta}{d}\right)$, очевидно, представляет собой относительную шероховатость.

Таблица 3-10

Значения показателя y по полной формуле Павловского для метровых размеров

n / R, м	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017	0,018	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,0325	0,035	0,0375	0,040
0,10	0,131	0,142	0,152	0,161	0,171	0,180	0,189	0,197	0,214	0,233	0,251	0,269	0,286	0,302	0,317	0,332	0,346
0,20	0,131	0,141	0,150	0,160	0,168	0,177	0,186	0,194	0,210	0,228	0,246	0,263	0,278	0,294	0,310	0,323	0,336
0,40	0,130	0,140	0,149	0,157	0,165	0,174	0,182	0,189	0,204	0,221	0,238	0,254	0,268	0,283	0,297	0,309	0,323
0,60	0,129	0,139	0,147	0,155	0,163	0,171	0,179	0,186	0,200	0,216	0,232	0,247	0,261	0,275	0,288	0,299	0,312
0,80	0,129	0,138	0,146	0,154	0,161	0,169	0,176	0,183	0,196	0,211	0,227	0,241	0,254	0,268	0,280	0,291	0,303
1,00	0,129	0,137	0,145	0,152	0,159	0,166	0,173	0,180	0,192	0,208	0,221	0,236	0,248	0,261	0,273	0,284	0,295
1,50	0,128	0,135	0,141	0,149	0,155	0,162	0,168	0,174	0,186	0,199	0,212	0,224	0,236	0,247	0,258	0,268	0,278
2,00	0,127	0,134	0,140	0,146	0,152	0,158	0,164	0,169	0,180	0,192	0,204	0,215	0,225	0,236	0,246	0,255	0,264
2,50	0,126	0,133	0,139	0,144	0,150	0,155	0,160	0,165	0,174	0,185	0,197	0,206	0,216	0,226	0,235	0,243	0,251
3,00	0,126	0,132	0,137	0,142	0,147	0,152	0,156	0,161	0,170	0,180	0,190	0,199	0,208	0,217	0,225	0,232	0,240
5,00	0,124	0,128	0,132	0,135	0,138	0,142	0,145	0,148	0,154	0,161	0,168	0,175	0,180	0,186	0,192	0,197	0,203

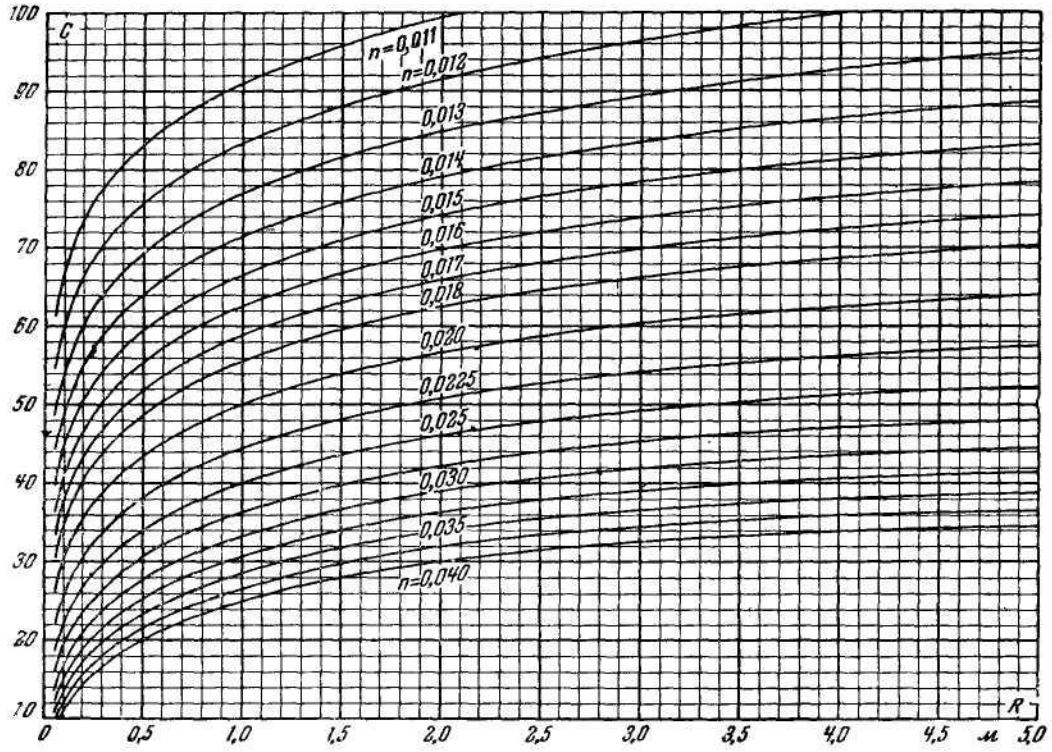


Рис. 3-29. График для определения коэффициента C по формуле акад Н. Н. Павловского (метрические меры).

В том случае, если величиной $\frac{\Delta}{d}$ можно пренебречь в сравнении с величиной $\frac{100}{\mathrm{Re}}$, формула Альтшуля переходит в формулу Блязиуса $\lambda = 0{,}1\left(\frac{100}{\mathrm{Re}}\right)^{1/4} = \frac{0{,}318}{\sqrt[4]{\mathrm{Re}}}$, а если $\frac{100}{\mathrm{Re}} \ll \frac{\Delta}{d}$, то получится формула для квадратичного закона сопротивления

$$\lambda = 0{,}1\left(\frac{\Delta}{d}\right)^{1/4} = 0{,}1\sqrt[4]{\frac{k}{d}}.$$

3-9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СРЕДНЕЙ СКОРОСТИ ПРИ РАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ

Средняя скорость при равномерном движении как в открытых руслах, так и в напорных трубопроводах определяется по формуле Шези

$$v = C\sqrt{Ri}, \tag{3-72}$$

где v — средняя скорость, *м/сек*;
R — гидравлический радиус, *м*;
i — гидравлический уклон;
C — коэффициент, определяемый по одной из приводимых ниже формул; C имеет размерность $м^{1/2}/сек$.

Формулы для коэффициента C. *Формула акад. Н. Н. Павловского* (1925 г.) (для квадратичного закона сопротивлений)

$$C = \frac{1}{n}R^{y}, \tag{3-73}$$

где n — коэффициент шероховатости;
R — гидравлический радиус, *м*;

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}10).$$

Таким образом, показатель y является функцией коэффициента шероховатости и гидравлического радиуса

$$y = \varphi(R, n).$$

Приближенно можно по Н. Н. Павловскому считать:

$$\left.\begin{aligned} &\text{при } R < 1{,}00\ м\ \ y = 1{,}5\sqrt{n};\\ &\text{при } R > 1{,}00\ м\ \ y = 1{,}3\sqrt{n}. \end{aligned}\right\} \tag{3-74}$$

На практике бывает иногда удобно производить расчет при постоянном значении y, при этом значения y следует выбирать в пределах определенного диапазона возможных n и R, пользуясь для этого данными табл. 3-10. Часто принимают осредненные значения $y = \frac{1}{6}$ или $y = \frac{1}{5}$. Тогда получим: в первом случае — формулу Маннинга

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6}; \tag{3-75}$$

во втором случае — формулу Форхгеймера

$$C = \frac{1}{n}R^{1/5}. \tag{3-76}$$

Числовые значения коэффициента шероховатости n указаны в табл. 3-11 и 3-12, а значения коэффициента C указаны в табл. 3-13—3-15, а также на графике рис. 3-29.

Таблица 3-11

Значения коэффициента шероховатости n по акад. Н. Н. Павловскому

№ п/п.	Род стенки	n	$\frac{1}{n}$
1	Поверхности, покрытые эмалью или глазурью. Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные	0,009	111,1
2	Строганые доски. Штукатурка из чистого цемента	0,010	100,0
3	Цементная штукатурка (1/3 песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные	0,011	90,9
4	Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы, весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
5	Тесовая кладка, весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестроганные доски, не вполне тщательно пригнанные	0,013	76,9
6	„Загрязненные" трубы (водопроводные и водосточные); кирпичная кладка; бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
7	Грубая кирпичная кладка; каменная кладка (не тесовая) с чистой отделкой поверхностей, при ровном постелистом камне. Чрезвычайно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
8	Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии; старая (расстроенная) кирпичная кладка: сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017	58,8
9	Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем; каналы в плотном лессе и в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (при всем том—в безукоризненном состоянии)	0,018	55,6
10	Очень грубая бутовая кладка; сухая кладка из крупных камней; булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
11	Мостовая из крупного рваного камня с резко выступающими углами; каналы в скале при посредственной обработке поверхности; каналы в плотной глине. Каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних	0,0225	44,4
12	Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые—в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей)	0,025	40,0
13	Земляные каналы; большие—в условиях ниже среднего, малые—в средних	0,0275	36,4
14	Каналы и реки в сравнительно плохих условиях (например, местами с водорослями и булыжником или заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и т. д.)	0,030	33,3
15	Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях, с неправильным профилем, значительно засоренные камнями и водорослями и пр.	0,035	28,6
16	То же—в исключительно плохих условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и обвалы, заросли камыша)	0,040	25,0

Для коэффициента C в литературе известно много различных эмпирических формул. Среди них до самого последнего времени в проектной практике широко были распространены формулы Базена («новая»), Гангилье — Куттера и др. Со времени опубликования формулы Н. Н. Павловского более ранние формулы постепенно утрачивали свое значение и их можно считать устаревшими.

Из их числа ниже приводим *формулу проф. П. Ф. Горбачева*, не потерявшую интереса в водопроводной и канализационной технике.

Следует отметить, что изыскания наиболее обоснованной формулы для коэффициента C продолжаются и ныне. Приводим *формулу проф. В. Н. Гончарова*, в которой коэффициент C был связан с понятием «абсолютной шероховатости», а также одну из самых новейших, имеющую основания к широкому применению на практике *формулу проф. И. И. Агроскина*.

Формула проф. П. Ф. Горбачева для метрических мер

$$C = \frac{70}{1 + \frac{a}{\sqrt{R}}} \qquad (3\text{-}77)$$

применяется в водопроводной и канализационной технике.

Значения коэффициента шероховатости a см. табл. 3-16.

Таблица 3-12

Средние значения коэффициентов шероховатости для естественных русел (ТУ-24-02)[1]

№ п/п.	Характеристика русла	Значение n
1	Естественные русла в весьма благоприятных условиях (чистое, прямое в плане, совершенно незасоренное земляное русло со свободным течением)	0,025
2	Русла постоянных водотоков равнинного типа преимущественно больших и средних рек в благоприятных условиях состояния ложа и течения воды	0,033
3	Сравнительно чистые русла постоянных равнинных водотоков в обычных условиях, извилистые, с некоторыми неправильностями в направлении струй или же прямые, но с неправильностями в рельефе дна (отмели, промоины, местами камни): Правильные, хорошо разработанные галечные русла рек в нижнем течении Земляные русла периодических водотоков (сухих голов) в благоприятных условиях	0,040
4	Русла (больших и средних рек), значительно засоренные, извилистые и частично заросшие, каменистые, с неспокойным течением Периодические (ливневые и весенние) водотоки, несущие во время паводка заметное количество наносов, с крупногалечным или покрытым растительностью, травой и пр. ложем Поймы больших и средних рек, сравнительно разработанные, покрытые растительностью (трава, кустарники)	0,050
5	Русла периодических водотоков, сильно засоренные и извилистые Значительно заросшие, неровные, плохо разработанные поймы рек (промоины, кустарники, деревья) с наличием заводей Порожистые участки равнинных рек Галечно-валунные русла горного типа с неправильной поверхностью водного зеркала	0,067
6	Реки и поймы, весьма значительно заросшие (со слабым течением), с большими глубокими промоинами Валунные, горного типа, русла с бурным, пенистым течением с изрытой поверхностью водного зеркала (с летящими вверх брызгами воды)	0,080
7	Поймы такие же, как и предыдущей категории, но с сильно неправильным косоструйным течением, заводями и пр. Горно-водопадного типа русла с крупновалунным извилистым строением ложа; перепады ярко выражены, пенистость настолько сильна, что вода, потеряв прозрачность, имеет белый цвет, шум потока доминирует над всеми остальными звуками, делает разговор затруднительным	0,100
8	Реки болотного типа (заросли, кочки, во многих местах почти стоячая вода и пр.) Поймы лесистые, с очень большими мертвыми пространствами, с местными углублениями, озерами и пр.	0,133
9	Потоки типа селевых, состоявшие из грязи, камней и т. п. Глухие поймы, сплошные, лесные, таежного типа Склоны бассейнов в естественном состоянии	0,200

[1] Ввиду чрезвычайно большого разнообразия естественных русел, в которых коэффициенты шероховатости изменяются для одного и того же участка в зависимости от наполнения русел и других факторов, для определения построения кривой по длине естественного водотока надлежит пользоваться коэффициентами шероховатости, полученными в результате полевых гидрологических исследований для данного участка реки при наполнении русла, наиболее подходящем к проектному в случае отсутствия таковых исследований для данного участка возможно пользоваться по аналогии данными, полученными на других участках данной реки или на других реках, находящихся в условиях, аналогичных с рассматриваемым участком.

Таблица 3-13

Значения коэффициента C по формуле акад. Н. Н. Павловского

$$C=\frac{1}{n}R^{y}, \left(\frac{\sqrt{м}}{сек}\right)$$

где $y=2{,}5\sqrt{n}-0{,}13-0{,}75(\sqrt{n}-0{,}10)\sqrt{R}$

(для метрических мер)

R, м \ n	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,01	50	38	24	19	12	8	6	5
0,02	54,4	42,4	26,8	21,2	14,14	10,6	7,78	6,36
0,03	57,1	45,0	30,0	23,1	16,16	12,12	9,24	6,93
0,04	59,5	47,0	32,0	25,0	17,5	13,0	10,0	8,0
0,05	61,3	48,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	50,1	34,4	27,2	19,5	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	51,3	35,5	28,2	20,4	15,5	12,2	9,9
0,08	[illegible]	52,4	36,4	29,0	21,1	16,1	12,8	10,3
0,10		54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	55,8	39,5	32,6	23,5	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	57,2	40,7	33,0	24,5	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	58,4	41,8	34,0	25,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	59,5	42,7	34,8	26,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	60,4	43,6	35,7	26,9	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	61,3	44,4	36,4	27,6	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	62,1	45,2	37,1	28,3	22,5	18,5	15,5
0,26	76,3	62,9	45,9	37,8	28,8	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	63,6	46,5	38,4	29,4	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,35	79,3	65,8	48,6	40,3	31,1	25,1	20,9	17,8
0,40	80,7	67,1	49,8	41,5	32,2	26,0	21,8	18,6
0,45	82,0	68,4	50,9	42,5	33,1	26,9	22,6	19,4
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	70,4	52,8	44,4	34,8	28,5	24,0	20,7
0,60	85,3	71,4	53,7	45,2	35,5	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	72,2	54,5	45,9	36,2	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
0,75	87,6	73,7	55,9	47,3	37,5	30,9	26,35	22,9
0,80	88,3	74,5	56,5	47,9	38,0	31,5	26,8	23,4
0,85	88,1	74,7	56,8	48,2	38,4	31,8	27,15	23,8
0,90	89,4	75,5	57,5	48,8	38,9	32,3	27,6	24,1
0,95	90,1	76,3	58,2	49,4	39,5	32,75	28,10	24,6
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0
1,10	92,0	78 0	59,8	50,9	40,9	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	79 0	60,7	51,8	41,6	34,8	30,0	26,3
1,30	94,0	79 9	61,5	52,5	42,3	35,5	30,6	26,9
1,40	94,6	80,7	62,2	53,2	42,9	36,1	31,2	27,4
1,50	95,7	81,5	62,9	53,9	43,6	36,7	31,7	28,0
1,60	96,4	82,2	63,5	54,4	44,1	37,2	32,2	28,4
1,70	97,3	82,9	64,3	55,1	44,7	37,7	32,7	28,9
1,80	97,8	83,3	64,4	55,4	45,1	38,0	33,0	29,2
1,90	98,5	86,3	65,3	56,0	45,6	38,45	33,4	29,7
2,00	99,3	84,8	65,9	56,6	46,0	38,9	33,8	30,0
2,50	102,1	87,3	68,1	58,7	47,9	40,6	35,4	31,5
3,00	104,4	89,4	69,8	60,3	49,3	41,9	36,1	32,5
3,50	106,4	91,1	71,3	61,5	50,3	42,8	37,4	33,3
4,00	108,1	92,6	72,5	62,5	51,2	43,6	38,1	33 9
5,00	111,0	95,1	74,2	64,1	52,4	44,6	38,9	34,6
6,00	—	—	—	—	53,1	45,1	39,3	34,90
7,00	—	—	—	—	53,5	45,3	39,40	34,9

Таблица 3-14

Значения коэффициента C по формуле Маннинга

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$$

R, м \ n	0,010	0,013	0,014	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	60,7	46,7	43,4	35,7	30,4	24,3	20,2	17,3	15,2
0,06	62,6	48,1	44,7	36,8	31,3	25,0	20,9	17,9	15,6
0,07	64,2	49,4	45,9	37,8	32,1	25,7	21,4	18,3	16,0
0,09	65,6	50,5	46,9	38,6	32,8	25,3	21,9	18,8	16,4
0,10	68,1	52,4	48,7	40,1	34,1	27,3	22,7	19,5	17,0
0,12	70,2	54,0	50,2	41,3	35,1	28,1	23,4	20,1	17,6
0,14	72,1	55,4	51,5	42,4	36,0	28,8	24,0	20,6	18,0
0,16	73,7	56,7	52,6	45,3	36,8	29,5	24,5	21,1	18,4
0,18	75,1	57,8	53,7	44,2	37,6	30,1	25,0	21,5	18,8
0,20	76,3	58,8	54,6	45,0	38,2	30,6	25,5	21,8	19,1
0,22	77,7	59,8	55,5	45,7	38,8	31,1	25,9	22,2	19,4
0,24	78,8	60,6	56,3	46,4	39,4	31,5	26,3	22,5	19,7
0,26	79,9	61,5	57,1	47,0	39,9	32,0	26,6	22,8	20,0
0,28	80,9	62,2	57,8	47,6	40,4	32,4	27,0	23,1	20,2
0,30	81,8	63,0	58,4	48,1	40,9	32,7	27,3	23,4	20,4
0,35	83,9	64,6	59,9	49,4	42,0	33,6	28,0	24,0	21,0
0,40	85,8	66,0	61,3	50,5	42.9	34,3	28,6	24,5	21,4
0,45	87,5	67,3	62,5	51,5	43,8	35,0	29,2	25,0	21,9
0 50	89,1	68,5	63,6	52,4	44,5	35,6	29,7	25,5	22,3
0,55	90,5	69,6	64,6	53,3	45,3	36,2	30,2	25,9	22,6
0,60	91,8	70,6	65,6	54,0	45,9	36,7	30,6	26,2	23,0
0,65	93,1	71,6	66,5	54,7	46,5	37,2	31,0	26,6	23,3
0,70	94,2	72,5	67,3	55,4	47,1	37,7	31,4	26,9	23,6
0,80	96,4	74,1	68,8	56,8	48,2	38,5	32,1	27,5	24,1
0,90	98,3	75,6	70,2	57,8	49,1	39,3	32,8	28,1	24,6
1,00	100,0	77,0	71,4	58,8	50.0	40,0	33,3	28,6	25,0
1,10	101,0	78,2	72,6	59,8	50,8	40,6	33,9	29,0	25,4
1,20	103,1	79,3	73,6	60,6	51,5	41,2	34,4	29,5	25,8
1,30	104,5	80,4	74,6	61,5	52,2	41,8	34,8	29,8	26,1
1,50	107,0	82,3	76,4	62,9	53,5	42,8	35,7	30,6	26,8
1,70	109,3	84,1	78,0	64,3	54,6	43,7	36,4	31,2	27,3
2,00	112,3	86,3	80,2	66,0	56,1	44,9	37,4	32,1	28,1
2,50	116,5	89,6	83,2	68,5	58,3	46,6	38,8	33,3	29,1
3,00	120,1	92,4	85,8	70,6	60,0	48,0	40,0	34,3	30,0
3,50	123,2	94,8	88,0	72,5	61,6	49,3	41,1	35,2	30,8
4,00	126,0	97,0	90,0	74,1	63,0	50,4	42,0	36,0	31,5
5,00	130,8	100,6	93,4	76,9	65,4	52,3	43,6	37,4	32,7
10,00	146,8	112,9	104,8	86,3	73,4	58,7	49,0	41,9	
15,00	157,0	120,8	112,2	92,4	78,5	62,8	52,3	44,9	

Таблица 3-15

Значения коэффициента C по формуле Форхгеймера

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$$

R, м \ n	0,011	0,013	0,014	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,30	71,5	60,5	56,1	46,2	39,3	31,4	26,2	22,5	19,7
0,32	72,4	61,3	56,9	46,8	39,8	31,9	26,5	22,8	19,9
0,34	73,3	62,0	57,6	47,4	40,3	32,2	26,9	23,0	20,2
0,36	74,1	62,7	58,2	48,0	40,8	32,6	27,2	23,3	20,4
0,38	74,9	63,4	58,9	48,5	41,2	33,0	27,5	23,6	20,6
0,40	75,7	64,1	59,5	49,0	41,6	33,2	27,7	23,8	20,8
0,42	76,4	64,7	60,1	49,5	42,0	33,6	28,0	24,0	21,0
0,44	77,2	65,3	60,6	49,9	42,4	33,9	28,3	24,3	21,2
0,46	77,8	65,9	61,2	50,4	42,8	34,3	28,5	24,5	21,4
0,48	78,5	66,4	61,7	50,8	43,2	34,5	28,8	24,7	21,6
0,50	79,2	67,0	62,2	51,2	43,5	34,8	29,0	24,9	21,8
0,55	80,7	68,3	63,4	52,2	44,4	35,5	29,6	25,4	22,2
0,60	82,1	69,5	64,5	53,1	45,2	36,1	30,1	25,8	22,6
0,65	83,4	70,6	65,5	54,0	45,9	36,7	30,6	26,2	22,9
0,70	84,7	71,6	66,5	54,8	46,6	37,3	31,0	26,6	23,3
0,75	85,8	72,6	67,4	55,5	47,2	37,8	31,5	27,0	23,6
0,80	87,0	73,6	68,3	56,3	47,8	38,3	31,9	27,3	23,9
0,85	88,0	74,5	69,1	56,9	48,4	38,7	32,3	27,7	24,2
0,90	89,0	75,3	69,9	57,6	49,0	39,2	32,6	28,0	24,5
0,95	90,0	76,1	70,7	58,2	49,5	39,6	33,0	28,3	24,8
1,00	90,9	76,9	71,4	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0
1,10	92,7	78,4	72,8	60,0	51,0	40,8	34,0	29,1	25,5
1,20	94,3	79,8	74,1	61,0	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9
1,30	95,8	81,1	75,3	62,0	52,7	42,2	35,1	30,1	26,4
1,40	97,2	82,3	76,4	62,9	53,5	42,8	35,7	30,6	26,7
1,50	98,6	83,4	77,5	63,8	54,2	43,4	36,2	31,0	27,1
1,60	99,9	84,5	78,5	64,6	55,0	43,9	36,6	31,4	27,5
1,70	101,1	85,5	79,4	65,4	55,6	44,5	37,1	31,8	27 8
1,80	102,3	86,5	80,4	66,2	56,2	45,0	37,5	32,1	28,1
1,90	103,4	87,5	81,2	66,9	56,9	45,5	37,9	32,5	28,4
2,00	104,4	88,4	82,1	67,5	57,4	46,0	38,3	32,8	28,7
2,20	106,4	90,1	83,6	68,9	58,5	46,8	39,0	33,5	29,3
2,40	108,3	91,7	85,1	70,1	59,6	47,7	39,7	34,0	29,8
2,60	110,1	93,1	86,5	71,2	60,5	48,4	40,4	34,6	30,3
2,80	111,7	94,5	87,8	72,3	61,4	49,2	41,0	35,1	30,7
3,00	113,3	95,8	89,0	73,3	62,3	49,8	41,5	35,6	31,1
3,50	116,8	98,8	91,8	75,6	64,2	51,4	42,8	36,7	32,1
4,00	119,9	101,5	94,3	77,6	66,0	52,8	44,0	37,7	33,0
4,50	122,8	103,9	96,5	79,5	67,6	54,0	45,0	38,6	33,8
5,00	125,4	106,1	98,6	81,2	69,0	55,2	46,0	39,4	34,5

Формула проф. В. Н. Гончарова (1938 г.) для метрических мер

$$C = \frac{19{,}6}{e^{0{,}2}} R^{0{,}2}, \qquad (3\text{-}78)$$

где e — абсолютная шероховатость, *м*;
R — гидравлический радиус, *м*.

Величина $\frac{e^{0.2}}{19{,}6}$ соответствует коэффициенту шероховатости n для указанных выше формул акад. Н. Н. Павловского и др.

Для определения e служит табл. 3-17, составленная проф. В. Н. Гончаровым совместно с инж. Г. Н. Лапшиным.

Формула проф. И. И. Агроскина (1948 г.) для метрических мер

$$C = 17{,}72\,(k + \lg R), \qquad (3\text{-}79)$$

где R — гидравлический радиус;
k — коэффициент, зависящий от шероховатости стенок канала.

Таблица 3-16

Значения коэффициента шероховатости a к формуле П. Ф. Горбачева

$$C = \frac{70}{1 + \frac{a}{\sqrt{R}}}$$ (для метрических мер)

№ категорий	Характер	a
1	Для новых чугунных труб	0,04
2	Для чистых водопроводных труб	0,06
3	Для обыкновенных водопроводных труб	0,08
4	Для канализационных труб	0,10
5	Для каналов из новой и правильной бутовой кладки, а также каналов, плохо замощенных	0,50
6	Для каналов с правильными земляными руслами	0,75
7	Для обыкновенных рек	1,00
8	Для рек, влекущих по дну камни или сильно заросших растениями	1,25

Таблица 3-17

Значения коэффициента шероховатости n и абсолютной шероховатости e для различных видов стенок по В. Н. Гончарову

№ категорий	Характер русла	Величина абсолютной шероховатости e, *м*	Коэффициент шероховатости $n = \frac{19{,}6}{e^{0{,}2}}$
1а	Весьма гладкие поверхности (металлические, застекленные, эмалированные, строганые деревянные из тщательно пригнанных досок; весьма тщательная железненная цементная штукатурка)	0,0005	0,011
1б	Асфальтированные ровные поверхности черных металлов и дерева. Строганые доски в удовлетворительном состоянии (без и со слизью). Железная цементная штукатурка в удовлетворительном состоянии	0,0005—0,001	0,011—0,013
2	Поверхности черных металлов в нормальных условиях с небольшой инкрустацией. Деревянные лотки из строганых поперечных досок. Цементная штукатурка без железнения. Каменная тесовая кладка. Кирпичная кладка хорошего и среднего состояния	0,0010—0,002	0,013—0,015
3	Лотки из нестроганных досок. Лотки и трубы деревянные, изношенные со слизью. Бетонные русла с негладкой поверхностью, номенклатурные и штукатуренные старые с небольшими повреждениями. Хорошая бетонировка. Грубая кирпичная кладка. Каменная нетесовая кладка с чистой обделкой	0,002—0,005	0,015—0,018
4	Правильные, хорошо выполненные и содержимые каналы из глины и суглинка или других грунтов, покрытых ровной коркой плотного ила. Ровные русла с песчаным дном. Шероховатые бетонированные каналы (торкретированные, старые штукатурные с сильно истертой штукатуркой) Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии. Старая (расстроенная) кирпичная кладка. Гладкая хорошо разработанная скала	0,005 - 0,010	0,018—0,020
5	Ровные земляные русла с наносами и илом в удовлетворительном состоянии без значительных выступов и промоин Гравелистые и галечниковые русла с диаметром камней до 50 *мм*. Бетонированные русла с грубой нештукатуренной поверхностью. Бутовая кладка грубая. Мостовая, тщательно выполненная. Каналы, чисто высеченные в скале	0,010—0,020	0,020—0,023
6	Галечные русла. Русла земляные и гравийные с наличием на дне булыжников. Вспаханные и затем взборонненные земляные поверхности. Каналы в скале при посредственной обработке поверхности. Мостовая в удовлетворительном состоянии	0,020—0,040	0,023—0,027
7	Гравелистые и галечные русла в плохом состоянии. Русла из булыжников. Земляные русла неправильные с размывами. Старая расстроенная мостовая. Мостовая из рваного камня с грубыми выступающими углами	0,040—0,080	0,027 —0,031

Таблица 3-18

Шкала значений K, предложенная И. И. Агроскиным к формуле (3-79)

Характеристика поверхности русел	K
НАПОРНЫЕ ВОДОВОДЫ	
I. Чугунные трубы	
а) Новые трубы	4,40
б) После 5 лет работы	4,50
в) После 10 лет работы	4,00
г) Старые трубы	3,60
II. Стальные трубы	
а) Сварные трубы с продольным сварным швом, соединения фланцевые или клепаные швы; клепаные в продольном и поперечном направлениях, швом внахлестку, одним рядом заклепок с головками 10—12 *мм*	4,65
б) Сварные трубы с поперечным клепаным швом из 2 рядов заклепок; клепаные трубы внахлестку, одним рядом в продольном и двумя рядами заклепок в поперечном направлении	4,35
в) Клепаные трубы внахлестку в продольном направлении четырьмя—шестью, а поперечном—двумя рядами заклепок	3,95
г) Сварные трубы внахлестку в продольном направлении и соединенные четырьмя рядами заклепок в поперечном направлении; клепаные трубы с внутренними накладками	3,45
Примечания: 1. В таблице указаны значения K для труб, пробывших в употреблении после покраски 3—10 лет. 2. Для только что покрашенных труб значение K увеличивать на 5%. 3. Для труб, пробывших в употреблении без покраски более 10 лет, значения K уменьшать на 5%. 4. Для старых ржавых труб значения K уменьшать в 2 раза.	
III. Бетонные трубы	
а) Бетонные трубы, собранные из коротких звеньев при грубых стыках	3,50
б) Бетонные трубы, собранные из нормальных звеньев, монолитные трубы при деревянных формах	4,10
в) Бетонные трубы, собранные из длинных звеньев, монолитные трубы при металлических формах	4,55
г) Бетонные трубы, собранные из длинных звеньев с выглаженной внутренней поверхностью, монолитные трубы при металлических формах, смазываемых маслом	4,85
БЕЗНАПОРНЫЕ ВОДОВОДЫ	
Необлицованные русла	
I. Скальные водоводы	
а) Каналы и туннели, чисто высеченные в скале	2,40
б) Каналы и туннели без сплошного сглаживания, но и без заметных выступов	1,70
в) Каналы и туннели с грубыми выступами	1,30

Продолжение табл. 3-18

Характеристика поверхности русла	K
II. Крупнообломочные грунты	
а) Щебенистый грунт (галька)	1,95
б) Дресвяной грунт (гравий)	2,15
III. Песчаные грунты	
а) Песок гравелистый	2,30
б) Песок крупный	2,40
в) Песок средний и мелкий	2,50
г) Песок пылеватый	2,60
IV. Глинистые грунты	
а) Супесь	2,60
б) Суглинок	2,70
в) Глина	2,80
V. Макропористые грунты	
Лессы	2,60÷2,80
Примечания: 1. При производстве работ машинным способом с последующей зачисткой значения K уменьшать на 10%. 2. При производстве работ машинным способом без зачистки значения K уменьшать на 20%. 3. При извилистости русла значения K уменьшать на 5% при малой и на 10% при большой извилистости. 4. При изменчивости формы поперечного сечения русла значения K уменьшать на 5% при малой и на 10% при большой изменчивости. 5. При наличии илистой пленки значения K увеличивать на 5% при неспошной и на 10% при сплошной илистости. 6. Значения K уменьшать: а) при низкосидящей растительности на 25—50% площади или в виде водорослей на 25% площади—на 0,35; б) при водорослях на площади до 50%—на 0,70.	
Облицованные русла	
I. Гончарные водоводы	
а) Чистые	4,35
б) При наличии донных наносов	4,10
II. Штукатурки	
Цементная штукатурка	4,70
III. Бетонные облицовки	
а) Тщательно выглаженный бетон с тщательно заделанными швами	4,70
б) Гладкий бетон без выступов и впадин от плохой пригонки опалубки	4,0
в) Шероховатый бетон со следами опалубки от плохой пригонки ее	3,50
г) Грубая бетонировка с отдельными заметными впадинами и выступами без заделки швов	3,10
IV. Торкретбетонные облицовки	
а) При затирке проволочной стальной щеткой	3,15
б) Без затирки	2,95

Продолжение табл. 3-18

Характеристика поверхности русла	K
V. Каменные облицовки	
а) Кладка из кирпича, покрытого глазурью	4,40
б) Кладка из кирпича с хорошо заделанными швами	3,75
в) Кладка из кирпича с грубыми швами	3,30
г) Булыжная мостовая на растворе	2,50
д) Булыжная мостовая без раствора	2,25
е) Габионная кладка	2,10
ж) Облицовка из тесаного камня	3,70
з) Каменная наброска	1,90

Примечания: 1. При наличии извилистости русла пользоваться указаниями п. 3 предыдущих замечаний.
2. При наличии мха значения K уменьшать на 0,25.

Коэффициент K связан с коэффициентом шероховатости n зависимостью

$$K = \frac{0{,}0564}{n}. \qquad (3\text{-}80)$$

Коэффициент k можно найти также по специально составленной И. И. Агроскиным и Н. Н. Кременецким табл. 3-18.

Примечание. Формулы (3-73) – (3-79) относятся к области квадратичного сопротивления.

3-10. МЕСТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

а) Местные сопротивления в напорных водоводах

Потери напора определяют по формуле

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}, \qquad (3\text{-}81)$$

где ζ — коэффициент местных сопротивлений;
v — средняя скорость в сечении, расположенном ниже по течению за данным сопротивлением (в сечении 2-2) (рис. 3-30)*.

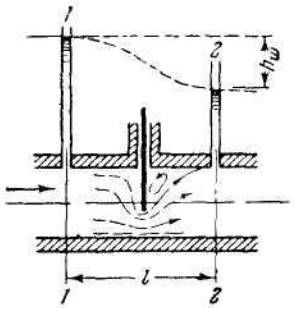


Рис. 3-30.

* Если, как исключение, в формуле (3-81) скорость v принимается равной средней скорости перед сопротивлением, то это оговаривается всякий раз.

Примечание. Величиной h_w определяются, по сути дела, потери напора суммарно и по длине и собственно местные. Но ввиду малости потерь по длине на коротком участке местного сопротивления их особо не выделяют, относя их к местным.

1. Внезапное расширение

Потеря напора при внезапном (резком) расширении потока равна (рис. 3-31) (формула Борда):

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta \frac{v_2^2}{2g}, \qquad (3\text{-}82)$$

где

$$\zeta = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2.$$

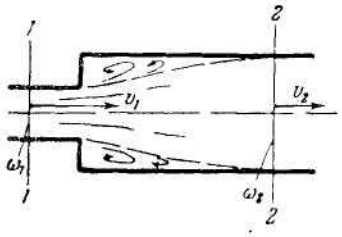


Рис. 3-31.

Значение коэффициента сопротивления ζ см. в табл. 3-19

Таблица 3-19

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
ζ	81	64	49	36	25	16	9	4	1	0

2. Внезапное сужение (рис. 3-32)

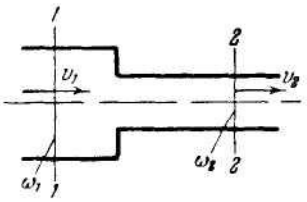


Рис. 3-32.

При внезапном сужении потока потери напора меньше, чем при расширении. Коэффициент сопротивления зависит от отношения $\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)$, т. е. $\zeta = f\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)$ (см. табл. 3-20). По данным ЦАГИ,

$$\zeta = 0{,}5\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right).$$

Таблица 3-20

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,00	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80	1
ζ	0,5	0,45	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00

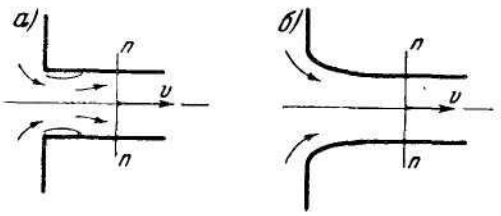


Рис. 3-33.

3. Вход в трубу по рис. 3-33, *а* и *б*

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}. \qquad (3\text{-}83)$$

При острых кромках $\zeta = 0{,}50$, при закругленных кромках и плавном входе $\zeta = 0{,}20$ и при весьма плавном входе $\zeta = 0{,}05$.

Вход в трубу по рис. 3-34. Коэффициент сопротивления ζ к формуле (3-83) для прямого входа по рис. 3-34 зависит от отношения $\frac{\delta}{D}$ и отношения

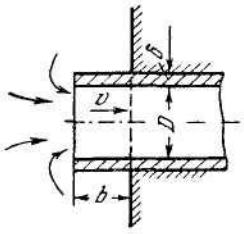


Рис. 3-34.

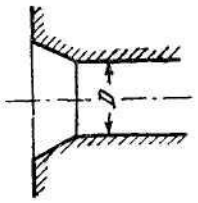


Рис. 3-35.

$\frac{b}{D}$. его числовые значения можно определять по табл. 3-21.

Таблица 3-21

Значения коэффициента сопротивления ζ при прямом входе по рис. 3-34

δ/D \ b/D	0	0 002	0,010	0,05	0,5
0	0,5	0,57	0,63	0,80	1,00
0,008	0,5	0,53	0,58	5,74	0,88
0,016	0,5	0,51	0,53	0,58	0,77
0,024	0,5	0,50	0,51	0,53	0,68
0,030	0,5	0,50	0,51	0,52	0,61
0,050	0,5	0,50	0,50	0,50	0,53

При входе по рис. 3-35 коэффициент сопротивления можно принимать равным $\zeta = 0{,}15$.

4. Выход из трубы в резервуар больших размеров, в реку и т. д. (рис. 3-36).

Принимая $v_2 = 0$, потерю напора определяют по формуле Борда:

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \approx \frac{v^2}{2g}. \qquad (3\text{-}84)$$

Если принять для данного случая $h_w = \zeta \frac{v_1^2}{2g}$, то коэффициент сопротивления $\zeta = 1{,}00$.

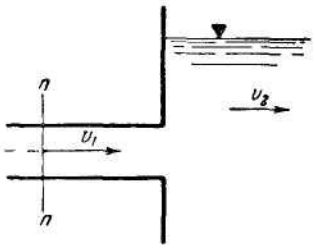


Рис. 3-36.

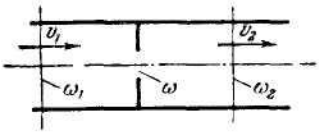


Рис. 3-37.

5. Диафрагма внутри трубы (рис. 3-37)

$$h_w = \zeta \frac{v_2^2}{2g}, \qquad (3\text{-}85)$$

где $\zeta = f\left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)$.

По исследованиям Идельчика (см. табл. 3-22):

$$\zeta = \left(1 + \frac{0{,}707}{\sqrt{1 - \frac{\omega}{\omega_2}}}\right)^2 \left(\frac{\omega_2}{\omega} - 1\right)^2.$$

Таблица 3-22

Значения ζ в зависимости от $\frac{\omega}{\omega_2}$

$\frac{\omega}{\omega_2}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ζ	1 070	245	51,0	18,4	8,2	4,0	2,0	0,97	0,41	0,126	—

6. Поворот трубы

а) *Резкий поворот трубы* на угол α (рис. 3-38).

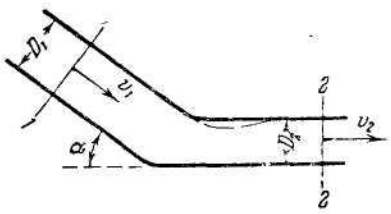


Рис. 3 38.

По данным Промстройпроекта, значения коэффициента ζ указаны в табл. 3-23—3-25.

Таблица 3-23

Значения ζ при $d_1 = d_2$ в зависимости от угла для трубы круглого сечения

Угол поворота трубы α	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
Коэффициент сопротивления ζ	0,20	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	1,10

Таблица 3-24

Значения ζ в зависимости от угла поворота для трубы прямоугольного сечения

Угол поворота α	15°	30°	45°	60°	90°
Коэффициент сопротивления ζ	0,025	0,11	0,26	0,49	1,20

Таблица 3-25

Значения коэффициента сопротивления ζ в зависимости от диаметра трубы при резком повороте на 90°

Диаметр трубы d, *мм*	20	25	34	39	49
Коэффициент сопротивления ζ	1,7	1,3	1,1	1,0	0,83

При резком повороте на угол 90°, но при наличии направляющих лопаток по схеме рис. 3-39 можно принять в среднем

$$\zeta = 0{,}25 \div 0{,}40$$

в зависимости от профиля лопаток и расстояния между ними.

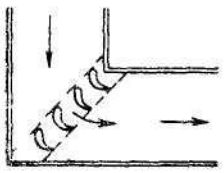


Рис 3 39

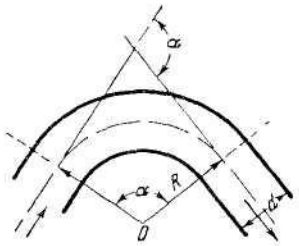


Рис 3 40.

б) *Плавный поворот трубы* на угол α (рис. 3-40).

Для труб круглого сечения значения коэффициента ζ можно определять по формуле Вейсбаха

$$\zeta = \left[0{,}131 + 0{,}163\left(\frac{d}{R}\right)^{3{,}5}\right]\frac{\alpha}{90^\circ} = \zeta'\frac{\alpha}{90^\circ},$$

где ζ′ — коэффициент сопротивления при $\alpha = 90^\circ$ по табл. 3-26

По данным Г. Н. Абрамовича[1], для труб круглого сечения

$$\zeta = 0{,}73 f\left(\frac{R}{d}\right)\varphi(\alpha),$$

где R — радиус поворота осей линии,
d — диаметр трубы;
α — угол поворота.

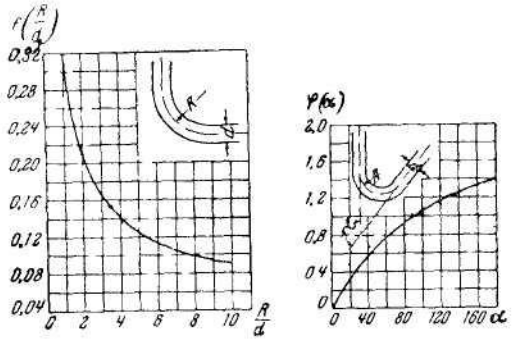


Рис 3-41.

Значения функций $f\left(\frac{R}{d}\right)$ и $\varphi(\alpha)$ даны на рис. 3-41.

Иногда принимают коэффициент сопротивления при повороте равным:

$$\zeta = f(\alpha)\,\zeta',$$

где ζ′ — коэффициент сопротивления при плавном повороте на угол $\alpha = 90^\circ$ (по табл. 3-27);
$f(\alpha)$ — коэффициент, оценивающий влияние угла α поворота трубы (по табл. 3-28).

При определении потери напора на поворот по этой формуле потери напора по длине на участке закругления должны определяться дополнительно к указанным выше по общей формуле

$$h_w = \lambda\frac{l}{d}\cdot\frac{v^2}{2g},$$

где l — длина осевой линии закругления.

Для труб прямоугольного сечения (рис. 3-42) коэффициент сопротивления определяют по формуле

$$\zeta = \zeta'\frac{\alpha}{90},$$

где $\zeta' = 0{,}124 + 3{,}104\left(\frac{b}{2R}\right)^{3{,}5}$ по табл. 3-29.

Таблица 3-26

Значение коэффициента ζ при различных величинах отношения $\frac{d}{2R}$ при плавном повороте на 90°

$\frac{d}{2R}$	0 1	0,2	0 3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ζ′	0,13	0,14	0,16	0,21	0,29	0,44	0,66	0,98	1,41	1 98

[1] Заимствовано из книги: А М Латышенков и В Г Лобачев, Гидравлика, Госстройиздат, 1956.

Таблица 3-27

Значения ζ' в зависимости от отношения $\frac{R}{d}$ = радиус кривизны / диаметр трубы

$\frac{R}{d}$	1	1,5	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15
Максимальное ζ'	1,10	0,85	0,70	0,66	0,63	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Среднее ζ	0,84	0,60	0,48	0,36	0,30	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41	0,43	0,46

Таблица 3-28

Значения $f(\alpha)$ в зависимости от величины центрального угла α поворота трубы

α	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	100°	120°	140°	160°	180°
$f(\alpha)$	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1,00	1,05	1,13	1,20	1,27	1,33

Таблица 3-29

Значения коэффициента ζ' при различных величинах отношения $\frac{b}{2R}$ при повороте на 90°

$\frac{b}{2R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ζ'	0,12	0,14	0,18	0,25	0,40	0,64	1,02	1,55	2,27	3,23

Таблица 3-30

Значения ζ по формуле А. Я. Миловича для поворота на 90° при различных отношениях $\frac{b}{R}$

$\frac{b}{R}$	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
ζ	0,223	0,334	0,446	0,557	0,669	0,780	0,892	~ 1

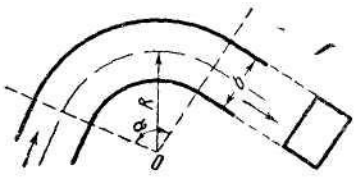


Рис 3-42

По проф. А. Я. Миловичу[1]

$$\zeta = 2{,}23\,\frac{b}{R}\,(n + \sin\alpha_1),$$

где b — ширина трубы в плоскости поворота;

R — радиус поворота осевой линии;

$\alpha_1 = \alpha - 90°n$ (здесь α — полный угол поворота);

n — число прямых углов в общем угле поворота;

ζ — берется по табл. 3-30.

7. Сопротивление при изменении направления течения (по И. Е. Идельчику)

На величину коэффициента сопротивления ζ оказывают влияние шероховатость стенок, число Re и ряд других факторов.

[1] А. Я. Милович. Нер ий изгиб потока жидкости

Влияние шероховатости оценивается по формуле

$$\zeta_{ш} = \zeta_t\,\frac{\lambda_ш}{\lambda},$$

где $\zeta_{ш}$ — искомая величина коэффициента сопротивления отвода с заданной шероховатостью стенок;

ζ_t — известный коэффициент сопротивления для того же отвода с известной шероховатостью;

$\lambda_ш$ и λ — соответствующие коэффициенты сопротивления по длине для прямой трубы.

Влияние числа Re оценивается по формуле

$$\zeta_{Re} = \zeta\,\frac{\lambda_{Re}}{\lambda},$$

где ζ_{Re} — коэффициент сопротивления отвода при числе $Re < 200\,000$;

ζ — то же при числе $Re \geqslant 200\,000$;

λ_{Re} и λ — значения коэффициента сопротивления по длине прямой трубы соответственно при числе $Re < 200\,000$ и $Re \geqslant 200\,000$.

Влияние угла поворота (рис 3-43). Максимальное сжатие при угле поворота $\angle\alpha = 90°$ составляет

$$\varepsilon = \frac{b_c}{b_1} \approx 0{,}5.$$

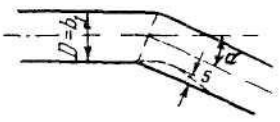


Рис 3-43

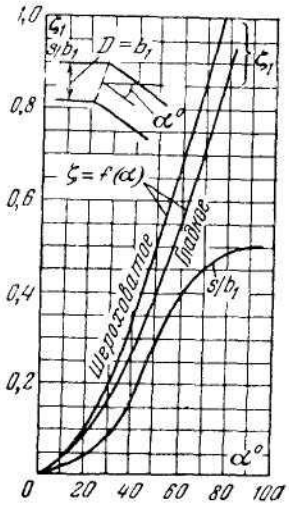


Рис 3 44.

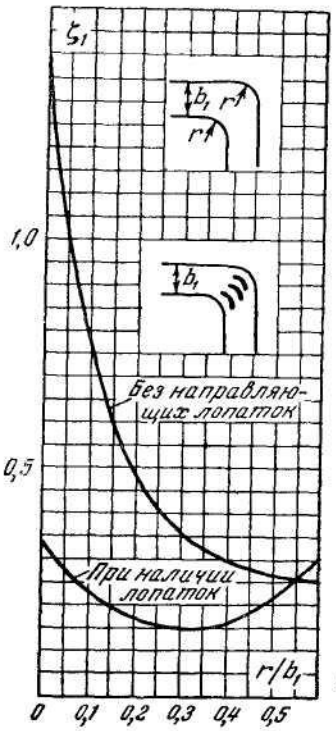


Рис. 3 45.

При этом коэффициент сопротивления будет $\zeta_1 = 1{,}0$. При других значениях ε коэффициент сопротивления может определяться по формуле

$$\zeta_1 = \frac{1}{\varepsilon^2}(1-\varepsilon)^2.$$

Значения ζ_1 и $\frac{s}{b_1}$ находятся по графику рис. 3-44.

Пример. Угол $\alpha = 60°$, определить $\zeta_1 = ?$ По рис. 3-44 для $\alpha = 60°$ имеем $\frac{s}{b_1} = 0{,}4$, тогда $\varepsilon = \frac{b_1 - s}{b_1} = \frac{b_1 - 0{,}4b_1}{b_1} = 0{,}6$ и искомый коэффициент сопротивления $\zeta_1 = \frac{1}{\varepsilon^2}(1-\varepsilon)^2 = \frac{1}{0{,}6^2}(1-0{,}6)^2 = 2{,}78 \cdot 0{,}16 = 0{,}445$.

Влияние скругления колена (рис. 3-45). Зависимость коэффициента сопротивления ζ_1 от величины $\frac{r}{b_1}$ при $\mathrm{Re} \approx 400\,000$ показана на рис. 3-45. На том же рисунке указано одновременно и влияние установки направляющих лопаток.

При плавном повороте трубы зависимость коэффициента ζ_1 от $\frac{r_1}{b_1}$ показана на графике рис. 3-46.

Для отводов в сети коэффициент сопротивления может определяться по формуле Г. Н. Абрамовича:

$$\zeta = 0{,}73ABC,$$

где $A = f_1(\alpha°)$ — коэффициент, зависящий только от угла поворота α;

$B = f_2\left(\frac{R}{b_1}\right)$ — коэффициент, зависящий только от относительного радиуса $\left(\frac{R}{b_1}\right)$;

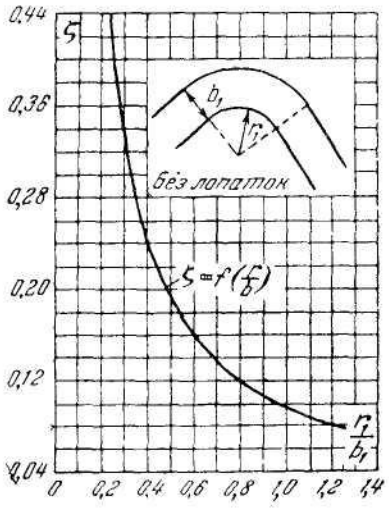


Рис 3 46.

$C = f_3\left(\frac{h}{b_1}\right)$ — коэффициент, зависящий только от степени вытянутости поперечного сечения канала.

Значения коэффициентов A, B и C указаны соответственно на рис. 3-47 — 3-49

Составное колено (рис 3-50) Коэффициент сопротивления составного четырехзвеньевого колена приблизительно равен таковому для обычного отвода, поэтому увеличивать число звеньев нецелесообразно.

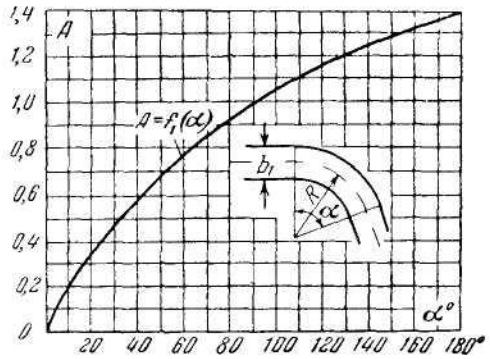


Рис. 3-47.

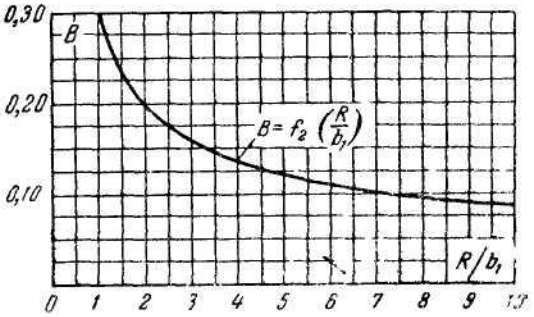


Рис. 3-48.

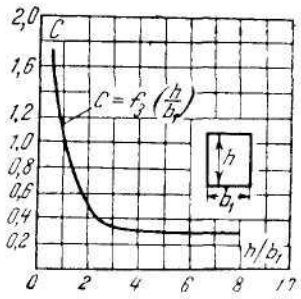


Рис. 3-49.

Направляющие лопатки. Для выравнивания эпюра скоростей в сечении трубопровода за поворотом устраиваются простые или профилированные лопатки.

Нормальное число профилированных лопаток определяется по формуле

$$n_{норм} = 2{,}13\left(\frac{r}{b}\right)^{-1} - 1.$$

Наивыгоднейшее их число будет:

$$n_{наивыг} \approx 1{,}4\left(\frac{r}{b}\right)^{-1}.$$

При нормальном числе лопаток они размещаются на одинаковом расстоянии друг от друга.

Наивыгоднейший угол установки лопаток можно принять $\alpha = 48°$.

Коэффициент сопротивления отвода с оптимальным числом лопаток может определяться по формуле

$$\zeta = \left(0{,}46\,\frac{r}{b_1} + 0{,}19\right)\zeta_{\text{без лопаток}};$$

$\zeta_{\text{без лопаток}}$ определяется по рис. 3-45.

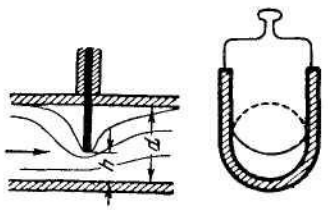


Рис. 3-51.

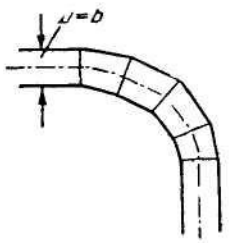


Рис. 3-50а.

8. Задвижка (рис. 3-50а)

Коэффициент сопротивления ζ зависит от отношения $\frac{d-h}{d}$ (рис. 3-50а), т. е. от степени открытия (см. табл. 3-31).

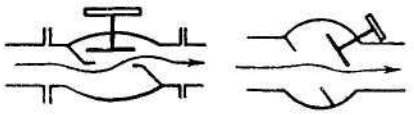


Рис. 3-52.

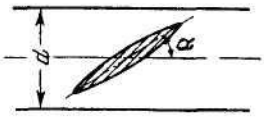


Рис. 3-53.

Задвижка типа Лудло при полном открытии

$$\zeta = 0{,}11 \div 0{,}12.$$

Вентиль при полном открытии. В зависимости от конструкции принимают для вентиля с прямым шпинделем по схеме согласно рис. 3-51

$$\zeta = 3 \div 5{,}5$$

или для вентиля с наклонным шпинделем по схеме согласно рис. 3-52

$$\zeta = 1{,}4 \div 1{,}85.$$

9. Дисковый клапан (рис. 3-53).

Коэффициент сопротивления ζ зависит от угла α (по табл. 3-32).

Таблица 3-31

Значения коэффициента сопротивления ζ в зависимости от степени закрытия задвижки

$$\frac{d-h}{d} \text{ и } \frac{\omega_з}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{\omega_з}{\omega},$$

где $\omega_з$ — площадь открытия задвижки

$\frac{d-h}{d}$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\frac{\omega_з}{\omega}$	1,000	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
ζ	0,00	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

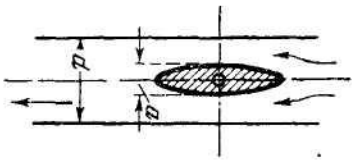


Рис. 3-54.

При полном открытии дискового клапана коэффициент сопротивления зависит от отношений наибольшей толщины клапана a к диаметру d (рис. 3-54) (см табл. 3-33). Можно считать также

$$\zeta = \frac{a}{d}.$$

Таблица 3-32

Значения коэффициента сопротивления ζ дискового клапана в зависимости от угла α

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	
ζ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	
α	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ζ	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

Таблица 3-33

Значения коэффициента сопротивления ζ дискового клапана при полном открытии в зависимости от отношения $\frac{a}{d}$ по рис. 3-54

$\frac{a}{d}$	0,10	0,15	0,20	0,25
ζ	0,05—0,10	0,10—0,16	0,17—0,24	0,25—0,35

При полном открытии и отсутствии указаний на конструктивные особенности считать $\zeta \approx 0{,}10$.

10. Кран (иногда именуемый «пробковым») (рис. 3-55)

Значения ζ по табл. 3-34.

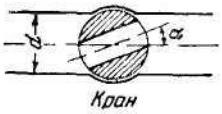


Рис. 3-55.

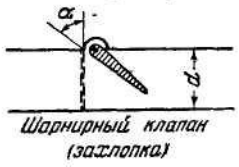


Рис. 3-56.

11. Шарнирный клапан (рис. 3-56)

Значения ζ по табл. 3-35.

12. Тарельчатые клапаны

Коэффициенты сопротивления весьма различны и в полной мере зависят от конструкции клапанов.

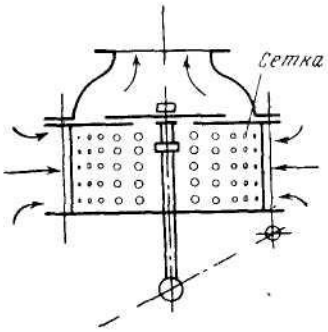


Рис. 3-57.

13. Всасывающие клапаны с сеткой

Всасывающий клапан с сеткой по схеме рис. 3-57 в зависимости от размеров диаметра трубы принимается по табл. 3-36. При невыясненной конструкции принимают $\zeta = 5 \div 10$.

14. Потери напора при ответвлениях (рис. 3-58).

Иногда считают приближенно, что потери напора при проходе струи от сечения первого до сечения второго (ответвление) равны двойному скоростному напору сечения второго, т. е.

$$h_{w_{1-2}} = 2\frac{v_2^2}{2g}$$

Таблица 3-34

Значения коэффициента сопротивления ζ для крана в зависимости от угла поворота α

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°
ζ	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	106

Таблица 3-35

Значения коэффициента сопротивления ζ шарнирного клапана в зависимости от угла поворота α

α	70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°	30°	25°	20°	15°
ζ	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	14	20	30	42	62	90

Таблица 3-36

Значения коэффициента ζ для всасывающего клапана с сеткой по рис. 3-57

$d=40$	70	100	150	200	300 мм
$\zeta=12$	8,5	7	6	5,2	3,7

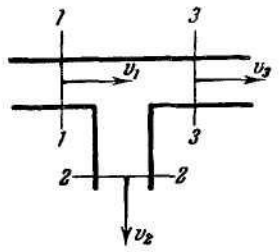


Рис 3-58.

и, следовательно, коэффициент сопротивления ζ равен:

$$\zeta_{1-2}=2.$$

Потери напора при этом на участке от первого сечения до третьего сечения (т. е. по линии прямого провода) равны:

$$h_{w1-3}=\frac{v_1^2-v_3^2}{2g},$$

ввиду чего гидродинамическое давление p_1 в первом сечении считают равным гидродинамическому давлению p_3 в третьем сечении.

Для различных условий отвода коэффициент сопротивления ζ равен указанным на рис. 3-59 значениям.

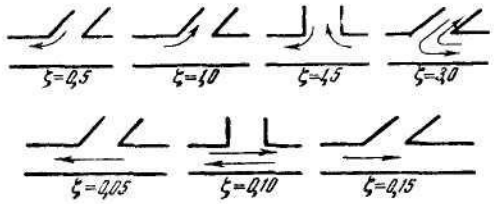


Рис. 3-59.

15. Игольчатые затворы

$$\zeta=\frac{0{,}123}{\sqrt[3]{d}},$$

где d — диаметр у меньшего конца затвора, *м*.

16. Расходящиеся переходные конусы (так называемые диффузоры) (рис. 3-60)

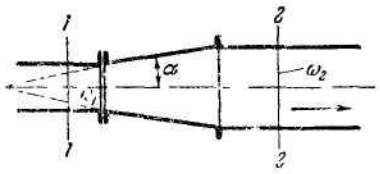


Рис. 3-60.

Коэффициент сопротивления для конически расходящихся переходных конусов трубы зависит от угла α°, от длины переходного конуса и от шероховатости стенок трубы.

а) *Для коротких конусов*, полагая

$$h_w=\zeta\frac{v_2^2}{2g},$$

коэффициент сопротивления ζ определяется по следующей формуле:

$$\zeta=k\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}-1\right)^2,$$

где значения k принимаются в зависимости от угла α равными.

при $\alpha=$	2°;	4°;	6°
$k=$	0,12;	0,14;	0,23

При угле конусности в пределах $\alpha<25°$ коэффициент сопротивления можно принять равным:

$$\zeta=\sin 2\alpha\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}-1\right)^2,$$

а при угле $\alpha>25°$ можно считать потерю напора h_w переходного конуса равной потере при внезапном расширении трубы, т. е. равной.

$$h_w=\frac{(v_1-v_2)^2}{2g}=\zeta\frac{v_2^2}{2g},$$

где

$$\zeta=\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}-1\right)^2.$$

б) Для длинных конусов, для которых надо учитывать и потерю по длине, суммарный потерянный напор на переходном конусе можно определить по формуле

$$h_w=\zeta\frac{v_2^2}{2g},$$

где

$$\zeta\approx\sin\alpha\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}-1\right)^2+\lambda'\frac{l}{d},$$

причем коэффициент сопротивления по длине λ принимается равным:

$$\lambda'=0{,}25\left(1+\frac{D_2}{D_1}\right)\left[1+\left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2\right]\lambda.$$

В этой последней формуле коэффициент λ принимается как $\lambda_{ср}$ и в зависимости от шероховатости стенок трубы (по одной из указанных выше формул для турбулентного потока).

Потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений по длине на конусном участке можно считать по формуле[1]

$$h_w=\frac{\lambda_{ср}}{2\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}\left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2-1\right]\frac{v_2^2}{2g},$$

[1] Предложение П. Г. Киселева.

в соответствии с чем предыдущая формула перепишется так:

$$\zeta = \sin\alpha\left(\frac{\omega_1}{\omega_1} - 1\right)^2 + \\ + \frac{\lambda_{ср}}{2\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}}\left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 - 1\right].$$

17. Сходящиеся переходные конусы (так называемые конфузоры) (рис. 3-61)

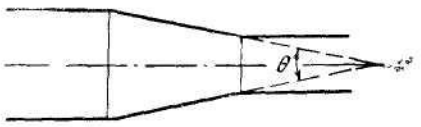


Рис. 3-61.

При $h_w = \zeta\frac{v_2^2}{2g}$ коэффициент сопротивления ζ при малом угле сходимости ($\theta \approx 5°$) принимается в зависимости от плавности перехода равным:

$$\zeta = 0{,}005 \div 0{,}06.$$

С увеличением угла θ увеличивается и коэффициент сопротивления ζ. Принимают:

при θ	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	0′	45°	60°	8)°
ζ	0,16	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,35

18. Потери напора в гидромониторах[1]

Гидравлические сопротивления при протекании воды через гидромониторы весьма велики и зависят от конструкции гидромониторов (рис. 3-62). Величину этих сопротивлений находят приближенно как сумму потери напора при протекании через два основных колена

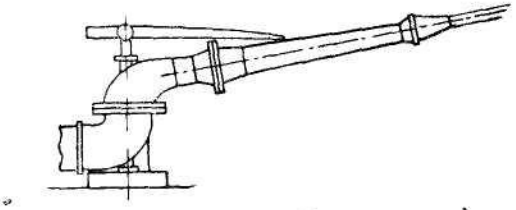


Рис. 3-62.

с шарнирным соединением и потери напора при протекании через насадок (наконечник гидромонитора).

$$h_w = h'_w + h''_w.$$

Потери напора *при протекании воды через гидромонитор* (через основные два колена) h'_w часто определяют по формуле

$$h'_w = kQ^2,$$

где Q — расход гидромонитора, *м³/сек*;
k — коэффициент, зависящий от конструкции гидромонитора.

[1] Г. П. Никонов и С. О. Славутский, Гидромеханизация в угольной промышленности, Углетехиздат, 1952

Значения коэффициента k соответственно исследованиям „Нигризолото" указаны в табл. 3-37 для двух типов гидромонитора: для гидромонитора марки ГМ2-250 и гидромонитора марки ГМН-250 при различных наклонах насадка гидромонитора к горизонту.

Таблица 3-37

Значения коэффициента k для определения потери напора в гидромониторах по формуле $h'_w = kQ^2$ согласно исследованиям „Нигризолото"[1]

Наклон ствола гидромонитора к горизонту	Гидромонитор ГМ2-250	Гидромонитор ГМН-250
Ось насадка горизонтальна . . .	166	82
Насадок поднят вверх:		
угол наклона к горизонту $\alpha = 14°12'$	183	—
угол наклона к горизонту $\alpha = 10°53'$	—	91
Насадок опущен вниз:		
угол наклона к горизонту . . $\alpha = 5°26'$	176	—
угол наклона к горизонту $\alpha = 15°$	—	100

[1] Заимствовано из книги: Г. П. Никонов и С. О. Славутский, Гидромеханизация в угольной промышленности, 1952.

Потери напора *при протекании воды через насадок* (наконечник гидромонитора), т. е. величина h''_w определяется по обычной формуле

$$h''_w = \zeta\frac{v^2}{2g},$$

где v — скорость в выходном сечении;
ζ — коэффициент сопротивления для насадка (по опытным данным может приниматься равным 0,06).

Коэффициент сопротивления ζ к формуле $h_w = \zeta\frac{v^2}{2g}$ определяется по коэффициенту k по следующей формуле:

$$\zeta = 2g\omega^2 k,$$

где ω — площадь поперечного сечения трубы гидромонитора.

Числовые значения ζ в зависимости от k для гидромониторов марок ГМ2-250 и ГМН-250 указаны в табл. 3-38.

Таблица 3-38

Значения коэффициента ζ сопротивления гидромониторов марок ГМ2-250 и ГМН-250 в зависимости от величины коэффициента k

k	183	176	166	100	91	82
ζ	8,65	8,30	7,85	4,70	4,30	3,87

Иногда потери напора в гидромониторе определяют по графикам или по таблицам прямо в зависимости от расхода. Так, можно, например, пользоваться табл. 3-39

Таблица 3-39

Величина потерянного напора h_w [м] для гидромониторов марок ГМ2-200 и ГМН-250 в зависимости от расхода Q

Q, л/сек	Потеря напора h_w, м		Q, л/сек	Потеря напора h_w, м	
	ГМ2-200	ГМН-250		ГМ2-200	ГМН-250
60	1,3	—	200	10,0	5,5
70	1,5	—	220	12,0	6,4
80	2,0	—	240	—	7,5
90	2,4	—	260	—	8,8
100	2,9	1,6	280	—	10,2
120	4,0	2,2	300	—	12,0
140	5,3	2,8	—	—	—
160	6,5	3,6	—	—	—
180	8,0	4,5	—	—	—

б) Местные сопротивления в открытых руслах

1. Потери напора в решетках (рис. 3-63)

Потерянный напор в решетках определяется по общей формуле

$$h_w = \zeta_{реш} \frac{v^2}{2g},$$

где $\zeta_{реш}$ — коэффициент сопротивления в решетках;
v — средняя скорость перед решеткой.

По исследованиям ВОДГЕО (А. Р. Березинский, 1939 г.), коэффициент сопротивления $\zeta_{реш}$ определяется по формуле

$$\zeta_{реш} = k\left(\frac{s}{s+b}\right)^{1,6}\left(2{,}3\frac{l}{b} + 8 + 2{,}4\frac{b}{l}\right)\sin\alpha, \quad (3\text{-}86)$$

где $k = 0{,}504$ для прямоугольных стержней;
$k = 0{,}318$ для прямоугольных стержней с закругленными входными кромками;
$k = 0{,}182$ для клинообразных стержней с закругленными кромками;
s и l — толщина и ширина стержней (рис. 3-63);
b — величина просвета между стержнями;
α — угол наклона решетки к горизонту (рис. 3-64)

Для упрощения вычислений коэффициента $\zeta_{реш}$ могут служить графики, приведенные на рис. 3-63.

При других сечениях стержней (рис. 3-65), а также косом расположении решетки относительно потока (рис. 3-66) коэффициент сопротивления $\zeta_{реш}$ определяют иногда на практике приближенно по старым способам следующим образом.

При прямом расположении решетки по отношению к набегающему потоку (рис. 3-64) коэффициент $\zeta_{реш}$ считают по Киршмеру равным:

$$\zeta_{реш} = \beta\left(\frac{s}{b}\right)^{4/3}\sin\alpha,$$

где β — коэффициент, зависящий от формы стержней, находится по табл. 3-40 и рис. 3-65.

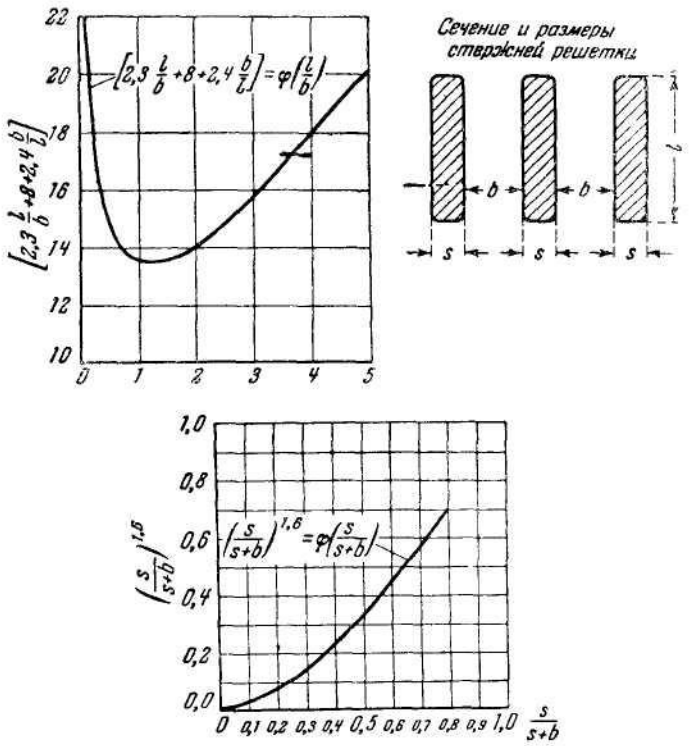


Рис. 3-63.

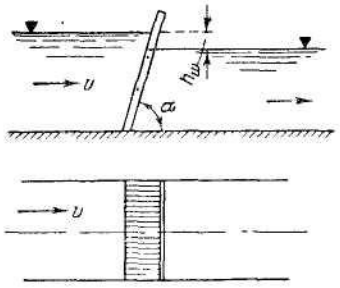


Рис. 3-64.

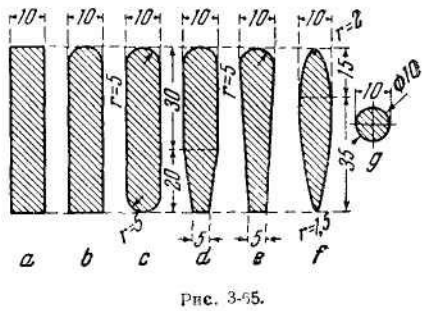


Рис. 3-65.

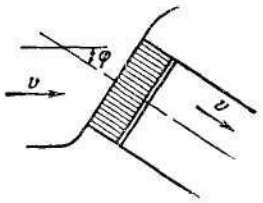


Рис 3-66

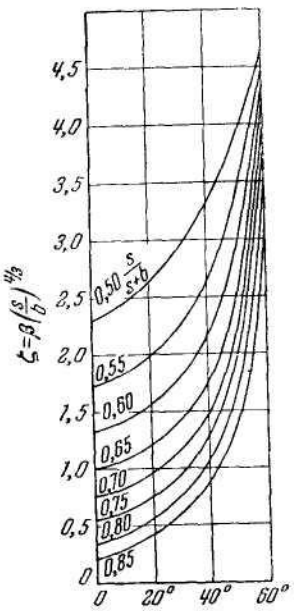


Рис 3 67

Таблица 3 40

Значения коэффициента β

Форма стержня (*по рис* 3-65)	*a*	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*	*g*
β	2,42	1,83	1,67	1,03	0	0 76	1,79

При косом расположении решетки (рис 3 66) коэффициент $\zeta_{реш}$ для прямоугольных стержней сечением 10×70 *мм* в зависимости от величины угла φ набегания потока на решетку определяют по графику рис 3 67

Примечание При проектировании сороудерживающих решеток скорости течения в решетках должны назначаться достаточно малыми чтобы не препятствовать их очистке в эксплуатационных условиях Проф Ф Ф Губин рекомендует допускать следующие скорости в решетках[1]

1 При входе в турбинные камеры непосредственно из верхнего бьефа, при входе в канал и входе в трубы из напорного бассейна от 0 9 до 1 2 *м/сек*

2 При входе в напорные водоприемники в зависимости от их доступности и глубины заложения — от 0 2о до 1 00 *м/сек*

Примеры Волховская ГЭС *v*=0 8 *м/сек* Днепровская ГЭС *v*=0 97 *м/сек*

Допустимые просветы в решетках назначаются в зависимости от размеров турбинных каналов При больших турбинах с расходами $Q>100$ *м³/сек* просветы достигают 100—150 *мм*

При ковшовых турбинах допускаются малые просветы, иногда всего 10 *мм* Размеры просветов следует согласовать с турбиностроительным заводом

2 Потери напора при повороте

По формуле проф А. Я. Миловича для прямоугольного профиля

$$h_w = 2{,}23\,\frac{b}{R}\,(n+\sin\alpha_1)\frac{v^2}{2g},$$

где b — ширина канала;

[1] Ф Ф Губин, Гидроэлектрические станции Госэнергоиздат 1949

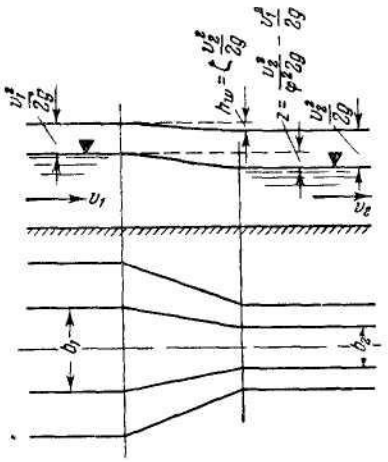


Рис 3-68

R — радиус закругления осевой линии канала

n — число прямых углов в общем угле поворота; $\alpha_1=\alpha-90°n$,

v — средняя скорость как $\frac{Q}{\omega}$.

Потеря напора h_w определяется по этой формуле как дополнительная к сопротивлению по длине канала в пределах закругления Таким образом, общее падение канала на участке закругления составляет

$$\Delta z=\frac{Q^2}{\omega^2C^2R}\cdot\frac{\tau R\alpha}{180}+2{,}23\,\frac{b}{R}(n+\sin\alpha_1)\frac{v^2}{2g}.$$

3 Потери напора при сужении канала

При плавном переходе (рис 3-68) можно принять

$$\zeta_{вх}=0{,}05\div0{,}10$$

в зависимости от степени плавности входа Падение горизонта свободной поверхности при этом будет равно

$$\Delta z=\left[1+\zeta_{вх}-\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2\right]\frac{v_2^2}{2g}.$$

Примечание При плавных криволинейных переходах (на входных оголовках дюкеров и других сооружений) потери напора весьма малы практически их трудно обнаружить При проектировании больших каналов с глубинами $h\geqslant1$ м и скоростями не превосходящими $v=1-5$ *м/сек* сопротивлениями при плавном сужении можно пренебрегать, если таковые встречаются по пути не более одного раза на 1 *км* длины канала.

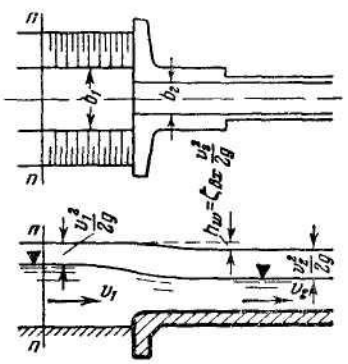


Рис 3 69.

При резком сужении в отсутствии переходного участка (рис. 3 69) и возникновении сжатия струи при входе можно считать приближенно по аналогии с внезапным сужением трубы

$$\zeta_{вх} = f\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right),$$

где ω_2 — площадь поперечного сечения в нижнем канале;
ω_1 — площадь поперечного сечения в верхнем канале;
$\zeta_{вх}$ — по табл 3-41.

Таблица 3-41

Числовые значения $\zeta_{вх}$ в зависимости от $\frac{\omega_2}{\omega_1}$

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0 1	0,2	0,4	0,6	0,8	1
$\zeta_{вх}$	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0

4. Потери напора при расширении канала

При внезапном, резком переходе к каналу с увеличенной площадью поперечного сечения потерянный напор можно определить по формуле

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{(\omega_2 - \omega_1)^2}{\omega_1^2 \omega_2^2} =$$

$$= \frac{v_1^2}{2g}\left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2.$$

Повышение горизонта воды нижнего участка относительно горизонта верхнего участка (восстановление напора) будет равно[1]

$$\Delta z = \frac{v_2(v_1 - v_2)}{g}.$$

Например, если $v_1 = 2{,}52$ *м/сек* и $v_2 = 1$ *м/сек*, то перепад восстановления

$$\Delta z = \frac{1(2{,}52 - 1)}{9{,}81} = 0{,}155 \text{ м}.$$

При наличии переходного участка потерянный напор можно принять приближенно.

$$h_w = \zeta_{расш}\frac{v_2^2}{2g} = \xi\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g},$$

где ξ — коэффициент, равный 0,2 — 0,5, в зависимости от плавности переходного участка;
$\zeta_{расш}$ — коэффициент сопротивления, зависящий от формы переходного участка и величины отношения $\frac{\omega_1}{\omega_2}$;

$$\zeta_{расш} = \xi\left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 - 1\right].$$

в) Коэффициенты сопротивления для приближенного ориентировочного расчета

Можно принимать следующие значения коэффициентов местных сопротивлений:

Вход в трубу при острых кромках .	$\zeta = 0{,}50$
Плавный вход в трубу	$\zeta = 0{,}20$
Внезапное расширение ($d_2 > d_1$) при $h_w = \zeta\frac{v_2^2}{2g}$	$\zeta = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2$
Внезапное сужение ($d_2 < d_1$) при $h_w = \zeta\frac{v_2^2}{2g}$	$\zeta = 0{,}50\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)$
Переходный конус (при $d_2 \quad 2d_1$) . .	$\zeta = 5{,}0$
Переходный конус (при $d_2 \approx 0{,}5d_1$) .	$\zeta = 0{,}20$
Резкий поворот на 90°	$\zeta = 1{,}20$
Плавный поворот на 90°	$\zeta = 0{,}15$
Выход из трубы под уровень при $h_w = \zeta\frac{v_{вых}^2}{2g}$	$\zeta = 1$
Дисковый клапан при полном открытии	$\zeta = 0{,}10$
Задвижка при полном открытии . .	$\zeta = 0{,}11 - 0{,}12$
Различные краны при полном открытии	$\zeta = 5$
Всасывающий клапан с сеткой при насосах	$\zeta = 10$
Плавный вход в канал	$\zeta = 0{,}10$
Вход в канал при острых входных кромках (боковое сжатие) . . .	$\zeta = 0{,}40$
Плавное расширение канала ($\omega_2 > \omega_1$)	$\zeta = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2$
Плавное сужение канала ($\omega_2 < \omega_1$) .	$\zeta = 0{,}10$

При проектировании в зависимости от стадии проекта коэффициенты ζ должны быть уточнены, а в ответственных случаях определены испытанием модели в лаборатории

[1] Предложено П Г Кичевым

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ

4-1. СВОБОДНОЕ ИСТЕЧЕНИЕ В АТМОСФЕРУ

а) Малые отверстия (в тонкой стенке)

Отверстие можно считать малым, если высота отверстия h не превосходит $0{,}1H$. При таком условии скорость в любой точке сжатого сечения $n-n$ (рис. 4-1) практически одна и та же.

Скорость истечения в сжатом сечении $n-n$

$$v = \varphi\sqrt{2gH}, \qquad (4\text{-}1)$$

где φ — коэффициент скорости;

H — напор над центром тяжести отверстия.

Для ориентировочных расчетов можно считать $\varphi = 1{,}0$ и тогда

$$v = \sqrt{2gH}. \qquad (4\text{-}1')$$

Расход

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}, \qquad (4\text{-}2)$$

где μ — коэффициент расхода;

ω — площадь отверстия.

Площадь поперечного сечения струи (сечение $n-n$ рис. 4-1) равна:

$$\omega_c = \varepsilon\omega, \qquad (4\text{-}3)$$

где ε — коэффициент сжатия.

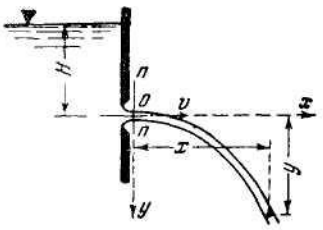


Рис. 4-1.

Коэффициенты φ, μ и ε в формулах (4-1) — (4-3) связаны между собой, а также с коэффициентом сопротивления ζ следующими соотношениями:

$$\mu = \varepsilon\varphi;$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}},$$

или

$$\zeta = \frac{1}{\varphi^2} - 1,$$

где ζ — коэффициент сопротивления (табл. 4-1).

Таблица 4-1

Значения ζ для различных величин φ

φ	ζ	φ	ζ	φ	ζ
1,00	0,00	0,93	0,15	0,70	1,05
0,99	0,02	0,92	0,18	0,60	1,79
0,98	0,04	0,91	0,20	0,50	3,00
0,97	0,06	0,90	0,24	0,40	5,25
0,96	0,08	0,85	0,40	0,30	10,20
0,95	0,10	0,82	0,50	0,20	24,00
0,94	0,13	0,80	0,57	0,10	99,00

Для круглых отверстий $\varphi = 0{,}97$, $\varepsilon = 0{,}64$, $\mu = 0{,}62$, $\zeta = 0{,}06$.

Для отверстий других форм при предварительных расчетах можно принимать те же значения коэффициентов.

Коэффициент расхода μ изменяется с изменением напора H (рис. 4-2 и 4-3).

Уравнение осевой линии струи (рис. 4-1)

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H}. \qquad (4\text{-}4)$$

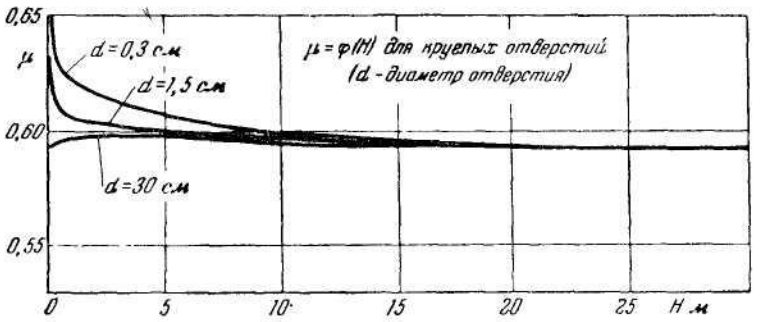


Рис. 4-2.

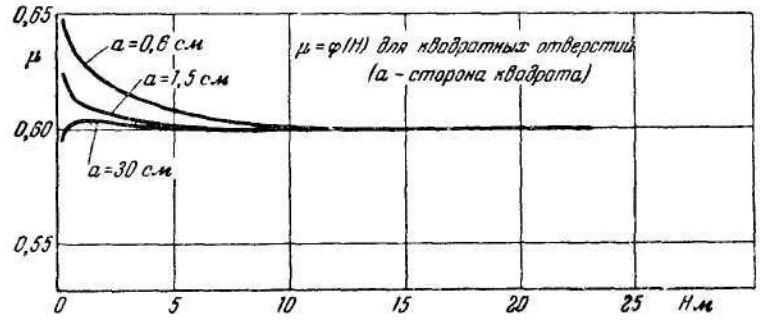


Рис. 4-3.

Таблица 4-2

Значения x при различных H и y (для любых мер)

y	H									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2,00	2,83	3,46	4,00	4,47	4,90	5,29	5,66	6,00	6,32
2	2,83	4,00	4,90	5,66	6,32	6,93	7,28	8,00	8,49	8,94
3	3,46	4,90	6,00	6,93	7,75	8,49	9,17	9,80	10,39	10,95
4	4,00	5,66	6,93	8,00	8,94	9,80	10,58	11,31	12,00	12,63
5	4,47	6,32	7,75	8,94	10,00	10,95	11,83	12,63	13,42	14,14
6	4,90	6,93	8,49	9,80	10,95	12,00	12,96	13,85	14,69	15,49
7	5,29	7,28	9,15	10,58	11,83	12,96	14,00	14,87	15,87	16,73
8	5,66	8,00	9,80	11,31	12,63	13,85	14,87	16,00	16,97	17,87
9	6,00	8,49	10,39	12,00	13,42	14,69	15,87	16,97	18,00	18,97
10	6,32	8,94	10,95	12,63	14,14	15,49	16,73	17,87	18,97	20,00

Примечание. Если при пользовании этой таблицей надо определить x при H и y в 10 раз больше табличных, то табличные значения x надо увеличить в 10 раз

Если в 10 раз больше только H или только y, то табличные значения x надо увеличить в 3,16 раза

Пример 1. Если $H=30$ *м* и $y=20$ *м*, то $x=4{,}9\cdot10=49$ *м*

2 Если $H=30$ *м* и $y=2$ *м*, то $x=4{,}9\cdot3{,}16=15{,}48$ *м*.

Расстояние x называется „дальностью полета" струи и определяется из формулы (4-4)

$$x = 2\varphi\sqrt{Hy}.$$

Числовые значения x для различных H и y указаны в табл. 4-2.

Величина потерянного напора определяется по формуле

$$h_{\text{ш}} = \frac{\zeta}{1+\zeta} H \qquad (4\text{-}5)$$

и для круглого отверстия при $\zeta = 0{,}06$ составляет $\sim 5{,}5\%$ напора H.

Таким образом, потери энергии при истечении жидкости из отверстий в атмосферу вообще невелики.

Величина потерянной мощности для всего потока равна:

$$N_{\text{потер}} = \frac{\gamma Q h_{\text{ш}}}{102} = \frac{\zeta}{1+\zeta}\cdot\frac{\gamma Q H}{102}\ [\text{квт}], \qquad (4\text{-}6)$$

где γ — в *кг/м*³ (для воды $\gamma = 1\,000$ *кг/м*³);
Q — в *м*³/*сек*,
H — в *м*.
При $\zeta = 0{,}06$

$$N_{\text{потер}} \approx 0{,}555 QH\ [\text{квт}].$$

б) Истечение из больших отверстий
(рис. 4-4)

Для отверстий любой формы, в том числе и для прямоугольных, на практике общую формулу расхода почти всегда применяют в таком виде:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \qquad (4\text{-}7)$$

где μ — коэффициент расхода;

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g},$$

причем v_0 — скорость подхода, а H — напор над центром тяжести отверстия (рис. 4-4).

Примечание. Скорость подхода v_0 представляет собой среднюю скорость потока в верхнем бьефе и вычисляется, как $v_0 = \frac{Q}{\Omega}$, где Ω — площадь поперечного сечения потока перед отверстием (сечение n—n, рис 4-4)

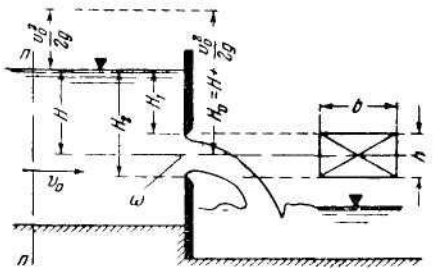


Рис. 4-4.

Для прямоугольного отверстия в вертикальной стенке расход можно определить по формуле (4-7) или по формуле (4-8)

$$Q = {}^2/_3\mu b\sqrt{2g}\,(H_2\sqrt{H_2} - H_1\sqrt{H_1}), \qquad (4\text{-}8)$$

а при наклоне стенки к горизонту под углом φ — по формуле

$$Q = {}^2/_3\frac{\mu b\sqrt{2g}}{\sin\varphi}\,(H_2\sqrt{H_2} - H_1\sqrt{H_1}), \qquad (4\text{-}9)$$

где μ имеет те же значения, что и для малых отверстий.

Числовые значения μ при пользовании формулой (4-7) следует выбирать соответственно указанным ниже опытным данным [1].

[1] Для прямоугольных отверстий

$$\mu \approx \mu_{\text{м}}\left(1 - \frac{1}{96}\cdot\frac{h^2}{H^2}\right),$$

где $\mu_{\text{м}}$ — коэффициент расхода для малых отверстий, а μ — для больших.

Величина коэффициента расхода зависит главным образом от степени сжатия струи, которое в свою очередь зависит от условий подхода потока к отверстию

4-2. ВЛИЯНИЕ СЖАТИЯ

Различают *совершенное* (т е максимально возможное) и *несовершенное сжатие, полное* (т е все стороннее) и *неполное* (рис 4 5)

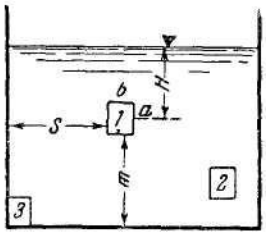


Рис 4 5

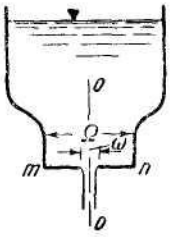


Рис 4 6

Совершенное сжатие имеет место в том случае, когда направляющие стенки так удалены от кромок отверстия, что практически они не оказывают влияния на истечение Полное сжатие имеет место в том случае, когда направляющие стенки не совпадают ни с одной из кромок отверстия (отверстие *1* на рис 4-5)

Для совершенного сжатия требуется $s \geqslant 3b$ и $m \geqslant 3a$ (рис 4-5) В противном случае (например, отверстие *2*) сжатие будет несовершенное

При *несовершенном сжатии коэффициент расхода* $\mu_{несов}$ и определяется так

$$\mu_{несов} = \mu (1 + k), \qquad (4\text{-}10)$$

где k зависит от отношения $\frac{\omega}{\Omega}$, т е от отношения площади самого отверстия к площади поперечного сечения потока перед отверстием

Числовые значения k для круглых и прямоугольных отверстий при истечении по схеме рис 4-6 указаны в табл 4 3 и 4 4

В обоих случаях предусматривается центральное расположение отверстия по отношению к стенке *mn* (рис 4 6)

Примечание По указанию акад Н Н Павловского, при $\frac{\omega}{\Omega} > 0{,}7$ численные значения k, указанные в таблицах, не имеют практической ценности

Таблица 4-3

Значения k при несовершенном сжатии для круглых отверстий (по рис. 4-6)

$\frac{\omega}{\Omega}$	0 05	0,10	0,15	0,20	0 25	0,30	0,35	0 40
Для круглых отверстий k . . .	0,007	0,014	0,023	0,034	0,045	0,059	0,075	0,092

Продолжение табл 4-3

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,45	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90	1
Для круглых отверстий k	0,112	0,134	0,161	0,189	0,260	0,351	0,471	0,631

Таблица 4-4

Значения k при несовершенном сжатии для прямоугольных отверстий (по рис. 4-6)

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,1	0,2	0 3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0 9	1
k	0,019	0,042	0,071	0,107	0,152	0,208	0,278	0,365	0,473	0,608

Таблица 4-5

Значения коэффициента расхода $\mu_{несов}$ при несовершенном сжатии и при μ=0,62

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0 40
Для круглых отверстии $\mu_{несов}$ . . .	0,624	0,628	0,634	0,641	0,648	0,656	0,676
Для прямоугольных отверстий $\mu_{несов}$ . . .	0,625	0,630	0,638	0,645	0,655	0,665	0 685

Значение коэффициента $\mu_{несов}$ при $\mu=0{,}62$ для круглых и прямоугольных отверстий см. табл. 4-5.

При *неполном сжатии коэффициент расхода* $\mu_{неполн\ сж}$, по указанию Н. Н. Павловского, равен:

$$\mu_{неполн\ сж} \approx \mu_{полн\ сж}(1+0{,}4n), \qquad (4\text{-}11)$$

причем $n=\frac{p'}{p}$, где p — полный периметр отверстия, а p' — та часть периметра, по которой сжатие устранено направляющей стенкой.

Значения коэффициента μ, отвечающие случаю свободного истечения в атмосферу для отверстий по рис. 4-4 и 4-7, указаны в табл. 4-6.

Таблица 4-6

Значения коэффициента μ, рекомендованные акад. Н. Н. Павловским для предварительного расчета гидротехнических сооружений

№ п/п	Тип отверстия	μ
1	Малые отверстия с полным сжатием	0,60
2	Отверстия средних размеров со сжатием струи со всех сторон при отсутствии направляющих стенок, в среднем .	0,65
3	Отверстия больших размеров, с несовершенным, но всесторонним сжатием, без более точного определения условий подхода воды к отверстию, в среднем	0,70
4	Донные отверстия (т. е. вовсе не имеющие сжатия по дну) со значительным влиянием бокового сжатия	0,65—0,70
5	Донные отверстия с умеренным влиянием бокового сжатия	0,70—0,75
6	Донные отверстия с плавными боковыми подходами	0,80—0,85
7	Исключительные случаи весьма плавных подходов воды к отверстию со всех сторон (при условии обязательной лабораторной проверки)	0,90

Примечание. При расчете донных отверстий по схеме рис. 4-7 надо иметь в виду, что формула расхода для истечения в атмосферу применима лишь в условиях, когда высота открытия $a < h_к$ (критической глубины).

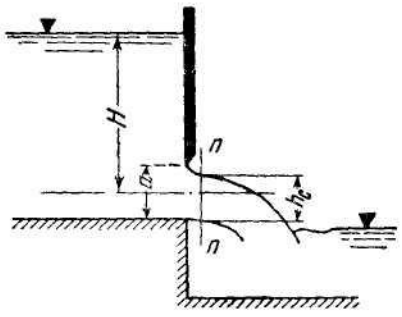


Рис. 4-7.

Значения расхода Q [$м^3/сек$] для отверстия с площадью $\omega=1$ $м^2$ при различных коэффициентах расхода μ и различных напорах H приведены в табл. 4-7

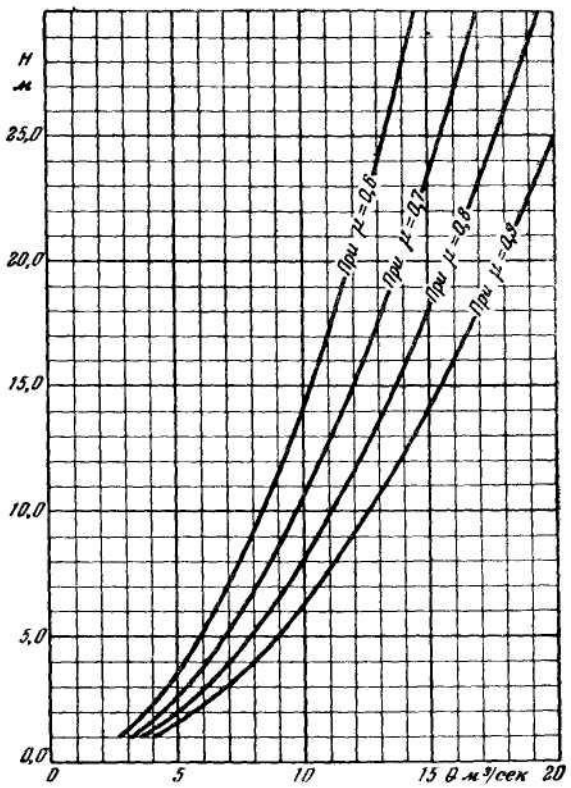


Рис. 4-8. График для определения расхода Q при истечении жидкости из отверстия с площадью $\omega=1$ $м^2$ при различных коэффициентах расхода μ (т. е. по формуле $Q=\mu\sqrt{2gH}$).

4-3. ИСТЕЧЕНИЕ ПОД УРОВЕНЬ

а) Затопленные отверстия

Расход через затопленное отверстие зависит от величины перепада, не зависит от глубины погружения и определяется по формуле (4-12) (обозначения по рис. 4-9)

$$Q=\mu\omega\sqrt{2gz_0}, \qquad (4\text{-}12)$$

где μ — коэффициент расхода;
ω — площадь отверстия;
z_0 — перепад (рис. 4-9) с учетом скоростного напора скорости подхода:

$$z_0=z+\frac{v_0^2}{2g}.$$

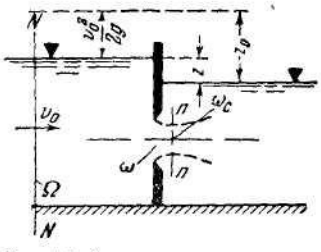


Рис. 4-9. Затопленное отверстие.

Таблица 4-7

Величина расхода Q [$м^3/сек$] при истечении из отверстий в атмосферу при площади отверстия $\omega=1$ $м^2$, т. е. по формуле $Q=\mu\omega\sqrt{2gH}=\mu\sqrt{2gH}$ [$м^3/сек$]

H, м	$v=\sqrt{2gH}$, м/сек	μ						
		0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90
1,00	4,429	2,657	2,878	3,100	3,321	3,543	3,764	3,986
1,50	5,425	3,255	3,526	3,797	4,069	4,340	4,611	4,782
2,00	6,264	3,758	4,071	4,383	4,697	5,007	5,324	5,632
2,50	7,003	4,202	4,552	4,902	5,252	5,602	5,953	6,304
3,00	7,672	4,603	4,967	5,370	5,754	6,138	6,521	6,905
3,50	8,286	4,972	5,386	5,800	6,214	6,629	7,043	7,457
4,00	8,858	5,315	5,758	6,201	6,644	7,086	7,530	7,972
4,50	9,396	5,638	6,107	6,577	7,047	7,517	7,987	8,456
5,00	9,904	5,942	6,437	6,933	7,428	7,923	8,418	8,911
5,50	10,390	6,235	6,749	7,274	7,788	8,313	8,827	9,352
6,00	10,850	6,510	7,052	7,595	8,137	8,680	9,722	9,765
6,50	11,250	6,750	7,312	7,875	8,437	9,000	9,562	10,125
7,00	11,720	7,032	7,618	8,204	8,890	9,376	9,990	10,548
7,50	12,130	7,278	7,884	8,491	9,097	9,704	10,310	10,917
8,00	12,530	7,518	8,144	8,771	9,397	10,024	10,650	11,277
8,50	12,910	7,746	8,391	9,050	9,642	10,328	10,973	11,619
9,00	13,290	7,974	8,638	9,303	9,967	10,632	11,296	11,961
9,50	13,650	8,190	8,872	9,555	10,237	10,920	11,602	12,285
10,00	14,010	8,406	9,106	9,807	10,507	11,208	11,908	12,609
11,00	14,690	8,816	9,548	10,283	11,017	11,752	12,486	13,221
12,00	15,340	9,204	9,971	10,738	11,505	12,272	13,039	13,806
13,00	15,970	9,582	10,380	11,179	11,977	12,776	13,674	14,313
14,00	16,570	9,942	10,770	11,599	12,427	13,256	14,084	14,913
15,00	17,150	10,290	11,147	12,005	12,862	13,720	14,577	15,435
16,00	17,720	10,632	11,518	12,404	13,290	14,176	15,062	15,948
17,00	18,260	10,956	11,869	12,782	13,695	14,608	15,521	16,434
18,00	18,800	11,280	12,220	13,160	14,100	15,040	15,980	16,920
19,00	19,310	11,586	12,551	13,517	14,482	15,448	16,413	17,379
20,00	19,810	11,886	12,876	14,867	14,857	16,848	16,838	18,829
25,00	22,150	13,390	14,397	15,505	16,612	17,720	18,827	19,935
30,00	24,260	14,556	16,769	16,982	19,195	19,408	21,621	21,834

При площади отверстия $\omega\neq1$ расход находим умножением табличных значений на величину данной площади

Пример. Заданы $\omega=4$ $м^2$, $H=8$ $м$, $\mu=0,75$ Находим по таблице $\mu\sqrt{2gH}=9,397$, а потому искомый расход $Q=9,397\cdot=37,588$ $м/сек$.

Промежуточные значения $\mu\sqrt{2gH}$, не указанные в таблице, находим путем линейной интерполяции.

Для быстрых, но более приближенных расчетов служит график $Q=f(\mu, H)$, см. рис 4-8.

Примечание. Табл 4-7 можно пользоваться и для расчета затопленных отверстий, если под H понимать величину перепада z.

Скорость подхода v_0 вычисляется как $v_0=\frac{Q}{\Omega}$, где Ω — площадь поперечного сечения потока перед отверстием (сечение $N-N$, рис. 4-9).

Коэффициенты μ, φ, ε и ζ — расхода, скорости, сжатия и сопротивления в практических расчетах принимаются равными таковым при истечении в атмосферу

б) Полузатопленные отверстия

Акад Н. Н. Павловский предложил определять расход для прямоугольных отверстий по формуле

$$Q=\sigma\mu bh\sqrt{2gH_{ср}}, \qquad (4\text{-}13)$$

где $H_{ср}=\frac{H_2+H_1}{2}$ — напор над центром тяжести отверстия;

μ — коэффициент расхода для случая истечения в атмосферу;

σ — поправка на затопление.

Числовые значения σ берутся по табл. 4-8, составленной Н. Н. Павловским, в зависимости от $\eta=\frac{h_п}{H_2}$ и $\varphi=\frac{H_1}{H_2}$ (рис. 4-10). Все же во многих случаях, если $h_п\leqq\left(\frac{H_2-H_1}{2}\right)$, без большой погрешности можно расчет вести, пренебрегая затоплением.

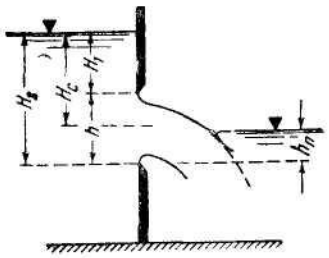


Рис. 4-10. Полузатопленное отверстие.

Таблица 4-8

Значения σ для полузатопленных отверстий (по акад. Н. Н. Павловскому)

$\eta = \frac{h_п}{H_2}$	$\sigma = \frac{H_1}{H_2}$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983	0,981	0,977	0,977	0,975	0,973	—
0,2	0,981	0,977	0,973	0,968	0,963	0,958	0,953	0,948	0,943	—	—
0,3	0,970	0,963	0,956	0,945	0,934	0,922	0,914	0,907	—	—	—
0,4	0,956	0,947	0,932	0,917	0,898	0,879	0,863	—	—	—	—
0,5	0,937	0,923	0,901	0,847	0,840	0,816	—	—	—	—	—
0,6	0,907	0,885	0,845	0,803	0,756	—	—	—	—	—	—
0,7	0,856	0,817	0,762	0,679	—	—	—	—	—	—	—
0,8	0,776	0,712	0,577	—	—	—	—	—	—	—	—
0,9	0,621	0,426	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

4-4. ИСТЕЧЕНИЕ ПРИ ПЕРЕМЕННОМ УРОВНЕ

Время понижения (или повышения) свободной поверхности от уровня H_1 до уровня H_2 при истечении в атмосферу (рис. 4-11).

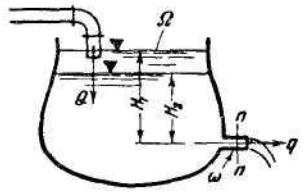


Рис. 4-11.

1. *При переменной площади* Ω

$$t = \int_{H_1}^{H_2} \frac{\Omega dH}{Q - \mu\omega\sqrt{2gH}} = \int_{H_1}^{H_2} \frac{f(H)\,dH}{Q - \mu\omega\sqrt{2gH}}, \qquad (4\text{-}14)$$

где $\Omega = f(H)$ — площадь свободной поверхности резервуара;

Q — приток в резервуар [в общем случае изменяющийся во времени $Q = f_1(t)$];

μ и ω — коэффициент расхода и площадь поперечного сечения отверстия.

Во всех случаях, если $Q = f_1(t)$, задача решается методом суммирования.

2. При $\Omega = \text{const}$ и при постоянном притоке ($Q = \text{const}$) время опорожнения или наполнения определяется по формуле (4-15):

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left[\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{k}\ln\frac{\sqrt{k} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{k} - \sqrt{H_2}}\right], \qquad (4\text{-}15)$$

где k — напор, при котором через отверстие ω проходит расход, равный притоку Q, т. е. при котором $Q = \mu\omega\sqrt{2gk}$, или $k = \frac{Q^2}{2g\mu^2\omega^2}$.

Если начальный напор $H_1 > k$, то происходит опорожнение, а если начальный напор $H_1 < k$ — наполнение резервуара.

В обоих случаях для достижения свободной поверхностью горизонта, отвечающего напору k ($H_2 = k$), требуется время $t = \infty$.

Примечание. Если $H_1 > k$, то и $H_2 > k$ (в пределе $H_2 = k$).

Если $H_1 < k$, то и $H_2 < k$ (в пределе $H_2 = k$).

Если приток отсутствует ($Q = 0$ — опорожнение), то время опорожнения находим по формуле

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{H}}\left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}\right) \qquad (4\text{-}16)$$

Для полного опорожнения (при $H_2 = 0$) время опорожнения будет равно:

$$t = \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\Omega H_1}{\mu\omega\sqrt{2gH_1}} = \frac{2W}{q_{нач}}, \qquad (4\text{-}16')$$

т. е.

$$t = \frac{\text{(двойной начальный объем жидкости в резервуаре)}}{\text{(начальный расход отверстия)}}.$$

3. При $\Omega = f(H)$. Наполнение и опорожнение водохранилищ (рис. 4-12).

а) В общем случае, если приток Q задан гидрографом (рис. 4-13), площадь зеркала водохранилища графиком $\Omega = f(H)$ рис. 4-14, то время опорожнения или

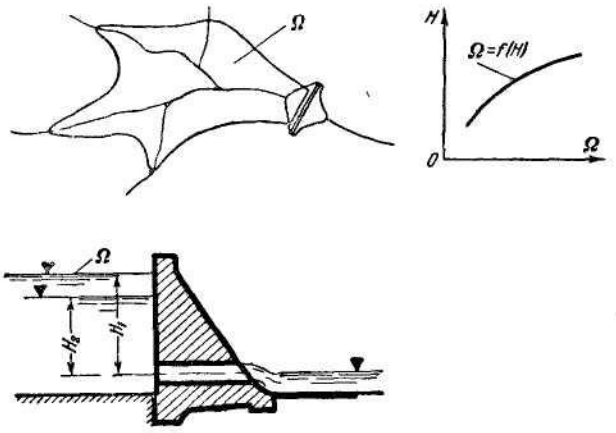


Рис. 4-12.

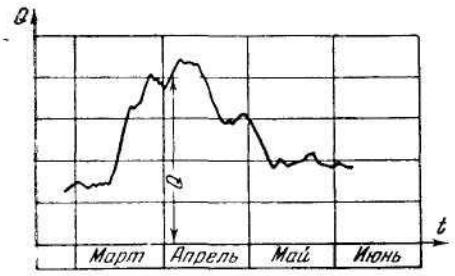


Рис. 4-13. Гидрограф—кривая расхода реки в бытовых условиях.

наполнения водохранилища определяем методом приближенного интегрирования по формуле

$$\Delta t = \Sigma \frac{0{,}5\,(\Omega_n + \Omega_{n-1})\,\Delta H}{0{,}5\,(Q_{tn} + Q_{tn-1}) - \mu\omega\sqrt{2gH_{\text{ср}}}}, \qquad (4\text{-}17)$$

где

$$H_{\text{ср}} = \frac{H_n + H_{n-1}}{2}.$$

б) Если притока нет ($Q = 0$), то для определения времени опорожнения имеем формулу

$$t = \frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int_{H_2}^{H_1} \frac{\Omega\, dH}{\sqrt{H}} = \frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int_{H_2}^{H_1} \frac{f(H)\, dH}{\sqrt{H}}. \qquad (4\text{-}18)$$

Если по графику площади зеркала водохранилища в пределах от A до B (рис. 4-14) имеем приближенно $\Omega = f(H) = cH^n$, то время понижения свободной поверхности от уровня H_1 до H_2 будет равно:

$$t = \frac{2c}{\mu\omega\sqrt{2g}\,(2n+1)} \left(\sqrt{H_1^{2n+1}} - \sqrt{H_2^{2n+1}}\right). \qquad (4\text{-}19)$$

Показатель степени n и коэффициент c в уравнении $\Omega = cH^n$ определяются тогда по формулам:

$$n = \frac{\lg \dfrac{\Omega_1}{\Omega_2}}{\lg \dfrac{H_1}{H_2}} \quad \text{и} \quad c = \frac{\Omega}{H^n},$$

где Ω_1 и Ω_2 находятся непосредственно по графику зеркала водохранилища для напоров H_1 и H_2 (рис. 4-14).

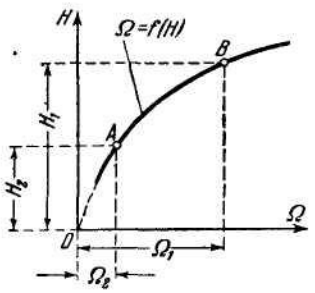


Рис. 4-14. Кривая площади зеркала водохранилища.

Примечание. Во избежание погрешностей в вычислениях рекомендуется все величины выражать в метрической системе и соответственно принимать:

$$g = 9{,}81\ м/сек^2,$$

Ω и ω — в $м^2$,

H — в $м$ (над центром тяжести водоспуска).

Если площади Ω зеркала водохранилища даны в квадратных километрах (как часто бывает при проектировании больших водохранилищ), то полученный по формуле (4-19) результат надо умножить на 10^6, тогда время t будет определено в секундах.

Коэффициент расхода μ должен быть вычислен предварительно для данного водоспуска с учетом всех сопротивлений как местных, так и по длине, т. е. по формуле (при истечении в атмосферу)

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda\,\dfrac{l}{D}}}.$$

При определении времени t опорожнения водохранилища по *методу трапеций* общая длительность опорожнения равна:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + \ldots + t_n,$$

где t_1, t_2, t_3 ... — время, в течение которого уровень воды падает соответственно от H_1 до H^{I}; от H^{I} до H^{II}; от H^{II} до H^{III} и т. д.

При этом каждый отдельный период t_k определяется по формуле

$$t_k = \frac{2\Omega_{\text{ср}}}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left(\sqrt{H_k} - \sqrt{H_{k-1}}\right), \qquad (4\text{-}20)$$

где

$$\Omega_{\text{ср}} = \frac{\Omega_k + \Omega_{k-1}}{2}.$$

Индексы k и $k-1$ — соответственно номера конечных и начальных напоров H и площадей Ω зеркала водохранилища для данного периода t_k.

4-5. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ЗАТВОРОВ (ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЗАТВОРА В ЛОТОК)

При отсутствии бокового сжатия и при ширине лотка b скорость в сжатом сечении $(n-n)$ (рис. 4-15) равна:

$$v = \varphi \sqrt{2gz_0} = \varphi \sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h_c\right)}. \qquad (4\text{-}21)$$

Расход

$$Q = \omega_c v = \varphi b h_c \sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - h_c\right)}. \qquad (4\text{-}22)$$

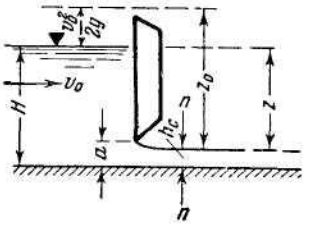


Рис. 4-15.

При $h_c = \varepsilon a$, $\omega_c = \varepsilon\omega = \varepsilon ba$ и $\mu = \varepsilon\varphi$, где a — высота открытия отверстия (рис. 4-15), получим:

$$Q = \mu ab\sqrt{2g\left(H + \frac{v_0^2}{2g} - \varepsilon a\right)} = \mu\omega\sqrt{2g(H_0 - \varepsilon a)},$$

где

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}.$$

Примечание. Скоростью подхода v_0 можно пренебречь, если

$$v_0 \leqslant 0{,}885\sqrt{z},$$

и

$$v = \omega\sqrt{2g(H - \varepsilon a)}.$$

Погрешность, возникающая при этом, составляет около 2%, что практически вполне допустимо.

По Б. Ф. Рельтову коэффициент расхода μ зависит от отношения $\frac{a}{H_0}$. Значения μ при истечении из-под затвора в горизонтальный лоток даются в табл. 4-9.

Таблица 4-9

$\frac{a}{H_0}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65
μ	0,62	0,64	0,66	0,69	0,71	0,74	0,76

Значения коэффициентов φ, ε, μ

При вертикальном расположении плоского щита можно принять по указаниям проф. А. Н. Ахутина следующие значения:

$$\varphi = 0{,}97;$$
$$\varepsilon = 0{,}65 \div 0{,}67;$$
$$\mu = 0{,}63 \div 0{,}64.$$

При *наклоне щита* (рис 4-16) под углом β к горизонту (по опытным данным):

при $\beta = 63°20'$ $\mu = 0{,}74$;

» $\beta = 45°$ $\mu = 0{,}84$.

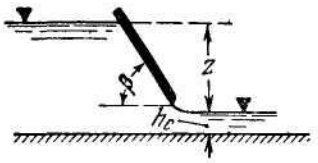


Рис. 4-16.

Изменение коэффициента сжатия ε в зависимости от угла β указано в табл. 4-10, где указан и коэффициент расхода $\mu = \varepsilon\varphi$ при коэффициенте скорости $\varphi = 0{,}97$.

По расчетам В. В. Ведерникова, использовавшего уравнения Н. Е. Жуковского, коэффициент сжатия струи ε при истечении из-под плоского щита имеет значения, приводимые в табл. 4-11.

Таблица 4-10

β	α	μ
0°	1,00	0,97
30°	0,80	0,78
70°	0,65	0,63
90°	0,61	0,59
110°	0,568	0,57

Таблица 4-11

$\frac{a}{H}$	ε	$\frac{a}{H}$	ε	$\frac{a}{H}$	ε	$\frac{a}{H}$	ε
0,00	0,611	0,30	0,625	0,55	0,650	0,80	0,720
0,10	0,615	0,35	0,628	0,60	0,660	0,85	0,745
0,15	0,618	0,40	0,630	0,65	0,675	0,90	0,780
0,20	0,620	0,45	0,638	0,70	0,690	0,95	0,835
0,25	0,622	0,50	0,645	0,75	0,705	1,00	1,000

Для донных отверстий, закрываемых щитами с криволинейным очертанием при гладкой поверхности, можно приближенно принять (рис. 4-17):

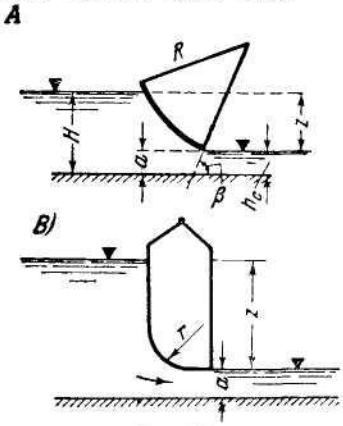


Рис. 4-17.

Для схемы *A*: при $\beta = 45°$ $\mu = 0{,}80 - 0{,}85$;
$\beta = 60°$ $\mu = 0{,}85 - 0{,}90$;
$\beta = 90°$ $\mu = 0{,}90 - 0{,}95$.

Для схемы *B*: при $\frac{a}{r} \leqslant 1{,}0$ $\mu = 0{,}9$.

Коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под криволинейного в плане вертикального щита

Коэффициент вертикального сжатия струи $\varepsilon = \frac{h_c}{a}$ при истечении из-под криволинейного в плане вертикального щита[1] по О. Ф. Васильеву (МИСИ, 1953)[2]

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{пл}}{1 + 1{,}05\frac{a}{R}},$$

где a — открытие щита;

* П. Г. Киселев. Об учете скорости подхода при определении расхода через отверстия и водосливы. Неопубликованные работы кафедры гидравлики МИСИ.

[1] Для щита, обращенного выпуклостью по течению (расходящийся поток)

[2] «Доклады АН СССР», 1956, т. 106, № 5.

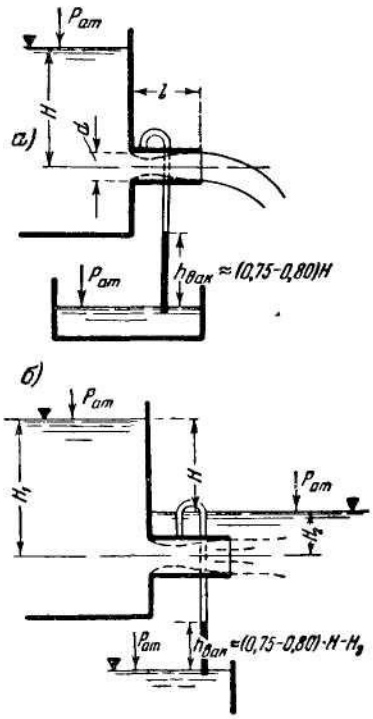


Рис 4 18

R — радиус изгиба щита в плане;

$\varepsilon_{пл}$ — коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под плоского (прямого в плане) щита, по Жуковскому — Ведерникову $\varepsilon_{пл} = f\left(\frac{a}{H}\right)$ (табл 4-11),

h_c — глубина потока на расстоянии, равном величине открытия щита (a)

4-6. НАСАДКИ (ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЯ С ТОЛСТОЙ СТЕНКОЙ)

Общая для всех насадков формула расхода

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}, \qquad (4\text{-}23)$$

где ω — площадь выходного отверстия,

H — напор над центром тяжести выходного отверстия или разность уровней верхнего и нижнего горизонтов воды при затопленном насадке,

μ — коэффициент расхода, отнесенный к выходному сечению.

Примечание Числовое значение коэффициента μ не одинаково для различных поперечных сечений одного и того же насадка

Насадок внешний цилиндрический

Длина насадка l при острой входной кромке должна быть $l \geqslant 3d$ При этом коэффициенты расхода, скорости, сжатия и сопротивления имеют следующие значения

$$\mu = \varphi = 0{,}82, \quad \varepsilon = 1{,}0 \text{ и } \zeta \approx 0{,}50$$

Величина потерянной энергии во внешнем цилиндрическом насадке составляет (в процентах от напора)

$$p\% = \frac{\zeta}{1+\zeta}100 = \frac{0{,}5}{1+0{,}5}100\% \approx 33\%.$$

Таким образом, потеря энергии в насадке оказывается намного больше, чем при истечении из отверстий в тонкой стенке

В сжатом сечении (сечение $n-n$ рис 4 18,*а* и *б*) вакуум достигает своего наибольшего значения $h_{вак\,макс} \approx 0{,}75H$

Предельный напор $H_{пред}$ для течения через насадок без нарушения сплошности (неразрывности) в сжатом сечении равен

$$H_{пред} \approx \frac{\frac{p_{ат}}{\gamma}}{(0{,}75-0{,}80)},$$

например, при нормальном барометрическом давлении (760 *мм рт ст*) $H_{пред}$=от 13 до 14 *м вод ст*

Рекомендуется не допускать на практике $h_{вак} > 9$ *м вод ст*

Значения коэффициентов μ, φ, ε и ζ для разных форм насадков указаны в табл 4-12

4-7. РАСЧЕТ ВОДОСПУСКА ПРИ ПЛОТИНЕ (ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ВОДОСПУСКНУЮ ТРУБУ)

а) Водоспуск с постоянным по длине трубы диаметром (рис 4-19)

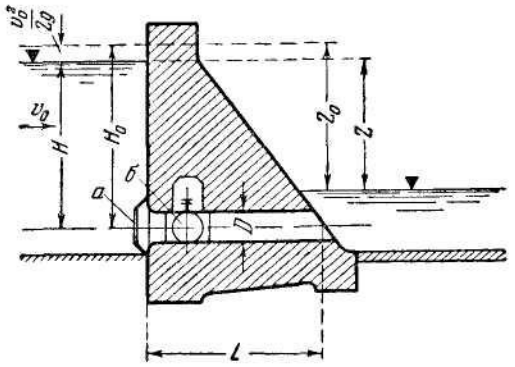


Рис 4 19. К расчету водоспуска постоянного сечения
а — решетка, *б* — затвор

Формулы расхода

При истечении в атмосферу (4-24)

$$Q = \mu\frac{\pi D^2}{4}\sqrt{2gH_0}. \qquad (4\text{-}24)$$

При истечении под уровень (4-24′)

$$Q = \mu\frac{\pi D^2}{4}\sqrt{2gz_0} \qquad (4\text{-}24')$$

Коэффициент расхода μ определяется по формуле (4-25)

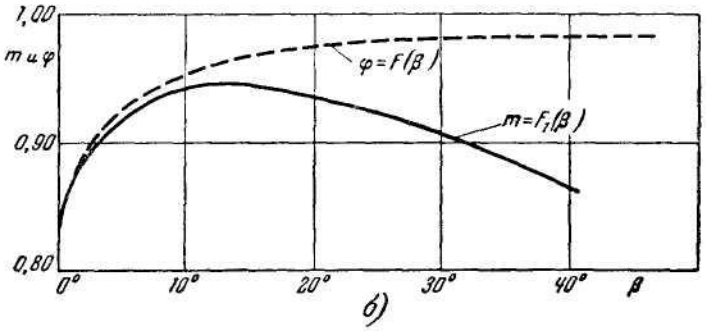
$$\mu = \varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta+\lambda\frac{l}{D}}}, \qquad (4\text{-}25)$$

Таблица 4-12

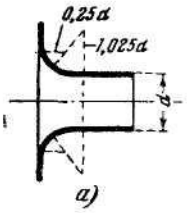
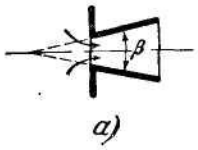
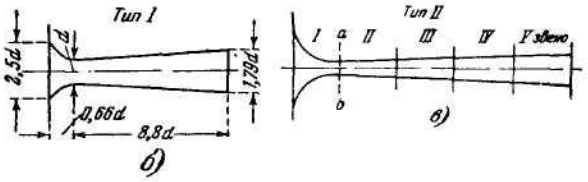
Значение коэффициентов μ, φ, ε, ζ

№ п/п	Наименование насадков и условия истечения	Коэффициенты μ	φ	ε	ζ
1	**Насадок цилиндрический**				
	а) Острая входная кромка ($l \geqslant 3d$) . .	0,82	0,82	1,00	0,50
	б) Плавный вход, входная кромка скруглена, в среднем	0,95	0,95	1,00	0,06
	в) При наклоне оси насадка с острой входной кромкой к плоскости напорной грани под углом β				
	$\beta = 0°$	0,82	—	—	—
	$\beta = 10°$	0,80	—	—	—
	$\beta = 20°$	0,78	—	—	—
	$\beta = 30°$	0,76	—	—	—
	$\beta = 40°$	0,75	—	—	—
	$\beta = 50°$	0,73	—	—	—
	$\beta = 60°$	0,72	—	—	—
	г) При длине насадка $l \geqslant 3d$ (по проф. В. Д. Журину), если $l' = \frac{l}{d}$				
	$l' = 1$	0,62	—	—	—
	$l' = 3$	0,82	—	—	—
	$l' = 5$	0,79	—	—	—
	$l' = 10$	0,77	—	—	—
	$l' = 25$	0,71	—	—	—
	$l' = 50$	0,64	—	—	—
	$l' = 75$	0,59	—	—	—
	$l' = 100$	0,55	—	—	—
2	**Насадок внутренний цилиндрический**				
	а) При $l > 3d$	0,71	0,71	1,00	1,00
	б) При $l < 3d$	0,51	0,97	0,53	0,06
3	**Насадок конически сходящийся**				
	а) В среднем при угле конусности				
	$\beta = 12°$ до $15°$	0,94	0,96	0,98	0,09

Зависимость μ и φ от угла конусности β представлена на графике



Продолжение табл. 4-12

№ п/п.	Наименование насадков и условия истечения	Коэффициенты			
		μ	φ	ε	ζ
4	**Насадок коноидальный (по форме струи)**				
	 а)				
	а) При очертании, указанном на чертеже	0,97	0,97	1,00	0,06
	б) При ином, но сходном с предыдущим очертании, в зависимости от напора	0,959÷0,994	0,959÷0,994	1,00	От 0,08 до 0,01
5	**Насадки по типу наконечников пожарных рукавов**				
	а) В зависимости от формы наконечника	0,97÷0,99	—	—	—
6	**Насадки, конически расходящиеся**				
	 а)				
	а) При угле конусности 5 — 7° в среднем	0,45÷0,50	0,45÷0,50	1,00	3,94÷3,00
	б) По типу *I* при $\beta = 5°$	0,483	0,483	1,00	3,3
	в) По типу *II* (1-е звено по циклоиде, *II*, *III*, *IV* и *V* — на конус $\beta = 5°$)				
	 б) в)				
7	**Для различных условий конструирования насадка**				
	1) насадок состоит из звена *I*	0,927÷0,994	—	—	—
	2) насадок состоит из звеньев *I* и *II*	1,481÷1,595 0,726÷0,782	—	—	—
	3) насадок состоит из звеньев *I*, *II* и *III*	1,893÷2,123 0,359÷0,402	—	—	—
	4) насадок состоит из звеньев *I*, *II*, *III* и *IV*	2,080÷2,437 0,209÷0,244	—	—	—
	5) насадок состоит из звеньев *I*, *II*, *III*, *IV* и *V*	2,055÷2,261 0,128÷0,140	—	—	—

Примечание. Первые цифры относятся к сечению $a-b$, а вторые к выходному сечению. Значения коэффициента μ даны при длине звена 0,305 *м*, диаметре в сечении $a-a$ $d = 0{,}306$ *м* и в выходном сечении *V* звена $d = 0{,}125$ *м* каждого.

Таблица 4-13

Расход водоспускной трубы Q [$м^3/сек$] и скорость v [$м/сек$] при полном открытии затворов в зависимости от напора и диаметра трубы для бетонных и каменных плотин. В предположении плавных очертаний конструктивных элементов (для очень грубых предварительных определений расхода)

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}\ [м^3/сек] \text{ и } v = \varphi\sqrt{2gH}\ [м/сек]$$

Действующий напор H, м (Z, м)	Длина водоспускной трубы L, м	Диаметр трубы D, м							
		1		2		3		4	
		Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
10	8	8,3	10,6	34,2	10,9	77,3	11,0	139,5	11,1
20	16	11,2	14,2	47,4	15,1	108,0	15,3	195,0	15,5
40	32	14,5	18,4	63,9	20,4	147,0	19,4	267,0	21,2
60	48	16,4	20,8	74,3	23,7	176,0	25,0	320,0	25,4
80	64	17,8	22,7	82,2	26,2	191,5	27,0	361,0	28,7
100	80	18,9	24,0	86,0	27,4	204 0	29,0	396,0	31,5

где $\Sigma\zeta$ — сумма коэффициентов всех местных сопротивлений.

Для затопленного водоспуска в формуле (4-25) $\Sigma\zeta$ включает в себя все сопротивления за исключением сопротивления при выходе, которое оценивается стоящей впереди единицей, таким образом, для этого случая сумма коэффициентов местных сопротивлений равна $(1+\Sigma\zeta)$.

Для предварительных расчетов можно принять следующие значения коэффициентов сопротивлений.

Коэффициенты местных сопротивлений ζ

1. Решетки при входе (если таковые предполагаются по проекту) [1]

$$\zeta'_{реш} \approx \zeta_{реш}\left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^2 \approx$$

$$\approx 1{,}5\left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^2 \approx 1{,}5\left(\frac{D}{D_1}\right)^4,$$

где $\omega = \frac{\pi D^2}{4}$ — площадь сечения водоспуска;

Ω — площадь во входной камере (рис. 4-19)

2. Входное отверстие (плавный вход) $\zeta_{вх} = 0{,}05$.

3. Затвор водоспуска в зависимости от его конструкции:

дисковый затвор при полном открытии $\zeta \approx 0{,}10$;

при неизвестной конструкции затвора $\zeta \approx 0{,}20$.

Коэффициент сопротивления по длине λ

Для больших диаметров независимо от материала стенок трубы $\lambda \approx 0{,}025$.

Для более точных расчетов и при большой длине L трубы λ определяется по указанным выше формулам (гл. 3).

Для очень приближенных ориентировочных расчетов при невыясненной схеме конструкций водоспуска, но плавном входе можно принять значение коэффициента μ по графику рис. 4-20.

В табл. 4-13 приведены числовые значения величин расходов для водоспускной трубы при полном открытии затворов и различных напорах.

[1] Точнее см. § 3-9.

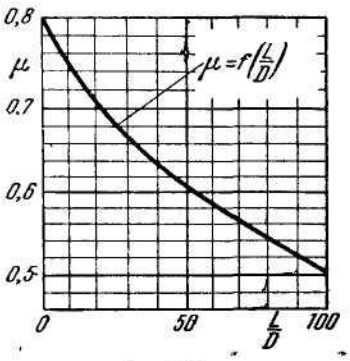


Рис. 4-20.

Главные задачи гидравлического расчета водоспуска

Задача 1. Определить расход Q при заданном диаметре трубы D, длине L и напоре H.

Задача 2 Определить напор H при заданном диаметре трубы D, длине L и расходе Q.

Эти две задачи решаются прямым вычислением искомой величины по основной формуле (4-24).

Задача 3. Определить диаметр водоспуска D при заданном расходе Q, напоре H и длине водоспускной трубы L.

Задачу удобнее решать графическим способом, вычерчивая кривую $Q=f(D)$ (рис. 4-21), произведя для построения этой кривой вычисления расхода Q_1,

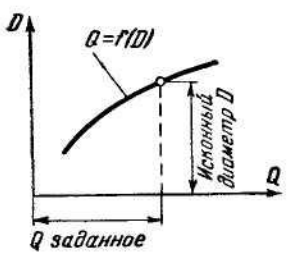


Рис. 4-21.

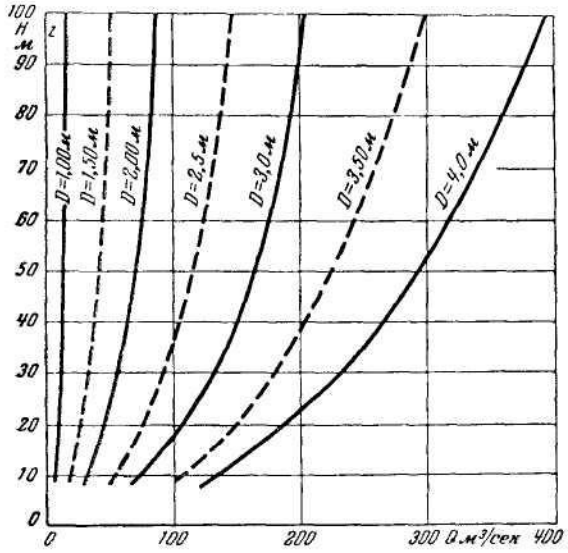


Рис 4 22 График для определения расхода цилиндрического водоспуска

Q_2, Q_3, для ряда произвольно выбранных значений диаметра D_1, D_2, D_3, .

Для очень грубого, но быстрого определения диаметра при предварительных расчетах может служить график рис 4-22

Примечание При составлении графика рис 4 22 предусмотрено увеличение L при увеличении H

б) Водоспуск с переменным по длине трубы диаметром (рис 4-23)

Формулы расхода

При истечении в атмосферу

$$Q = \mu\omega_{вых}\sqrt{2gH_0}. \qquad (4\text{-}26)$$

При истечении под уровень (затопленный водоспуск)

$$Q = \mu\omega_{вых}\sqrt{2gz_0}, \qquad (4\text{-}26')$$

где μ — коэффициент расхода, равный

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta}}; \qquad (4\text{-}27)$$

$\omega_{вых}$ — площадь выходного сечения трубы, равная $\frac{\pi D^2}{4}$.

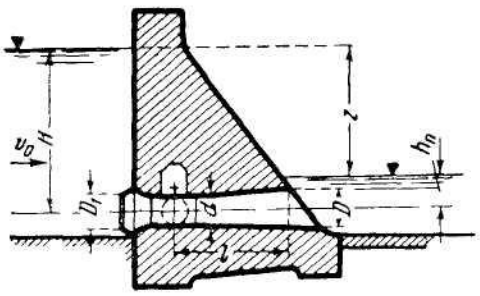


Рис 4 23 К расчету водоспуска переменного сечения.

Если у входа устанавливается сороудерживающая решетка, а выходная часть трубы устраивается по типу расходящегося насадка, то

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta_{реш}\left(\frac{D}{D_1}\right)^4+(\zeta_{вх}+\zeta_{затв})\left(\frac{D}{d}\right)^4+\zeta_{дифф}}}, \qquad (4\text{-}27')$$

где D, D_1 и d указаны на рис 4-23.

Коэффициенты сопротивления ζ имеют те же значения, что и для водоспуска с постоянным диаметром

Расход такого водоспуска в большинстве случаев оказывается значительно больше, чем водоспуска с постоянным диаметром, равным диаметру горловины

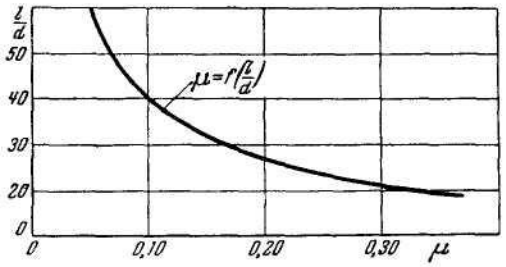


Рис. 4 24 График для определения приближенных значений коэффициента расхода μ для водоспуска переменного сечения Угол расширения $\beta = 5-6°$

При быстрых ориентировочных расчетах можно принять следующие значения *коэффициента расхода* μ (в предположении плавных очертаний конструктивных элементов водоспуска и угле расширения трубы, равном $\beta \approx 5 \div 6°$)

при $\frac{l}{d} = 20$ $\mu = 0{,}32$,

при $\frac{l}{d} = 30$ $\mu = 0{,}17$;

при $\frac{l}{d} = 40$ $\mu = 0{,}10$;

при $\frac{l}{d} = 50$ $\mu = 0{,}17$.

Для других $\frac{l}{d}$ значения μ см рис. 4-24.

Пример. Дано $H = 10$ *м*, диаметр горловины $d = 0{,}5$ *м*, диаметр выходного отверстия $D = 1$ *м* и длина расширяющейся части водоспуска $l = 10$ *м* Определить расход Q Принимая при $\frac{l}{d} = 20$ приближенно $\mu = 0{,}32$, получим,

$$Q = 0{,}32 \cdot 0{,}785\sqrt{2g \cdot 10} \approx 3{,}5\ м^3/сек$$

При тех же условиях расхода цилиндрического водоспуска с диаметром $d = 0{,}5$ *м* будет

$$Q' \approx 0{,}71\,\frac{\pi \cdot 0{,}5^2}{4}\sqrt{2g \cdot 10} \approx 1{,}95\ м^3/сек < 3{,}5\ м^3/сек.$$

В горловине водоспуска обычно образуется *вакуум*

Величина $h_{вак} = \frac{p_{вак}}{\gamma}$ может быть определена при помощи уравнения Бернулли Рекомендуется, $h_{вак} < (7-8)$ *м*

в) Образование воронок при истечении жидкости из отверстий

Возникновение воронок перед отверстиями чаще всего наблюдалось при истечении из больших донных отверстий или при малых напорах и всегда при опорожнении резервуаров. Интенсивность воронок бывает иногда настолько велика, что образовавшийся внутри воронок воздушный жгут уходит на большую глубину и пронизывает самое отверстие, уменьшая тем самым его пропускную способность (рис. 4-25).

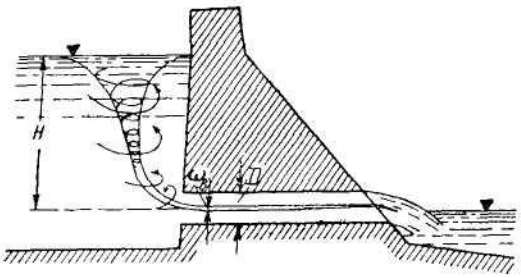


Рис 4-25.

Явление воронкообразования до настоящего времени изучено очень мало.

Приводим некоторые данные о воронкообразовании по работе В И. Поликовского и Р. Г. Перельмача

К р и т и ч е с к и й н а п о р, при котором происходит прорыв воздушной воронки в донное отверстие, можно приближенно определить по формуле Р. Г. Перельмана:

$$H_к = 0{,}5D\left(\frac{v}{\sqrt{gD}}\right)^{0{,}55}, \qquad (4\text{-}28)$$

где D — диаметр отверстия;

v — скорость истечения в сжатом сечении $n-n$ (рис. 4-26), т. е. в расстоянии, примерно равном $0{,}5D$ ниже плоскости самого отверстия.

Для расчета по этой формуле удобно пользоваться графиком (рис. 4-27), составленным на основании многочисленных опытов Перельмана, а также опытов других исследователей. На этом графике в координатах $\left(\frac{H_к}{D}\right)$ и $\left(\frac{v}{\sqrt{D}}\right)$ приводится кривая, определяющая функциональную связь между указанными величинами. Имея по заданию скорость v и диаметр отверстия D можно, вычислив отношение $\left(\frac{v}{\sqrt{D}}\right)$, найти по графику отношение $\left(\frac{H_к}{D}\right)$. Пусть, например, это отношение равно $\left(\frac{H_к}{D}\right) = a$, тогда искомый критический напор будет равен

$$H_к = aD.$$

Если окажется, что в данных условиях напор H, соответствующий скорости истечения v, меньше критического напора $H_к$, т. е. если

$$H_к > H,$$

то воздушная воронка прорвется в отверстие, уменьшит площадь живого сечения и расход Q будет меньше предположенного, т. е.

$$Q = v(\varepsilon\omega - \omega_{воронка}) < v\omega_c.$$

Пример. Пусть задан диаметр донного отверстия $D = 1$ *м* и расход $Q = 3$ *м³/сек*. Определить, при каком напоре $H_к$ произойдет прорыв воздуха в отверстие и возможен ли прорыв при заданном расходе, если истечение из донного отверстия происходит непосредственно в атмосферу

Р е ш е н и е 1. Определяем сперва скорость истечения в сжатом сечении $n-n$ (рис. 4-26):

$$v = \frac{Q}{\omega_c} = \frac{Q}{\varepsilon\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4\cdot 3}{0{,}64\cdot\pi\cdot 1^2} = \frac{12}{2} = 6\ м/сек$$

2. Затем определяем критический напор

$$H_к = 0{,}5D\left(\frac{v}{\sqrt{gD}}\right)^{0{,}55} = 0{,}5\cdot 1\left(\frac{6}{\sqrt{9{,}81\cdot 1}}\right)^{0{,}55} =$$

$$= 0{,}5\cdot 1{,}43 = 0{,}715\ м,$$

$$H_к \approx 0{,}72\ м$$

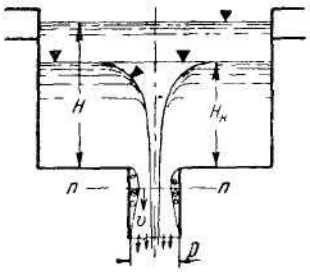


Рис 4-26.

3. Определим далее напор, необходимый для пропуска через отверстие заданного расхода $Q = 3$ *м³/сек*:

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2\omega^2 2g} = \frac{3^2}{(0{,}62\cdot 0{,}785))^2\cdot 2} = 1{,}92 > 0{,}72\ м.$$

Так как в данном случае получилось, что действительный напор H больше критического $H_к$ ($H > H_к$), то прорыва воронки не произойдет.

Отверстие оказывается заглублено в достаточной мере.

П р и м е ч а н и е. Если воспользоваться графиком рис. 4-27, то последовательно будем иметь:

$$\left(\frac{v}{\sqrt{D}}\right) = \frac{6}{\sqrt{1}} = 6.$$

Затем по графику (рис. 4 27) для $\frac{v}{\sqrt{D}} = 6$ находим

$$\frac{H_к}{D} = 0{,}75,$$

откуда критический напор $H_к = 0{,}75$ *м*, т. е получаем практически тот же результат.

Если отверстие не донное, а расположено в вертикальной стенке, но в непосредственной близости ко дну, то проверка того, что прорыва воздушной воронки не будет, производится аналогично предыдущему случаю, но надо будет пользоваться другим графиком рис 4-28 Однако если отверстие в боковой стенке расположено далеко от дна, то определение $H_к$ остается тем же

Пример. Допустим, что через отверстие у дна (по рис 4-29) проходит расход $Q = 5$ *м³/сек*, диаметр отверстия $D = 1$ *м* Определить возможность прорыва воронки.

1) Определяем:

$$v = \frac{Q}{\omega_c} = \frac{5{,}0}{0{,}64\cdot 0{,}785\cdot 1^2} = \frac{5}{0{,}5} = 10\ м/сек$$

2. Находим отношение

$$\left(\frac{v}{\sqrt{D}}\right) = \frac{10}{1} = 10.$$

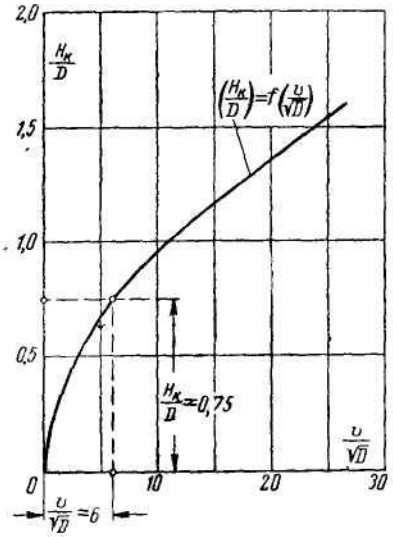


Рис. 4-27.

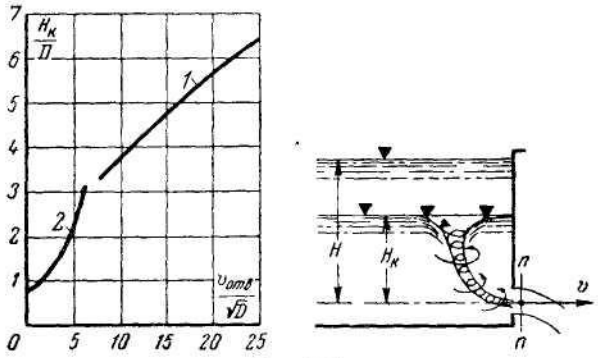


Рис. 4-28.

3) По графику (рис. 4-28) находим, что при $\frac{v}{\sqrt{D}}=10$ отношение $\frac{H_к}{D}$ будет равно 3,7, следовательно, $H_к = 3{,}7D \approx 3 \cdot 7 \cdot 1 = 3{,}7$ *м*.

4) Определим напор H в предположении свободного истечения в атмосферу:

$$H = \frac{v^2}{c^2 2g} = \frac{10^2}{0{,}97^2 2g} = 5{,}4\ м > 3{,}7\ м.$$

Так как $H > H_к$, то прорыва воронки не будет.

Но допустим теперь, что глубина воды в резервуаре $H = 4$ *м*, и истечение происходит не в атмосферу, а с помощью водовода (рис. 4-30) при перепаде $z = 10$ *м*.

Тогда расход равен:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz} \approx 0{,}8 \cdot 0{,}785\sqrt{2g10} = 8{,}8\ м^3/сек,$$

а скорость $v = \frac{8{,}8}{0{,}64 \cdot 0{,}785} = 17{,}6\ м/сек$. В таком случае $\frac{v}{\sqrt{D}} = 17{,}6$ и отношение $\frac{H_к}{D}$ по графику рис. 4-28 окажется равным 5,25 и, следовательно, критический напор будет $H_к = 5{,}25$ *м*, т. е. больше глубины воды в резервуаре $H_к > H$.

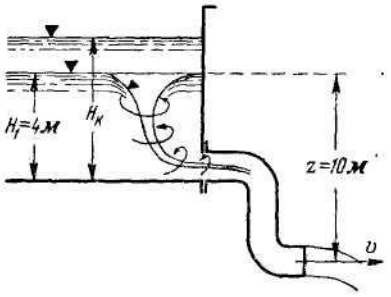


Рис. 4-29.

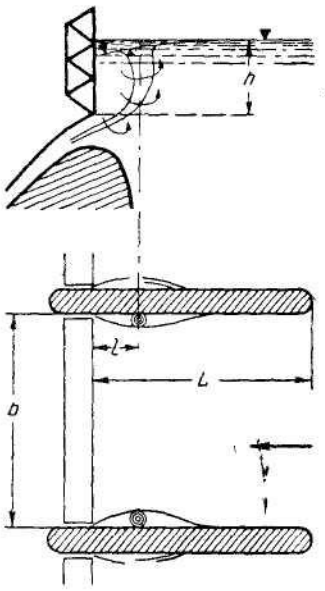


Рис. 4-30.

Таким образом, в этом случае прорыв воронки в отверстие неизбежен.

Образование воронок возможно во многих других случаях, в частности, воронки образуются при истечении из-под щитов гидротехнических сооружений (рис. 4-31). В этом случае воронки образуются в углах между щитом и промежуточными бычками.

По исследованиям С. М. Иссакян воронки образуются при коротких бычках $L = (0{,}5 \div 0{,}8)\ b$, при длинных бычках $L \geq b$ воронки или не образуются вовсе, или только в непосредственной близости от затвора, а именно:

$$l = (0{,}8 \div 0{,}85)\ h,$$

где l — расстояние воронки от щита;

h — глубина погружения нижней кромки щита под уровень свободной поверхности.

ГЛАВА ПЯТАЯ

ВОДОСЛИВЫ

5-1. ОБОЗНАЧЕНИЯ И ОСНОВНАЯ ФОРМУЛА

H и z — напор и перепад на водосливе;

H_0 и z_0 — напор и перепад на водосливе с учетом скорости подхода:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad \text{и} \quad z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}.$$

Скорость подхода v_0 определяется как средняя скорость перед сооружением, т. е. по формуле $v_0 = \frac{Q}{\omega}$,

где ω — площадь живого сечения всего потока (в сечении $A - A$, рис. 5-1).

$p_в$ и $p_н$ — высота водосливной стенки со стороны верхнего и нижнего бьефов;

b — ширина водослива (длина его порога).

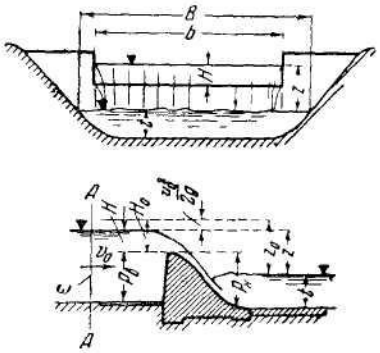


Рис. 5-1.

Водосливы делятся на три основных типа:

1) *водослив с тонкой стенкой*, или, что то же, водослив с острым ребром,

2) *водослив практического профиля* (различной формы поперечного сечения водосливной стенки) и

3) *водослив с широким порогом*.

Каждый водослив в зависимости от своего очертания в плане и расположения относительно подводящего русла может быть прямолинейным или криволинейным (в частности, кольцевым), прямым, т. е. расположенным перпендикулярно к подводящему руслу, косым, расположенным под углом к этому руслу, или боковым. Кроме того, в зависимости от формы отверстия каждый водослив может быть прямоугольным, трапецеидальным, треугольным и криволинейной формы (в частности, параболической).

Основная формула для всех водосливов может быть представлена в двух формах:

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}1)$$

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}\,H^{3/2}. \qquad (5\text{-}2)$$

Здесь m — безразмерный коэффициент расхода, различный по величине для разных типов водосливов и для различных условий его работы. Коэффициент расхода m_0 в формуле (5-2) учитывает влияние скорости подхода v_0 [в формуле (5-1) влияние скорости подхода учитывается величиной H_0].

На величину расхода Q оказывают существенное влияние скорости подхода, боковое сжатие и подтопление с нижнего бьефа. Если последнее имеет место, то водослив называется *подтопленным* в отличие от *неподтопленного*, когда уровень свободной поверхности

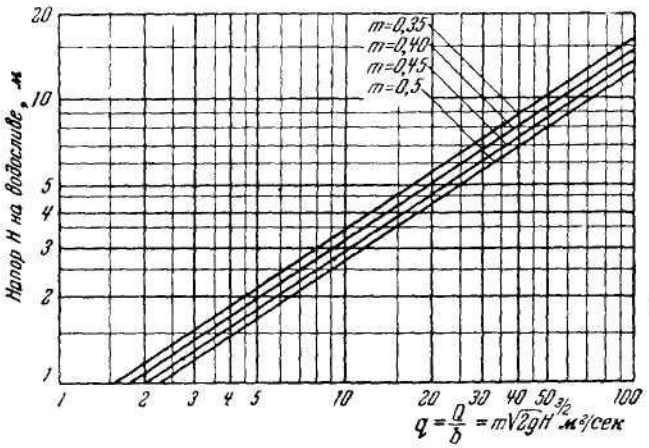


Рис. 5-2. График для определения расхода $q = \frac{Q}{b} = m\sqrt{2g}H^{3/2}$ [м²/сек] на 1 пог. м водослива.

воды нижнего бьефа, будучи расположенным достаточно низко, не оказывает влияния на истечение [1].

Значения коэффициента m для неподтопленных водосливов для предварительных расчетов можно принимать следующие:

а) водослив с тонкой стенкой $m = 0{,}42$,

б) водослив безвакуумный практического профиля $m = 0{,}45$,

в) водослив вакуумного практического профиля $m = 0{,}50$,

г) водослив с широким порогом $m = 0{,}35$.

Уточнения в определении коэффициента m указаны ниже для каждого типа водослива в отдельности.

---

[1] Условия, при которых водослив становится подтопленным, указаны ниже для каждого типа водослива в отдельности. Вместо термина «подтопленный водослив» часто применяется равнозначный термин «затопленный водослив».

[2] Этот расход q иногда называют «удельным» расходом.

Таблица 5-1

Величина расхода на 1 *пог. м* ширины водослива при различных напорах H и при различных коэффициентах расхода m

$$q = \frac{Q}{b} = mH\sqrt{2gH}\ [м^3/сек]$$

H, м	m				H, м	m			
	0,35	0,40	0,45	0,50		0,35	0,40	0,45	0,50
0,10	0,049	0,056	0,063	0,070	1,10	1,778	2,044	2,299	2,555
0,15	0,090	0,108	0,116	0,129	1,20	2,037	2,328	2,619	2,910
0,20	0,139	0,158	0,178	0,198	1,30	2,296	2,624	2,952	3,280
0,25	0,194	0,222	0,249	0,277	1,40	2,569	2,936	3,303	3,670
0,30	0,255	0,291	0,328	0,364	1,50	2,849	3,256	3,663	4,070
0,35	0,321	0,367	0,413	0,458	1,60	3,136	3,584	4,032	4,480
0,40	0,395	0,452	0,508	0,565	1,70	3,487	3,928	4,419	4,910
0,45	0,468	0,535	0,601	0,668	1,80	3,745	4,280	4,815	5,360
0,50	0,549	0,628	0,706	0,785	1,90	4,060	4,940	5,520	5,800
0,55	0,632	0,723	0,813	0,908	2,00	4,382	5,008	5,634	6,260
0,60	0,721	0,824	0,927	1,030	2,50	6,127	7,005	7,878	8,756
0,65	0,812	0,929	1,044	1,161	3,00	8,053	9,273	10,36	11,51
0,70	0,906	1,060	1,165	1,295	3,50	10,15	11,60	13,25	14,50
0,75	1,007	1,149	1,294	1,438	4,00	12,40	14,18	15,94	17,72
0,80	1,109	1,268	1,426	1,585	5,00	17,33	19,81	22,28	24,76
0,85	1,214	1,388	1,561	1,735	6,00	22,78	26,05	29,30	32,56
0,90	1,323	1,512	1,701	1,840	7,00	28,71	32,82	36,91	41,02
0,95	1,435	1,640	1,845	2,050	8,00	35,08	40,10	45,10	50,13
1,00	1,550	1,772	1,993	2,215	9,00	41,85	47,84	53,79	59,81
					10,00	49,01	56,03	63,02	70,04

Примечания:

1. Для определения расхода водослива Q при заданной его ширине b табличные значения надо умножить на b. Например, при $b = 15$ *м*; $m = 0{,}40$, $H = 2{,}5$ *м* находим $Q = 7{,}005 \cdot 15 = 105{,}07$ *м³/сек*.

2. Для определения q при неуказанном в таблице значении коэффициента расхода m табличные значения q надо умножить на отношение: $\frac{m_{задан}}{m_{табл}}$.

Например, определить q при $m_{задан} = 0{,}38$ и при $H = 2{,}5$ *м*. Находим:

$$q = qm = 0{,}4\frac{m_{задан}}{m_{табл}} = 7{,}005\frac{0{,}38}{0{,}40} = 6{,}66\ м^2/сек.$$

Величина расхода, приходящегося на 1 *пог. м* длины порога водослива, рассчитанная по формуле $q = \frac{Q}{b} = m\sqrt{2g}H^{3/2}$ для различных m, указана на рис. 5-2 и в табл. 5-1.

5-2. ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ СТРУИ

Свободная струя образуется при обеспеченной подаче воздуха под струю, т. е. $p = p_{ат}$ (рис. 5-3,*а*).

Отжатая и подтопленная струи образуются в том случае, если пространство под струей не сообщается с атмосферой. Струя увлекает (отсасывает) воздух и создает вакуум, так что давление под струей $p < p_{ат}$ (рис. 5-3,*б* и *в*).

Прилипшая струя образуется в особых случаях, например при постепенном нарастании напора от нуля и при отсутствии доступа воздуха в пространство под струей (рис. 5-3,*г*).

Устойчивость этих форм струи различна. Наименьшей устойчивостью отличается „прилипшая", которая в случае ее отрыва от водосливной стенки переходит в „отжатую" и не возвращается в начальное положение. Наиболее устойчивой является свободная при обеспеченной подаче воздуха под струю.

Волнистая струя образуется при $\frac{z}{p} \approx 0{,}15 \div 0{,}20$ (рис. 5-3,*д*). По ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 принимается, что:

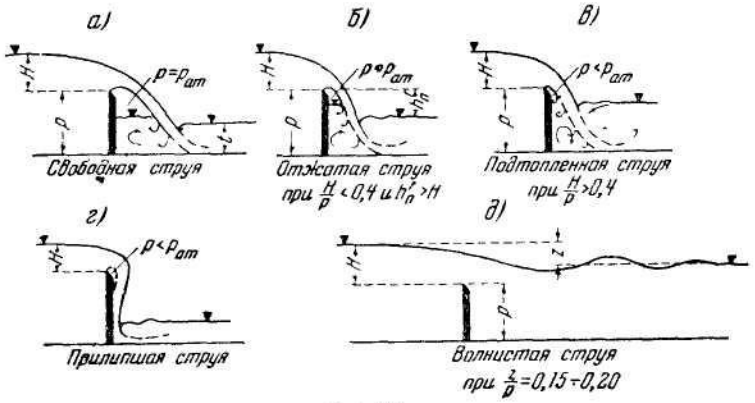


Рис. 5-3.

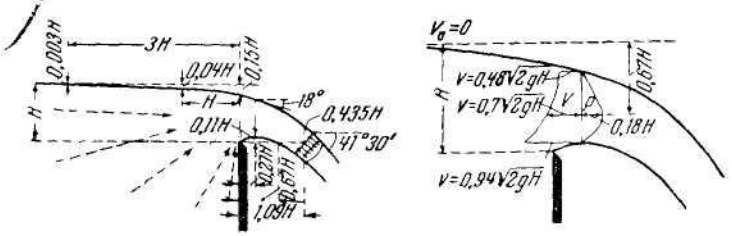


Рис. 5-4.

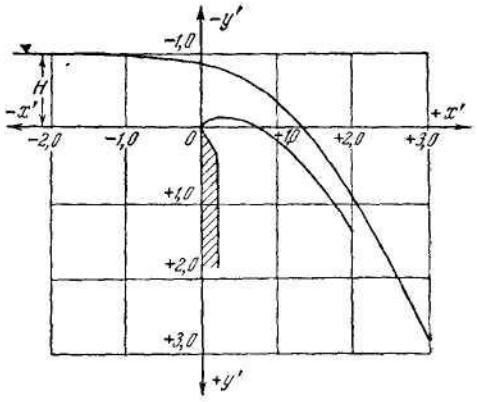


Рис. 5-5.

при $\frac{z}{p} < 0{,}15$, всегда устанавливается так называемый „поверхностный режим";

при $\frac{z}{p} > 0{,}30$ всегда устанавливается „донный режим", при котором „волнистая струя" уже никогда не образуется, а при $0{,}15 < \frac{z}{p} < 0{,}30$ движение становится неустойчивым и в таком случае возможен как поверхностный режим с волнистой струей, так и донный режим.

Форма свободной струи, распределение скоростей и давлений в сжатом сечении указаны на рис. 5-4.

Для построения профиля свободной струи в табл. 5-2 приводим значения координат x и y верхней и нижней ее поверхностей при напоре, равном $H = 1$ (см. также рис. 5-5).

Таблица 5-2

Значения координат x и y для построения профиля свободной струи (для любых мер при $H = 1$) По ТУ и Н, МЭС СССР, 1951

x	y		x	y	
	Нижняя поверхность струи	Верхняя поверхность струи		Нижняя поверхность струи	Верхняя поверхность струи
—3,00	—	—0,997	0,70	+0,009	—0,569
—2,00	—	—0,987	0,75	0,035	—0,538
—1,50	—	—0,980	0,80	0,063	—0,506
—1,00	—	—0,963	0,85	0,094	—0,472
—0,75	—	—0,951	0,90	0,129	—0,436
—0,50	—	—0,932	0,95	0,165	—0,398
—0,25	—	—0,896	1,00	0,202	—0,357
—0,00	—0,000	—0,851	1,10	0,290	—0,27
+0,05	—0,059	—0,839	1,20	0,38	—0,18
0,10	—0,085	—0,826	1,30	0,47	—0,08
0,15	—0,101	—0,811	1,40	0,58	+0,03
0,20	—0,169	—0,795	1,50	0,69	0,14
0,25	—0,112	—0,779	1,60	0,82	0,27
0,30	—0,111	—0,762	1,70	0,95	0,41
0,35	—0,106	—0,744	1,80	1,09	0,55
0,40	—0,097	—0,724	1,90	1,25	0,70
0,45	—0,085	—0,703	2,00	1,41	0,87
0,50	—0,071	—0,680	2,25	1,84	1,30
0,55	—0,054	—0,654	2,50	2,34	1,80
0,60	—0,035	—0,627	2,75	2,86	2,32
0,65	—0,013	—0,599	3,00	3,40	2,86

Примечание. Координаты даны для напора $H = 1{,}00$ (в любых мерах). Для построения профиля свободной струи при ином напоре, равном, например, H [м], все числа таблицы надо умножить на величину этого напора.

5-3. ВОДОСЛИВ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ (С ОСТРЫМ РЕБРОМ)

Основной формулой является указанная выше формула (5-2)

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}.$$

а) Неподтопленный водослив

Для неподтопленного водослива без бокового сжатия при свободной струе и пренебрежимо малой скорости подхода[1] по данным опыта *коэффициент расхода* можно считать равным по формуле Базена с поправкой Эгли

$$m = m_0 = 0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H}, \qquad (5\text{-}3)$$

или по ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 при условии $H \geqslant 0{,}10$ *м* и $H \leqslant 2p$

$$m = m_0 = 0{,}402 + 0{,}054\,\frac{H}{p_в}, \qquad (5\text{-}3')$$

где H — напор, *м*;

$p_в$ — высота водосливной стенки, *м*.

При наличии заметной скорости подхода коэффициент расхода m_0 увеличивается и его можно определять по формуле Базена.

$$m_0 = m m_1 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H + p_в}\right)^2\right], \qquad (5\text{-}3'')$$

где, следовательно, коэффициент m_1 равен:

$$m_1 = 1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H + p_в}\right)^2.$$

Таким образом, влияние скорости подхода здесь учитывает дополнительный коэффициент m_1.

Числовые значения коэффициента расхода по формуле (5-3″) см. в табл. 5-3.

При наличии бокового сжатия коэффициент расхода можно определять по формуле

$$m_0 = m' m_1' = \left[0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H} - 0{,}03\left(1 - \frac{b}{B}\right)\right] \times \left[1 + 0{,}55\left(\frac{b}{B}\right)^2\left(\frac{H}{H + p_в}\right)^2\right]. \qquad (5\text{-}4)$$

[1] При этом $m_0 = m$

Таблица 5-3

Значения коэффициента расхода m для неподтопленного водослива с тонкой стенкой без бокового сжатия по формуле (5-3′)

Напор H, м	Высота водосливной стенки p, м									
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	1,5	2	∞
0,05	0,469	0,464	0,462	0,461	0,461	0,460	0,460	0,459	0,459	0,459
0,06	0,463	0,457	0,454	0,453	0,452	0,451	0,451	0,450	0,450	0,450
0,08	0,458	0,449	0,446	0,443	0,442	0,441	0,440	0,439	0,439	0,439
0,10	0,458	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433	0,432
0,12	0,461	0,447	0,440	0,436	0,434	0,432	0,430	0,429	0,428	0,428
0,14	0,464	0,448	0,440	0,436	0,433	0,430	0,428	0,426	0,425	0,424
0,16	0,468	0,450	0,441	0,436	0,432	0,428	0,426	0,424	0,423	0,422
0,18	0,472	0,453	0,442	0,436	0,432	0,428	0,425	0,423	0,422	0,420
0,20	0,476	0,455	0,444	0,437	0,433	0,428	0,425	0,422	0,420	0,419
0,22	0,480	0,459	0,446	0,439	0,434	0,428	0,425	0,421	0,420	0,417
0,24	0,484	0,462	0,443	0,440	0,435	0,428	0,425	0,421	0,419	0,416
0,26	0,488	0,467	0,451	0,442	0,436	0,429	0,425	0,420	0,418	0,415
0,28	0,492	0,468	0,453	0,444	0,438	0,430	0,426	0,420	0,418	0,415
0,30	0,496	0,471	0,456	0,446	0,439	0,431	0,426	0,420	0,418	0,414
0,35	—	0,479	0,462	0,451	0,444	0,434	0,428	0,421	0,418	0,413
0,40	—	0,486	0,468	0,457	0,448	0,437	0,430	0,422	0,418	0,412
0,45	—	0,492	0,474	0,462	0,452	0,440	0,433	0,423	0,419	0,411
0,50	—	0,499	0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,419	0,410
0,60	—	—	0,491	0,472	0,466	0,451	0,441	0,428	0,421	0,410
0,70	—	—	0,500	0,485	0,474	0,458	0,447	0,432	0,424	0,409

При определении коэффициента расхода по формуле (5-4) учитывается одновременно как влияние бокового сжатия, так и влияние скорости подхода.

б) Подтопленный водослив

Водослив становится подтопленным при выполнении следующих двух условий:

1) уровень нижнего бьефа должен быть расположен выше порога водослива, т. е. перепад z должен быть меньше напора H:

$$z < H;$$

2) сопряжение падающей с водослива струи с нижним бьефом должно происходить при затопленном

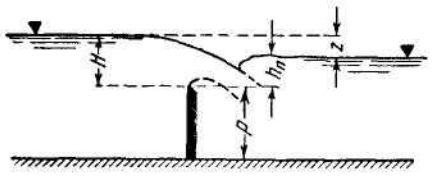


Рис. 5-6.

прыжке. В этом случае относительный перепад $\left(\frac{z}{p_н}\right)$ должен быть меньше его критического значения $\left(\frac{z}{p_н}\right)_к$

$$\left(\frac{z}{p_н}\right) < \left(\frac{z}{p_н}\right)_к.$$

Критическое значение относительного перепада $\left(\frac{z}{p_н}\right)$ зависит от коэффициента расхода m_0 и величины относительного напора $\frac{H}{p_н}$. Значения $\left(\frac{z}{p_н}\right)_к$ указаны в табл. 5-4.

Для предварительных определений можно считать в среднем $\left(\frac{z}{p_н}\right)_к \approx 0{,}75$.

Таблица 5-4

Критическое значение относительного перепада $\left(\frac{z}{p_н}\right)_к$

m_0	$H/p_н$								
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1	1,50	2
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

Коэффициент расхода для затопленного водослива с острым ребром обычно определяют по формуле Базена

$$m_{0з} = m_0 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_п}{p_н}\right)\sqrt{\frac{z}{H}}, \qquad (5\text{-}5)$$

где $h_п$ — глубина подтопления (рис. 5-6);

$p_н$ — высота водосливной стенки;

z — напор и перепад на водосливе;

m_0 — коэффициент по формуле (5-3′) или при наличии бокового сжатия соответственно формуле (5-4).

Таблица 5-5

Значения коэффициента $\sigma_п$ для учета подтопления водослива с тонкой стенкой в зависимости от относительной глубины подтопления $\frac{h_п}{p_н}$ и относительного перепада $\frac{z}{p_н}$

$\frac{z}{p_н}$	$\frac{h_п}{p_н}$												
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1
0,05	1,05	0,84	0,74	0,68	0,64	0,58	0,54	0,52	0,50	0,48	0,47	0,46	0,45
0,10	1,05	0,93	0,85	0,80	0,76	0,70	0,66	0,64	0,61	0,60	0,58	0,57	0,57
0,20	1,05	0,98	0,94	0,90	0,87	0,82	0,79	0,76	0,74	0,72	0,71	0,70	0,69
0,30	1,05	1,01	0,97	0,94	0,92	0,88	0,85	0,83	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
0,40	1,05	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,90	0,88	0,87	0,85	0,84	0,84	0,83
0,50	1,05	1,03	1,01	0,99	0,98	0,95	0,93	0,92	0,90	0,89	0,89	0,88	0,87
0,60	1,05	1,03	1,02	1,00	0,99	0,98	0,96	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,91
0,70	1,05	1,04	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,96	0,96	0,95	0,94	0,94	0,94

Числовые значения коэффициента

$$\sigma_п = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_п}{p_н}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}$$

указаны в табл. 5-5.

По ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 формула (5-5) применима при условии $1{,}90 \geqslant \frac{H}{p} \geqslant 0{,}15$ и $1{,}6 \geqslant \frac{h_п}{p} > 0$.

Наклон водосливной стенки увеличивает коэффициент расхода при наклоне вперед (рис. 5-7,*а*) и уменьшает при наклоне назад (рис. 5-7,*б*).

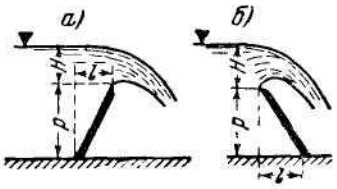


Рис. 5-7.

Коэффициент расхода

$$m_{накл} = km,$$

где m — основной коэффициент расхода по формулам (5-2), (5-3), и др., а k — поправочный множитель (см. табл. 5-6) для учета влияния наклона стенки.

Таблица 5-6

Значения множителя $k = \frac{m_{накл}}{m}$

(применительно к ТУ и Н, МЭС, 1951)

Направление наклона стенки	l/p					
	1/3	2/3	1/1	2/1	4/1	5/1
Наклон вперед (рис. 5-6,*а*)	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
Наклон назад (рис. 5-6,*б*)	0,96	0,93	0,91	—	—	—

5-4. ВОДОСЛИВЫ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

а) Основные зависимости

Водосливы практического профиля можно разделить на две группы

I группа — *водосливы криволинейные:* а) безвакуумные и б) вакуумные и

II группа — *водосливы полигональные.*

Основной формулой является общая формула расхода:

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}6)$$

где $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$, причем v_0 — скорость подхода.

Коэффициент расхода самым существенным образом зависит от формы профиля водосливной стенки и колеблется в широких пределах от $m \approx 0{,}30$ до $m \approx 0{,}60$ (значения m для некоторых наиболее часто встречающихся профилей см. ниже) Для каждого профиля коэффициент расхода зависит от напора, т. е. $m = f(H)$. Кроме того, на величину коэффициента m оказывает большое влияние ряд факторов, из которых главнейшими являются скорость подхода, боковое сжатие и подтопление. Эти три фактора должны быть учтены всякий раз при расчете водослива.

Наибольшей пропускной способностью, т. е наибольшим коэффициентом расхода, обладают водосливы с вакуумным криволинейным профилем. Коэффициент расхода у них достигает величины $m \approx 0{,}6$.

Среди безвакуумных криволинейных профилей большое практическое значение имеет профиль, построенный по форме свободной струи, но несколько расширенный для обеспечения безотрывности обтекания водосливной стенки (рис. 5-8). Для такого профиля коэффициент расхода достигает величины $m = 0{,}49$.

Примечание Для построения профиля водосливной стенки ниже указаны координаты точек профиля (табл. 5-13 и др.)

Влияние скорости подхода при расчете водослива практического профиля учитывается обыкновенно применением формулы (5-6). При этом часто рекомендуют не учитывать v_0 и считать $H_0 = H$ при выполнении условия

$$v_0 < 0{,}75 \div 1{,}00 \text{ м/сек}.$$

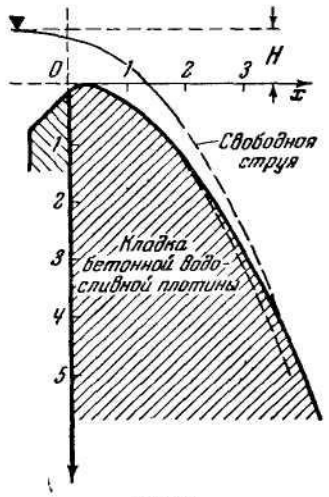


Рис. 5-8.

Можно предложить пренебрегать скоростью подхода v_0 в том случае, если $v_0 < v_0'$ где

$$v_0' = 0{,}361\sqrt{H}\ \ [м/сек], \qquad (5\text{-}7)$$

что отвечает точности вычислений примерно $1 \div 2\%$.

Значение v_0' указаны в табл. 5-7.

Таблица 5-7

Значения $v_0' = 0{,}361\sqrt{H}$ в зависимости от величины напора H на водосливе

Напор H, м	v_0', м/сек	Напор H, м	v_0', м/сек	Напор H, м	v_0', м/сек
1	0,361	4	0,723	7	0,995
2	0,510	5	0,810	8	1,020
3	0,625	6	0,815	9	1,085
				10	1,142

По ТУиН, МЭС СССР, 1951 скоростью подхода можно пренебречь, если $\Omega_в > 4BH$, где $\Omega_в$ — площадь поперечного сечения верхнего бьефа, $B = \Sigma b$ — ширина водосливного фронта и H — напор на водосливе.

Вместо формулы (5-6) иногда удобно пользоваться формулой

$$Q = m\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+p_в}\right)^2\right] b\sqrt{2g}H^{3/2} = mm_1 b\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (5\text{-}8)$$

причем получаемый результат оказывается почти тот же, что и по формуле (5-6). Числовые значения коэффициента $m_1 = 1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+p_в}\right)^2$ приведены в табл. 5-8.

[1] По предложению П. Г. Киселева (работы кафедры гидравлики МИСИ имени В. В. Куйбышева, Москва).

Таблица 5-8

Значения коэффициента $m_1 = 1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+p_в}\right)^2$ для учета скорости подхода при расчете водослива практического профиля в зависимости от отношения $\frac{H}{(H+p_в)}$

$\frac{H}{H+p_в}$	m_1	$\frac{H}{H+p_в}$	m_1	$\frac{H}{H+p_в}$	m_1	$\frac{H}{H+p_в}$	m_1
1,00	1,500	0,60	1,180	0,35	1,062	0,15	1,011
0,90	1,445	0,50	1,125	0,30	1,045	0,10	1,005
0,80	1,320	0,45	1,102	0,25	1,031	0,05	1,001
0,70	1,245	0,40	1,080	0,20	1,020		

Кроме того, в соответствии с ТУиН МЭС СССР, 1951, учет скорости подхода можно произвести, пользуясь формулой

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (5\text{-}9)$$

где коэффициент m_0, учитывающий одновременно форму водосливной стенки и скорость подхода (аналогично произведению $m\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+p_в}\right)^2\right]$, определяется по специальному графику на рис. 5-9 в зависимости от ко-

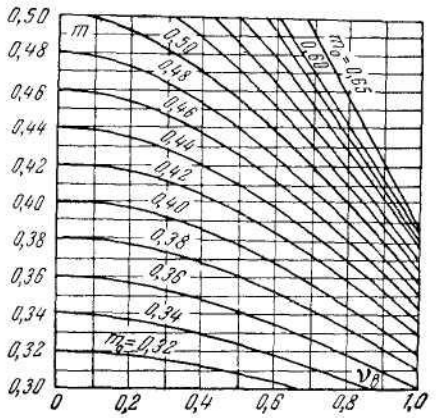


Рис. 5-9. График для определения коэффициента m_0 к формуле (5-9) согласно формуле Д. И. Кумина (ТУ и Н, МЭС, 1951). Коэффициент m_0 определяется по известному m.

$$\nu_в = \frac{bH}{\Omega_в}.$$

эффициента m, отвечающего данному расчетному профилю, и в зависимости от коэффициента $\nu_в = \frac{H}{H+p}$ *.

Влияние бокового сжатия учитывается введением в основную формулу расхода

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}$$

* По ТУ и Н, МЭС СССР, 1951, $\nu_в = \frac{bH}{\Omega_в}$ называется коэффициентом сжатия потока при входе. Полагая $\Omega_в = b(H + p_в)$, т. е. предусматривая случай без бокового сжатия, получим:

$$\nu_в' = \frac{H}{H+p_в}.$$

коэффициента сжатия ε; расход определяют по формулам.

$$Q = m\varepsilon b\sqrt{2g}H_0^{3/2}; \qquad (5\text{-}10)$$

$$Q = mb_c\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}10')$$

где ε — *коэффициент бокового сжатия*, зависящий от условий входа;

$b_c = \varepsilon b$ — так называемая „*эффективная*" *ширина* водослива.

Коэффициент сжатия ε часто определяют по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1n\xi\frac{H_0}{b} \qquad (5\text{-}11)$$

и соответственно b_c по формуле

$$b_c = b - 0{,}1n\xi H_0, \qquad (5\text{-}11')$$

где ξ — коэффициент формы береговых устоев водослива при входе или формы оголовков промежуточных быков;

n — число боковых сжатий.

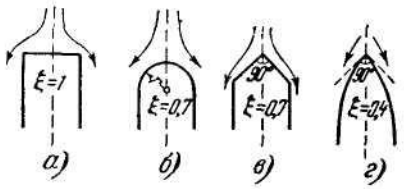


Рис. 5-10.

Если ширина подводящего русла B больше длины порога водослива b и водослив расположен на некотором удалении от обоих берегов, то для однопролетного отверстия водослива число боковых сжатий $n = 2$. Если при этом водосливная плотина состоит из нескольких отверстий шириной b каждое, разделенных между собой промежуточными быками, то число боковых сжатий соответственно увеличивается, так что при двух пролетах $n=4$, при трех $n=6$ и т. д. Случай, когда при трех пролетах число сжатий $n = 5$, показан на рис. 5-11. Таким образом, полная эффективная ширина водослива определяется по формуле

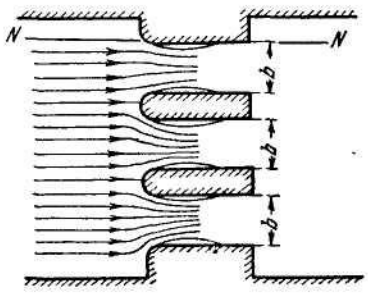


Рис. 5-11. В данном случае число боковых сжатий $n = 6$ (при береговой линии по $N-N$ число боковых сжатий будет равно 5).

$$b_c = \Sigma b - 0{,}1n\xi H_0, \qquad (5\text{-}11'')$$

где n — общее для всей плотины число боковых сжатий;

Σb — общая ширина отверстий между устоями и быками.

Значения коэффициента формы указаны на рис. 5-10 по данным акад. Н. Н. Павловского.

Формулы (5-11) и (5-11'') действительны для больших пролетов и во всяком случае для $H < b$. Для напоров, больших ширины одного пролета ($H_0 > b$), акад. Н. Н. Павловский рекомендует считать:

$$b_c = \varepsilon b = (1 - 0{,}1\xi n)\, b. \qquad (5\text{-}12)$$

При более мелком делении водослива на отдельные пролеты промежуточными стойками принимают:

$$\varepsilon = 0{,}85 \div 0{,}95.$$

По исследованиям А. Р. Березинского (ВОДГЕО, 1950 г.) для водосливных стенок с очертанием профиля по координатам Кригера—Офицерова (см. ниже) и таких же, но с уширением гребня при помощи горизонтальной вставки коэффициент расхода с учетом бокового сжатия может определяться по формуле, действительной в пределах [1] $0{,}3 \leqslant \frac{c}{H} \leqslant 2{,}5$ и при $\frac{p_в}{H} \geqslant 2$:

$$m = \left(0{,}36 + 0{,}10\frac{2{,}5 - \frac{c}{H}}{1 + 2\frac{c}{H}}\right) \times$$

$$\times \left[1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0{,}2 + \frac{p_в}{H}}}\sqrt[4]{\frac{b}{B}\left(1 - \frac{b}{B}\right)}\right], \qquad (5\text{-}13)$$

где H, $p_в$, b — то же, что и выше;

c — ширина гребня, отсчитываемая от вертикальной напорной грани до начала криволинейного очертания низовой грани (до точки M' на рис. 5-22);

B — ширина верхнего бьефа перед отверстием; для промежуточных отверстий $B = b + d$ (где d — толщина быка);

α — коэффициент, равный 0,19 и 0,10 соответственно при прямоугольных устоях (быках) и плавных очертаниях устоев (быков).

По ТУиН, МЭС СССР, 1951 г. коэффициент бокового сжатия ε при наличии одного пролета определяется по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\xi\frac{H_0}{b}, \qquad (5\text{-}14)$$

где ξ — коэффициент формы боковых устоев (принимается согласно рис. 5-10, *а*, *б* и *в*).

Если водослив состоит из n отдельных пролетов шириной b каждый, разделенных промежуточными быками одинаковой толщины d, то, при ширине верхнего бьефа

$$B > n(b + d)$$

и

$$\frac{h_п}{H_0} \leqslant (0{,}85 - 0{,}90),$$

коэффициент бокового сжатия ε определяется по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\frac{\xi + (n+1)\xi_0}{n}\cdot\frac{H_0}{b}, \qquad (5\text{-}14')$$

где коэффициент ξ_0 в зависимости от расположения быка в плане, т. е. от величины a (рис. 5-12), и в зависимости от формы его верховой грани принимается по табл. 5-9 и 5-10.

[1] О пределах для $\frac{b}{B}$ и $\frac{p}{H}$ — см. замечание к формуле (5-30).

Таблица 5-9

Значения коэффициента ξ_0 к формуле (5-14′) при $\frac{h_п}{H_0} < 0{,}75$ (по данным А. С. Офицерова)

№ п/п.	Очертание оголовка быка	При $\frac{a}{H_0}$				Примечание
		1	0,5	0	—0,3	
1	Прямоугольное (рис. 5-10,*а*)	0,20	0,40	0,80	—	Положительное значение *а* отвечает случаю, когда оголовок быка находится выше по течению верховой (напорной) грани водослива
2	Круговое (рис. 5-10,*б*)	0,15	0,30	0,45	0	
3	Заостренное (рис. 5-10,*г*)	0,10	0,15	0,25	0	

Таблица 5-10

Значения коэффициента ξ_0 к формуле (5-14′) при $\frac{h_п}{H_0} \geqslant 0{,}75$ (по данным А. С. Офицерова)

№ п/п.	Очертание в плане напорного и низового оголовков быка	При $\frac{h_п}{H_0}$				
		0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
1	Верховой и низовой оголовки прямоугольные, по рис. 5-10,*а*	0,80	0,86	0,92	0,98	1,00
2	Верховой и низовой оголовки круговые, по рис. 5-10,*б* . .	0,45	0,51	0,57	0,63	0,69
3	Верховой и низовой оголовки заостренные, по рис. 5-10,*г* .	0,25	0,32	0,39	0,46	0,53

Примечание. В данном случае величина расхода зависит от очертаний как верхового, так и низового оголовков быка.

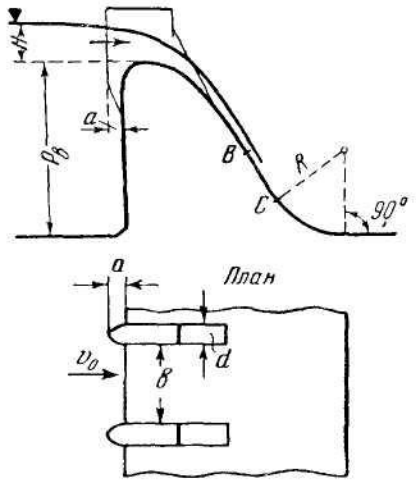


Рис. 5-12

Влияние подтопления. Условия подтопления водослива практического профиля зависят от типа водосливной стенки.

а) *Для безвакуумных водосливов* криволинейного очертания условия подтопления те же, что и для водослива в тонкой стенке, а именно:

первое условие: $z < H$ (рис. 5-13);

второе условие. сопряжение с нижним бьефом должно происходить при затопленном прыжке.

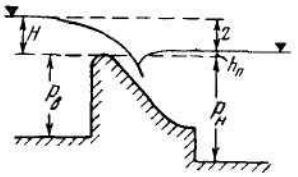


Рис. 5-13.

Проверка этого условия может производиться по формуле

$$\left(\frac{z}{p_н}\right) < \left(\frac{z}{p_н}\right)_к,$$

причем критическое значение относительного перепада $\left(\frac{z}{p_н}\right)_к$ приводится на графике рис. 5-14.

Примечание. Подробнее об условиях отгона и затопления прыжка см. гл. 8 «Неравномерное движение» и гл. 9. «Частные случаи неравномерного движения и гидравлика сооружений».

б) *Для вакуумных водосливов* с круговым и эллиптическим оголовками по исследованиям ВОДГЕО (проф. А. Н. Ахутин и доц. Н. П Розанов) указанное выше первое условие подтопления изменяется, и водослив становится подтопленным при $z \leqslant 1{,}15H$, второе условие остается то же, что и для безвакуумных водосливов.

в) *Для полигональных водосливов*, по форме близких к водосливу с широким порогом (например, рис. 5-15), условие подтопления может совпасть с условиями подтопления водослива с широким порогом, т. е. водослив будет подтоплен при

$$t > p_н + h_к,$$

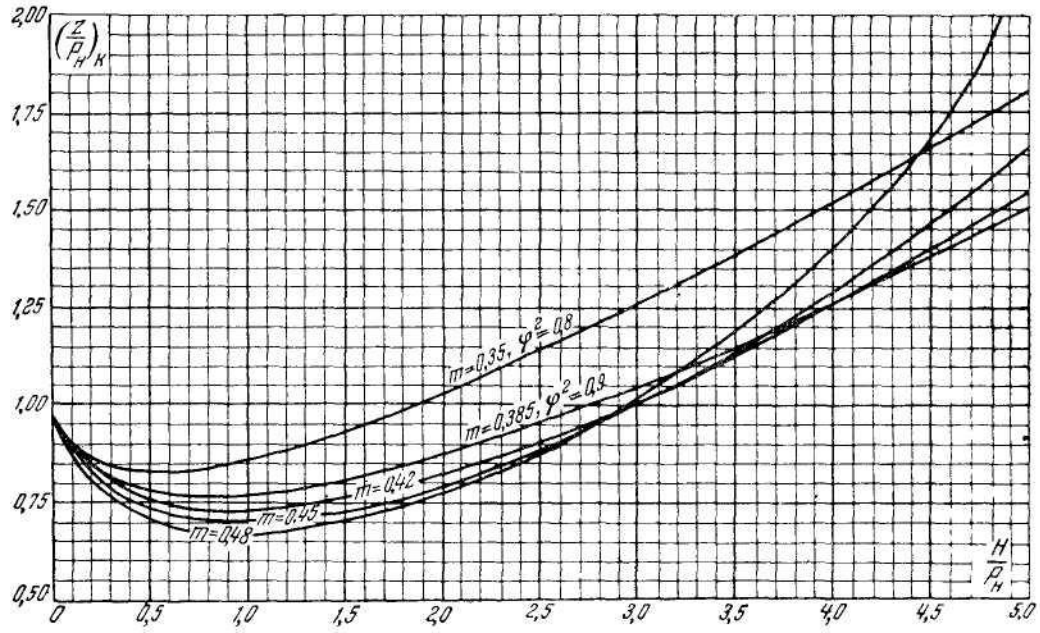


Рис. 5-14 График для определения критического значения относительного перепада $\left(\frac{z}{P_н}\right)_к = f\left(\frac{H}{P_н}\right)$. Кривые с коэффициентами $m = 0{,}42$ 0,45; 0,48 относятся к случаю истечения через водослив с тонкой стенкой и практических профилей: при их вычислении принято $\varphi = 0{,}95$. Кривые с коэффициентами $m = 0{,}35$; 0,385 относятся к случаю истечения через водослив с широким порогом; $\varphi = 0{,}90$ и 0,95.

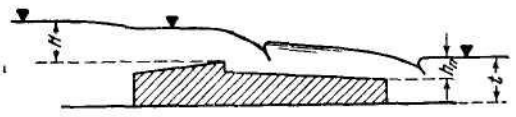


Рис. 5-15.

где $h_к$ — критическая глубина, определяемая для прямоугольного русла по формуле

$$h_к = \sqrt{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

Таблица 5-11

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$ для безвакуумных водосливов практического профиля (по акад. Н. Н. Павловскому)

$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H}$	$\sigma_п$
0,00	1,000	0,55	0,923
0,05	0,996	0,60	0,907
0,10	0,991	0,65	0,886
0,15	0,986	0,70	0,856
0,20	0,981	0,75	0,821
0,25	0,976	0,80	0,778
0,30	0,970	9,85	0,709
0,35	0,963	0,90	0,621
0,40	0,956	0,95	0,438
0,45	0,948	1,00	0,000
0,50	0,937		

Таблица 5-12

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$ для безвакуумных водосливов практического профиля (по ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 г.)

$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$
0	1	0,25	0,994	0,50	0,972	0,75	0,91—0,80
0,05	0,999	0,30	0,991	0,55	0,965	0,80	0,76
0,10	0,998	0,35	0,988	0,60	0,957	0,85	0,70
0,15	0,997	0,40	0,983	0,65	0,947	0,90	0,59
0,20	0,996	0,45	0,978	0,70	0,933	0,95	0,41
						1,00	0,00

Расход подтопленного водослива определяется по формуле

$$Q = m\sigma_п b\sqrt{2g}H_0^{3/2}. \qquad (5\text{-}15)$$

Числовые значения коэффициента подтопления для безвакуумного профиля указаны по Н. Н. Павловскому в табл. 5-11 и по ТУиН, МЭС СССР, 1951 г. в табл. 5-12, а также на графике рис. 5-16.

б) Водосливы с безвакуумным криволинейным профилем

Построение оголовка водосливной стенки (рис. 5-17) можно произвести, пользуясь табл. 5-13, а также табл. 5-14.

Таблица 5-13

Координаты для построения безвакуумного водослива с оголовком профиля *A* по данным Кригера—Офицерова (для напора *H*=1)

x	*y*	*x*	*y*	*x*	*y*	*x*	*y*	*x*	*y*	*x*	*y*
0,0	0,126	0,7	0,100	1,4	0,564	2,1	1,369	2,8	2,462	3,5	3,818
0,1	0,036	0,8	0,146	1,5	0,661	2,2	1,508	2,9	2,640	3,6	4,031
0,2	0,007	0,9	0,198	1,6	0,764	2,3	1,653	3,0	2,824	3,7	4,249
0,3	0,000	1,0	0,256	1,7	0,873	2,4	1,894	3,1	3,013	3,8	4,471
0,4	0,006	1,1	0,321	1,8	0,987	2,5	1,960	3,2	3,207	3,9	4,698
0,5	0,027	1,2	0,394	1,9	1,108	2,6	2,122	3,3	3,405	4,0	4,930
0,6	0,060	1,3	0,475	2,0	1,235	2,7	2,289	3,4	3,609		

Примечание. Координаты даны для напора $H = 1$ (в любых мерах). Для построения профиля плотины при проектном напоре, равном $H_{пр}$, все числа таблицы надо умножить на этот напор $H_{пр}$. Например, для напора $H_{пр}$=3,5 *м* все числа таблицы надо умножить на 3,5 и тогда полученные значения координат *x* и *y* будут выражены в метрах.

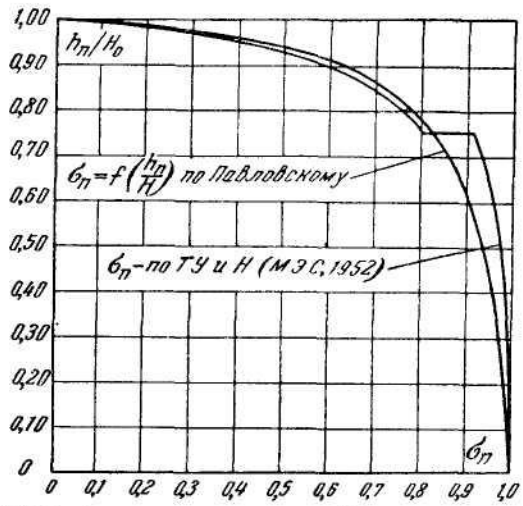


Рис. 5-16. График для определения коэффициента подтопления $\sigma_п = f\left(\frac{h_п}{H_0}\right)$.

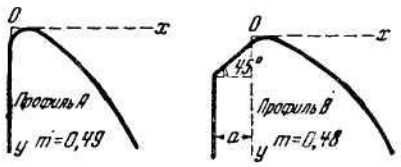


Рис. 5-17.

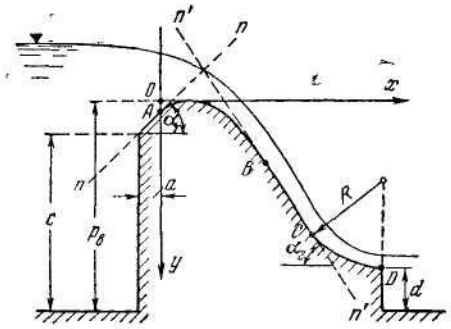


Рис. 5-18.

Таблица 5-14

Координаты для построения безвакуумного водослива с оголовком профиля *B* по данным Кригера (для *H* = 1)

Координаты, *x*	Для очертания кладки	Координаты, *x*	Для очертания кладки
0,0	0,043	1,4	0,665
0,1	0,010	1,7	0,992
0,2	0,000	2,0	1,377
0,3	0,005	2,5	2,14
0,4	0,023	3,0	3,06
0,6	0,090	3,5	4,08
0,8	0,189	4,0	5,24
1,0	0,321	4,5	6,58
1,2	0,480		

Для профиля *B* (рис. 5-17) вертикальная напорная грань отстоит от оси *OY* на величину *a*, которая назначается по конструктивным условиям. Также по конструктивным условиям назначается и угол скоса оголовка, угол α (на рис. 5-17 угол α принят равным 45°).

Построение профиля плотины производится по схеме, приводимой на рис. 5-18.

Кривая *AB* строится *по координатам* (табл. 5-13 и 5-14), точки *A* и *B* находятся как точки касания с прямой *n—n* со стороны верхнего бьефа (под углом α_1 к горизонту) и с прямой $n' - n'$ со стороны нижнего бьефа (под углом α_2). Выбор углов α_1 и α_2 производится по конструктивным соображениям.

Профиль водосливной плотины по Г. Т. Дмитриеву (рис. 5-19). По опытам В. С. Истоминой коэффициент расхода *m* для этого профиля (координаты которого см. в табл. 5-15) не ниже, чем для профиля *A* по рис. 5-17.

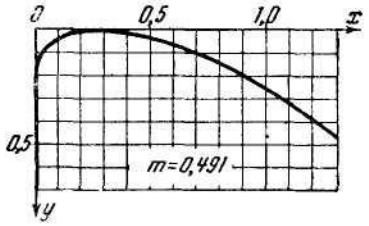


Рис. 5-19.

Таблица 5-15

Координаты профиля водосливной плотины по Г. Т. Дмитриеву (для любых мер)[1]

x	y	x	y	x	y
0,000	0,166	0,558	0,043	1,305	0,463
0,068	0,064	0,675	0,082	1,601	0,741
0,182	0,011	0,788	0,131	1,848	0,021
0,300	0,000	0,893	0,186	2,026	0,324
0,434	0,013	0,992	0,248		

Примечание. Координаты даны для напора $H=1$ (в любых мерах). Для построения профиля при ином напоре, равном H, все числа таблицы надо умножить на величину этого напора H.

Сопряжение сливной грани с руслом нижнего бьефа производится по схеме, приведенной на рис. 5-12, для случая, когда уступ на низовой грани отсутствует, или по схеме, приведенной на рис. 5-18, для случая, когда уступ имеется. В обоих случаях для плавного сопряжения необходимо, чтобы кривые сливной грани AB и CD в точках B и C сопрягались с прямой BC, как с касательной. Если прямолинейный участок BC отсутствует и точки B и C совпадают, то верхняя и нижняя кривые в точке сопряжения должны иметь общую касательную.

При высоких плотинах прямолинейная вставка между выпуклой частью — оголовком — и вогнутой у основания (участок BC) назначается такой длины, какая потребуется для угла α_2, выбранного по условиям устойчивости сооружения.

Нижнюю часть сливной грани можно очерчивать по дуге круга радиусом R. Величина этого радиуса обычно назначается в зависимости от высоты плотины по данным табл. 5-16.

Кроме того, согласно ТУиН, МЭС СССР, 1951 г. можно принимать:

а) *для невысоких плотин* на слабом основании и при больших напорах H

$$R = (0{,}50 \div 1{,}00)(H + z); \qquad (5\text{-}16)$$

б) *для высоких плотин* на скальном основании при напорах H менее 5 *м*

$$R = (0{,}25 \div 0{,}50)(H + z), \qquad (5\text{-}16\,)$$

где H и z — напор на водосливе и максимальный перепад, т. е. максимальная разность отметок свободной поверхности верхнего и нижнего бьефов.

[1] Координаты профиля водослива даны доц. Г. Т. Дмитриевым по вычисленным им координатам граничных линий тока свободной струи.

Таблица 5-16

Значения сопрягающих радиусов R в зависимости от напора на водосливе H и высоты водосливной плотины $p_н$

Высота водосливной плотины, $p_н$, *м*	*H*, *м*								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	9,7	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

Коэффициент расхода. Для профиля A (рис. 5-17) коэффициент расхода m акад. Н. Н. Павловский принимает равным $m=0{,}49$, а для профиля B — $m=0{,}48$ (Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, 1937). Эти коэффициенты отвечают проектному напору $H_{пр}$, для которого по координатам, указанным в табл. 5-13 и 5-14, построен профиль водослива. Если для этого водослива в условиях эксплуатации сооружения[1] изменяется напор, то изменяется и коэффициент расхода.

При напоре $H < H_{пр}$ акад. Н. Н. Павловский рекомендует принимать

1. Для профиля A:

$$m = 0{,}49\left(0{,}785 + 0{,}25\frac{H}{H_{пр}}\right) \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} \leqslant 0{,}8$$

и

$$m = 0{,}49\left(0{,}88 + 0{,}12\sqrt{\frac{H}{H_{пр}}}\right) \text{ при } 0{,}8 < \frac{H}{H_{пр}} < 1. \qquad (5\text{-}17)$$

2. Для профиля B:

$$m = 0{,}48\left(0{,}805 + 0{,}31\frac{H}{H_{пр}}\right) \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} = 0{,}1 \div 0{,}5$$

и

$$m = 0{,}48\sqrt[20]{\frac{H}{H_{пр}}} \text{ при } \frac{H}{H_{пр}} > 0{,}5. \qquad (5\text{-}17')$$

При напорах $H > H_{пр}$ водослив становится вакуумным и коэффициент расхода возрастает.

Для правильной оценки влияния вакуума надлежит определять коэффициент расхода опытно-лабораторным путем.

По исследованиям А. С. Офицерова (ЗОДГЕО), для напора в пределах $0{,}2 < \frac{H}{H_{пр}} < 1{,}5$ коэффициент расхода определяется по формуле

$$m = m_{пр}\left[0{,}805 + 0{,}245\frac{H}{H_{пр}} - 0{,}05\left(\frac{H}{H_{пр}}\right)^2\right]. \qquad (5\text{-}18)$$

где $m_{пр}$ — коэффициент расхода при напоре, равном $H_{пр}$, т. е. при напоре, для которого построен данный профиль.

[1] В условиях эксплуатации сооружения отметка г. в. в верхнем бьефе изменяется иногда в очень широких пределах.

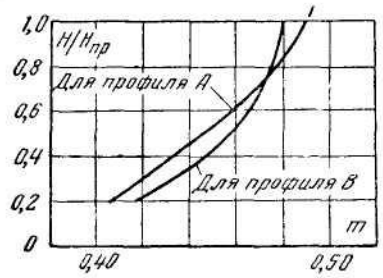


Рис 5-20. Значения коэффициента m в зависимости от напора $m = f\left(\frac{H}{H_{пр}}\right)$.

По исследованиям Н. П. Розанова, для тех же пределов

$$m = m_{пр}\left[a + (1 - a)\sqrt[3]{\frac{H}{H_{пр}}}\right], \qquad (5\text{-}19)$$

где $a = 0{,}778 - 0{,}00175\alpha$ (здесь α — угол наклона напорной грани водосливной стенки к горизонту, *град*)

Для вертикальной стенки $\alpha = 90°$ и, следовательно, $a = 0{,}62$, получим:

$$m = m_{пр}\left(0{,}62 + 0{,}38\sqrt[3]{\frac{H}{H_{пр}}}\right). \qquad (5\text{-}19')$$

По ТУиН, МЭС СССР, 1951 г для безвакуумного профиля, построенного по координатам Кригера — Офицерова, коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле акад. Н. Н. Павловского:

$$m = \sigma_ф \sigma_н m_п, \qquad (5\text{-}20)$$

где коэффициент $m_п = 0{,}504$; коэффициент $\sigma_ф$ (коэффициент формы) принимается в зависимости от углов α_1 и α_2 и от величины $\frac{c}{p_в}$ по табл. 5-18, а коэффициент $\sigma_н$ (коэффициент полноты напора) — в зависимости от угла α_1 и отношения $\frac{H}{H_{пр}}$ по данным табл 5-19.

Таблица 5-17

Значения коэффициента расхода m при $H < H_{пр}$ для водослива безвакуумного профиля по формулам: Н. Н. Павловского (5-17), А. С. Офицерова (5-18) и Н. П. Розанова (5-19). (При $m_{пр} = 0{,}49$ для профиля A и $m_{пр} = 0{,}48$ для профиля B)

$\frac{H}{H_{пр}}$	По формулам Н. Н. Павловского		По формуле А. С. Офицерова	По формуле Н. П. Розанова
	Профиль A	Профиль B	Профиль A	
0,2	0,409	0,416	0,417	0,413
0,4	0,434	0,446	0,439	0,441
0,5	0,440	0,461	—	—
0,6	0,458	0,467	0,458	0,461
0,7	0,470	0,471	—	—
0,8	0,483	0,475	0,475	0,477
0,9	0,487	0,478	—	—
1,0	0,490	0,480	0,490	0,490

Таблица 5-18

Значения коэффициента формы $\sigma_ф$ к формуле (5-20) для безвакуумного профиля, построенного по координатам Кригера—Офицерова (по схеме на рис. 5-18) (По ТУиН, МЭС СССР, 1951 г.)

Угол α_1, *град*	Угол α_2, *град*	При $c/p_в$				
		0,0	0,3	0,6	0,9	1,0
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,993
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,000
35	15	0,905	0,904	0,898	0,907	0,933
	30	0,940	0,939	0,932	0,940	0,974
	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993
	60	0,961	0,960	0,954	0,962	1,000
55	15	0,925	0,933	0,922	0,927	0,933
	30	0,962	0,962	0,960	0,964	0,974
	45	0,981	0,981	0,980	0,983	0,993
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1,000
75	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1,000

Примечание. При углах $\alpha_1 > 75°$ независимо от величины отношения $\frac{c}{p_в}$ надо принимать следующие значения коэффициента формы:

При $\alpha_2 = 15°$ $\sigma_ф = 0{,}933$;
„ $\alpha_2 = 30°$ $\sigma_ф = 0{,}974$,
„ $\alpha_2 = 45°$ $\sigma_ф = 0{,}993$;
„ $\alpha_2 = 60°$ $\sigma_ф = 1{,}000$.

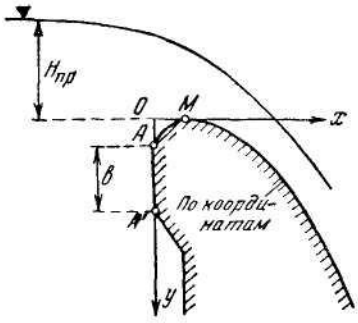


Рис. 5 21

Значение коэффициента расхода m для профилей различных типов указано в табл. 5-17 и на рис. 5-20.

Для профиля с оголовком по рис 5-21 коэффициент расхода m принимается равным

а) при $b > 3H$ — как для профиля на рис. 5-12 ($\alpha_1 = 90°$);

б) при $b \leqslant 3H$ — меньшим примерно на 2%, чем для профиля на рис. 5-12.

При наличии на гребне горизонтальной вставки $M - M'$ (рис. 5-22) шириной $\sim 0{,}5H$ коэффициент расхода m уменьшается примерно на 3%*.

* В этом случае коэффициент расхода может определяться также по формуле А Р Березинского (5-13)

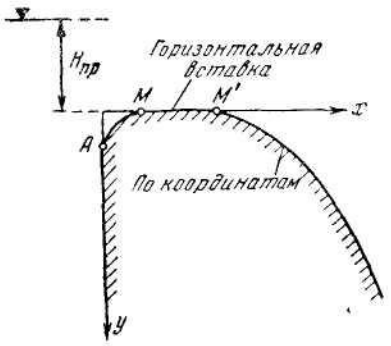


Рис. 5-22. Оголовок с горизонтальной вставкой.

в) Водосливы с вакуумным криволинейным профилем

Наиболее изученными являются *профили с круговым и эллиптическим очертаниями оголовка* (рис. 5-23 и 5-24).

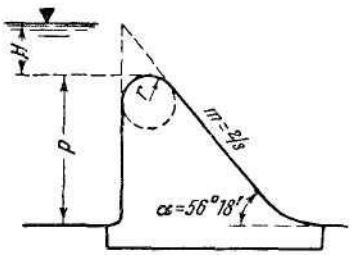


Рис. 5-23.

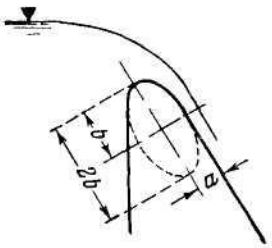


Рис. 5-24.

Согласно лабораторным исследованиям, проведенным Н. П. Розановым (ВОДГЕО), наилучшим из криволинейных вакуумных профилей является эллиптический профиль при $\frac{a}{b}=2$ и $\frac{a}{b}=3$.

В этом случае при $\frac{p}{r_ф}=9{,}4$ коэффициент расхода равен:

$$m = 0{,}552 \div 0{,}554;$$

здесь $r_ф$ — так называемый „фиктивный радиус", представляющий собой радиус круга, вписанного в трапецеидальный контур $ABCD$ (рис. 5-25). Очевидно, что для

Таблица 5-19

Значения коэффициента „полноты напора" $\sigma_н$ к формуле (5-20) для безвакуумного профиля, построенного по координатам Кригера—Офицерова (по схеме рис. 5-18), (по ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 г. согласно данным Н. П. Розанова и А. С. Офицерова)

$\frac{H}{H_{пр}}$ \ α_1	15°	40°	65°	90°
0,2	0,897	0,879	0,859	0,842
0,3	0,918	0,903	0,889	0,874
0,4	0,934	0,923	0,912	0,900
0,5	0,948	0,940	0,931	0,922
0,6	0,961	0,954	0,947	0,940
0,7	0,972	0,967	0,962	0,957
0,8	0,982	0,979	0,976	0,973
0,9	0,991	0,990	0,988	0,987
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000
1,5	1,036	1,042	1,048	1,054
2,0	1,046	1,076	1,087	1,099

Примечание. Промежуточные значения можно принимать, пользуясь линейной интерполяцией.

Таблица 5-20

Координаты для построения вакуумного с эллиптическим очертанием профиля водосливной плотины по рис. 5-23 и 5-24 по опытам Н. П. Розанова

№ точек	$\frac{b}{a}=1$ (круговой оголовок)		$\frac{b}{a}=2$		$\frac{b}{a}=3$	
	x	y	x	y	x	y
1	—1,000	1,000	—0,692	0,830	—0,472	0,629
2	—0,736	0,330	—0,560	0,248	—0,368	0,189
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,585	0,208	0,629	0,226	0,541	0,173
5	1,377	1,302	1,242	0,730	1,022	0,503
6	2,434	2,896	1,682	1,278	1,456	0,800
7	3,670	4,717	2,327	2,246	1,855	1,320
8	5,462	7,424	2,956	3,789	2,240	1,792
9	—	—	4,450	5,430	2,580	2,270
10	—	—	5,299	6,704	3,193	3,214
11	—	—	6,195	8,048	4,685	5,453
12	—	—	7,767	10,405	5,561	6,767
13	—	—	8,994	12,246	6,422	8,088
14	—	—	10,208	14,067	7,998	10,442
15	—	—	11,724	16,370	9,222	12,258
16	—	—	13,365	18,803	10,438	14,082
17	—	—	—	—	11,591	16,352
18	—	—	—	—	13,587	18,805

Примечания: 1. Расположение координатных осей и номера точек указаны на рис. 5-25.

2. Координаты x и y даны для профиля с фиктивным радиусом $r_ф=1$. Для получения координат при ином, не равном единице, фиктивном радиусе $r'_ф$ все табличные значения надо умножить на данное значение $r'_ф$.

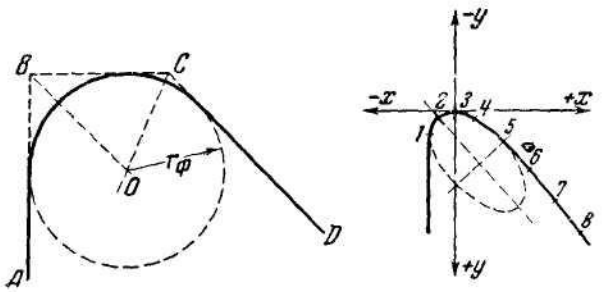


Рис. 5-25.

водослива с круговым очертанием оголовка фиктивный радиус равен действительному радиусу.

Для построения профиля водослива служит табл 5-20, в которой даны координаты точек профиля. Расположение координатных осей указано на рис. 5-25.

Коэффициент расхода для вакуумных профилей в среднем равен:

$$m = 0{,}55 \div 0{,}57.$$

Для эллиптических оголовков m больше, чем для круговых оголовков, примерно на 2 — 3%, а величина вакуума, наоборот, несколько ниже. Значения коэффициента m для круговых и эллиптических оголовков указаны в табл. 5-21.

Таблица 5-21

Величина коэффициента расхода m при различных значениях отношения полуосей эллипса $\frac{b}{a}$ и при различных значениях $\frac{H_0}{r_ф}$ (по данным Н. П. Розанова)

$\frac{H_0}{r_ф}$	m			$\frac{H_0}{r_ф}$	m		
	$\frac{b}{a}=1$	$\frac{b}{a}=2$	$\frac{b}{a}=3$		$\frac{b}{a}=1$	$\frac{b}{a}=2$	$\frac{b}{a}=3$
1,0	0,486	0,487	0,495	2,2	0,533	0,548	0,551
1,2	0,497	0,500	0 509	2,4	0,538	0,554	0,557
1,4	0,506	0,512	0,520	2,6	0,543	0,560	0,562
1,6	0,513	0,521	0,530	2,8	0,549	0,565	0,566
1,8	0,521	0,531	0,537	3,0	0,553	0,569	0,570
2,0	0,526	0,540	0,544	3,2	0,557	0,573	0,575
—	—	—	—	3,4	0,560	0,577	0,577

При проектировании вакуумных профилей проф. А. Н. Ахутин рекомендует не допускать величину вакуума более 6 — 7 *м вод. ст.*, а величину расчетного отношения $\frac{H_0}{r_ф}$ более $3{,}4 \div 3{,}6$, а для ответственных сооружений более $3 \div 3{,}3$.

Максимальное значение вакуума под струей по исследованиям Н. П. Розанова составляет:

а) для водосливов с круговым оголовком

$$h_{вак} = (1{,}39 \div 1{,}58)\, H_0;$$

б) для эллиптического оголовка

$$h_{вак} = (1{,}27 \div 1{,}55)\, H_0 \text{ при } \frac{a}{b} = 2$$

и

$$h_{вак} = (1{,}34 \div 1{,}63)\, H_0 \text{ при } \frac{a}{b} = 3.$$

Значения величины относительного вакуума (т. е. величины $\frac{h_{вак}}{H_0}$) для плотины с эллиптическим оголовком см. табл. 5-22.

Таблица 5-22

Величина относительного вакуума $\frac{макс\, h_{вак}}{H_0}$ для плотин с эллиптическим оголовком (по данным ВОДГЕО)

$\frac{H_0}{r_ф}$	$\frac{b}{a}=1$ (круг)	$\frac{b}{a}=2$ (эллипс)	$\frac{b}{a}=3$ (эллипс)
1,00	0,474	—	—
1,20	0,571	0,000	0,059
1,40	0,647	0,162	0,211
1,60	0,675	0,311	0,351
1,80	0,859	0,454	0,490
2,00	0,962	0,597	0,631
2,20	1,057	0,734	0,789
2,40	1,138	0,887	0,928
2,60	1,224	1,018	1,060
2,80	1,309	1,147	1,197
3,00	1,388	1,274	1,470

Условия подтопляемости вакуумных водосливов: первое условие

$$z \leqslant H + 0{,}15H;$$

второе условие

$$\left(\frac{z}{p_н}\right) < \left(\frac{z}{p_н}\right)_к.$$

Величина коэффициента подтопления $\sigma_п$ для вакуумных водосливов указана согласно рис. 5-26 в табл. 5-23.

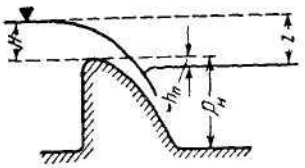


Рис. 5-26.

Таблица 5-23

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$ для вакуумных водосливов по опытам Н. П. Розанова (на основе опытов ВОДГЕО)

$\frac{h_п}{H}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H}$	$\sigma_п$
—0,15	1,000	0,50	0,788
—0,10	0,999	0,60	0,723
0,00	0,990	0,70	0,642
+0,10	0,971	0,80	0,538
0,20	0,940	0,90	0,390
0,30	0,895	1,00	0,000
0,40	0,845		

г) Водосливы с полигональным профилем

Водосливы полигонального профиля встречаются преимущественно двух типов:

а) *прямоугольного профиля.*

б) *трапецеидального профиля.*

Для прямоугольных профилей, если водослив не затоплен и не имеет бокового сжатия, акад. Н. Н. Павловский рекомендует считать коэффициент расхода равным приближенно (по Базену):

при $H > 2c$

$$m = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H + p_в}\right)^2\right];$$

при $H < 2c$

$$m \cong 0{,}42\left(0{,}70 + 0{,}183\frac{H}{c}\right). \qquad (5\text{-}21)$$

где H и $p_в$ — напор и высота водосливной стенки с верховой стороны;

c — толщина водослива (рис. 5-27).

Формула (5-21) применима при условии

$$\frac{H}{c} = 2 \div 0{,}5.$$

При $\frac{H}{c} > 2$ влияние толщины стенки очень мало отражается на расходе.

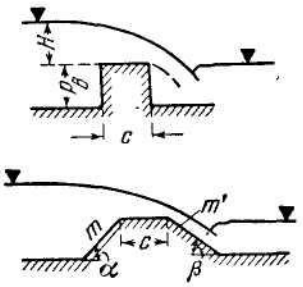


Рис. 5-27.

При $\frac{H}{c} < 0{,}5$ водослив следует рассматривать как водослив с широким порогом.

При закругленном входном ребре водослива коэффициент расхода повышается на ~5%.

Для трапецеидальных профилей коэффициент расхода зависит от отношения напора H к толщине порога поверху c и от наклона верховой и низовой граней, т. е. от коэффициентов откоса m и m' (рис. 5-27), где

$$m = \operatorname{ctg}\alpha \text{ и } m' = \operatorname{ctg}\beta.$$

По указаниям акад. Н. Н Павловского, коэффициент расхода для незатопленного водослива трапецеидального профиля может быть принят согласно табл. 5-24.

5-5. ВОДОСЛИВЫ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Водосливом с широким порогом называется водослив с горизонтальным порогом при $c > (2 \div 3)\,H$ (рис. 5-28). На практике обычно величину c горизонтального порога принимают в пределах $c = (3 \div 10)\,H$.

При очень большой величине c ($c \gg H$) течение вдоль порога следует рассматривать как течение в лотке с горизонтальным дном.

По ТУиН, МЭС СССР, 1951 г. при $c < \sim 20H$ для сооружений III — V классов и при $c < \sim 15H$ для сооружений I и II классов расчет производится по формулам водослива с широким порогом.

Условия подтопляемости. Обычно считают, что водослив будет подтоплен, если перепад $z < H - h_к$, т. е. если глубина подтопления $h_п > h_к$ (рис. 5-29). В этом случае глубину на пороге h принимают равной глубине подтопления $h_п$. При $h_п < h_к$ водослив будет неподтопленный.

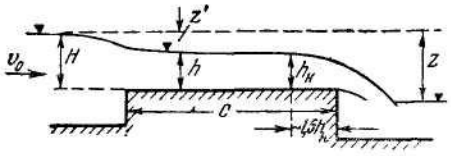


Рис. 5-28.

Таблица 5-24

Значения коэффициента расхода m для трапецеидальных профилей для незатопленного водослива (по акад. Н. Н. Павловскому)

Относительная высота водослива p/H	Величина откоса		Коэффициент расхода m		
	верховой грани m	низовой грани m'	$\frac{H}{c} > 2$	$\frac{H}{c} = 2 \div 1$	$\frac{H}{c} = 1 \div 0{,}5$
3÷5	0,5	0,5	0,43÷0,42	0,40÷0,38	0,36÷0,35
2÷3	1,0	0	0,44	0,42	0,40
	2,0	0	0,43	0,41	0,39
	0	1	0,42	0,40	0,38
	0	2	0,40	0,38	0,36
1÷2	3	0	0,42	0,40	0,38
	4	0	0,41	0,39	0,37
	5	0	0,40	0,38	0,36
	10	0	0,38	0,36	0,35
	0	3	0,39	0,37	0,35
	0	5	0,37	0,35	0,34
	0	10	0,35	0,34	0,33

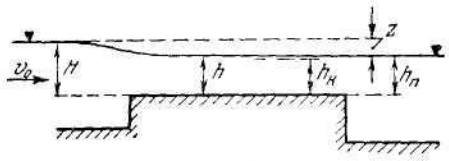


Рис 5-29.

Более точно можно считать, что затопление водослива наступает при $z < H_0 - (h_к + z'')$, т. е. при $h_п > (h_к + z'')$, где z'' — величина восстановления напора (рис. 5-30), которую можно определить по формуле П. Г. Киселева:

$$z'' = \frac{v_к v_р - v_р^2}{g}, \qquad (5\text{-}22)$$

где $v_к$ и $v_р$ — соответственно критическая скорость (т. е. скорость при критической глубине) и скорость в русле за водосливом (в нижнем бьефе).

По П. Г. Киселеву критерием затопления водослива с широким порогом служит неравенство[1]

$$h_п \lessgtr 1{,}25 h_к.$$

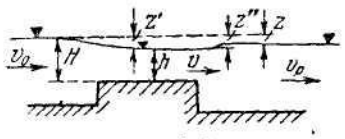


Рис. 5-30.

Если $h_п > 1{,}25h_к$, водослив затоплен, если $h_п < 1{,}25h_к$, водослив не затоплен.

Таблица 5-25

Числовые значения коэффициентов φ, m, M и $k = \frac{h_к}{H_0}$ для водослива с широким порогом (по акад. Н. Н. Павловскому)

№ п/п.	Условия истечения	φ	m	M	k
1	При отсутствии гидравлических сопротивлений	1	0,385	1,70	$^2/_3$
2	При хорошо подобранной форме входа	0,95	0,365	1,62	0,645
3	Порог с закругленным входным ребром . . .	0,92	0,350	1,55	0,630
4	При „притупленном" входном ребре	0,88	0,335	1,48	0,610
5	При незакругленном входном ребре (острая кромка)	0,85	0,320	1,42	0,590
6	При неблагоприятных гидравлических условиях входа (острое и неровное входное ребро водослива)	0,80	0,300	1,33	0,560

[1] В условиях, когда ширина русла в нижнем бьефе равна ширине водослива, т. е. $b = B$.

Неподтопленный водослив. Глубина на пороге принимается обычно равной критической глубине[1]:

$$h = h_к = kH_0 = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 = \sqrt[3]{2m^2} H_0 \approx 0{,}6 H_0, \qquad (5\text{-}23)$$

где φ — коэффициент скорости;
m — коэффициент расхода;
$k = \frac{h_к}{H_0}$ — отношение критической глубины на пороге к напору на водосливе.

Расход с учетом скорости подхода определяется по формуле

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}24)$$

или

$$Q = MbH_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}24')$$

где $M = m\sqrt{2g}$.

Числовые значения коэффициентов φ, m, M и k указаны в табл. 5-25.

При ориентировочных расчетах можно принимать $\varphi = 0{,}92$ и $m = 0{,}35$.

Подтопленный водослив. Глубина на пороге в этом случае принимается равной глубине подтопления, т. е.

$$h = h_п. \qquad (5\text{-}25)$$

Расход определяется.

а) или по формуле

$$Q = \varphi b h_п \sqrt{2g(H_0 - h_п)} = \varphi b h_п \sqrt{2g z_0}, \qquad (5\text{-}26)$$

где $z_0 = H_0 - h_п$,

б) или по формуле

$$Q = m\sigma_п b\sqrt{2g} H_0^{3/2} = M\sigma_п b H_0^{3/2}, \qquad (5\text{-}27)$$

где φ — коэффициент скорости;
$\sigma_п$ — коэффициент подтопления, зависящий от отношения $\frac{h_п}{H_0}$.

Числовые значения $\sigma_п$ по Н. Н. Павловскому указаны в табл. 5-26.

Таблица 5-26

Величина коэффициента подтопления $\sigma_п$ для водослива с широким порогом (по акад. Н. Н. Павловскому)

$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$	$\frac{h_п}{H_0}$	$\sigma_п$
До 0,7	1,000	0,90	0,739	0,98	0,360
0,75	0,974	0,92	0,676	0,99	0,257
0,80	0,928	0,94	0,598	0,995	0,183
0,83	0,889	0,95	0,552	0,997	0,142
0,85	0,855	0,96	0,499	0,998	0,116
0,87	0,815	0,97	0,436	0,999	0,082

Если скорость на пороге подтопленного водослива равна v, то перепад z (подпор перед сооружением) будет равен.

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \qquad (5\text{-}28)$$

[1] В формуле (5-23) указан ряд зависимостей для определения критической глубины при расчете водослива.

или, точнее (с учетом восстановления напора):

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} - \frac{vv_p - v_p^2}{g}, \qquad (5\text{-}28')$$

где v_0, v и v_p — соответственно скорость подхода (в верхнем бьефе), скорость на пороге водослива и скорость в русле за водосливом (в нижнем бьефе).

При большой площади поперечного сечения потока перед водосливом, пренебрегая скоростью подхода ($v_0 \approx 0$), получим из (5-28):

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g}. \qquad (5\text{-}28'')$$

По исследованиям проф. А. Р. Березинского (ВОДГЕО, 1950), коэффициент расхода водослива с широким порогом при $2{,}5 < \frac{c}{H} \leqslant 10$ и $0 \leqslant \frac{p}{H} \leqslant 3$ равен:

а) при закругленном входном ребре

$$m = 0{,}36 + 0{,}01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{1{,}2 + 1{,}5\frac{p}{H}}; \qquad (5\text{-}29)$$

б) при прямоугольном входном ребре

$$m = 0{,}32 + 0{,}01 \frac{3 - \frac{p}{H}}{0{,}46 + 0{,}75\frac{p}{H}}. \qquad (5\text{-}29')$$

При $\frac{p}{H} > 3$ надо принимать $m = 0{,}36$ при закругленном ребре и $m = 0{,}32$ — при остром ребре.

По А. Р. Березинскому водослив с широким порогом становится подтопленным при $\frac{h_п}{H_0} \geqslant 0{,}8$, причем коэффициент подтопления $\sigma_п$ определяется по табл. 5-27.

Учет бокового сжатия производится аналогично учету бокового сжатия для водосливов практического профиля.

По А. Р. Березинскому как для водосливов практического профиля криволинейного очертания, так и для водослива с широким порогом коэффициент бокового сжатия ε равен:

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0{,}2 + \frac{p}{H}}} \sqrt[4]{\frac{b}{B}\left(1 - \frac{b}{B}\right)}. \qquad (5\text{-}30)$$

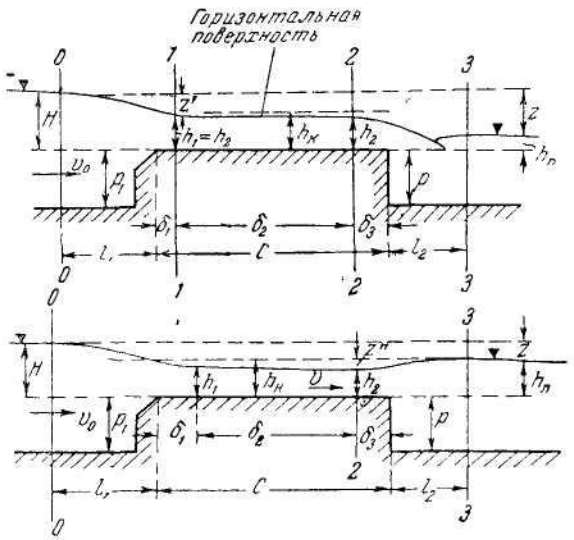


Рис. 5-31. Расчетные схемы неподтопленного водослива с широким порогом.

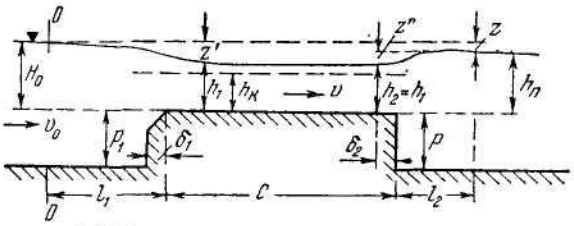


Рис. 5-32. Расчетная схема подтопленного водослива.

Формула (5-30), так же как и формула (5-13), справедлива при $\frac{b}{B} \geqslant 0{,}2$ и $\frac{p}{H} \leqslant 3$. При $\frac{b}{B} < 0{,}2$ следует принимать $\frac{b}{B} = 0{,}2$, а при $\frac{p}{H} > 3$ — принимать $\frac{p}{H} = 3$. Коэффициент α назначается так же, как и при пользовании формулой (5-13).

По ТУ и Н, МЭС СССР, 1951 при расчете водослива с широким порогом следует исходить из расчетных схем, указанных на рис. 5-31 и 5-32, причем водослив надо считать подтопленным (рис. 5-32), если

$$h_п \geqslant nH_0, \qquad (5\text{-}31)$$

где коэффициент n в пределах:

$$0{,}75 \leqslant n \leqslant 0{,}83 \div 0{,}87.$$

Таблица 5-27

Значения коэффициента подтопления $\sigma_п$ для водослива с широким порогом по А. Р. Березинскому

$\frac{h_п}{H_0}$	0,80	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98
$\sigma_п$	1,00	0,99	0,97	0,95	0,90	0,84	0,72	0,70	0,65	0,59	0,50	0,40

Таблица 5-28

Значение коэффициента m для водослива с широким порогом при отсутствии бокового сжатия по данным Д. И. Кумина

$\eta = \frac{p_в}{H}$	при ctg θ, равном				при отношении $\frac{r}{H}$					при отношении $\frac{a}{H}$		
	0	1	2	>2,5	0,025	0,10	0,4	0,8	1	0,025	0,1	2
0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	0,372	0,375	—	—	—	0,371	0,376	—
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,361	0,367	0,374	—	—	0,359	0,367	—
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	—	0,353	0,363	—
2,0	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382	0,347	0,358	—
6,0	0,325	0,360	0,374	0,376	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380	0,341	0,354	0,360
∞	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375	0,337	0,352	0,358

Примечание. При высоте водосливной стенки $p_в = 0$ коэффициент расхода $m = 0{,}385$.

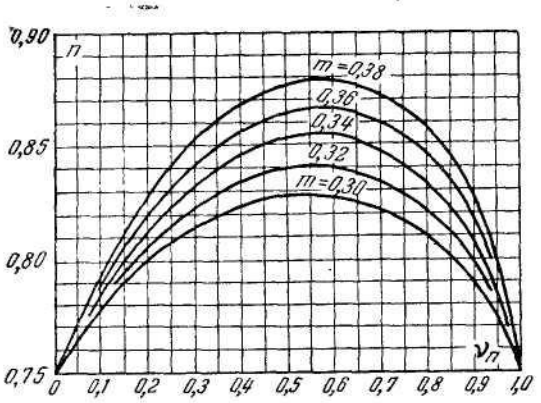


Рис. 5-33. График коэффициента n к формуле (5-31) для определения условий подтопления водослива с широким порогом.

Более точно коэффициент n дается графиком, составленным по формуле проф. Р. Р. Чугаева (рис. 5-33), согласно которой

$$n = f(\nu, m),$$

где m — коэффициент расхода, а величина $\nu = \frac{bh_п}{\Omega_н}$ (здесь b — ширина водослива — длина порога), $h_п$ и $\Omega_н$ — соответственно глубина подтопления и площадь живого сечения в нижнем бьефе.

Определение коэффициента расхода. Если водослив не подтоплен, то по ТУиН, МЭС СССР, 1952 г. расход определяется по общей формуле (5-17), коэффициент расхода при этом определяется следующим образом:

1) При составлении проектного задания или в первом приближении при составлении технического проекта следует принимать $m = 0{,}35$, если входные ребра водослива округлены или притуплены, а также если верховые грани устоев и водосливной стенки имеют наклон в сторону верхнего бьефа. Во всех иных случаях надо принимать $m = 0{,}32$.

2) При уточненном расчете в техническом проекте коэффициент расхода m определяется по способу Д. И. Кумина, а именно:

а) Если водослив без бокового сжатия ($b = B$) или без порога (высота водосливной стенки $p_в = 0$), то коэффициент расхода принимается соответственно по табл. 5-28 и 5-29.

б) Если водослив имеет боковое сжатие ($b < B$) и вместе с тем высота порога $p_в > 0$, то коэффициент m определяется по одной из следующих двух формул:

$$m = m_{\eta_1} + (m_\beta - m_{\eta_1}) F_{\eta_1} + (0{,}385 - m_\beta) F_{\eta_1} F_\beta, \qquad (5\text{-}32)$$

или

$$m = m_\beta + (m_{\eta_1} - m_\beta) F_\beta + (0{,}385 - m_{\eta_1}) F_{\eta_1} F_\beta, \qquad (5\text{-}32')$$

где числовое значение коэффициента m_{η_1} берется из последней строки (при $\eta = \infty$) табл. 5-28 соответственно профилю водосливной стенки, а значение коэффициента m_β берется из первой строки табл. 5-29 соответственно условиям бокового сжатия.

Вычисление производится по формуле (5-32) в том случае, если окажется, что $m_\beta > m_{\eta_1}$, или по формуле (5-32′), если $m_\beta < m_{\eta_1}$.

Величины F_{η_1} и F_β вычисляются соответственно по формулам:

$$F_{\eta_1} = \frac{H}{H + 2p_в}; \qquad (5\text{-}33)$$

$$F_\beta = \frac{b}{3{,}5B - 2{,}5b}. \qquad (5\text{-}34)$$

Пример. Пусть $H = 1$ *м*; $p_в = 2$ *м*; $b = 10$ *м*; $B = 20$ *м* и, кроме того, пусть $m_{\eta_1} = 0{,}32$, $m_\beta = 0{,}35$; так как здесь $m_\beta > m_{\eta_1}$, то по формуле (5-32) получим:

$$m = 0{,}32 + 0{,}03F_{\eta_1} + 0{,}035F_{\eta_1}F_\beta.$$

Далее находим:

$$F_{\eta_1} = \frac{1}{1 + 2{,}2} = 0{,}2 \quad \text{и} \quad F_\beta = \frac{10}{3{,}5 \cdot 20 - 2{,}5 \cdot 10} \approx 0{,}2$$

и, следовательно,

$$m = 0{,}32 + 0{,}006 + 0{,}0014 \approx 0{,}3274 \approx 0{,}327.$$

Таблица 5-29

Значение коэффициента расхода m для водослива без порога (т. е. при $p_в = 0$) при различных условиях бокового сжатия (по данным Д. И. Кумина)

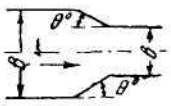
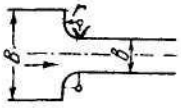
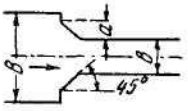
$\beta = \frac{b}{B}$	 при ctg θ				 при r/b				 при a/b			
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	0,5	0	0,05	0,1	0,2
0,0	0,32	0,35	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,345	0,350
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,324	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,348	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0,330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,351	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	0,368	0,340	0,354	0,357	0,361
0,8	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,365	0,371	0,373	0,355	0,364	0,366	0,369
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

Таблица 5-30

Таблица зависимости φ от m

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996

Глубина воды на пороге h_1 (равная h_2) при незатопленном водосливе определяется по ТУиН, МЭС СССР, 1951 г., из формулы

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 - h_1)} \qquad (5\text{-}35)$$

при известных Q, b и H_0, т. е. путем решения кубического уравнения:

$$h_1^3 - H_0 h_1^2 + \left(\frac{m}{\varphi}\right)^2 H_0^3 = 0. \qquad (5\text{-}36)$$

При этом коэффициент φ должен быть принят в зависимости от коэффициента расхода m согласно (по Д. И. Кумину — ВНИИГ) табл. 5-30.

Для быстрого определения h_1 можно пользоваться формулой

$$h_1 = kH_0, \qquad (5\text{-}37$$

где значение коэффициента k находится по графику

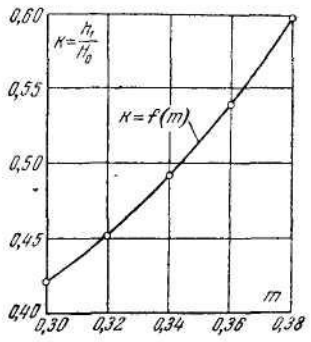


Рис. 5-34

рис. 5-34 в зависимости от величины коэффициента расхода m.

При затопленном водосливе расход определяется согласно ТУиН по формуле (5-35), причем коэффициент скорости φ определяется в зависимости от коэффициента m по табл. 5-31.

Глубина на пороге h_1 (равная h_2) определяется как разность (рис. 5-32)

$$h_1 = h_2 = h_п - z'',$$

Таблица 5-31

Значения коэффициента φ для подтопленного водослива с широким порогом по данным Д. И. Кумина (ВНИИГ)

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,76÷0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99

причем глубина подтопления $h_п$ известна по заданию, а величина z'' находится по формуле

$$z'' = \zeta h_к,$$

где коэффициент ζ определяется по графику рис. 5-35.

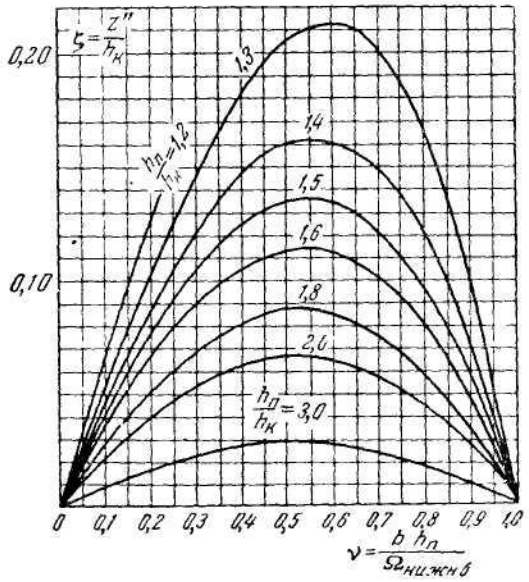


Рис. 5-35. График для определения ζ для водослива с широким порогом (по данным М. Д. Чертоусова и Р. Р. Чугаева).

5-6. КОСОЙ ВОДОСЛИВ И ВОДОСЛИВ КРИВОЛИНЕЙНЫЙ В ПЛАНЕ

Косой водослив (рис. 5-36) Расход определяется по формуле

$$Q = kmb\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (5\text{-}38)$$

где m — коэффициент расхода для прямого водослива;

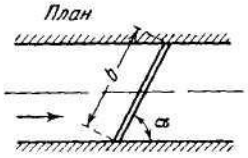


Рис. 5-36.

k — поправочный коэффициент < 1;
b — длина порога водослива в плане.

Значения коэффициента k для приближенных расчетов можно принять по табл. 5-32.

Таблица 5-32

Значения k к формуле (5-38)

Угол α	15°	30°	45°	60°	90°
Коэффициент k . . .	0,86	0,91	0,94	0,96	1

Криволинейный водослив (рис. 5-37)

Для уточнения коэффициента расхода надо обращаться к лабораторным исследованиям

Расход определяется приближенно по формуле

$$Q = k'mb\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (5\text{-}39)$$

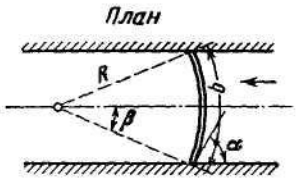


Рис. 5-37.

где m — коэффициент расхода для прямого водослива;
k' — поправочный коэффициент < 1;
b — длина порога водослива в плане (по дуге).

Для весьма приближенных расчетов можно принять:

$$k' = 1 - n\frac{H}{p}, \qquad (5\text{-}39')$$

где H и p — соответственно напор на водосливе и высота водосливной стенки;
n — коэффициент по табл. 5-33.

Таблица 5-33

Значения коэффициента n к формуле (5-39') в зависимости от угла α по рис. 5-37

Форма русла	α					
	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Широкое русло	0,71	0,35	0,20	0,11	0,04	0
Узкое русло . .	0,83	0,48	0,28	0,13	0,04	0

5-7. ТРЕУГОЛЬНЫЕ И ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫЕ ВОДОСЛИВЫ

Водосливы треугольные с тонкой стенкой (рис. 5-38). Расход водослива треугольной формы определяется по формуле

$$Q = mH^n. \qquad (5\text{-}40)$$

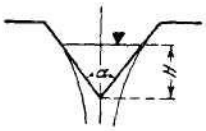


Рис. 5-38.

Если угол $\alpha = 90°$, то можно считать расход равным по формуле Томсона:

$$Q = 1{,}4H^2\sqrt{H} = 1{,}4H^{2,5}\ [м^3/сек], \qquad (5\text{-}41)$$

или несколько точнее

$$Q = 1{,}343H^{2,47}\ [м^3/сек], \qquad (5\text{-}42)$$

где H — напор, $м$.

Величина расхода через водослив, вычисленная по формуле (5-41), приводится в табл. 5-34, а по формуле (5-42) — в табл. 5-36, см. также график рис. 5-39.

Для облегчения вычислений по формуле $Q = 1{,}4H^2\sqrt{H}$ служит также вспомогательная табл. 5-35 значений $H^{2.5}$.

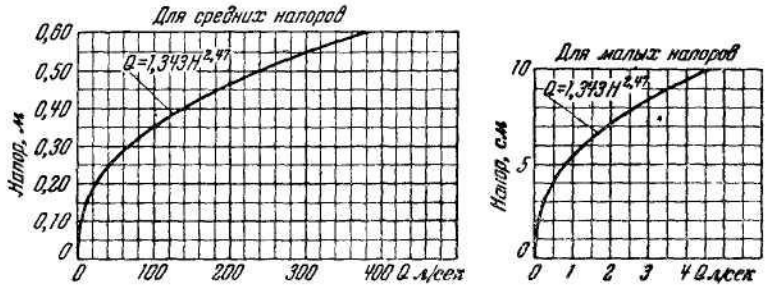


Рис. 5-39. График для определения величины расхода через треугольный водослив при $\alpha = 90°$.

Таблица 5-34

Величина расхода треугольного водослива (угол $\alpha = 90°$) по формуле

$$Q = 1\,400\ H^2 \sqrt{H}\ [л/сек]$$

H, м	Q, л/сек	H, м	Q, л/сек	H, м	Q, л/сек
0,02	0,140	0,16	14,35	0,30	69,1
0,04	0,42	0,18	19,20	0,40	141,6
0,06	1,24	0,20	25,10	0,50	247,5
0,08	2,53	0,22	31,8	0,60	390,8
0,10	4,43	0,24	39,5	0,70	575,0
0,12	7,00	0,26	48,3	0,80	802,0
0,14	10,22	0,28	58,2	0,90	1117,0
				1,0	1400,0

Формула $Q = 1{,}343H^{2,47}$ [м³/сек] дает точные результаты при $H + p_в \geqslant 3H$; $B > 5H$ и $H = 0{,}06 \div 0{,}65$ м, где B — ширина прямоугольного подводящего русла; $H + p_в$ — полная глубина русла перед водосливом.

Трапецеидальные и щелевые водосливы. Основной формулой расхода трапецеидального водослива можно считать формулу

$$Q = m\,(b + 0{,}8 \operatorname{tg} \alpha \cdot H)\, H \sqrt{2gH}. \qquad (5\text{-}43)$$

Для трапецеидального водослива в тонкой стенке (рис. 5-40) при угле $\alpha = 14°$ (или, точнее, при коэффициенте откоса боковой его кромки, равном $m = 0{,}25$)

Таблица 5-36

Величина расхода треугольного водослива (при $\alpha = 90°$) по формуле

$$Q = 1\,343\ H^{2,47}\ [л/сек]$$

H, м	Q, л/сек	H, м	Q, л/сек	H, м	Q, л/сек
0,03	0,23	0,12	7,14	0,35	100,4
0,04	0,47	0,14	10,45	0,40	139,9
0,05	0,81	0,16	14,54	0,45	186,9
0,06	1,29	0,18	19,43	0,50	242,7
0,07	1,88	0,20	25,29	0,55	306,0
0,08	2,62	0,25	43,82	0,60	380,1
0,09	3,50	0,30	68,67	0,65	463,2
0,10	4,55				

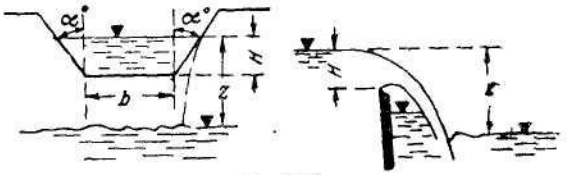


Рис. 5-40.

в том случае, если длина его порога $b \geqslant 4H$, расход может определяться по формуле

$$Q = mbH \sqrt{2gH}, \qquad (5\text{-}44)$$

Таблица 5-35

Значения $N = H^{2,5}$ для величин $H = 0{,}02 \div 1$

H	N	H	N	H	N	H	N	H	N
0,00	0,0000	0,20	0,0179	0,40	0,1012	0,60	0,2789	0,80	0,5724
0,02	0,0001	0,22	0,0227	0,42	0,1143	0,62	0,3027	0,82	0,6089
0,04	0,0003	0,24	0,0282	0,44	0,1284	0,64	0,3277	0,84	0,6467
0,06	0,0009	0,26	0,0345	0,46	0,1435	0,66	0,3539	0,86	0,6854
0,08	0,0018	0,28	0,0415	0,48	0,1596	0,68	0,3813	0,88	0,7265
0,10	0,0032	0,30	0,0493	0,50	0,1768	0,70	0,4150	0,90	0,7684
0,12	0,0050	0,32	0,0579	0,52	0,1950	0,72	0,4399	0,92	0,8118
0,14	0,0073	0,34	0,0674	0,54	0,2143	0,74	0,4711	0,94	0,8567
0,16	0,0102	0,36	0,0778	0,56	0,2347	0,76	0,5035	0,96	0,9080
0,18	0,0137	0,38	0,0890	0,58	0,2562	0,78	0,5357	0,98	0,9507
								1,00	1,0000

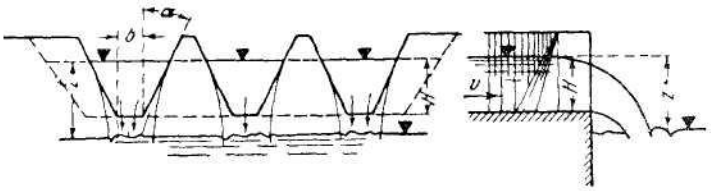


Рис 5-41

Таблица 5-37

Величина расхода q [$м^3/сек$] трапецеидального водослива при $\alpha = 14°$ и при ширине $b = 1$ м по формуле $q = mH\sqrt{2gH}$ [$м^3/сек$]

H, м	q, $м^3/сек$	H, м	q, $м^3/сек$	H, м	q, $м^3/сек$	H, м	q, $м^3/сек$	H, м	q, $м^3/сек$
0,05	0,021	0,13	0,087	0,22	0,192	0,38	0,436	0,70	1,880
0,06	0,027	0,14	0,097	0,24	0,219	0,40	0,475	0,80	1,331
0,07	0,034	0,15	0,108	0,26	0,247	0,42	0,508	0,90	1,588
0,08	0,042	0,16	0,119	0,28	0,276	0,44	0,542	1,00	1,860
0,09	0,050	0,17	0,134	0,30	0,306	0,46	0,580		
0,10	0,059	0,18	0,142	0,32	0,337	0,48	0,617		
0,11	0,068	0,19	0,154	0,34	0,369	0,50	0,659		
0,12	0,077	0,20	0,162	0,36	0,402	0,60	0,865		

причем коэффициент расхода принимается постоянным, не зависящим от напора H и равным $m = 0{,}42$. Такой водослив применяется как водомер

Величины расходов, вычисленные по формуле (5-44) для различных значений H, см в табл 5-37.

Для получения расхода при ширине $b \neq 1$ м табличные значения надо умножить на b, т. е. вычислить по формуле $Q = qb$.

Щелевые водосливы. Щелевой водослив состоит из одного или нескольких трапецеидальных водосливных отверстий Обычно устраивается на перепадах канала при помощи ряда промежуточных бычков, стесняющих живое сечение канала (рис. 5-41).

Расход щелевого водослива при n отверстий определяется по формуле

$$Q = m\,(b + 0{,}8\,\mathrm{tg}\,\alpha H)\,n\,\sqrt{2g}H^{3/2}. \qquad (5\text{-}45)$$

где b — ширина понизу для каждой щели;
α — угол наклона боковой кромки к вертикали;
n — число щелей;
m — коэффициент расхода водослива.

По акад. Е. А. Замарину в условиях плавных очертаний бычков (применяемых обычно на практике), коэффициент расхода может считаться равным:

при $H = 1$ м $\quad m = 0{,}475$;
при $H = 1 \div 1{,}5$ м $\quad m = 0{,}485$;
при $H = 1{,}5 \div 2$ м $\quad m = 0{,}495$;
при $H = 2 \div 2{,}5$ м $\quad m = 0{,}510$.

ГЛАВА ШЕСТАЯ

НАПОРНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

6-1. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ И ЗАВИСИМОСТИ

Потеря напора по длине трубопровода h_w определяется обычно по одной из следующих формул:

$$h_w = \lambda \frac{1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}; \qquad (6\text{-}1)$$

$$h_w = \frac{Q^2}{K^2} l \quad \text{и} \quad h_w = \frac{v^2}{W^2} l; \qquad (6\text{-}2)$$

$$h_w = il, \qquad (6\text{-}3)$$

где $K = \omega C \sqrt{R}$ — расходная характеристика, или модуль расхода, *м³/сек*;

$W = C\sqrt{R}$ — скоростная характеристика, или модуль скорости, *м/сек*;

$\lambda = \frac{8g}{C^2}$ — коэффициент сопротивления в трубах; значения λ в зависимости от величины C см. § 3-8;

C — коэффициент к формуле Шези $v = C\sqrt{Ri}$ определяется по формулам § 3-9.

Формула (6-3) применяется для случаев, когда гидравлический уклон находится по специальной формуле или когда он известен по условиям задачи.

При расчете напорных водоводов, а также напорных туннелей гидроэлектростанций рекомендуется определять коэффициент C или по формуле акад. Н. Н. Павловского $C = \frac{1}{n} R^y$, где $y = f(n, R)$, или по формуле, указанной Временными техническими условиями Главгидроэнергостроя, $C = \frac{1}{n} R^x$, где показатель степени x выбирается (по Срибному) в зависимости от величины коэффициента шероховатости следующим образом:

при $\frac{1}{n} \geqslant 100$ $\quad x = \frac{1}{8}$;

$\frac{1}{n} = 70$ $\quad x = \frac{1}{7}$;

$\frac{1}{n} = 55$ $\quad x = \frac{1}{6}$;

$\frac{1}{n} = 40$ $\quad x = \frac{1}{5}$;

$\frac{1}{n} = 25$ $\quad x = \frac{1}{4}$;

$\frac{1}{n} = 12{,}5$ $\quad x = \frac{1}{3}$;

$\frac{1}{n} = 5$ $\quad x = \frac{1}{2}$.

Для приближенных предварительных расчетов можно, осредняя показатели y и x, принимать $y = x = \frac{1}{6}$ (формула Маннинга).

Для деревянных трубопроводов величина h_w определяется также и по специальной формуле Скобея:

$$h_w = 0{,}196 \frac{v^{1,8}}{d^{1,17}} l,$$

где v — в *м/сек*; d — в *см*.

Величина скорости может быть найдена по графику рис. 6-1, построенному для выражения

$$v = 49{,}7 d^{0,65} J^{0,555}.$$

В этой формуле d — в *м* и J в промиллях.

При расчете водопроводных труб коэффициент C рекомендуется определять по Маннингу $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$, принимая значения $\frac{1}{n}$ равными: для чистых труб (новых) $\frac{1}{n} = 90$, т. е. при $n = 0{,}011$; для водопроводных труб в нормальных расчетных условиях $\frac{1}{n} = 80$, т. е. при $n = 0{,}0125$, для загрязненных (старых) труб $\frac{1}{n} = 70$, т. е. при $n = 0{,}0143$.

Числовые значения коэффициента сопротивления λ (если принять $y = 1/6$) получаются равными:

для новых труб при $\frac{1}{n} = 90$

$$\lambda = \frac{0{,}0154}{\sqrt[3]{d}}; \qquad (6\text{-}3а)$$

для труб в нормальных условиях (как принимают обычно при проектировании водопроводов) при $\frac{1}{n} = 80$

$$\lambda = \frac{0{,}0195}{\sqrt[3]{d}}; \qquad (6\text{-}3б)$$

для загрязненных труб (старые трубы, бывшие долгое время в употреблении)

$$\lambda = \frac{0{,}0254}{\sqrt[3]{d}}. \qquad (6\text{-}3в)$$

В формулах (6-3а)—(6-3в): d — диаметр труб, *м*; n — коэффициент шероховатости.

Значения коэффициента λ, вычисленные по формуле (6-3а)—(6-3в) см. табл. 6-1.

Таблица 6-1

Значения коэффициента λ для водопроводных труб по формулам (6-3а), (6-3б), (6-3в)

d, мм	$\frac{1}{n}=90$	$\frac{1}{n}=80$	$\frac{1}{n}=70$
75	0,036	0,0462	0,060
100	0,033	0,0419	0,055
125	0,031	0,0390	0,051
150	0,029	0,0366	0,048
175	0,027	0,0348	0,045
200	0,026	0,0333	0,043
250	0,024	0,0309	0,040
300	0,023	0,0291	0,038
400	0,021	0,0264	0,034
500	0,019	0,0245	0,032

Для энергетических водоводов ГЭС используются трубы больших диаметров обычно более 1 *м*, часто с $d=7$—8 *м* и очень редко меньше 0,5 *м*, причем расчетные скорости принимают (по экономическим условиям) порядка $v \geqslant 2$ *м/сек*. Поэтому при расчете указанных водоводов приходится почти всегда иметь дело с очень большими числами Рейнольдса (например, при $v=2$ *м/сек*; $d=1$ *м* и $\nu \approx 0{,}01$ *см²/сек* получим: $\mathrm{Re} \approx 2\,000\,000$) и, следовательно, почти всегда с квадратичным законом гидравлических сопротивлений.

В практике проектирования водопроводов очень часто принимают $n=0{,}012$.

При расчете дренажных труб рекомендуется формула Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ при } n = 0{,}012.$$

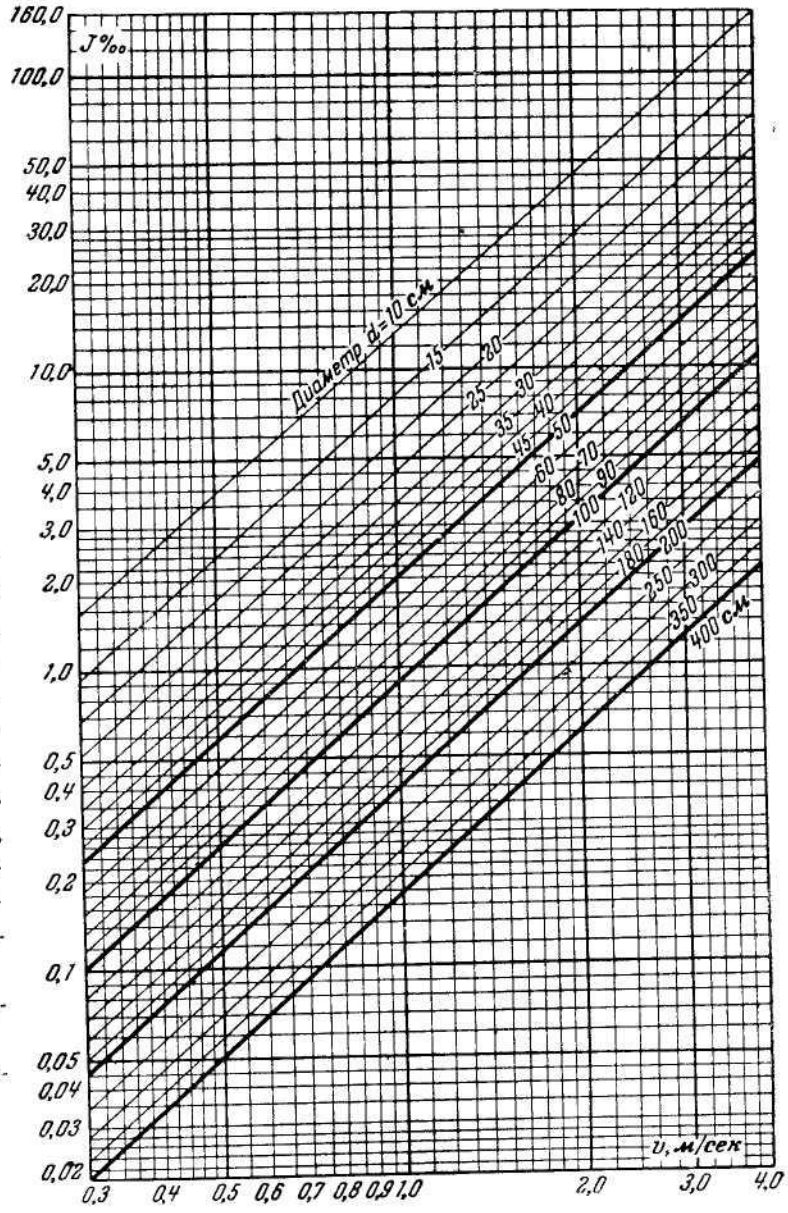


Рис. 6-1. График для расчета деревянных труб.

6-2. ВЫБОР КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Коэффициент шероховатости n выбирается в соответствии с материалом стенок трубопровода, методом возведения водовода, характером обработки внутренней его поверхности и эксплуатационными условиями.

Для ориентировочных расчетов можно приближенно принимать при больших диаметрах, предполагая хорошее качество строительных работ, следующие значения коэффициента шероховатости:

для бетонных и железобетонных труб $n = 0{,}0125$,

для металлических клепаных труб $n = 0{,}013$,

для металлических сварных труб $n = 0{,}012$;

для деревянных большого диаметра (из клепок) водоводов $n = 0{,}011$.

Для уточнения расчетов следует пользоваться табл. 6-1а значений n для напорных водоводов.

Таблица 6-1а

Значения коэффициентов шероховатости n для напорных водоводов
(Временные технические условия Главгидроэнергостроя, ТУ-24-02)

№ п/п.	Характеристика поверхности водовода	Значения n			Примечания
		среднее	максимальное	минимальное	
1	Напорные водоводы в необлицованной скале:				1. Данные условия весьма разнообразны, поэтому приведенные значения даются лишь для ориентировки 2. Наличие отложений наносов понижает коэффициент шероховатости Данные условия весьма разнообразны, приведенные значения даются лишь для ориентировки Справочные данные
	а) Средние условия — стенки сглажены путем удаления выступов скалы	0,030	0,033	0,025	
	б) При неблагоприятных условиях — весьма неровная скальная поверхность, малый перебор против проектного профиля	0,040	0,045	—	
2	Напорные водоводы в частично облицованной скале. При торкретировании или штукатурке скалы или облицовке части смоченного периметра	0,030	—	0,022	
3	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (туннели и трубопроводы) без штукатурки.				
	а) При обычном способе производства работ и деревянной опалубке	0,013	0,014	—	
	б) При недостаточно тщательном производстве работ: следы швов на облицовке вследствие просадки досок опалубки и пр.	0,016	0,017	—	
	в) При весьма гладких формах (или металлической опалубке)	0,012	—	—	
4	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (туннели и трубопроводы) с затертой и заглаженной штукатуркой в зависимости от качества работы	0,012	0,014	0,010	
5	Железобетонные и бетонные напорные водоводы (туннели и трубопроводы) с торкретным слоем:				
	а) При тщательной затирке проволочной стальной щеткой и тщательном заглаживании	0,013	0,015	0,012	
	б) При затирке проволочной стальной щеткой и недопущении схватывания „отскоков" торкрета с облицовкой	0,018	—	0,016	
	в) Торкретный слой нанесен тщательно, но не затерт и не заглажен	0,019	0,023	—	
6	Металлические напорные трубопроводы:				При наличии ржавчины и наростов в трубе коэффициент шероховатости увеличивается
	а) Со сварными поперечными и продольными швами без всякого стеснения живого сечения	0,012	0,0125	0,011	
	б) Со сварными продольными швами и клепаными поперечными с одним рядом заклепок (внахлестку)	0,013	0,014	0,0115	
	в) Со сварными продольными швами и клепаными поперечными или двойном и более рядах заклепок (внахлестку)	0,014	0,015	0,013	
	г) Трубы с клепаными продольными и поперечными швами внахлестку при малом числе заклепок и тонких листах толщиной до 11 *мм*	0,0135	0,015	0,0125	
	д) Трубы с клепаными продольными и поперечными швами с накладками при большом числе заклепок (2 ряда и более) или при толстых листах толщиной более 12 *мм*	0,015	0,017	0,014	
7	Деревянные напорные трубопроводы из клепок	0,011	0,012	0,010	

6-3. НЕКОТОРЫЕ, ИНОГДА ПРИМЕНЯЕМЫЕ НА ПРАКТИКЕ, ФОРМУЛЫ ДЛЯ УЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СОПРОТИВЛЕНИЙ

Например, формула

$$i = A\frac{Q^2}{d^5}, \qquad (6\text{-}4)$$

где

$$A = \frac{16\lambda}{2g\pi^2};$$

здесь λ — коэффициент сопротивления в трубах (см гл. 3).

Для приближенных вычислений можно принять $\lambda \approx 0{,}03$ и $A = 0{,}0025$, тогда формула (6-4) получает вид $i \approx 0{,}0025\frac{Q^2}{d^5}$.

Таким образом, приближенно можно считать, что гидравлический уклон и потерянный напор обратно пропорциональны пятой степени диаметра

$$\frac{i_1}{i_2} = \frac{h_{w1}}{h_{w2}} = \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^5. \qquad (6\text{-}5)$$

В табл. 6-2 для облегчения вычислений даны значения $\left(\frac{d}{d_1}\right)^5$ в зависимости от $\frac{d_1}{d}$.

Таблица 6-2

Значения $\left(\frac{d_1}{d}\right)^5$

$\frac{d_1}{d}$	$\left(\frac{d}{d_1}\right)^5$	$\frac{d_1}{d}$	$\left(\frac{d}{d_1}\right)^5$	$\frac{d_1}{d}$	$\left(\frac{d}{d_1}\right)^5$	$\frac{d_1}{d}$	$\left(\frac{d}{d_1}\right)^5$
0,10	100 000	0,35	226	0,60	12,9	0,85	2,27
0,15	13 150	0,40	97,6	0,65	8,62	0,90	1,69
0,20	3 125	0,45	54,2	0,70	5,95	0,93	1,78
0,25	1 240	0,50	32,0	0,75	4,21	0,95	1,29
0,30	411	0,55	19,9	0,80	3,06	0,98	1,18

В случае применения для коэффициента C показательных формул получим:

$$i = A'n^2\frac{Q^2}{d^x}, \qquad (6\text{-}6)$$

где коэффициент A' и показатель степени x различны для разных формул коэффициента C. Если C определить по формуле Маннинга, то

$$i \approx 10{,}3n^2\frac{Q^2}{d^{5,33}} = a\frac{Q^2}{d^{5,33}}, \qquad (6\text{-}7)$$

или, иначе,

$$i \approx 6{,}4n^2\frac{v^2}{d^{1,33}} = b\frac{v^2}{d^{1,33}}.$$

Числовые значения a и b указаны в табл. 6-3.

Для обычных расчетных условий водопроводных труб $n = 0{,}0125\left(\frac{1}{n} = 80\right)$, получим при $y = \frac{1}{6}$.

$$i = 0{,}0016\frac{Q^2}{d^{5,33}},$$

Таблица 6-3

Значения коэффициентов a и b к формуле (6-7)

$$i = a\frac{Q^2}{d^{5,33}} = b\frac{v^2}{d^{1,33}}$$

n	$\frac{1}{n}$	a	b
0,010	100	0,00103	0,00064
0,011	91	0,00124	0,00077
0,012	83	0,00148	0,00092
0,0125	80	0,00161	0,00100
0,013	77	0,00174	0,00106
0,014	71	0,00202	0,00125
0,0143	70	0,00210	0,00131

или

$$i = 0{,}001\frac{v^2}{d^{1,33}}.$$

В общем случае (по акад. Н. Н. Павловскому)

$$i = 4^{1+2y}n^2\frac{v_2}{d^{1-2y}}, \qquad (6\text{-}8)$$

где $y = f(n, R)$.

Для расчета водоводов гидроэлектрических станций иногда рекомендуют *формулу (6-9) для скорости*, которая для метрических мер имеет вид:

$$v = C'R^{0,63}i^{0,54}. \qquad (6\text{-}9)$$

Для новых клепаных стальных труб при хорошем качестве изготовления можно считать $C' \approx 120$

Для таких же труб, находящихся в эксплуатации, коэффициент C' принимается по табл 6-4 как для чугунных труб, но прослуживших на 10—20 лет больше

Для сварных металлических труб C' принимается также по табл. 6-4 для чугунных труб, но прослуживших на 5 лет больше.

Таблица 6-4

Значение коэффициента C' для чугунных труб к формуле (6-9) (для метрических мер)

d, мм	Новые трубы	Трубы, бывшие в эксплуатации в продолжение числа лет					
		5	10	20	30	40	50
100	110	100	90	75	63	54	46
200	110	100	92	78	70	62	55
300	110	101	94	81	73	65	59
400	110	101	94	83	74	67	61
600	110	101	95	85	75	68	63
750	110	101	95	85	76	70	64
900	110	101	95	85	76	70	64
1 000	110	101	95	85	76	70	65

Для бетонных труб и напорных туннелей, облицованных бетоном, большого диаметра, позволяющего работать внутри них

при хорошем качестве строительных работ $C' \approx 110$,

при обычном (наиболее вероятном) качестве работ $C' \approx 100$;

при плохом качестве работ $C' \approx 75$ и меньше.

6-4. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА

Во всех случаях проектирования водоводов большой длины, когда можно пренебречь местными сопротивлениями и скоростным напором $\frac{v^2}{2g}$ в сравнении с сопротивлениями по длине, расчет производится удобно и просто по формулам:

$$h_w = \frac{Q^2}{K_2} l,$$

или



$$Q = K\sqrt{i} = K\sqrt{\frac{h_w}{l}},$$

если при этом одновременно пользоваться готовыми таблицами или графиками значений $K = \omega C\sqrt{R}$, составленными для различных диаметров d и различных значений коэффициентов шероховатости n (табл. 6-5 и 6-6).

Таблица 6-5

Значения расходной характеристики $K = \omega C\sqrt{R}$ для водоводов круглого сечения при C по полной формуле акад. Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ и } y = f(n, R)$$

(для метрических мер)

Диаметр d, м	Площадь поперечного сечения ω, м²	Значения расходной характеристики K [м³/сек] при различных коэффициентах шероховатости n			
		0,011	0,020	0,030	0,040
1,00	0,7854	29,806	14,707	8,934	6,185
1,50	1,7672	86,664	44,307	27,638	19,716
2,00	3,1416	184,573	96,618	61,747	44,644
2,50	4,9087	328,123	174,196	112,663	82,338
3,00	7,069	535,31	288,90	188,636	140,02
3,50	9,621	801,70	436,92	288,762	215,18
4,00	12,566	1140,00	628,32	418,67	314,16
5,00	19,635	2049,87	1142,71	707,21	582,86
6,00	28,274	3311,98	1865,37	1270,11	969,02
7,00	38,484	4961,79	2813,88	1926,76	1479,33
8,00	50,266	7052,81	4025,73	2766,80	2133,78
9,00	63,617	9609,39	5501,31	3795,18	2935,30
10,00	78,540	12702,26	7302,86	5051,05	3918,91
12,00	113,097	20427,94	11798,90	8198,57	6359,27
14,00	153,938	30628,30	17703,39	12320,40	9585,74
16,00	201,062	43469,17	25132,50	17532,43	13632,00

Примечание. Значения расходной характеристики K [м³/сек] для иных, не указанных в таблице коэффициентов шероховатости n, могут быть получены с достаточной для ориентировочных расчетов точностью, по ближайшему табличному значению путем умножения его на отношение табличного значения коэффициента шероховатости к заданному.

Пример. Найти расходную характеристику для водовода диаметром $d = 3$ м при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}017$.

Решение. По табл. 6-5 при $n = 0{,}020$ для $d = 3$ м находим $K_{n=0,020} \approx 289$ м³/сек.

Тогда искомое значение расходной характеристики при $n = 0{,}017$ будет равно:

$$K_{n=0,017} \approx K_{n=0,020}\frac{0{,}020}{0{,}017} = 289\frac{0{,}020}{0{,}017} \approx 340 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Таблица 6-6

Таблица для расчета водопроводных труб Значения расходной характеристики $K = \omega C\sqrt{R}$ для водопроводных труб при C по формуле Н. Н. Павловского $C = \frac{1}{n}R^y$ при $y = \frac{1}{6}$ (метрические меры)

d, мм	ω, м²	K, л/сек		
		Чистые трубы $C_0 = \frac{1}{n} = 90$ ($n \approx 0{,}011$)	Нормальные расчетные условия $C_0 = \frac{1}{n} = 80$ ($n \approx 0{,}0125$)	Грязные трубы $C_0 = \frac{1}{n} = 70$, $n \approx 0{,}0143$
50	0,00196	9,624	8,460	7,403
75	0,00442	28,37	24,94	21,83
100	0,00785	61,11	53,72	47,01
125	0,01227	110,80	97,40	85,23
150	0,01767	180,20	158,40	138,60
175	0,02405	271,80	238,90	209,00
200	0,03142	388,00	341,10	298,50
225	0,03976	531,20	467,00	408,60
250	0,04909	703,50	618,50	541,20
300	0,07068	$1{,}144\cdot10^3$	$1{,}006\cdot10^3$	880,00
350	0,09621	$1{,}726\cdot10^3$	$1{,}517\cdot10^3$	$1{,}327\cdot10^3$
400	0,12566	$2{,}464\cdot10^3$	$2{,}166\cdot10^3$	$1{,}895\cdot10^3$
450	0,15904	$3{,}373\cdot10^3$	$2{,}965\cdot10^3$	$2{,}594\cdot10^3$
500	0,19635	$4{,}467\cdot10^3$	$3{,}927\cdot10^3$	$3{,}436\cdot10^3$
600	0,28274	$7{,}264\cdot10^3$	$6{,}386\cdot10^3$	$5{,}587\cdot10^3$
700	0,38485	$10{,}96\cdot10^3$	$9{,}632\cdot10^3$	$8{,}428\cdot10^3$
750	0,44179	$13{,}17\cdot10^3$	$11{,}58\cdot10^3$	$10{,}13\cdot10^3$
800	0,50266	$15{,}64\cdot10^3$	$13{,}75\cdot10^3$	$12{,}03\cdot10^3$
900	0,63617	$21{,}42\cdot10^3$	$13{,}83\cdot10^3$	$16{,}47\cdot10^3$
1 000	0,78540	$28{,}36\ 10^3$	$24{,}93\cdot10^3$	$21{,}82\cdot10^3$
1 200	1,13090	$46{,}12\cdot10^3$	$40{,}55\cdot10^3$	$35{,}48\cdot10^3$
1 400	1,5394	$69{,}57\cdot10^3$	$61{,}16\cdot10^3$	$53{,}52\cdot10^3$
1 600	2,0106	$99{,}33\cdot10^3$	$87{,}32\cdot10^3$	$76{,}41\cdot10^3$
1 880	2,5447	$136{,}00\cdot10^3$	$119{,}50\cdot10^3$	$104{,}60\cdot10^3$
2 000	3,1416	$180{,}10\cdot10^3$	$158{,}30\cdot10^3$	$138{,}50\cdot10^3$

Задача 1. Определить расход Q.

Заданы, d, l и h_w или d и $i = \frac{h_w}{l}$.

Решение. 1) По табл. 6-5 или 6-6 находим K для данного диаметра d (при данном n).

2) Вычисляем $Q = K\sqrt{\frac{h_w}{l}}$ (или $Q = K\sqrt{i}$).

Задача 2. Определить h_w (или i) при заданных Q и d.

Решение. 1) По табл. 6-5 или 6-6 находим значение K.

2) Вычисляем $h_w = \frac{Q^2}{K^2} l$, или $i = \frac{Q^2}{K^2}$.

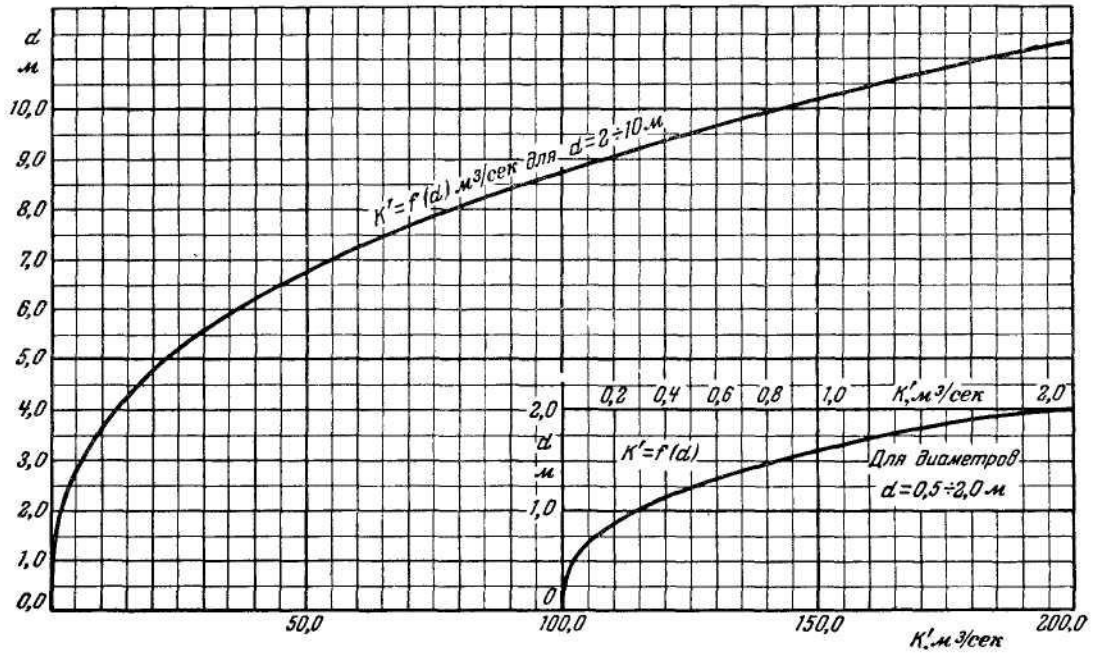


Рис. 6-2. График для определения расходной характеристики труб круглого сечения при коэффициенте шероховатости $n = 1$, $C = C' = R^{1/6}$.

Задача 3. Определить диаметр d водовода при заданных Q, h_w и l (или Q и i).

Решение. 1) Вычисляем необходимое значение K по формуле

$$K = Q\sqrt{\frac{l}{h_w}}, \text{ или } K = \frac{Q}{\sqrt{i}}.$$

2) По табл. 6-5 или 6-6 находим для этого K отвечающий диаметр d, пользуясь при этом линейной или криволинейной интерполяцией[1].

По предложению проф. В. Д. Журина, если расчет производится при таком значении коэффициента шероховатости n, для которого в табл. 6-5 или 6-6 не приведены значения расходной характеристики $K = \omega C\sqrt{R}$, можно воспользоваться табл. 6-7 или графиком рис. 6-2, где даны значения расходной характеристики K' для коэффициента шероховатости $n = 1$ $\left(\text{при } C = \frac{1}{n}R^{1/6}\right)$, т. е. где даны $K' = \omega C'\sqrt{R}$, или, что одно и то же, $K' = Kn$.

Решение тех же задач ведется в этом случае в таком порядке:

Задача 1. Найти Q, заданы d, h_w, l и коэффициент шероховатости n.

Решение. 1) По табл. 6-7 для данного d находим K' (т. е. расходную характеристику при коэффициенте шероховатости $n = 1$).

2) Вычисляем действительное значение расходной характеристики (т. е. при заданном коэффициенте шероховатости n) для того же диаметра по формуле

$$K = K'\frac{1}{n} = \frac{K'}{n}.$$

3) Находим искомый расход

$$Q = K\sqrt{\frac{h_w}{l}} \ [м^3/сек].$$

Пример. Дано: $d = 1{,}5$ м, $l = 500$ м, $h_w = 0{,}75$ м и $n = 0{,}020$. Определить Q.

1) При $n = 1$ по табл. 6-7 находим для $d = 1{,}5$ м расходную характеристику $K' = 0{,}918$.

2) Действительная расходная характеристика при $n = 0{,}020$ будет равна:

$$K = \frac{K'}{n} = \frac{0{,}918}{0{,}020} = 45{,}9 \ м^3/сек.$$

3) Искомый расход, следовательно, будет равен:

$$Q = K\sqrt{\frac{h_w}{l}} = 45{,}9\sqrt{\frac{0{,}75}{500}} = 1{,}78 \ м^3/сек.$$

Задача 2. Найти h_w при заданных прочих величинах Q, d, l и n.

Решение аналогично предыдущему, а именно:

1) По табл. 6-7 находим K' для заданного d.

2) Вычисляем $K = \frac{K'}{n}$.

3) Вычисляем $h_w = \frac{Q^2}{K^2}l$.

[1] Если в проекте приходится пользоваться трубами, установленными ГОСТ, то по найденному необходимому K из таблицы находим два значения d — большее и меньшее — и выбираем одно из них по технико-экономическим условиям.

Таблица 6-7

Значения площади поперечного сечения, гидравлического радиуса и величины расходной характеристики $K' = \omega C \sqrt{R}$ при коэффициенте шероховатости $n = 1$ для труб круглого сечения

Указанные в таблице значения K' определены при C, равном $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$, но при $n = 1$, т. е. по формуле

$$K' = \omega R^{2/3}, \text{ или } K' = \frac{\pi d^2}{4}\left(\frac{d}{4}\right)^{1/6}\sqrt{\frac{d}{4}} = 0{,}3113\, d^2 \sqrt[3]{d^2}$$

(для метрических мер)

Диаметр, d, м	Площадь поперечного сечения ω, м²	Гидравлический радиус R, м	Расходная характеристика K', м³/сек	Диаметр d, м	Площадь поперечного сечения ω, м²	Гидравлический радиус R, м	Расходная характеристика K', м³/сек
0,5	0,1964	0,125	0,0492	4,0	12,5664	1,000	12,556
0,6	0,2827	0,150	0,0798	5,0	19,6350	1,250	22,750
0,7	0,3849	0,175	0,123	—	—	—	—
0,8	0,5027	0,200	0,172	6,0	28,2743	1,500	36,96
0,9	0,6362	0,225	0,236	7,0	38,4845	1,750	55,81
1,0	0,7854	0,250	0,311	8,0	50,2655	2,000	79,69
1,5	1,7672	0,375	0,918	9,0	63,6173	2,250	109,10
2,0	3,1416	0,500	1,975	10,0	78,5398	2,500	144,50
2,50	4,9087	0,625	3,582	12,0	113,097	3,000	235,00
3,0	7,0686	0,750	5,822	14,0	153,938	3,500	357,50
3,50	9,6211	0,875	8,789	16,0	201,062	4,000	505,90

Примечания 1. Пользуясь этой таблицей, легко определить расходную характеристику при любом заданном коэффициенте шероховатости n. В этом случае K вычисляется по формуле $K = \frac{K'}{n}$.

Пример. Требуется определить расходную характеристику для металлического напорного водовода диаметром $d = 3$ м при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}0135$.

Решение. По таблице находим для $d = 3$ м расходную характеристику (при $n = 1$) $K' = 5{,}822$ м³/сек, тогда искомая расходная характеристика при $n = 0.0135$ будет равна:

$$K = \frac{5{,}822}{0{,}0135} = 431{,}3 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2. Для промежуточных, не указанных в таблице, значений диаметра d величина расходной характеристики определяется путем интерполяции или по графику $K' = f(d)$, см. рис. 6-2.

Задача 3. Найти диаметр d, даны Q, h_w, l и n.

Решение. 1) Вычисляем:

$$K = Q\sqrt{\frac{l}{h_w}} \left(\text{или } = \frac{Q}{\sqrt{i}}\right).$$

2) Вычисляем $K' = Kn$.

3) Путем интерполяции по табл. 6-7 находим d для вычисленного значения расходной характеристики K'*.

Для расчета труб полезна также номограмма рис. 6-3.

* Если в проекте надо пользоваться установленными ГОСТ диаметрами, то указанным здесь способом мы находим $d_1 > d$ и $d_2 < d$. Из них выбираем один по технико-экономическим соображениям.

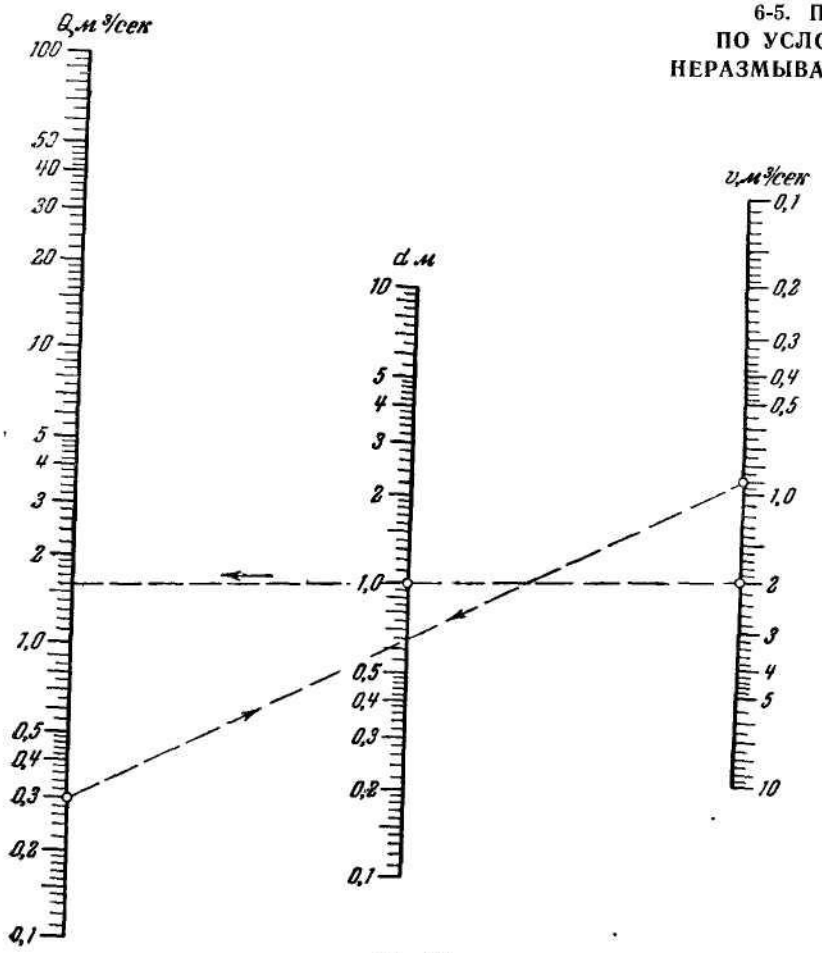


Рис 6-3.

6-5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ, ДОПУСКАЕМЫЕ ПО УСЛОВИЯМ ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА, НЕРАЗМЫВАЮЩИЕ СКОРОСТИ ДЛЯ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ

По нормам Главгидроэнергостроя, ст. 24-4396

Предельные величины допускаемых в напорных водоводах по условиям прочности материала средних скоростей при незначительном содержании в воде солей и наносов, возможное неблагоприятное действие которых за время службы сооружения не вызывает необходимости особого их учета, указаны в табл 6-8.

Указанные в таблице скорости могут найти применение лишь в особых случаях (например, в холостых напорных водосбросах), так как в деривационных напорных водоводах величины средних скоростей определяются экономическим расчетом и конструктивными соображениями и обычно значительно ниже предельных величин допускаемых скоростей, указанных в *табл. 6-8.*

Таблица 6-8

Предельные допускаемые скорости для напорных водоводов, *м/сек*

№ п/п.	Наименование сооружений	Диаметр водоводов, *м*					
		1	2	3	4	5	6 и более
1	Напорные туннели, проложенные без облицовки в кристаллических породах с временным сопротивлением на раздробление 700 — 1 600 *кг/м²* при гладкой поверхности выработанной породы	26	30	32	34	36	37
2	То же при грубой поверхности выработанной породы	17	20	22	23	24	25
3	Напорные туннели, проложенные без облицовки в кристаллических породах с временным сопротивлением на раздробление 1 600—2 200 *кг/см²* и более при гладкой поверхности выработанной породы . .	35	40	43	46	48	50
4	То же при грубой поверхности выработанной породы	23	26	28	30	31	32

Продолжение табл. 6-8

№ п/п	Наименование сооружений	Диаметр водоводов, м					
		1	2	3	4	5	6 и более
5	Железобетонные трубопроводы и напорные тоннели с облицовкой из бетона марки 210 (временное сопротивление сжатию через 30 дней в *кг/см²*) с цементной или торкретной штукатуркой при тщательном выполнении работ	32	37	40	42	44	46
6	То же с облицовкой из бетона: марки 170	29	33	36	38	40	41
7	„ 140	25	29	31	33	35	36
8	„ 110	21	24	26	28	29	30
9	„ 90	17	20	22	23	24	25
10	Деревянные трубопроводы	26	30	32	34	36	37
11	Металлические (стальные) трубопроводы	По условиям прочности допускается любая практически достижимая скорость; выбор допускаемой скорости и марки металла определяется конструкцией водовода, экономическими факторами и эффектом возможного истирания, кавитацией и коррозией					

Примечания: 1. Приведенные в пп. 1, 2, 3 и 4 данные относятся к породам не трещиноватым и со свежей невыветренной поверхностью. Если породы трещиноваты и выветрены, то приведенные в табл. 6-8 величины допускаемых скоростей подлежат уменьшению в зависимости от степени трещиноватости и выветренности.

2. В случае наличия в потоке активных солей и наносов указанные в табл. 6-8 величины предельных допускаемых скоростей подлежат уменьшению в зависимости от продолжительности возможного междуремонтного срока и количества и состава активных солей и наносов.

6-6. НЕКОТОРЫЕ ЗАДАЧИ ПО НАПОРНОМУ ТРУБОПРОВОДУ[1]

Всасывающая труба насоса

Величина вакуума в точке A (на оси насоса) рис. 6-4.

$$h_{вак} = h + \frac{v^2}{2g} + \Sigma h_w = h + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}\right) =$$

$$= h + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^4}\left(1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}\right),$$

где h — высота оси насоса (точка A) над уровнем свободной поверхности (высота всасывания);

v и Q — средняя скорость и расход во всасывающей трубе;

l и d — длина всасывающей трубы и ее диаметр;

λ и ζ — коэффициенты сопротивления (по длине и местные).

Максимальный расход $Q_{макс}$ при заданной высоте всасывания и заданных конструктивных элементах всасывающей трубы (d, l и т. д.) равен.

$$Q_{макс} = \frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g\,(h_{вак.доп} - h)}{1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}}},$$

где $h_{вак.доп}$ — максимально допустимая величина вакуума для данной конструкции насоса, на практике в среднем для ориентировочных расчетов можно принимать $h_{вак.доп} = 7 \div 7{,}5$ *м*.

Если принять в средних условиях для грубых расчетов $h_{вак.доп} = 7{,}5$ *м* при $\Sigma\zeta = 0{,}30$, $\lambda = 0{,}02$ и $\frac{l}{d} = 100$, получим;

$$Q_{макс} \approx 1{,}92 d^2 \sqrt{7{,}5 - h}\ [м^3/сек],$$

где d и h — в *м*.

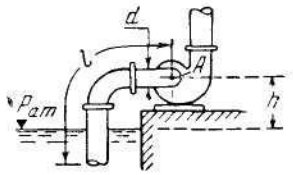


Рис. 6-4.

Пример. Ось центробежного насоса расположена на высоте $h = 5$ *м*, допустимый вакуум $h_{вак} = 7{,}5$ *м*, диаметр всасывающей трубы $d = 0{,}5$ *м*.

В таком случае максимально возможный расход равен (приближенно):

$$Q_{макс} \approx 1{,}92 d^2 \sqrt{7{,}5 - h} = 1{,}92 \cdot 0{,}5^2 \sqrt{7{,}5 - 5} = 0{,}75\ м^3/сек.$$

Примечание. При дальнейшем увеличении числа оборотов насоса (центробежного) в целях повышения его производительности наступает разрыв сплошности течения и насос может отказать в работе. Нельзя увеличить производительность насосной установки сверх указанного $Q_{макс}$ путем увеличения числа оборотов насоса хотя бы электродвигатель по своей конструкции и мощности позволял это сделать.

Фонтан (рис. 6-5)

Высота вертикального подъема струи равна:

$$h_{фонт} = \frac{v^2}{2g} - h_w = \frac{v^2}{2g}(1 - \zeta_{ст}),$$

[1] Приводимые ниже примеры не вполне отражают содержание гл. 6, однако они являются типовыми задачами по гидравлике трубопроводов и с этой точки зрения практически полезны.

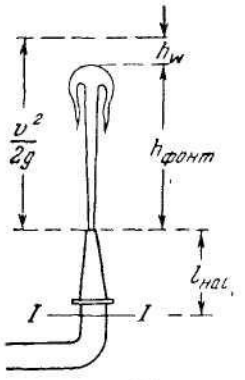


Рис. 6-5.

или

$$h_{фонт} = \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^4}(1 - \zeta_{ст}),$$

где v и Q — средняя скорость и расход в выходном сечении;

h_w — потерянный напор, вызванный сопротивлением воздуха;

d — диаметр выходного сечения;

$\zeta_{ст}$ — коэффициент сопротивления струи.

Для коэффициента сопротивления струи $\zeta_{ст}$ в свободном полете имеются различные эмпирические формулы. Приводим формулу Люгера

$$\zeta_{ст} = \frac{kH}{1 + kH},$$

где H — полный напор у выходного отверстия $\left(H = \frac{v^2}{2g}\right)$;

k — коэффициент, равный:

$$k = \frac{0{,}00025}{d + 1\,000d^3},$$

причем d — диаметр выходного отверстия, *м*.

Пример. При $H = 100$ *м* и $d = 0{,}05$ *м* получим коэффициент сопротивления струи равным:

$$\zeta_{ст} = \frac{kH}{1 + kH} = \frac{\frac{0{,}00025}{0{,}05 + 1\,000 \cdot 0{,}05^3}\,100}{1 + \frac{0{,}00025}{0{,}05 + 1\,000 \cdot 0{,}05^3}\,100} = 0{,}125.$$

Тогда высота подъема струи будет:

$$h_{фонт} = H(1 - \zeta_{ст}) = 100\,(1 - 0{,}125) = 87{,}5\ м.$$

Примечание. Для ориентировочных расчетов, полагая $\zeta_{ст} = 0{,}1$, получим:

$$h_{фонт} \approx 0{,}974\left(\frac{Q}{d^2}\right)^2\ [м],$$

при этом Q — в *м³/сек* и d — в *м*.

Если Q выражено в *л/сек*, а d — в *см*, то

$$h_{фонт} = 7{,}4\,\frac{Q^2}{d^4}\ [м].$$

Например, при $Q = 40$ *л/сек* и $d = 5$ *см*

$$h_{фонт} = 7{,}4\,\frac{40^2}{5^4} \approx 19\ м.$$

Манометрическое давление. В сечении *I — I* перед насадком (рис. 6-5) величина манометрического давления в метрах водяного столба (пьезометрическая высота $\frac{p}{\gamma}$) определяется по формуле (пренебрегая скоростным напором $\frac{v^2}{2g}$ в сечении *1 — 1*, а также и длиной насадка)

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{v^2}{2g}(1 + \zeta_{нас}) = h_{фонт}\,\frac{1 + \zeta_{нас}}{1 - \zeta_{ст}}.$$

Числовые значения коэффициента сопротивления насадка см. в гл. 3.

Сифонная труба (рис. 6-6)

Разность уровней верхнего и нижнего бьефов H равна сумме всех гидравлических сопротивлений данной сифонной трубы:

$$H = \Sigma h_w = \Sigma\lambda\,\frac{l}{d}\,\frac{v^2}{2g} + \Sigma\zeta\,\frac{v^2}{2g}\ *.$$

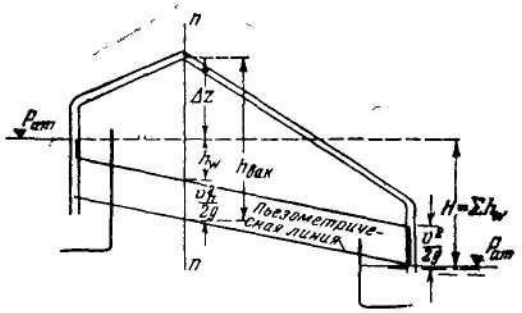


Рис. 6-6.

Если диаметр один и тот же, то скорость v одна и та же на всем протяжении трубы и потому

$$H = \frac{v^2}{2g}\left(\lambda\,\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right) = \frac{Q^2}{2g\omega^2}\left(\lambda\,\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right).$$

Величина разности отметок верхнего и нижнего бьефов H может быть и больше 10 *м*.

Величина вакуума (например, в сечении $n - n$ рис. 6-6) определяется по формуле

$$h_{вак} = \Delta z + \frac{v_n^2}{2g} + \Sigma h_w.$$

При постоянстве диаметра вдоль трубы

$$h_{вак} = \Delta z + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^4}\left(1 + \lambda\,\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right).$$

Примечание. Сифонная труба может работать, т. е. течение по ней возможно лишь при условии ее предварительной зарядки, т. е. предварительного заполнения жидкостью.

Если разность уровней $H > 10$ *м*, зарядка сифона возможна только при закрытом нижнем отверстии трубы.

Напорный водовод

При проектировании напорных водоводов часто встречаются следующие задачи:

а) определение расхода Q при заданном диаметре и известной разности отметок горизонта свободной поверхности питающего водоема — H — и горизонта пьезометрической линии в конце водовода — H_1, — т. е. при известной разности $(H - H_1)$, и б) определение необходимого диаметра d при заданном расходе Q.

Расчет следует производить подробно, т. е. с учетом местных сопротивлений и скоростного напора. Только при очень длинных водоводах и малом их диаметре или при производстве предварительных проектировок этими величинами можно пренебречь.

Если *данный водовод на всем своем протяжении имеет один и тот же диаметр d*, то расход Q определяется по формуле

$$Q = \frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g(H - H_1)}{1 + \Sigma\zeta + \lambda\,\frac{l}{d}}},$$

* Здесь $\Sigma\zeta$ представляет собой сумму коэффициентов всех местных сопротивлений, включая и сопротивления при выходе из сифонной трубы в нижний резервуар.

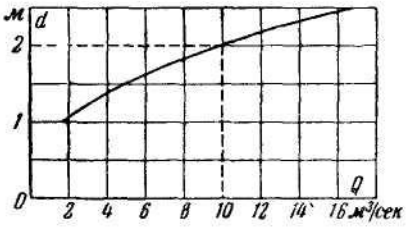


Рис. 6-7

или

$$Q=\frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g\,(H-H_1)}{1+\Sigma\zeta+2g\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)^2\frac{l}{K^2}}},$$

где $Q=f(d)$ при данном $(H-H_1)$,

d, l и K — соответственно диаметр трубы, ее длина и расходная характеристика $K=\omega C\sqrt{R}$;

$\Sigma\zeta$ — сумма всех местных сопротивлений,

H и H_1 — отметки свободной поверхности питающего водоема и пьезометрической линии в конце трубы $\left(H_1=\frac{p}{\gamma}+z\right)$.

Часто напорный водовод оканчивается тем или иным насадком (например, соплом у ковшовых турбин ГЭС) с атмосферным давлением в его выходном сечении, тогда H_1 равна отметке центра тяжести выходного сечения

Для напорных водоводов с насадком при истечении в атмосферу (например, для водоводов ковшовых турбин) формула расхода приобретает вид

$$Q=\frac{\pi d_c^2}{4}\sqrt{\frac{2g\,(H-z)}{1+\zeta_c+\left(\Sigma\zeta+\lambda\frac{l}{d}\right)\left(\frac{d_c}{d}\right)^4}},$$

где d_c — диаметр выходного отверстия сопла;

d — диаметр водовода.

При заданном расходе Q диаметр d определяется по тем же формулам путем подбора или графоаналитически, т. е при помощи графика $Q=f(d)$ (рис. 6-7).

Пример. Определить диаметр железобетонного водовода d, если даны: отметка горизонта верхнего бьефа $\nabla ВБ=H=100$ *м*, отметка пьезометрической линии в конце трубопровода $\nabla_1=\frac{p}{\gamma}+z=98{,}5$ *м*, длина трубопровода $l=200$ *м*, расход $Q=10$ *м³/сек* а сумма всех коэффициентов местных сопротивлений составляет;

$$\Sigma\zeta=0{,}3.$$

Расчет ведем в табличной форме, пользуясь формулой

$$Q=\frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g\,(H-H_1)}{1+\Sigma\zeta+2g\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)^2\frac{l}{K^2}}}=$$

$$=\frac{4{,}25d^2}{\sqrt{1{,}3+2{,}420\,\frac{d^4}{K^2}}}$$

Для определения расходной характеристики K принимаем коэффициент шероховатости $n=0{,}013$ (по табл. 6-1а) и $K'=\frac{1}{n}R^{1/6}$ по табл. 6-7 или по графику рис. 6-2. Последовательность вычисления видна непосредственно из расчетной таблицы.

d	$4{,}25d^2$	K' $(n=1{,}0)$	$K=\frac{K'}{n}$ $(n=0{,}013)$	$2\,420\left(\frac{d^2}{K}\right)^2$	$\sqrt{A}$	$Q=\frac{4{,}25d}{\sqrt{A}}$
1	4,25	0,311	23,9	5 56	2,62	1 62
1 5	9,52	0,918	70,6	2,47	1,94	4,9J
2	17,00	1,975	152,0	1,69	1,73	9 80
2,5	26,5J	3,582	976,0	1,24	1,54	16,70

Необходимый диаметр трубы находим по графику рис. 6-7 равным $d\approx 2$ *м*.

Примечание. Если мы пренебрегаем местными сопротивлениями и величиной скоростного напора то необходимый диаметр найдем, определяя сперва

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}}=\frac{Q}{\sqrt{\frac{\Delta H}{l}}}=Q\sqrt{\frac{l}{\Delta H}}=$$

$$=10\sqrt{\frac{200}{1{,}5}}=115{,}2\ м^3/сек$$

и затем $K'=Kn=115{,}2\cdot 0{,}013=1{,}5$ *м³/сек*

Этому значению по графику рис 6 2 соответствует диаметр $d\approx 1{,}85$ *м*, т. е. мы получили бы расчетный диаметр меньше необходимого, $d=1{,}85\ м<2\ м$, причем действительный расход оказался бы равным примерно 8,5 *м³/сек* вместо заданных 10 *м³/сек*.

ГЛАВА СЕДЬМАЯ

РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (расчет каналов)

7-1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ И ЗАВИСИМОСТИ

Расход определяется по формуле

$$Q = \omega v = \omega C \sqrt{Ri} \ [м^3/сек]. \qquad (7\text{-}1)$$

Уклон и падение канала на длине l (потеря напора) определяются по формулам.
уклон

$$i = \frac{v^2}{C^2R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}; \qquad (7\text{-}2)$$

падение канала

$$\Delta z = il = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l \ [м] = \frac{Q^2}{K^2} l \ [м]. \qquad (7\text{-}3)$$

Расходная характеристика (или модуль расхода)

$$K = \omega C \sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}} \ [м^3/сек]. \qquad (7\text{-}4)$$

Скоростная характеристика (или модуль скорости)

$$W = C \sqrt{R} = \frac{v}{\sqrt{i}} \ [м/сек]. \qquad (7\text{-}5)$$

Определение коэффициента C

Согласно ТУ и Н Главгидроэнергостроя 24-108-48 от 15 июня 1947 г. во всех случаях расчета деривационных каналов ГЭС может применяться формула Н. Н. Павловского $C = \frac{1}{n} R^y$, где $y = f(n, R)$.

Можно пользоваться также для предварительных расчетов формулами (3-75) и (3-76) при постоянном значении y: $y = {}^1/_6$ (по Маннингу) и соответственно $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ или $y = {}^1/_5$ (по Форхгеймеру) соответственно $C = \frac{1}{n} R^{1/5}$.

Для уточненных расчетов больших открытых и иных искусственных водоводов (безнапорных туннелей гидростанций) рекомендуется полная формула акад. Н. Н. Павловского.

7-2. ФОРМА ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛА

Форма поперечного сечения канала выбирается в зависимости от его размеров, технического назначения и условий постройки (характер грунта и пр.).

Основной формой поперечного сечения деривационного канала гидроэлектрической установки является трапецеидальная и реже прямоугольная. Специальные сечения применяются при туннельных проходках, а также как элементы гидротехнических сооружений.

Трапецеидальное сечение характеризуется коэффициентом его откоса m и относительной шириной канала, т. е. отношением $\beta = \frac{b}{h}$ (которое принимается в зависимости от назначения канала) (рис. 7-1).

Для каналов, имеющих облицовку предпочтительной формой служит гидравлически наивыгоднейшее сечение, как обычно наиболее экономичное в таких случаях.

Не следует рекомендовать мелкие и очень широкие профили: так, для каналов с глубиной $h<2$ *м* рекомендуется $\beta \geqslant 10 \div 12$, $h=2 \div 3$ *м* $\beta \geqslant 12 \div 15$, $h>3$ *м* $\beta \geqslant 20$.

Коэффициент откоса m выбирается по условиям устойчивости откоса в зависимости от грунта, в котором устроен канал, и в зависимости от принятого способа укрепления откосов (характера облицовки русла). Согласно ТУ и Н (ТУ-24-108-84) Главгидроэнергостроя для каналов с высотой откосов менее 10 *м* для предварительных расчетов (например, при проектировании в целях выбора трассы канала) значения коэффициента откоса m могут приниматься по табл. 7-1

Таблица 7-1

Значения коэффициента откоса m при высоте откоса $H \leqslant 10$ *м*

[Согласно ТУ и Н Главгидроэнергостроя (ТУ-24-108-48)]

Категория грунта или вид облицовки	Коэффициент откоса m
Мелкозернистые песчаные грунты	3÷3,5
Супесчаные грунты или слабоуплотненные грунты	2÷2,5
Плотная супесь и легкий суглинок	1,5÷2
Гравелистые и песчано-гравелистые грунты	1,5
Тяжелые суглинки, плотные лессы и обычные глины	1÷1,5
Тяжелые плотные глины	1
Различные скальные породы в зависимости от степени выветренности	0,5÷0,10

Примечания: 1 Надводные откосы принимаются более крутыми
при облицовке из бетона, асфальтобетона ⩾1,25
при облицовке из гравийной отсыпи и каменной наброски ⩾1,50
при облицовке из пластичных материалов (глинистых, суглинистых) ⩾2,5
2. Согласно § 88 ТУ и Н устойчивость откосов проверяется специальным расчетом при высоте откоса > 5 *м*: в техническом проекте для каналов всех трех классов, а в проектном задании только для каналов 1 класса.

В условиях отсутствия сведений о геотехнических свойствах грунтов и для предварительных проектировок следует принимать значения m не менее:

	m для неукрепленных откосов	m для бетонированных откосов
При высоте откоса $H \leqslant 3$ м	1,5	1,25
$H = 3 \div 5$ м	2,0	1,75

При высоте откосов $H > 5{,}0$ м устойчивость откосов должна быть проверена специальными расчетами.

7-3. ВЫБОР КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ

При проектировании открытых каналов большой протяженности *правильный выбор коэффициента шероховатости* имеет большое значение [1].

[1] Так как $Q = \omega \frac{1}{n_1} R^{y}\sqrt{Ri_1} = \omega \frac{1}{n_2} R^{y}\sqrt{Ri_2}$ и $i_1 = i_2 \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2$, то для пропуска заданного расхода Q при прочих равных условиях, меняя коэффициент шероховатости, необходимо одновременно изменить уклон в отношении квадрата отношения коэффициента шероховатости. Например, если вместо необходимого $n_2 = 0{,}0225$ будет принят $n = 0{,}025$, то уклон канала i будет преувеличен в $\left(\frac{0{,}025}{0{,}0225}\right)^2 = 1{,}24$ раза.

Если канал существует и находится в эксплуатации, то оценка состояния дна и откосов канала затруднена и для уточненных расчетов коэффициент шероховатости должен быть определен специальными исследованиями в натуре

При проектировании каналов выбор коэффициента шероховатости производится в соответствии с рекомендованной ТУ и Н Главгидроэнергостроя таблицей значений n (табл. 7-2). Расчет следует проводить по указанию акад. Н. Н. Павловского при трех значениях коэффициента n, а именно — основной расчет надо производить при выбранном наиболее вероятном значении коэффициента шероховатости и два других расчета, поверочных, один при ближайшем большем, а другой при ближайшем меньшем значении этого коэффициента.

Для сопоставления и лучшей ориентировки в выборе расчетных коэффициентов шероховатости дополнительно приводятся в табл. 7-3—7-6 рекомендации акад. Н. Н. Павловского.

Таблица 7-2

Значение коэффициента шероховатости n к формуле Н. Н. Павловского по ТУ и Н Главгидроэнергостроя от 15 июля 1947 г. (ТУ-24-108-48)

№ п/п.	Характеристика поверхности	Значения n		
		минимальное	среднее	максимальное
1	Необлицованная скала:			
	а) Весьма хорошие условия: каналы чисто высеченные в скале, широкие каналы при горизонтальном залегании слоев земли . . .	0,020	—	0,025
	б) Средние условия: стенки сглажены путем удаления выступов	0,025	0,033	0,035
	в) Весьма неровная поверхность (каналы, грубо высеченные в скале)	—	0,040	0,045
2	Частично облицованная скала.			
	а) При торкретировании или штукатурке скалы без устройства лотка в нижней части сечения (для безнапорных туннелей) . . .	0,022	—	0,030
	б) Для безнапорных туннелей при устройстве лотка в нижней части сечения и частичной штукатурке скалы	0,019	0,023	—
3	Земляные каналы.			
	а) Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой без наносов	—	0,020	—
	б) Большие и средние каналы, находящиеся в хороших условиях эксплуатации и ухода	—	0,0225	—
	в) Большие каналы в средних условиях	—	0,025	—
	г) Каналы в плохих условиях содержания	—	0,0275	—
	д) То же при наличии водорослей с местными обвалами откосов .	—	0,030	—
	е) Каналы с неправильным профилем, сильно заросшие и засоренные	—	0,035	—
	Примечание. При производстве работ машинным способом без последующей подчистки поверхности коэффициент шероховатости увеличивается: для лучших условий на 0,10 n; „ средних „ „ 0,20 n; „ худших „ „ 0,30 n. При производстве работ машинным способом с последующей подчисткой поверхности коэффициент шероховатости увеличивается: для лучших условий на 0,05 n; „ средних „ „ 0,10 n; „ худших „ „ 0,15 n.			
4	Деревянные лотки:			
	а) строганые доски или брусья, уложенные вдоль течения	0,011	0,013	0,014
	б) Нестроганые доски или брусья, уложенные вдоль течения . . .	0,012	0,015	0,018
	в) Лотки из клепок	0,011	0,012	0,014
	Примечание. При поперечном расположении досок коэффициент шероховатости увеличивается на 0,001÷0,002 в зависимости от пригонки досок			

Продолжение табл. 7-2

№ п/п.	Характеристика поверхности	Значения n		
		минимальное	среднее	максимальное
5	Простая бетонная или железобетонная облицовка без штукатурки и затирки:			
	а) Гладкий бетон при хорошо сплоченной опалубке без выступов и впадин, при закруглениях в плане средней величины, без песка и гравия на дне	0,013	0,014	0,015
	б) Шероховатый бетон со следами опалубки (впадины, отпечатки) вследствие неплотной пригонки досок опалубки, а также типа 5-а при крутых закруглениях в плане и при наличии отложений гравия и песка на дне	0,015	0,016	0,018
6	Бетонная и железобетонная обработанная, штукатуренная или заглаженная облицовка:			
	а) При высоком качестве работ — чистая и цементная штукатурка и безукоризненно заглаженная поверхность	—	0,011	—
	б) При хорошем качестве работы — поверхность сглажена и выровнена, швы расширения заглажены, при небольшом количестве на трассе закруглений, имеющих большие радиусы, и при отсутствии отложений наносов на дне	0,011	0,0 2	0,013
7	Торкретированная поверхность:			
	а) При затирке проволочной стальной щеткой	0,016	0,018	—
	б) Без принятия специальных мер	—	0,019	0,021
8	Каменные облицовки:			
	а) Мостовая (бутовая кладка) на растворе	0,017	0,0225	0,030
	б) Габионная кладка	0,025	0,027	0,032
	в) Каменная наброска	0,027	0,030	0,035
	г) Булыжная мостовая	0,020	0,025	0,027
	д) Гравийная галечная отсыпь	От 0,020 до 0,025		
	Примечание к п. „д". В зависимости от крупности гравия: меньшее значение коэффициента шероховатости отвечает $d_{ср} = 10$ *мм* и большее — $d_{ср} = 50$ *мм*			
9	Облицовка из асфальтовых или битумных материалов:			
	а) Асфальтобетонная облицовка и облицовка из асфальтового раствора	—	—	—
	б) Облицовка по типу глубокой пропитки битумом	—	—	—
	Для этой категории облицовок руководствоваться п. 5,а			

Таблица 7-3

Коэффициенты шероховатости для земляных каналов (по акад. Н. Н. Павловскому)

№ п/п.	Характеристика канала	Значения n при машинном способе постройки в зависимости от условий		
		лучшие	средние	худшие
1	Каналы в лессе, плотной земле и т. д. (в нормальном состоянии)	0,022	0,024	0,0260
2	Большие земляные каналы в условиях содержания и ремонта выше средних	0,025	0,027	0,0290
3	Большие земляные каналы в средних условиях содержания и малые каналы в хороших условиях содержания	0,0275	0,030	0,0325

Продолжение табл. 7-3

№ п/п.	Характеристика канала	Значения n при машинном способе постройки в зависимости от условий		
		лучшие	средние	худшие
4	Большие земляные каналы в ниже средних условиях содержания и малые в средних	0,030	0,033	0,0358
5	Каналы в сравнительно плохих условиях	0,033	0,036	0,0390

Примечание. Следует иметь в виду, что в процессе эксплуатации неровности дна и стенок канала, появляющиеся при машинном производстве работ, постепенно сглаживаются.

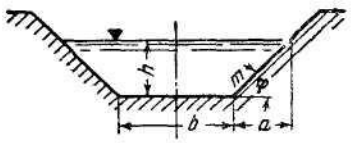


Рис 7-1



Рис 7-2

Таблица 7-4

Коэффициенты шероховатости для каналов в скальных грунтах (по акад. Н. Н. Павловскому)

Характеристика канала	Коэффициент шероховатости n
Каналы, чисто высеченные в скале . . .	0,020÷0,025
Каналы в средних условиях производства скальных работ, без сплошного тщательного „оглаживания" поверхности	0,030÷0,035
Каналы, грубо высеченные в скале	0,040÷0,045

Каналы с неоднородной шероховатостью русла Если русло канала неоднородно и на одной части смоченного периметра χ_1 коэффициент шероховатости будет n_1, а на другой части χ_2 будет n_2 (рис. 7-2), то осредненный для всего профиля коэффициент шероховатости можно принять равным приближенно

$$n = \frac{n_1\chi_1 + n_2\chi_2}{\chi_1 + \chi_2}. \qquad (7\text{-}6)$$

Акад. Н. Н. Павловский рекомендует определять этот „приведенный коэффициент" по формуле

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}} \qquad (7\text{-}7)$$

Пример. Проектируется канал с бетонированными откосами и неукрепленным дном (рис. 7-2). Длина бетонированных откосов $\chi_1 = 6$ *м* с коэффициентом шероховатости $n_1 = 0{,}012$, а длина неукрепленного дна $\chi_2 = 5$ *м* с коэффициентом шероховатости $n_2 = 0{,}025$. Определить расчетное значение коэффициента шероховатости.

Применяя формулу (7-7), получим:

$$n = \frac{n_1\chi_1 + n_2\chi_2}{\chi_1 + \chi_2} = \frac{0{,}012 \cdot 6 + 0{,}025 \cdot 5}{6 + 5} = 0{,}018.$$

Таблица 7-5

Коэффициенты шероховатости для каналов с облицовкой из каменной кладки (по акад. Н. Н. Павловскому)

№ п/п	Характеристика облицовки	Величина коэффициента n		
		наилучшая	вероятная	наихудшая
1	Облицовка с тесаным камнем	0,013	0,015	0,017
2	Кирпичная кладка, покрытая глазурью	0,011	0,013	0,015
3	Кирпичная кладка на цементном растворе	0,012	0,015	0,017
4	Бутовая кладка на цементном растворе	0,017	0,020÷0,025	0,030
5	Сухая кладка	0,025	0,030	0,035
6	Булыжная мостовая	—	0,020÷0,025	—

Таблица 7-6

Коэффициенты шероховатости для бетонированных каналов (по акад. Н. Н. Павловскому)

Характеристики поверхности	Коэффициент шероховатости n		
	Лучшие условия	Средние условия	Хорошие условия
Наиболее гладкие поверхности, встречаемые на практике, с весьма тщательной отделкой откосов и дна, с хорошо устроенными швами, без песка и гравия на дне, при небольшом количестве на трассе закруглений, имеющих большие радиусы	0,011	0,012	0,013
Без специальной весьма гладкой отделки поверхности (без тщательной сплошной штукатурки) или при невполне ровно затертой поверхности, с удовлетворительно устроенными швами, при закруглениях среднего радиуса, без песка и гравия на дне	0,013	0,014	0,015
Предыдущие случаи при наличии песка и гравия на дне; шероховатые бетонные поверхности с плохо устроенными швами, закругления малого радиуса	0,015	0,016	0,018
Бетонировка, исполненная посредством цемент-пушки:			
а) в лучших условиях, т. е. при сглаженной поверхности при помощи проволочных щеток	0,016	—	—
б) в средних условиях производства работ, без сглаживания щетками	—	0,019	—
в) при плохом производстве работ	—	—	0,021

Примечание. Если бетонировка поросла мохом, то указанные значения следует увеличивать примерно на 0,002.

Применяя формулу (7-8), получим:

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0{,}012^2 + 5 \cdot 0{,}025^2}{6+5}} = 0{,}019.$$

При расчете канала в условиях наличия ледяного покрова расчетный коэффициент шероховатости следует определить по формуле (7-7), причем коэффициент шероховатости нижней поверхности льда надо принимать согласно ТУ и Н Главгидроэнергостроя (24-108-48) по табл. 7-7.

Таблица 7-7

Коэффициент шероховатости для нижней поверхности льда [согласно ТУ и Н Главгидроэнергостроя (24-108-48)]

Средняя скорость в момент ледообразования v, *м/сек*	Коэффициент шероховатости	
	при отсутствии шуги	при наличии шуги
0,4÷0,6	0,010÷0,012	—
>0,6	0,014÷0,017	0,017÷0,02

7-4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Приводим указания только по тем задачам, которые относятся к определению размеров поперечного сечения канала. Решение остальных задач, а именно определение расхода Q и уклона i, сводятся к прямому вычислению по формуле

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}$$

и пояснений не требует.

Ниже всякий раз предполагаются известными коэффициент откоса m и коэффициент шероховатости n. В связи с этим основной задачей расчета может быть определение одной из следующих величин:

1) глубины воды в канале h при заданных Q, i и b,
2) ширины канала b при заданных Q, i и h;
3) глубины канала h и ширины b при заданных Q, i и отношении $\beta = \frac{b}{h}$;
4) глубины канала h и ширины b при заданных Q, i и v.

В первом и третьем случаях задача всегда имеет решение, во втором случае она не имеет решения, если заданный расход меньше расхода треугольного профиля ($b = 0$) при той же глубине, и в последнем случае не имеет решения, если окажется, что канал с гидравлически наивыгоднейшим сечением при заданной скорости и заданном расходе требует уклон больше заданного i.

ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ

а) Определение глубины h при заданных Q, i и b или ширины b при заданных Q, i и h

1. Способ последовательного приближения (подбора) позволяет получить решение с любой степенью точности, он широко распространен, но связан с трудоемкими вычислениями. Для приближенных расчетов пользуются различными графическими способами. В этом случае степень точности зависит от точности графиков. Обычно их точность достаточна для практических целей.

2. Способ линейной интерполяции. Вычисляем Q_1 и Q_2 при произвольных h_1 и h_2 (или b_1 и b_2). Если $Q_1 < Q < Q_2$, то при заданной ширине b

$$h = h_1 + (h_2 - h_1)\frac{Q - Q_1}{Q_2 - Q_1}$$

или при заданной глубине h

$$b = b_1 + (b_2 - b_1)\frac{Q - Q_1}{Q_2 - Q_1}.$$

Этот способ применим при малых значениях разностей $(h_2 - h_1)$ и $(b_2 - b_1)$ или для приближенных расчетов.

Примечание. Как указано выше, определение ширины канала по дну b при заданных Q, i и h не имеет решения, если заданный расход Q меньше расхода канала с треугольным профилем при той же глубине, что следует проверить при решении задачи (произвольное одновременное задание трех величин Q, i и h может быть несовместимым с условием $b>0$).

Расход канала треугольного сечения Q_Δ в зависимости от принятой в расчете формулы для коэффициента C определяется по формулам:

при $y = f(n, R)$ (т. е. по полной формуле Павловского для C)

$$Q_\Delta = \frac{m}{n}\left(\frac{m}{2\sqrt{1+m^2}}\right)^{0,5+y} h^{2,5+y}\sqrt{i}; \qquad (7\text{-}8)$$

при $y = 0{,}2$ (по Форхгеймеру)

$$Q_\Delta = \frac{1}{n}\cdot\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{2+m^2})^{0,7}} h^{2,7}\sqrt{i}; \qquad (7\text{-}9)$$

при $y = 0{,}17$ (по Маннингу)

$$Q_\Delta = \frac{1}{n}\cdot\frac{m^{1,67}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} h^{2,67}\sqrt{i}. \qquad (7\text{-}10)$$

Числовые значения для выражения $\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$ приведены в табл. 7-8.

Таблица 7-8

Значения $\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$ в зависимости от m

m	0,0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
$\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$	0,0	0,176	0,482	0,81	1,14	1,46	1,78

3. Графоаналитические способы расчета

Способ, основанный на построении графика расходной характеристики

Задача 1. Определение глубины h при заданных Q, i и b.

Решение. а) Определяем требуемую расходную характеристику, вычисляя $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$ или находя ее по номограмме рис. 7-3.

б) Строим кривую $K = F(h)$, вычисляя расходные характеристики K_1, K_2, K_3, ..., для ряда произвольно выбранных глубин h_1, h_2, h_3, ... (рис. 7-4,*а*) и тогда

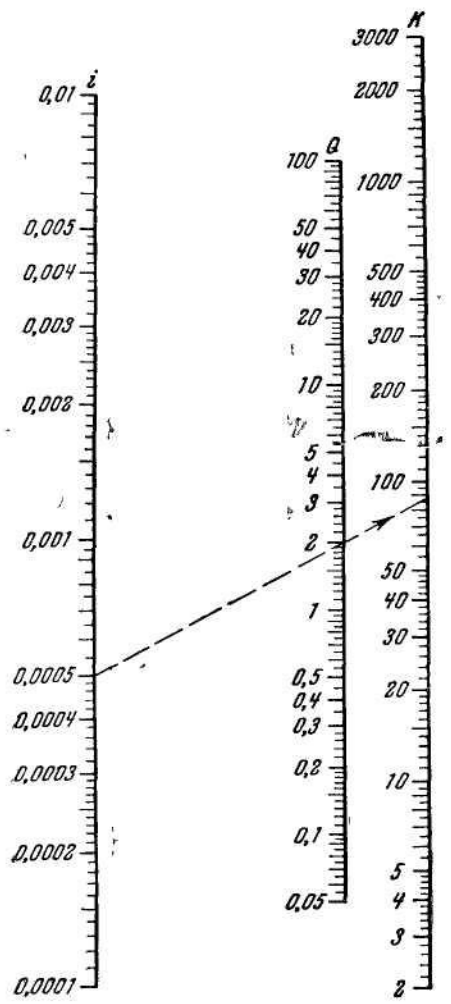


Рис. 7-3. Номограмма для определения величины расходной характеристики $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$ для любых мер (по акад. Н. Н. Павловскому).

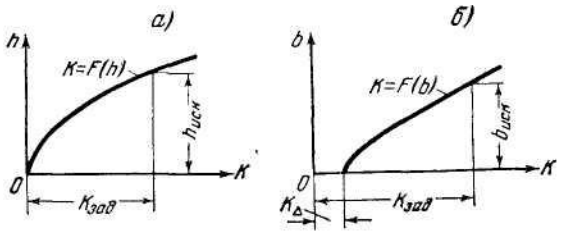


Рис. 7-4.

в) по построенной кривой $K = F(h)$ находим искомую глубину h (для требуемой расходной характеристики K) (рис. 7-4,*а*).

Задача 2. Аналогично определяется и ширина канала b, если задана была глубина h, только в этом случае строим кривую $K = F_1(b)$ (рис. 7-4,*б*).

Для прямоугольного русла большой ширины $b \gg h$ или для приближенных расчетов, когда гидравлический радиус равен $R \approx h$, глубина канала h легко вычисляется по формуле $Q = \omega C\sqrt{Ri}$, если только коэффициент C принимается по формуле Павловского с постоянным значением y.

Так, если принять $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$, то для определения глубины канала получим формулу:

$$h = \left(\frac{Qn}{b\sqrt{i}}\right)^{0,6}. \qquad (7\text{-}11)$$

Пример. Даны: $Q = 9{,}6$ *м³/сек*, $b = 10$ *м*, русло прямоугольное, коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$ и уклон $i = 0{,}0004$.
Найти глубину h.
По формуле (7-11) находим:

$$h = \left(\frac{Qn}{b\sqrt{i}}\right)^{0,6} = \left(\frac{9{,}6 \cdot 0{,}025}{10\sqrt{0{,}0004}}\right)^{0,6} = 1{,}2^{0,6}.$$

Логарифмируя, получим:
$\lg h = 0{,}6 \cdot 0{,}08 = 0{,}049$, откуда $h \approx 1{,}115$ *м*.

Если принять $C = \frac{1}{n} R^{1/5}$, то

$$h = \left(\frac{Qn}{b\sqrt{i}}\right)^{0,588}. \qquad (7\text{-}12)$$

В обоих случаях решение находим путем логарифмирования.

Способ акад. Н. Н. Павловского (по номограммам Н. Н. Павловского)

Порядок расчета:

а) Определяем требуемую расходную характеристику

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}.$$

б) Прямым чтением по номограмме акад. Н. Н. Павловского (рис. 7-5) находим h.

Аналогично решается и задача по определению b.

Примечание. Здесь приводится номограмма к формуле акад. Н. Н. Павловского для каналов при $m = 1{,}5$ и $n = 0{,}025$ (рис. 7-5).

Для более или менее грубого ориентировочного расчета при ином коэффициенте шероховатости (при $n \neq 0{,}025$) можно пользоваться той же номограммой, определяя в таком случае «расчетную» расходную характеристику по формуле

$$K_p = \frac{Q}{\sqrt{i}} \cdot \frac{n}{0{,}025}. \qquad (7\text{-}13)$$

Пример. Заданы: $Q = 20$ *м³/сек*, уклон $i = 0{,}0004$, ширина по дну $b = 10$ *м* и коэффициент шероховатости $n = 0{,}03$; определить глубину воды в канале h.

Решение. Вычисляем расчетную расходную характеристику $K_p = \frac{20}{\sqrt{0{,}0004}} \cdot \frac{0{,}030}{0{,}025} = 1\,200$ *м³/сек* и тогда находим по номограмме (рис. 7-5) $h = 1{,}35$ *м* (при $b = 10$ *м*).

Способ В. Д. Журина[1]. Расходная характеристика $K\left(\text{равная } \frac{Q}{\sqrt{i}}\right)$ определяется выражением $K = \omega C\sqrt{R}$.

Пользуясь формулой Маннинга $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ и обозначением $\beta = \frac{b}{h}$, можно написать:

$$K = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \cdot \frac{1}{n} h^{2,67}$$

или иначе

$$Kn = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} h^{2,67}.$$

[1] Впервые был опубликован в первом издании настоящего Справочника.

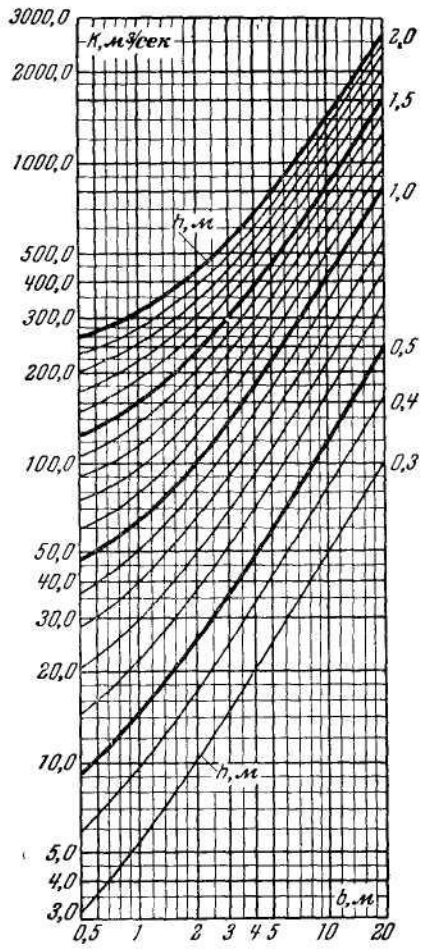


Рис. 7 5. Графики для расчета открытых каналов (по акад. Н. Н. Павловскому)

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad n = 0{,}025, \; m = 1{,}5.$$

Обозначая затем

$$Kn = K_ш \text{ и } \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} = K_{еш},$$

получим $K_ш = K_{еш} h^{2,67}$

Очевидно $K_{еш}$ — есть функция величины β и m, т. е. $K_{еш} = f_1(\beta, m)$, а $K_ш$ — есть функция β, m и h, т. е. $K_ш = f_2(\beta, m, h)$.

Но для каналов с одним и тем же коэффициентом откоса m величина $K_ш$ является функцией только двух переменных β и h. В. Д. Журин называет эту функцию расходной характеристикой единичной шероховатости.

Графически в координатах $K_ш$ и h эта функция для данного m, т. е. функция $K_ш = f_2(\beta, h)$ изображается семейством линий $K_ш = f(h)$ для различных значений β, а в логарифмической сетке изображается семейством соответствующих параллельных прямых. Такие графики могут быть построены заранее для ряда выбранных значений коэффициента m.

Так как расходная характеристика единичной шероховатости $K_ш$ всегда может быть вычислена по заданному расходу Q, уклону i и коэффициенту шероховатости n

$$K_ш = Kn = \frac{Qn}{\sqrt{i}},$$

то для этих условий, пользуясь упомянутыми графиками, всегда может быть найдена соответствующая глубина канала h. Приводим три графика, соответственно для $m=0{,}0$, $m=1$ и $m=1{,}5$ (рис. 7-6—7-8). Способ использования этих графиков для решения основных задач показан на примерах.

Пример 1. Определить глубину канала h и ширину его по дну b для следующих условий: расход $Q = 200$ *м³/сек*, уклон $i = 0{,}0004$, коэффициент откоса $m = 1{,}5$, коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$ и отношение $\beta = \frac{b}{h} = 10$.

Р е ш е н и е. 1) Находим сперва необходимое значение $K_ш$:

$$K_ш = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = \frac{200 \cdot 0{,}02}{\sqrt{0{,}0004}} = 200.$$

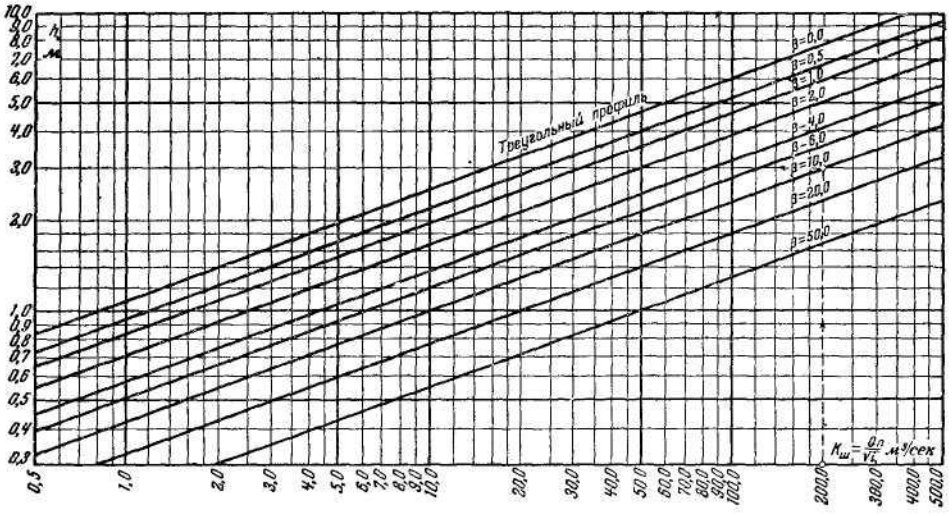


Рис. 7-6. График для расчета открытых каналов трапецеидального сечения (по проф. В. Д Журину): $m = 1{,}5$.

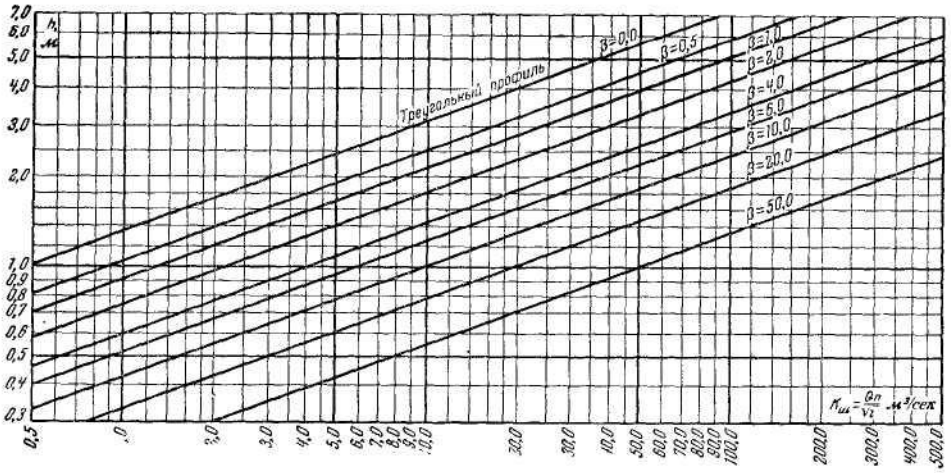


Рис. 7-7. График для расчета открытых каналов трапецеидального сечения (по проф. В. Д. Журину); $m = 1$.

2) По графику (рис. 7-6) при $K_ш = 200$ и $\beta = 10$ находим глубину канала $h = 3$ м

3) Тогда ширина канала $b = \beta h = 10 \cdot 3 = 30$ м.

Пример 2. Определить глубину h при заданных $Q = 20$ м³/сек, $b = 10$ м, $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0004$ и $n = 0{,}03$.

Решение. 1) Находим $K_ш = \frac{20 \cdot 0{,}03}{0{,}0004} = 30$.

2) По графику (рис. 7-6) для $K_ш = 30$ находим при $h = 2$ м отношение $\beta = 4{,}5$, следовательно, $b = \beta h = 4{,}5 \cdot 2 = 9$ м; при $h = 1{,}8$ м отношение $\beta = 6$, следовательно, $b = 6 \cdot 1{,}8 = 10{,}8$ м; при $h = 1{,}85$ отношение $\beta = 5{,}5$, следовательно, $b = 5{,}5 \cdot 1{,}85 = 10{,}2$ м.

Так как $b = 10{,}2 \approx 10$ м, то можно принять, что искомая глубина равняется $h = 1{,}85$ м.

Пример 3. Определить ширину канала по дну b при заданных $Q = 100$ м³/сек; $i = 0{,}0004$; $n = 0{,}02$; $m = 1{,}5$ м и $h = 3$ м.

Решение. 1) Вычисляем;

$$K_ш = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = \frac{100 \cdot 0{,}2}{\sqrt{0{,}0004}} = 100.$$

2) Тогда по графику (рис. 7-6) находим, что при $K_ш = 100$ и $h = 3$ м отношение $\beta = \frac{b}{h} = 5$. Следовательно, искомая ширина $b = \beta h = 5 \cdot 3 = 15$ м.

Способ проф. И. И. Агроскина (метод абстрактной модели).

Абстрактной моделью называется канал, геометрически подобный данному, но имеющий уклон $i = 1$, коэффициент шероховатости $n = 1$ и или ширину по дну $b = 1$ м, или глубину $h = 1$ м.

Вследствие геометрического подобия имеем:

$$\frac{h}{h_{мод}} = \frac{b}{b_{мод}} = \frac{\chi}{\chi_{мод}} = \frac{R}{R_{мод}} = \lambda, \qquad (7\text{-}14)$$

где h, b, χ и R — соответственно глубина, ширина по дну, смоченный периметр и гидравлический радиус данного канала;

$h_{мод}$, $b_{мод}$, $\chi_{мод}$ и $R_{мод}$ — аналогичные элементы модельного канала;

λ — масштаб.

Если по условию задачи требуется определить глубину канала h при заданной ширине по дну b, то ширину модельного канала надо принять равной $b_{мод} = 1$ м. Тогда в силу равенства (7-14) $\frac{b}{b_{мод}} = \lambda$ получим $b = \lambda$, т. е. масштаб «абстрактной модели» числен-

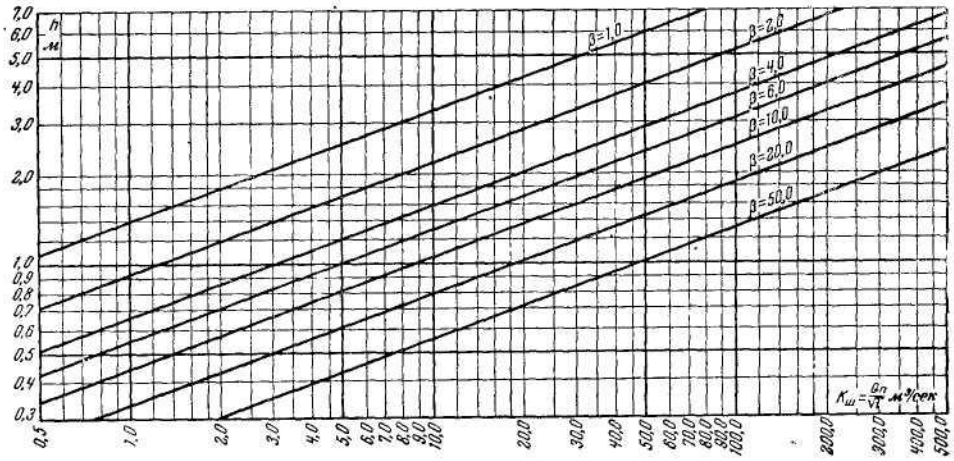


Рис. 7-8. График для расчета открытых каналов прямоугольного сечения (по проф. В. Д. Журину); $m = 0{,}00$.

но равен известной по заданию ширине канала по дну, и, наоборот, если по условию задачи известна глубина канала h и требуется определить его ширину b, то, для абстрактной модели надо принять глубину $h_{мод} = 1$ *м*, и тогда масштаб $\lambda = h$, т. е. численно равен заданной глубине канала Итак, масштаб модели всегда известен. Отсюда понятно, что если мы найдем размеры модельного канала, то, зная масштаб, мы найдем и размеры проектного канала, т. е. решим задачу. Поэтому представляется необходимым найти расчетный расход модели.

Так как

$$Q = \omega C \sqrt{Ri},$$

то при $C = \frac{1}{n} R^{0,2}$ получим:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} = \frac{\omega^{1,7}}{\chi^{0,7}} \frac{\sqrt{i}}{n} = A \frac{\sqrt{i}}{n}. \qquad (7\text{-}15)$$

Следовательно, полагая уклон и коэффициент шероховатости равными единице ($i = 1$ и $n = 1$), расход модели получим равным:

$$Q_{мод} = \frac{\omega_{мод}^{1,7}}{\chi_{мод}^{0,7}} = A_{мод}. \qquad (7\text{-}16)$$

Но $\omega = (\beta + m) h^2$, а $\chi = (\beta + 2\sqrt{1 + m^2})\, h$, где $\beta = \frac{b}{h}$, поэтому получим:

$$\frac{A}{A_{мод}} = \lambda^{2,7}, \text{ или } A = A_{мод} \lambda^{2,7} = Q_{мод} \lambda^{2,7},$$

вследствие чего из формулы (7-15) получим:

$$Q = Q_{мод} \lambda^{2,7} \frac{\sqrt{i}}{n}. \qquad (7\text{-}17)$$

Эта формула и явится основной расчетной, причем:

а) при заданной ширине канала b и искомой глубине h масштаб модели равен $\lambda = b$, и тогда соотношение между расходом канала Q и расходом модели $Q_{мод}$ будет таким:

$$Q = Q_{мод} b^{2,7} \frac{\sqrt{i}}{n},$$

т. е. расход модели равен:

$$Q_{мод} = \frac{Qn}{b^{2,7}\sqrt{i}}; \qquad (7\text{-}18)$$

б) при заданной глубине h и искомой ширине b масштаб $\lambda = h$, поэтому

$$Q = Q_{мод} h^{2,7} \frac{\sqrt{i}}{n},$$

и тогда расход модели будет иным и равным:

$$Q_{мод} = \frac{Qn}{h^{2,7}\sqrt{i}}, \qquad (7\text{-}19)$$

с другой стороны по (7-16) $Q_{мод} = A_{мод}$, т. е. в обоих случаях $Q_{мод}$ как величина, не зависимая от уклона и коэффициента шероховатости, может быть подсчитана заранее для различных значений коэффициента откоса m и β и дана в форме таблиц в функции от h (при $b = 1$) или в функции от b (при $h = 1$), что, по существу, и решает задачу[1].

Проф. И. И. Агроскин, пользуясь для коэффициента C своей новой формулой, записывает основную формулу равномерного движения в таком виде:

$$Q = \omega \frac{1}{\sigma} \cdot \frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri}, \qquad (7\text{-}20)$$

причем показатель степени y может быть принят произвольно, а σ — специальный коэффициент — получает определенное значение в зависимости от y и гидравлического радиуса R.

В связи с этим И. И. Агроскин предлагает вести расчет следующим образом[2].

Задача 1. *Определить глубину воды в канале h для расхода Q при заданных m, i, n и ширине по дну b.*

Решение. Принимая в формуле Агроскина $C = \frac{1}{\sigma} \cdot \frac{1}{n} R^y$ и обозначая $\eta = \frac{h}{b}$, получим из формулы (7-23):

$$\frac{\sigma Q n}{\sqrt{i}\, b^{2,7}} = \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}}, \qquad (7\text{-}21)$$

или, логарифмируя,

$$\lg Q + \lg b^{-2,7} + \lg \frac{n}{\sqrt{i}} + \lg \sigma =$$

$$= \lg \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}}.$$

Вводя обозначения:

$$\lg b^{-2,7} = M_b,$$

$$\lg \frac{n}{\sqrt{i}} = N,$$

$$\lg \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} = -\psi(\eta)^*,$$

последнее равенство перепишем иначе и получим основную расчетную формулу

$$\psi(\eta) = -(\lg Q + M_b + N + \lg \sigma). \qquad (7\text{-}22)$$

---

[1] По формулам (7-22) и (7-22′) определяется необходимый расход модели, по таблицам находится для этого расхода $h_{мод}$ или $b_{мод}$, а по масштабу и искомая глубина h или ширина b расчетного канала.

[2] В своих первых работах проф. И. И. Агроскин принимал для C формулу: $C = \frac{1}{n} R^{0,2}$ — и в соответствии с ней указывал иной порядок расчета каналов, изложенный, в частности, в первом издании нашего Справочника по гидравлическим расчетам. В 1950 г. И. И. Агроскин в некоторой мере видоизменил порядок расчета, приспособив его для использования своей новой формулы для C, что и принято нами в настоящем издании Справочника

В 1953 г. И. И. Агроскин разработал новый метод расчета каналов, названный им расчетом по характеристике живого сечения. Этот метод излагается в книге: И. И. Агроскин, Г. М. Дмитриев и Ф. И. Пикалов, Гидравлика, изд. 3-е, Госэнергоиздат, 1954

* Знак минус введен И. И. Агроскиным в связи с тем, что в ранее изданных его таблицах приведены значения для

$$\lg \frac{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}}{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}.$$

Значения M_b и N находим соответственно по табл. 7-9 и 7-10, $\lg Q$ находим путем логарифмирования по заданному Q.

Логарифм поправочного коэффициента σ можно определить, зная гидравлический радиус (см. ниже), по табл. 7-14.

Найдя, таким образом, значение функции $\psi(\eta)$, находим по табл. 7-11 величину $\eta = \frac{h}{b}$, после чего искомую глубину канала определим по формуле

$$h = \eta b.$$

Практически вычисления проводим в два приема. Сперва, полагая $\lg \sigma = 0$, определяем значение функции $\psi(\eta)$ по формуле (7-22), а затем и значение η (по табл. 7-11) в первом приближении. После этого, также в первом приближении, находим и искомую глубину канала $h = \eta b$. Зная теперь h, находим гидравлический радиус R (по табл. 7-13) *, а затем и $\lg \sigma$ в зависимости от R (по табл. 7-14). Это позволяет определить уточненное значение функции $\psi(\eta)$, а следовательно, и уточненное значение искомой глубины канала h.

Пример[1]. Определить глубину h в канале трапецеидального сечения при ширине по дну $b = 2$ *м*, коэффициенте откоса $m = 1$, уклоне $i = 0{,}0008$ и коэффициенте шероховатости $n = 0{,}014$ (K=4), расход $Q = 3$ *м*^{3}/*сек*.

Решение. Пользуясь табл. 7-9 и 7-10, находим:

$$M_b = \bar{1},1872 \text{ и } N = \bar{1},6945.$$

* Или путем прямого вычисления $R = \frac{(b + mh)\,h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$.

[1] Заимствовано из книги: И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев и Ф. И. Пикалов, Гидравлика Госэнергоиздат, 1953.

Таблица 7-9

Значения $M_b = \lg b^{-2,7}$ или $M_h = \lg h^{-2,7}$ в зависимости от величины b или величины h

b, *м* (или h, *м*)	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$)	b, *м* (или h, *м*)	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$)	b, *м* (или h, *м*)	$\lg b^{-2,7}$ (или $\lg h^{-2,7}$)
0,10	2,7000	1,00	0,0000	3,00	$\bar{2}$,7118
0,12	2,4862	1,00	$\bar{1}$,8883	3,10	6733
0,14	2,3053	1,20	7062	3,20	6361
0,16	2,1489	1,30	6924	3,30	6000
0,18	2,0108	1,40	6050	3,40	5650
0,20	1,8872	1,50	$\bar{1}$,5246	3,50	$\bar{2}$,5310
0,22	1,7755	1,60	4489	3,60	4980
0,24	1,6734	1,70	3778	3,70	4659
0,26	1,5796	1,80	3108	3,80	4346
0,28	1,4927	1,90	2474	3,90	4041
0,30	1,4118	2,00	$\bar{1}$,1872	4,00	$\bar{2}$,3744
0,35	1,2315	2,10	1300	4,10	
0,40	1,0744	2,20	0755	4,20	
0,45	0,9366	2,30	0233	4,30	
0,50	0,8128	2,40	$\bar{2}$,9734	4,40	
0,60	0,5990	2,50	$\bar{2}$,9256	4,50	
0,70	0,4183	2,60	8796	4,60	
0,80	0,2617	2,70	8353	4,70	
0,90	0,1236	2,80	7927	4,80	
1,00	0,0000	2,90	7515	4,90	

Таблица 7-10

Значения $N = \lg \frac{n}{\sqrt{i}}$ в зависимости от величины коэффициента шероховатости n и уклона i

i	n								
	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030
0,00002	0,3495	0,4287	0,4956	0,5799	0,6505	0,7017	0,7474	0,7888	0,8266
4	1990	2781	3451	4294	5000	5511	5969	6383	6761
6	1109	1901	2570	3414	4119	4631	5089	5503	5880
8	0484	1276	1946	2789	3495	4006	4464	4878	5256
0,00010	0000	0,0792	1461	2304	3010	3522	3979	4393	4771
0,00012	$\bar{1}$,9604	0,0396	0,1065	0,1909	0,2614	0,3126	0,3583	0,3997	0,4375
14	9269	0061	0731	1574	2280	2791	3249	3663	4041
16	8279	$\bar{1}$,9771	0441	1284	1990	2501	2959	3373	3751
18	8724	9515	0185	1028	1734	2245	2703	3117	3495
20	8497	9229	$\bar{1}$,9956	0799	1505	2017	2474	2888	3266
0,00022	$\bar{1}$,8288	$\bar{1}$,9080	$\bar{1}$,9749	0,0592	0,1298	0,1810	0,2267	0,2621	0,3059
24	8099	8891	9560	0403	1109	1621	2078	2492	2870
26	7925	8717	9386	0230	0935	1447	1904	2318	2696
28	7764	8556	9225	0069	0774	1286	1744	2157	2535
30	7614	8406	9076	$\bar{1}$,9919	0625	1936	1594	2008	2396
0,00032	$\bar{1}$,7474	$\bar{1}$,8266	$\bar{1}$,8935	$\bar{1}$,9779	0,0485	0,0996	0,1454	0,1868	0,2245
34	7343	8134	8804	9647	0353	0864	1322	1736	2114
36	7218	8010	8680	9523	0229	0740	1198	1612	1990
38	7101	7893	8562	9405	0111	0623	1080	1494	1872
40	6990	7781	8451	9294	0000	0511	0969	1383	1761

Продолжение табл. 7-10

i	n								
	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030
0,00042	$\overline{1},6884$	$\overline{1},7676$	$\overline{1},8345$	$\overline{1},9188$	$\overline{1},9894$	0,0406	0,0863	0,1277	0,1655
44	6783	7574	8244	9087	9793	0305	0762	1176	1554
46	6686	7478	8147	8991	9696	0208	0666	1079	1457
48	6593	7385	8055	8878	9604	0115	0573	0987	1364
50	6505	7297	7966	8810	9515	0027	0484	0898	1276
0,00052	$\overline{1},6420$	$\overline{1},7212$	$\overline{1},7881$	$\overline{1},8724$	$\overline{1},9430$	$\overline{1},9942$	0,0399	0,0819	0,1191
54	6338	7130	7799	8642	9348	9860	0317	0731	1109
56	6259	7051	7720	8568	9269	9781	0238	0652	1030
58	6183	6975	7644	8487	9193	9705	0162	0576	0954
60	6109	6901	7570	8414	9119	9631	0089	0503	0880
0,00062	$\overline{1},6038$	$\overline{1},6830$	$\overline{1},7499$	$\overline{1},8342$	$\overline{1},9048$	$\overline{1},9560$	0,0017	0,0431	0,0809
64	5969	6761	7430	8274	8979	9491	$\overline{1},9948$	0362	0740
66	5902	6694	7364	8207	8913	9424	9882	0296	0674
68	5837	6629	7299	8142	8848	9359	9817	0231	0609
70	5774	6566	7236	8079	8785	9296	9754	0168	0546
0,00072	$\overline{1},5713$	$\overline{1},6505$	$\overline{1},7175$	$\overline{1},8018$	$\overline{1},8724$	$\overline{1},9235$	$\overline{1},9693$	0,0107	0,0484
74	5654	6446	7115	7958	8664	9176	9633	0047	0425
76	5596	6388	7057	7900	8606	9118	9575	$\overline{1},9989$	0367
78	5540	6331	7001	7844	8550	9061	9519	9933	0311
80	5484	6276	6945	7788	8494	9006	9463	9877	0255
0,00082	$\overline{1},5431$	$\overline{1},6223$	$\overline{1},6892$	$\overline{1},7735$	$\overline{1},8444$	$\overline{1},8953$	$\overline{1},9410$	$\overline{1},9824$	0,0202
84	5379	6170	6840	7683	8389	8900	9358	9772	0150
86	5328	6120	6789	7632	8338	8850	9307	9721	0099
88	5278	6069	6739	7582	8288	8799	9257	9671	0049
90	5229	6020	6690	7533	8239	8751	9208	9622	0000
0,00092	$\overline{1},5181$	$\overline{1},5973$	$\overline{1},6642$	$\overline{1},7485$	$\overline{1},8191$	$\overline{1},8703$	$\overline{1},9160$	$\overline{1},9574$	$\overline{1},9952$
94	5134	5926	6596	7439	8145	8656	9114	9528	9906
96	5089	5880	6550	7393	8099	8610	9068	9482	9860
98	5044	5836	6505	7348	8054	8566	9023	9437	9815
0,00100	5000	5792	6461	7304	8010	8522	8979	9393	9771
0,0015	$\overline{1},4119$	$\overline{1},4911$	$\overline{1},5581$	$\overline{1},6424$	$\overline{1},7130$	$\overline{1},7641$	$\overline{1},8099$	$\overline{1},8513$	$\overline{1},8891$
20	3495	4287	4956	5499	6505	7017	7474	7888	8266
25	3010	3802	4471	5315	6021	6532	6990	7404	7781
30	2614	3406	4076	4919	5625	6136	6594	7008	7386
35	2250	3071	3741	4514	5290	5801	6259	6573	7051
0,0040	$\overline{1},1990$	$\overline{1},2781$	$\overline{1},3451$	$\overline{1},4294$	$\overline{1},5000$	$\overline{1},5511$	$\overline{1},5969$	$\overline{1},6383$	$\overline{1},6761$
45	1734	2526	3195	4038	4744	5256	5713	6127	6505
50	1505	2297	2966	3810	4515	5027	5484	5898	6170
55	1298	2090	2759	3603	4308	4820	5278	5691	6069
60	1109	1901	2570	3414	4120	4631	5088	5503	5880
0,0065	$\overline{1},0935$	$\overline{1},1727$	$\overline{1},2397$	$\overline{1},3240$	$\overline{1},3946$	$\overline{1},4457$	$\overline{1},4915$	$\overline{1},5329$	$\overline{1},5707$
70	0774	1566	2236	3079	3785	4296	4754	5168	5546
75	0625	1416	2086	2929	3635	4146	4604	5018	5396
80	0484	1276	1946	2789	3495	4006	4464	4878	5256
90	0229	1021	1690	2533	3239	3751	4208	4622	5000
0,0100	$\overline{1},0000$	$\overline{1},0792$	$\overline{1},1461$	$\overline{1},2304$	$\overline{1},3010$	$\overline{1},3522$	$\overline{1},3979$	$\overline{1},4393$	$\overline{1},4771$
200	$\overline{2},8495$	$\overline{2},9287$	$\overline{2},9956$	0799	1505	2017	2474	2888	3266
400	6990	7781	8451	$\overline{2},9294$	$\overline{1},0000$	0511	0969	1383	1761
600	6109	6901	7570	8414	$\overline{2},9119$	$\overline{2},9631$	0089	0503	0880
800	5484	6276	6946	7789	8495	9006	$\overline{2},9464$	$\overline{2},9878$	0256
0,1000	$\overline{2},5000$	$\overline{2},5792$	$\overline{2},6461$	$\overline{2},7304$	$\overline{2},8010$	$\overline{2},8522$	$\overline{2},8979$	$\overline{2},9393$	$\overline{2},9773$

Таблица 7-11

Значение функции $\psi(\eta)$ при различных коэффициентах откоса m

$\eta = \frac{h}{b}$	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞
02	+2,900	+2,894	+2,891	+2,888	+2,885	+2,881
04	400	388	380	373	370	361
06	112	091	082	073	066	053
08	+1,910	+1,837	+1,870	+1,857	+1,843	+1,830
0,10	+1,755	+1,725	+1,705	+1,690	+1,678	+1,655
15	480	436	405	382	363	329
20	290	230	190	159	134	090
30	032	0,965	0,882	0,837	0,800	0,738
40	+0,855	736	652	602	554	478
0,50	0,722	0,575	0,480	0,413	0,357	0,269
60	617	442	332	254	191	094
70	529	328	203	117	048	−0,058
80	455	228	090	−0,004	−0,078	191
90	391	139	−0,011	113	192	310
1,00	0,334	+0,057	−0,104	−0,210	−0,295	−0,419
1,10	283	−0,017	188	300	400	517
1,20	237	026	267	384	473	603
1,30	198	150	340	461	553	692
1,40	157	210	408	534	626	770
1,50	0,122	−0,266	−0,472	−0,602	−0,698	−0,844

Таблица 7-12

Значения функции $F(\beta)$ при различных коэффициентах откоса m

$\beta = \frac{b}{h}$	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,00	∞	$\bar{1}$,2436	$\bar{1}$,6840	$\bar{1}$,9094	0,0564	0,2504
20	$\bar{2}$,5721	4760	7978	9854	1135	2886
40	$\bar{1}$,0675	6275	8922	0,0520	1650	3241
60	3324	7535	9725	1111	2118	3574
80	5223	8561	0,0422	1641	2548	3887
1,00	6660	9423	1037	0,2122	2944	4181
20	7810	0,0165	1586	2561	3311	4460
40	8764	0815	2197	2964	3654	4723
60	9576	1391	2531	3338	3974	4974
80	0,0281	1908	2944	3685	4275	5212
2,00	0903	2376	3325	4009	4558	5440
20	1458	2804	3678	4312	4825	5657
40	1959	3198	4007	4598	5079	5865
60	2410	3562	4315	4868	5320	6065
80	2833	3900	4604	5123	5550	6257
3,00	3218	4216	4876	5365	5768	6441
20	3576	4522	5134	5596	5978	6619
40	3909	4791	5378	5815	6178	6790
60	4220	5055	5610	6025	6370	6955
80	4518	5304	5831	6226	6555	7115
4,00	4788	5540	6042	6418	6733	7270
20	5049	5765	6244	6603	6904	7419
40	5295	5980	6438	6781	7069	7564
60	5530	6185	6623	6952	7228	7705
80	5754	6382	6801	7117	7382	7842

Продолжение табл. 7-12

$\beta = \frac{b}{h}$	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
5,00	0,5967	0,6570	0,6973	0,7276	0,7532	0,7974
20	6171	6750	6138	7430	7676	8103
40	6366	6924	7298	7579	7816	8229
60	6554	7092	7452	7723	7952	8351
80	6734	7254	7601	7863	8084	8470
6,00	6907	7410	7746	7998	8212	8587
20	7074	7560	7886	8130	8337	8700
40	7235	7706	8021	8258	8459	8811
60	7391	7848	8153	8382	8577	8919
80	7541	7985	8281	8503	8692	9024
7,00	7687	8118	8405	8621	8805	9127
20	7828	8247	8526	8736	8914	9228
40	7965	8372	8644	8848	9022	9327
60	8098	8495	8759	8958	9026	9424
80	8227	8616	8871	9064	9228	9518
8,00	8352	8729	8980	9169	9328	9611
20	8475	8842	9087	9270	9426	9702
40	8593	8952	9191	9370	9522	9791
60	8610	9060	9293	9468	9616	9878
80	8822	9165	9392	9563	9708	9964
9,00	8932	9267	9490	9656	9798	1,0048
20	9040	9367	9585	9748	9886	0131
40	9145	9465	9678	9837	9972	0212
60	9248	9561	9769	9925	1,0057	0292
80	9348	9655	9859	1,0011	0141	0370
10,00	0,9446	0,9742	0,9947	1,0096	1,0222	1,0447
50	9682	9968	9,0159	0300	0513	0634
11,00	9906	1,0180	0361	0496	0792	0814
50	1,0120	0381	0554	0683	1061	0986
12,00	0323	0574	0739	0863	1319	1152
50	0518	0758	0917	1035	1567	1313
13,00	0704	0936	1088	1201	1808	1467
50	0883	1106	1253	1362	2039	1617
14,00	1055	1270	1411	1516	2263	1761
50	1221	1428	1564	1665	2480	1902
15,00	1380	1581	1712	1810	2691	2037
50	1534	1728	1855	1949	2895	2169
16,00	1683	1871	1994	2085	3092	2297
50	1827	2009	2128	2216	3285	2422
17,00	1966	2143	2259	2344	3472	2543
50	2102	2273	2385	2468	3653	2661
18,00	2232	2399	2008	2589	3830	2775
50	2360	2522	2628	2706	4003	2887
19,00	2483	2641	2744	2820	4171	2996
50	2603	2751	2858	2932	4333	3103
20,00	2721	2870	2968	3040	4494	3207

Далее логарифмированием находим $\lg Q = \lg 3 = 0{,}477$. Следовательно, функция $\psi(\eta)$ в первом приближении равна:

$$\psi(\eta) = -(0{,}477 + \bar{1},1872 + \bar{1},6945) = 0{,}641.$$

Для этого значения $\psi(\eta)$ по табл. 7-11 путем интерполяции находим величину

$$\eta = \frac{h}{b} = 0{,}42.$$

Тогда глубина в канале будет равна в первом приближении

$$h = \eta b = 0{,}42 \cdot 2 = 0{,}84 \text{ м}.$$

Таблица 7-13

Таблица значений $\eta_R = \frac{h}{R}$; $\beta_R = \frac{b}{R}$ и $\eta = \frac{h}{b}$ в зависимости от величины $\beta = \frac{b}{h}$ для коэффициента откоса $m = 0$; $m = 1$

$\beta = \frac{b}{h}$	$m=1$			$m=0$			$\beta = \frac{b}{h}$	$m=1$			$m=0$		
	$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\beta_R = \frac{b}{R}$	$\eta = \frac{h}{b}$	$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\beta_R = \frac{b}{R}$	$\eta = \frac{h}{b}$		$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\beta_R = \frac{b}{R}$	$\eta = \frac{h}{b}$	$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\beta_R = \frac{b}{R}$	$\eta = \frac{h}{b}$
0,10	2,662	0,266	10,0				3,00	1,457	4,371	0,333	1,667	5,00	0,333
0,20	2,524	0,505	5,00				3,50	1,406	4,922	0,286	1,571	5,50	0,286
0,30	2,406	0,722	3,33										
0,40	2,306	0,922	2,50				4,00	1,366	5,463	0,25	1,500	6,00	0,250
0,50	2,219	1,109	2,00				5,00	1,305	6,524	0,20	1,400	7,00	0,200
							6,00	0,261	7,567	0,167	1,333	8,00	0,167
0,60	2,143	1,286	1,667				7,00	1,229	8,600	0,143	1,286	9,00	0,193
0,70	2,076	1,453	1,429				8,00	1,203	9,626	0,125	1,250	10,00	0,125
0,80	2,016	1,613	1,250										
0,90	1,962	1,766	1,110										
1,00	1,914	1,914	1,000	3,00	3,00	1,00	9,00	1,183	10,645	0,111	1,222	10,00	0,111
							10,00	1,166	11,662	0,100	1,200	12,00	0,100
1,50	1,731	2,597	0,667	2,333	3,50	0,667	12,00	1,141	13,637	0,0834	1,167	14,00	0,0834
2,0	1,610	3,219	0,500	2,000	4,00	0,500	15,00	1,114	16,716	0,0666	1,133	17,00	0,0666
2,50	1,522	3,806	0,400	1,800	4,50	0,400	20,00	1,087	21,742	0,0500	1,100	22,00	0,0500

Для более точного решения находим величину гидравлического радиуса (например, по табл. 7-13* $R = 0{,}54$). Зная R, находим по табл. 7-14 $\lg\sigma \approx -0{,}023$. Учитывая эту поправку, получим более точное значение $\phi(\eta)$, а именно.

$$\phi(\eta) = 0{,}621 + 0{,}023 = 0{,}644,$$

и тогда (по табл. 7-11) получим более точное $\eta \approx 0{,}40$.

Следовательно, уточненное значение искомой глубины наполнения канала будет:

$$h = \eta b = 0{,}40 \cdot 2{,}0 = 0{,}8 \text{ м}.$$

Задача 2. *Определить ширину трапецеидального канала по дну для расхода Q при заданных m, i, n и глубине h.*

Решение. Принимая и в этом случае $y = 0{,}2$, получим из формулы (7-20).

$$\frac{\sigma Q n}{\sqrt{i}\, h^{2{,}7}} = \frac{(\beta + m)^{1{,}7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0{,}7}} = f(\beta), \qquad (7\text{-}23)$$

где $\beta = \frac{b}{h}$, σ, — как и ранее, специальный поправочный коэффициент в формуле И. И. Агроскина для C.

Логарифмируя, получим:

$$\lg\sigma + \lg Q + \lg h^{-2{,}7} + \lg \frac{n}{\sqrt{i}} = \lg \frac{(\beta + m)^{1{,}7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0{,}7}}.$$

Обозначая для краткости:

$$\lg h^{-2{,}7} = M_h,$$

$$\lg \frac{n}{\sqrt{i}} = N,$$

$$\lg \frac{(\beta + m)^{1{,}7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0{,}7}} = F(\beta)^*,$$

получим основную расчетную формулу:

$$F(\beta) = \lg Q + M_h + N + \lg\sigma. \qquad (7\text{-}24)$$

Значения M_h, N и $F(\beta)$ приведены соответственно в табл. 7-9, 7-10 и 7-12.

Значения $\lg\sigma$, так же как и в первой задаче, находим только после определения гидравлического радиуса, в связи с чем значения $F(\beta)$ [подобно тому, как в первой задаче, находили $\psi(\eta)$] находим в два приема. Сперва, полагая $\lg\sigma = 0$, находим в первом приближении значение $F(\beta)$ по формуле

$$F(\beta) = \lg Q + M_h + N.$$

Эта величина определяет значение искомой ширины канала b в первом приближении $b = \beta h$.

Затем для более точного решения находим величину гидравлического радиуса R (пользуясь табл. 7-14 или вычислением по обычным формулам), а по нему значение $\lg\sigma$ (по табл. 7-15).

Найдя $\lg\sigma$, получим уточненное значение

$$F(\beta) = \lg Q + M_h + N + \lg\sigma,$$

после чего, пользуясь табл. 7-13, находим уточненное значение β и, наконец, уточненное значение искомой ширины канала $b = \beta h$.

Пример. Пусть требуется определить ширину канала b при глубине $h = 1{,}2$ м для расхода $Q = 5$ м³/сек. Дано: $m = 1$, $i = 0{,}0006$, $n = 0{,}025$ ($K = 2{,}25$)

Решение. В первом приближении находим:

$$F(\beta) = \lg 5 + \lg 1{,}2^{-2{,}7} + \lg \frac{0{,}025}{\sqrt{0{,}0006}} =$$

$$= 0{,}699 + \overline{1}{,}7862 + 0{,}0089 = 0{,}494.$$

---

* Если пользоваться табл. 7-13, то по η находим $\beta_R = \frac{b}{R}$; тогда

$$R = \frac{b}{\beta_R} = \frac{2}{3{,}68} = 0{,}545.$$

* В старых изданиях проф. И. И. Агроскин функцию $F(\beta)$ обозначал $\lg Q_м$.

Таблица 7-14

Таблица значений $\lg\sigma$ в зависимости от величины гидравлического радиуса R, м, для определения глубины канала (или ширины b) по методу проф. И. И. Агроскина для различных коэффициентов шероховатости n (или K к формуле Агроскина)

R, м	при $n=0{,}012$	0,020	0,025	0,030	R, м	0,012	0,020	0,025	0,030
	$k=4{,}7$	$k=2{,}8$	$k=2{,}25$	$k=1{,}90$		$k=4{,}7$	$k=2{,}8$	$k=2{,}25$	$k=1{,}90$
0,10	—0,096	—0,010	0,054	0,129	4,0	0,048	0,036	0,018	—0,001
0,50	—0,032	—0,011	0,002	0,016	4,5	0,074	0,040	0,020	0,001
1,00	0,000	0,000	0,000	0,000	5,0	0,080	0,044	0,023	0,003
1,50	0,019	0,009	0,003	—0,004	6,0	0,089	0,050	0,027	0,005
2,00	0,033	0,016	0,006	—0,004	7,0	0,097	0,055	0,031	0,008
2,50	0,044	0,022	0,009	—0,004	8,0	0,104	0,060	0,034	0,010
3,00	0,053	0,028	0,012	—0,003	9,0	0,114	0,064	0,038	0,013
3,50	0,061	0,032	0,015	—0,002	10,0	0,116	0,068	0,041	0,015

Далее, по табл. 7-12 путем интерполяции находим, что при $F(\beta)=0{,}494$ значение β равно $\beta=3{,}06$.

Тогда искомая ширина канала по дну b будет равна в первом приближении:

$$b=\beta h=3{,}06\cdot 1{,}2=3{,}67\approx 3{,}7\ м.$$

Для уточнения величины b находим гидравлический радиус (по табл 7-13), после чего по табл 7-14 найдем $\lg\sigma$ *.

Далее по формуле (7-24) находим значение функции $F(\beta)$, по которому, пользуясь табл 7-12, определяем β. И, наконец, так же, как это указано выше для первого приближения, $b=\beta h$.

Примечание Во многих случаях можно ограничиться первым приближением как в первой, так и во второй задаче.

* В данном примере $R=0{,}69$м и $\lg\sigma=0{,}000$

Предложение П Г Киселева Определение глубины канала и ширины его по дну b производится при помощи графиков расходной характеристики модельного канала, а именно

1) графика $K_{мод}=f_1(h)$ (рис 7-9) для модельного канала, имеющего ширину по дну $b=1$ м, предназначенного для определения глубины канала h,

2) $K_{мод}=f_2(b)$ (рис 7-10) для модельного канала, имеющего глубину $h=1$ м, предназначенного для определения ширины канала по дну b. В обоих случаях для модельного канала коэффициент шероховатости принимается равным единице $n=1$.

Задача 1. *Определение глубины канала h по заданным расходу Q, ширине по дну b, коэффициенту откоса m, шероховатости n и уклону i.*

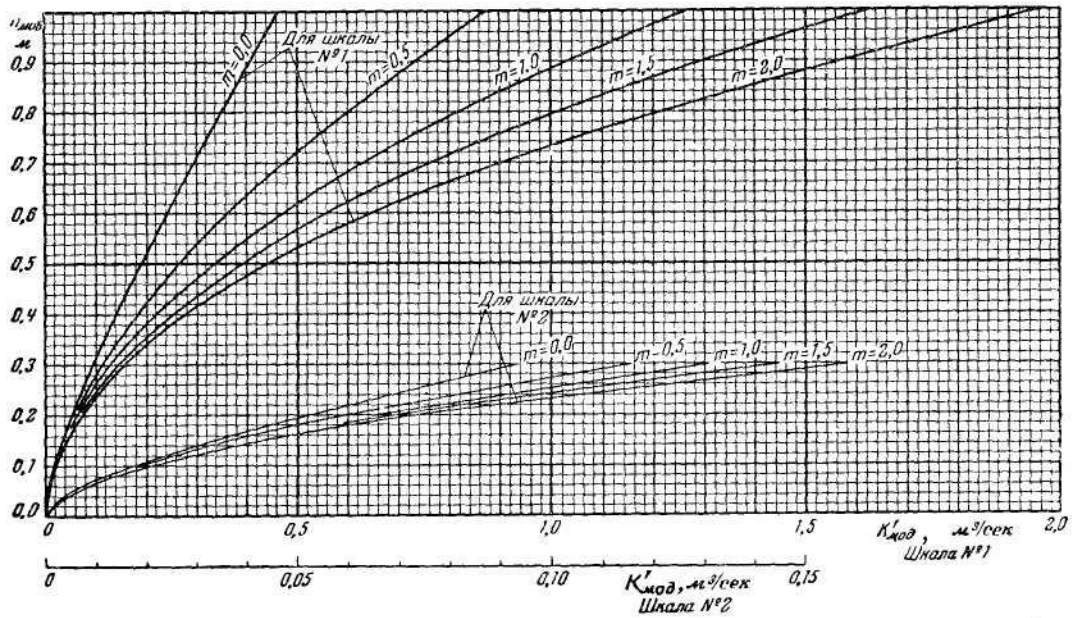


Рис 7-9. График для определения глубины $h_{мод}$ трапецеидального канала при ширине канала по дну $b=1$ м.

$$K'_{мод}=\frac{Kn}{b^{2,7}}=\frac{Qn}{b^{2,7}\sqrt{i}}.$$

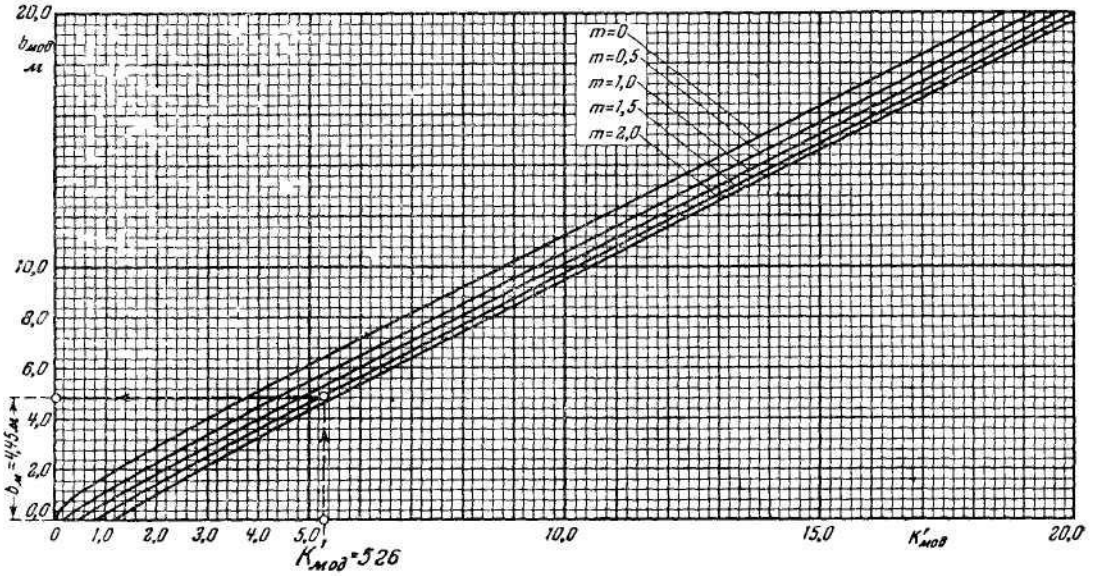


Рис 7 10 График для определения ширины канала по дну $b_{мод}$ трапецеидального канала при глубине $h = 1$ м

$$K'_{мод} = \frac{Kn}{h} = \frac{Qn}{h^{2,67}\sqrt{i}}.$$

Решение а) Вычисляем расходную характеристику для модельного канала (т е для канала, геометрически подобного проектируемому, но имеющему ширину по дну $b = 1$ и коэффициент шероховатости $n = 1$) по формуле

$$K_{мод} = \frac{K_{проект} n}{b^{2,67}} = \frac{Qn}{b^{2,67}\sqrt{i}}. \qquad (7\text{-}25)$$

б) Зная $K_{мод}$, находим по графику $K_{мод} = f_1(h)$ (рис 7 9) глубину модельного канала $h_{мод}$, пользуясь на этом графике кривой для заданного коэффициента откоса m.

в) Найдя, таким образом, глубину модельного канала $h_{мод}$, определяем далее искомую глубину проектируемого канала h по формуле (7-26) (в соответствии с условием геометрического подобия)

$$h = h_{мод} b, \qquad (7\text{-}26)$$

где b — известная по заданию ширина канала по дну

Пример. Заданы расход канала $Q = 20$ *м³/сек*, уклон $i = 0{,}0004$, коэффициент откоса $m = 1$, коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$ и ширина канала по дну $b = 5$ *м* Определить глубину канала h

Решение 1) Определяем для модельного канала расходную характеристику, пользуясь формулой (7-28)

$$K_{мод} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, b^{2,67}} = \frac{20 \cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}0004} \cdot 5^{2,67}} = 0{,}342$$

2) По рис 7-9 находим, что при $K_{мод} = 0{,}342$ по кривой для коэффициента откоса $m = 1$ глубина модельного канала равна $h_{мод} = 0{,}505$ *м* ≈ 0,50 *м*

3) Тогда искомая глубина канала будет

$$h = h_{мод} b = 0{,}5 \cdot 5 = 2\,5 \text{ м}$$

Задача 2. *Определить ширину канала b по заданным Q, i и h* В этом случае надо пользоваться графиком для $K_{мод} = f_2(b)$ рис 7-10 Порядок расчета остается тот же, что и в первой задаче

Решение а) Вычисляем расходную характеристику для модельного канала (так же как и в первом случае, геометрически подобного проектируемому, но имеющему коэффициент шероховатости $n = 1$ и глубину $h = 1$ *м*)

$$K_{мод} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, h^{2,67}}. \qquad (7\text{-}27)$$

б) Затем по графику рис 7-10 находим при заданном коэффициенте откоса m значение ширины модельного канала $b_{мод}$.

в) Тогда, зная $b_{мод}$, находим искомую ширину канала по дну b по формуле (7-27).

$$b = b_{мод} h, \qquad (7\text{-}28)$$

где h — известная по заданию глубина канала

Пример 1. Заданы расход канала $Q = 50$ *м³/сек*, уклон $i = 0{,}0004$, глубина $h = 2\,5$ *м* коэффициент откоса $m = 1\,5$, коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$ Определить ширину канала по дну b

Решение 1) Находим для модельного канала

$$K_{мод} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, h^{2,67}} = \frac{50 \cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}0004} \cdot 2{,}5^{2,67}} \approx 5{,}40.$$

2) По рис 7 10 при $m = 1{,}5$ для расходной характеристики 5,4 находим ширину модельного канала $b_{мод} = 5$ *м*

3) Тогда искомая ширина канала по дну будет

$$b = b_{мод} h = 5 \cdot 2{,}5 = 12{,}5 \text{ м}$$

б) Определение глубины h и ширины по дну b при заданных $\beta = \frac{b}{h}$, Q и i

Задача решается достаточно просто, если пользоваться для C формулой $C = \frac{1}{n} R^y$ при $y = \text{const}$.

В таком случае, например, $y = 0{,}2$ получим для трапецеидального канала

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1,7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} \cdot \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,7} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2,7}, \qquad (7\text{-}29)$$

при $y = 0{,}17$

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \times \times \frac{\sqrt{i}}{n} h^{1,67} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{1,67}, \quad (7\text{-}30)$$

откуда, логарифмируя, находим глубину h, после чего ширина канала b определится по формуле

$$b = \beta h. \quad (7\text{-}31)$$

Примечание. При C, определяемом по полной формуле Н. Н Павловского, задача решается методом подбора или графоаналитически.

Для облегчения вычислений при ориентировочных расчетах можно пользоваться табл 7-15 (значения $h^{2,7}$ см. рис. 1-2).

Таблица 7-15

Значения множителя

$$A = \frac{(\beta+m)^{1,7}}{(\beta+2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$$

β	m					
	0 0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,5	0,16	0,49	0,86	1,20	1,55	2,19
1,0	0,46	0,88	1,27	1,63	1,97	2,62
2,0	1,23	1,73	2,15	2,54	2,86	3,50
4,0	3,01	3,58	4,05	4,40	4,71	5,24
6,0	4,91	5,51	5,95	6,30	6,63	7,24
10,0	8,80	9,44	9,87	10,23	10,52	11,07

в) Определение глубины h и ширины по дну b при заданных Q, i и скорости v

Задача, как указано выше, не имеет решения, если канал с гидравлически наивыгоднейшим сечением при заданной скорости v и расходе Q требует уклон $i_{г.н} > i$, т. е. больше заданного уклона.

Если пользоваться для C формулой $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$, то можно найти, что задача не имеет решения, если

$$\left(\frac{vn}{\sqrt{i}}\right)^3 > 0{,}25 \frac{Q}{v(2\sqrt{1+m^2} - m)}.$$

Если же $i > i_{г.н}$, то определение h и b производим в следующем порядке:

1. Определяем $\omega = \frac{Q}{v}$, здесь Q и v известны по заданию.

2. Определяем необходимый гидравлический радиус из формулы Шези, полагая $C = \frac{1}{n} R^y$.

$$v = C\sqrt{Ri} = \frac{1}{n} R^{y+0,5}\sqrt{i},$$

откуда

$$R = \sqrt[y+0,5]{\frac{vn}{\sqrt{i}}}.$$

3. Находим величину смоченного периметра:

$$\chi = \frac{\omega}{R}.$$

4. Пользуясь формулой $\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = \frac{\omega}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2}$, находим:

$$h = \frac{\chi}{2(2\sqrt{1+m^2} - m)} \times \times \left[1 \pm \sqrt{1 - 4\frac{\omega}{\chi^2}(2\sqrt{1+m^2} - m)}\right],$$

т. е. получаем два равновозможных решения, из которых выбираем одно, лучшее по технико-экономическим условиям (чаще меньше h).

5. Найдя h, ширину канала определим по формуле

$$b = \frac{\omega}{h} - mh.$$

г) Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего поперечного сечения

Гидравлически наивыгоднейшим сечением называется такое, у которого при заданной площади поперечного сечения ω и уклоне i расход Q оказывается наибольший.

Для трапецеидального канала гидравлически наивыгоднейшего сечения отношение $\beta_{г.н} = \frac{b}{h}$ определяется по формуле

$$\beta_{г.н} = 2[\sqrt{1+m^2} - m],$$

где m — коэффициент откоса $\left(m = \frac{a}{h} = \operatorname{ctg}\varphi\right)$ (рис. 7-1). Числовые значения $\beta_{г.н}$ указаны в табл. 7-16.

Таблица 7-16

Значения $\beta_{г.н} = \frac{b}{h}$ для гидравлически наивыгоднейшего сечения трапецеидального канала

m	β	m	β	m	β	m	β
0,00	2,00	0,25	1,562	1,00	0,828	2,00	0,472
0,10	1,81	0,50	1,236	1,25	0,702	2,50	0,385
0,20	1,64	0,75	1,000	1,50	0,606	3,00	0,325

Примечание. Гидравлически наивыгоднейшее сечение не всегда оказывается экономически наивыгоднейшим. Экономически наивыгоднейшим оно часто становится в случае устройства канала с дорогостоящей облицовкой его дна и боковых откосов.

Свойства гидравлически наивыгоднейшего сечения

а) При заданной площади сечения ω и уклоне i расход Q и средняя скорость течения будут наибольшими, гидравлический радиус R будет также наибольшим, а смоченный периметр χ — наименьшим.

Гидравлический радиус трапецеидального канала при этом равен $R_{г.н} = \frac{h}{2}$, т. е. равен половине глубины канала.

б) При заданном расходе Q и скорости v гидравлически наивыгоднейшее сечение требует наименьший уклон.

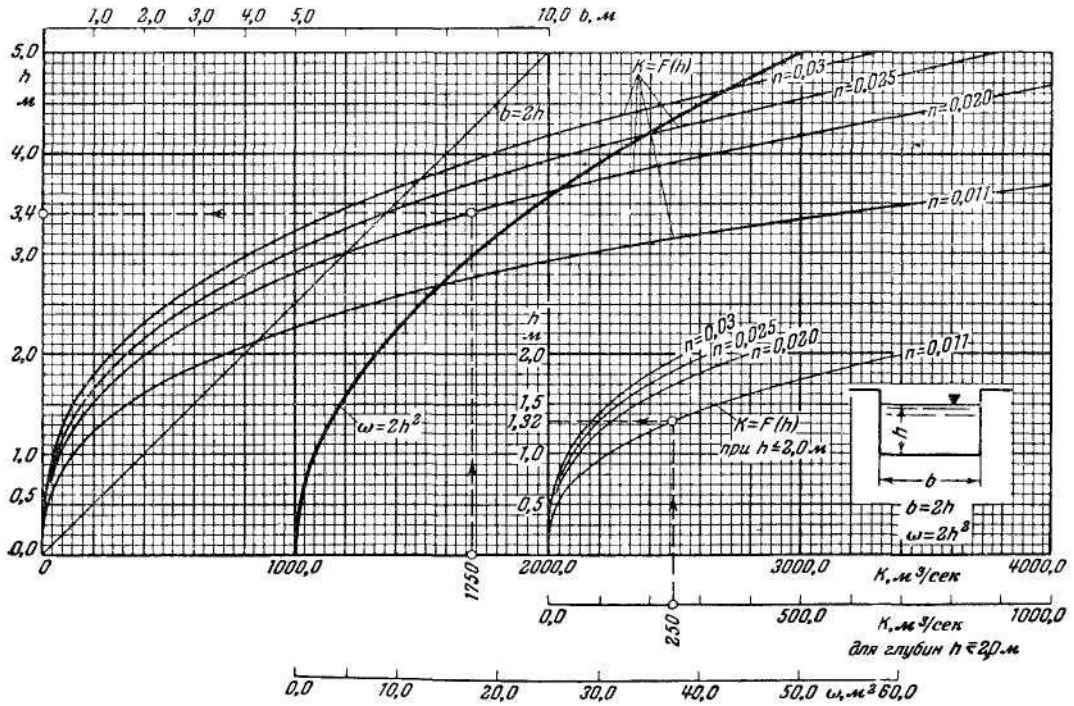


Рис. 7-11. График для расчета каналов гидравлически наивыгоднейшего сечения

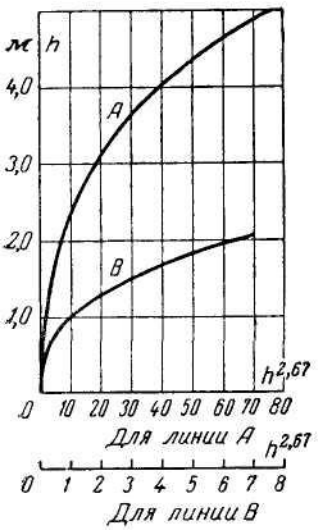


Рис. 7-11а

Расчет канала гидравлически наивыгоднейшего сечения. Если принять коэффициент C по Маннингу $C=\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$, то формула Шези получит вид:

$$Q=(\beta+m)\frac{\sqrt{i}}{\sqrt[3]{2^2}\cdot n}h^{2\frac{2}{3}}=A\frac{\sqrt{i}}{n}h^{2\frac{2}{3}},$$

где коэффициент A, равный $A=\frac{\beta+m}{1{,}587}$, имеет следующие значения:

$$C=\frac{1}{n}R^{y};\quad m=0{,}00.$$

Значения коэффициента A

$m=0$	0,5	1	1,5	2
$A=1{,}26$	1,095	1,150	1,33	1,56

Основная задача. Заданы расход Q, уклон i, коэффициент откоса m и коэффициент шероховатости n. Определить размеры канала его глубину h и ширину по дну b при гидравлически наивыгоднейшем сечении.

Решение 1. Пользуясь указанной формулой Шези вычисляем величину

$$h^{2\frac{2}{3}}=\frac{Qn}{A\sqrt{i}}.$$

Здесь в правой части все величины известны по заданию.

2. Определив таким образом $h^{2^2/_3}$ находим глубину h или путем логарифмирования, или, пользуясь графиком рис. 7-11, *а* и тогда, зная h, найдем ширину канала по дну по формуле $b=\beta h$.

Пример. Дано $Q=25{,}4$ *м³/сек*, $i=0{,}0004$, $m=1{,}5$ и $n=0{,}025$.

Решение 1. Для коэффициента откоса $m=1{,}5$ величину A находим по таблице: $A=1{,}33$ (см. стр. 139) или по формуле $A=\frac{\beta+m}{1{,}587}$.

2. Вычисляем $h^{2{,}67}=\frac{Qn}{A\sqrt{i}}=\frac{25{,}4\cdot0{,}025}{1{,}33\cdot0{,}02}=23{,}8$.

3. По графику рис. 7-11,*а* находим глубину канала $h=3{,}27$ *м*.

4. Ширину канала по дну находим, вычисляя $b=\beta h=0{,}605\cdot3{,}27=1{,}98$ *м*.

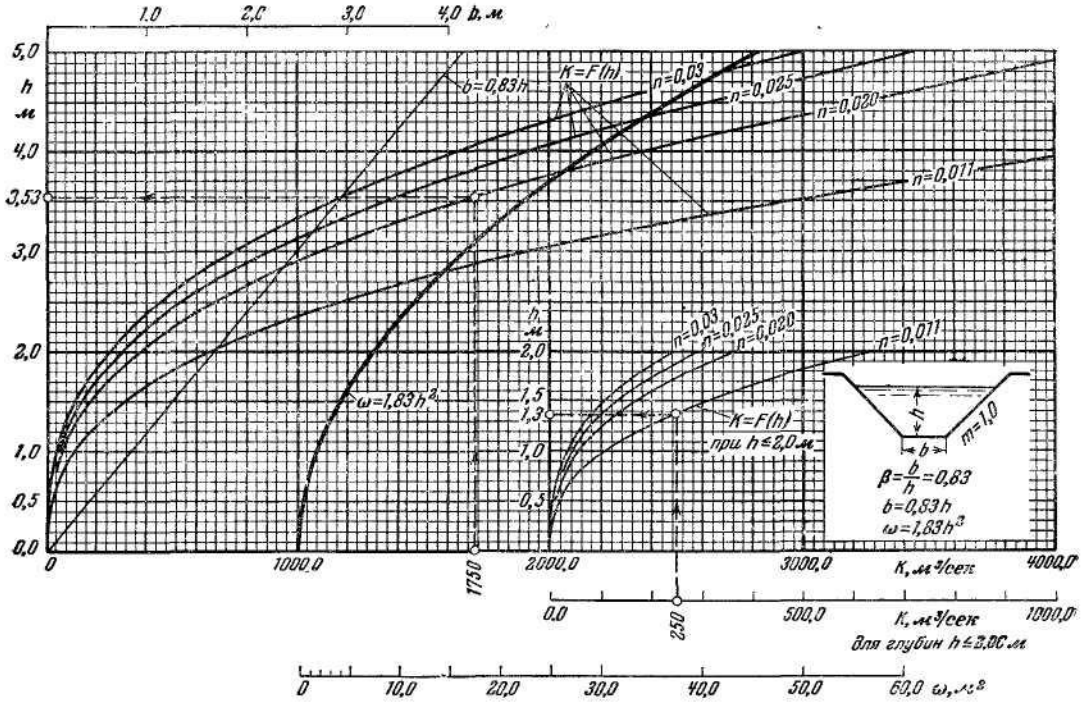


Рис 7-12 График для расчета каналов гидравлически наивыгоднейшего сечения

$$C = \frac{1}{n} R^y; \quad m = 1.$$

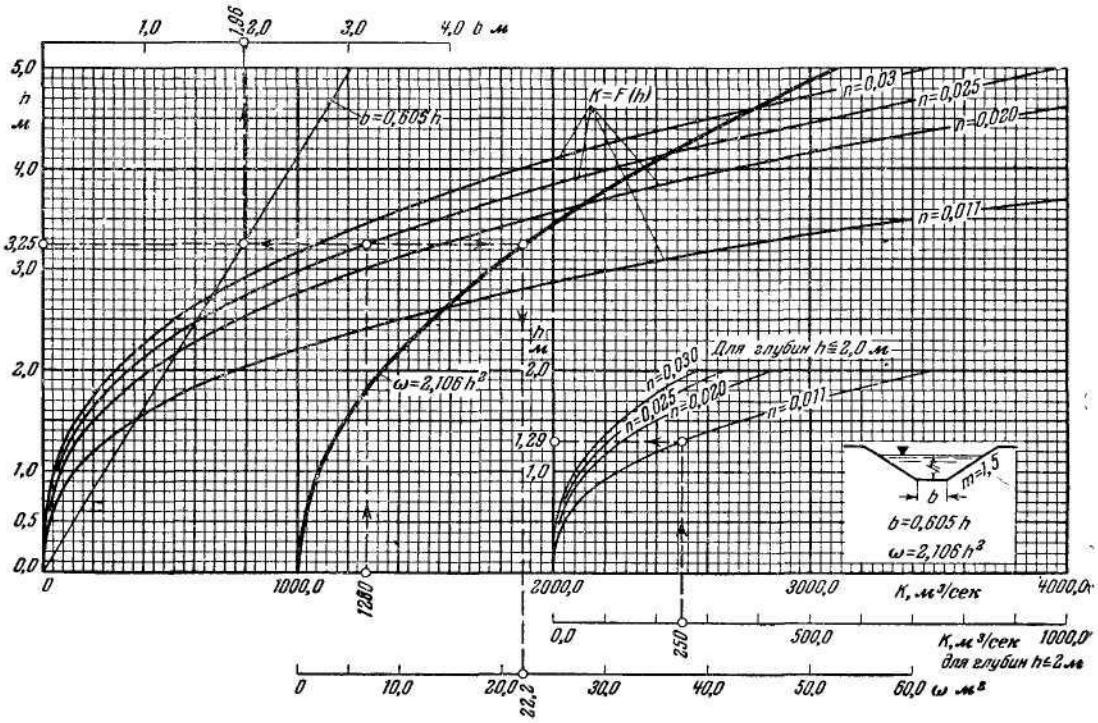


Рис. 7-13. График для расчета каналов гидравлически наивыгоднейшего сечения

$$C = \frac{1}{n} R^y; \quad m = 1{,}5.$$

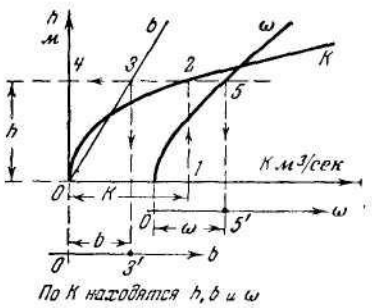


Рис. 7-14.

Для приближенного расчета канала с гидравлически наивыгоднейшим сечением трапецеидального и прямоугольного профиля служат графики рис. 7-11 — 7-13. На графиках даны зависимости

$$K = \omega C \sqrt{R} = f(h) \ [м^3/сек];$$

$$\omega = (\beta + m) h^2 = f_1(h) \ [м^2];$$

$$b = \beta h = f_2(h) \ [м].$$

Расходная характеристика K для этих графиков подсчитана при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}011$; 0,020; 0,025 и 0,030 по формуле акад. Н. Н. Павловского.

Пример. Найти размеры канала h и b и среднюю скорость v для гидравлически наивыгоднейшего сечения при расходе Q=25,4 *м³/сек*, уклоне i=0,0004, коэффициенте откоса m=1,5 и коэффициенте шероховатости n=0,025.

Решение Вычисляем $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{25{,}4}{\sqrt{0{,}0004}} = 1\,270$ *м³/сек* и затем непосредственно по графику рис. 7-13 находим (для K=1 270 *м³/сек*): глубину канала h=3,25 *м* ширину по дну b=1,96 *м* и площадь живого сечения ω=22,2 *м²* (среднюю скорость находим вычислением $v = \frac{25{,}4}{22{,}2} = 1{,}14$ *м/сек*).

Подобным же образом производится расчет каналов и при иных начальных данных. Общая схема графика и способ его использования показаны на рис. 7-14.

7-5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАНАЛОВ ЗАМКНУТОГО СЕЧЕНИЯ. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ТУННЕЛЕЙ

Гидравлический расчет канала замкнутого поперечного сечения (круговой или иной формы) при вычислениях непосредственно по основным формулам $Q = \omega v$ и $v = C\sqrt{Ri}$ оказывается весьма трудоемким, а потому на практике пользуются вспомогательными графиками или таблицами, составленными для отношений:

$$\frac{K_n}{K}; \ \frac{W_n}{W}; \ \frac{\omega_n}{\omega} \text{ и } \frac{R_n}{R}$$

при различных степенях наполнения канала $\frac{h_n}{H} = a$, т. е. в форме соответствующих функций от $\left(\frac{h_n}{H}\right)$.

Здесь K_n — расходная характеристика при некоторой глубине h_n, т. е. при частичном наполнении, а K — расходная характеристика при глубине H, т. е. при максимальном наполнении, когда канал „работает" полным сечением.

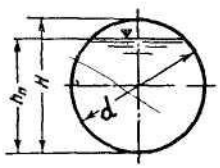


Рис. 7-15.

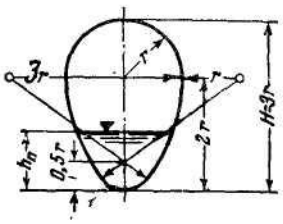


Рис. 7-16.

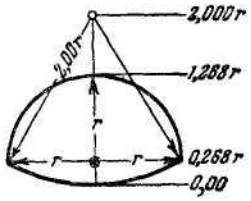


Рис. 7-17.

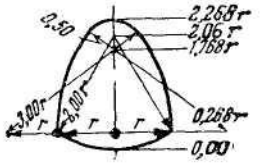


Рис. 7-18.

Геометрические элементы для наиболее часто встречаемых профилей указаны на рис. 7-15 — 7-18.

Аналогично: W_n, ω_n, R_n обозначают скоростную характеристику, площадь живого сечения и гидравлический радиус при глубине h_n, а W, ω и R (без индекса) обозначают те же величины при глубине H.

Таким образом, вспомогательные графики и таблицы выражают собой функциональные зависимости:

$$\frac{K_n}{K} = f_1\left(\frac{h_n}{H}\right) = f_1(a); \ \frac{W_n}{W} = f_2\left(\frac{h_n}{H}\right) = f_2(a) \text{ и т. д.}$$

Величина a, равная отношению $\frac{h_n}{H}$, называется „степенью наполнения канала (трубы)".

Для каналов с геометрически подобными сечениями указанные зависимости $\frac{K_n}{K} = f_1(a)$ и $\frac{W_n}{W} = f_2(a)$ остаются неизменными, если при вычислении расходных и скоростных характеристик K и W применяется формула $C = \frac{1}{n} R^y$ при $y = \text{const}$, и они изменяются в незначительной мере при определении C по полной формуле Н. Н. Павловского. Практически можно считать, что эти зависимости вообще не связаны с величиной каналов и, следовательно, будут одинаковы, если только сечения каналов будут геометрически подобны друг другу.

Приводим кривые $\frac{K_n}{K} = f_1(a)$ и $\frac{W_n}{W} = f_2(a)$ для характерных сечений (рис. 7-19 — 7-22)

Пользуясь указанными кривыми, можно определить расходную характеристику K_n или скоростную характеристику W_n при любой заданной глубине канала h_n, если известны расходная характеристика K или скоростная характеристика W при максимальном заполнении данного сечения.

Расходная характеристика при заданной глубине h_n равна:

$$K_n = K f_1\left(\frac{h_n}{H}\right). \qquad (7\text{-}32)$$

Скоростная характеристика при глубине h_n равна:

$$W_n = W f_2\left(\frac{h_n}{H}\right). \qquad (7\text{-}33)$$

Аналогично решается и обратная задача:

$$K = \frac{K_n}{f_1\left(\frac{h_n}{H}\right)} \text{ и } W = \frac{W_n}{f_2\left(\frac{h_n}{H}\right)}. \qquad (7\text{-}34)$$

Практическое применение указано на числовых примерах.

Пример 1. Определить расход Q и среднюю скорость v в канале кругового сечения при следующих данных; диаметр трубы $D=3$ *м*, глубина воды $h_n=2{,}1$ *м*, коэффициент шероховатости $n=0{,}020$, уклон трубы $i=0{,}0009$.

Решение. 1) Сначала находим расходную и скоростную характеристики при максимальном заполнении, как и для напорного водовода, по формулам $K=\omega C\sqrt{R}$ и $W=R\sqrt{C}$ (или по табл. 6-5 или 6-7), получим:

расходная характеристика

$$K=291{,}1 \text{ м}^3/\text{сек} \text{ (по табл. 6-7)},$$

площадь живого сечения

$$\omega=7{,}0685 \text{ м}^2;$$

скоростная характеристика

$$W=\frac{K}{\omega}=\frac{291{,}1}{7{,}0685}=41{,}2 \text{ м/сек}.$$

2) Определяем затем степень наполнения:

$$a=\frac{h_n}{H}=\frac{2{,}10}{3}=0{,}7.$$

3) Далее по графику рис. 7-19 для $a=0{,}7$ находим отношение

$$\frac{K_n}{K}=0{,}825$$

и

$$\frac{W_n}{W}=1{,}13$$

и, следовательно,

$$K_n=0{,}825K=0{,}825\cdot 291{,}1=240 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$W_n=1{,}13\cdot 41{,}2=46{,}5 \text{ м/сек}.$$

4) Таким образом, искомые Q и v будут:

$$Q=K_n\sqrt{i}=240\sqrt{0{,}0009}=7{,}2 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$v=W\sqrt{i}=46{,}5\sqrt{0{,}0009}=1{,}4 \text{ м/сек}.$$

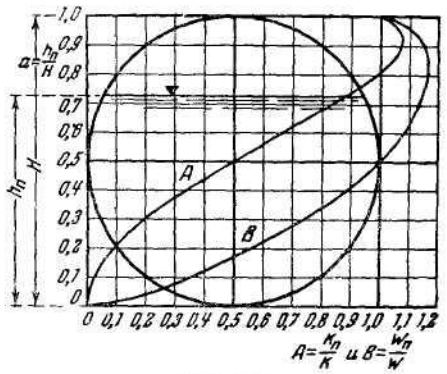


Рис. 7-19.

Линия A изображает функцию $\frac{K_n}{K}=f_1$; линия B изображает функцию $\frac{W_n}{W}=f_2$.

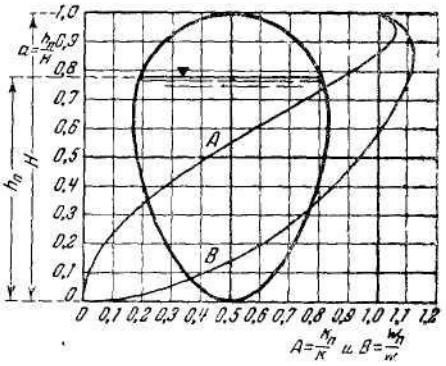


Рис. 7-20.

Линия A изображает функцию $\frac{K_n}{K}=f_1$; линия B изображает функцию $\frac{W_n}{W}=f_2$.

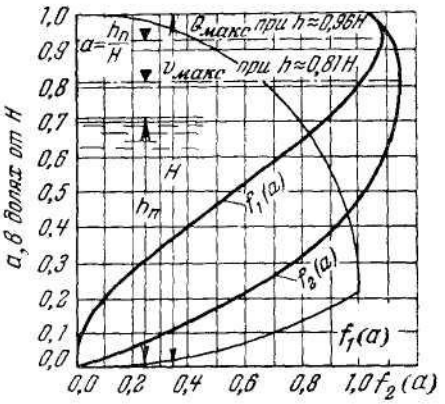


Рис. 7-21.

Пример 2. Определить, при какой глубине h_n проходит расход $Q=5{,}0$ *м*^{3}/*сек*, если заданы:

$$D=3 \text{ м}, \; n=0{,}020 \text{ и } i=0{,}0009.$$

Решение. 1) Для всего сечения имеем $K=291{,}1$ *м*^{3}/*сек* (см. пример 1).

2) Находим расходную характеристику, необходимую для $Q=5$ *м*^{3}/*сек* и $i=0{,}0009$.

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}}=\frac{5}{\sqrt{0{,}0009}}=167 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

3) Находим отношение

$$\frac{K_n}{K}=\frac{167}{291{,}1}=0{,}574,$$

и тогда по графику рис. 7-19 для $\frac{K_n}{K}=0{,}574$ находим отношение

$$\frac{h_n}{H}=0{,}55.$$

4) Таким образом, искомая глубина наполнения

$$h_n=0{,}55 \quad H=0{,}55 \quad D=0{,}55\cdot 3=1{,}65 \text{ м}.$$

Пример 3. Найти уклон i канала круглого сечения при следующих данных: расход $Q=5$ *м*^{3}/*сек*; диаметр $D=3$ *м*; $n=0{,}02$; степень наполнения $a=\left(\frac{h_n}{H}\right)=0{,}4$.

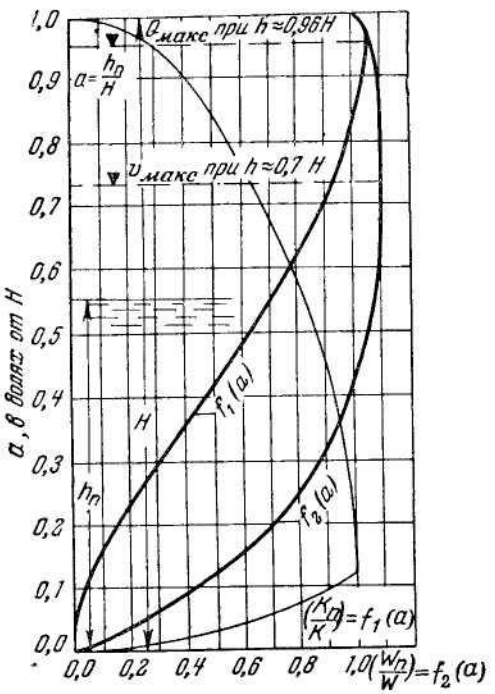


Рис. 7-22.

Р е ш е н и е. 1) Для всего сечения имеем $K = 291{,}1$ *м³/сек* (см пример 1).

2. При заданном наполнении $a = \left(\frac{h_n}{H}\right) = 0{,}4$ по графику рис. 7-19 находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = 0{,}35$$

и, следовательно,

$$K_n = 0{,}35 \quad K = 0{,}35 \cdot 291{,}1 = 102 \ м^3/сек.$$

3) Тогда искомый уклон i будет равен:

$$i = \left(\frac{Q}{K_n}\right)^2 = \left(\frac{5}{102}\right)^2 = 0{,}0025.$$

Пример 4. Определить диаметр железобетонного туннеля круглого сечения при следующих условиях: уклон $i = 0{,}0009$, коэффициент шероховатости $n = 0{,}015$; расход $Q = 24$ *м³/сек* должен проходить при наполнении $a = \frac{h_n}{H} = 0{,}7$.

Р е ш е н и е. 1) Находим требуемую расходную характеристику K_n при заданном наполнении $a = 0{,}7$:

$$K_n = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{24}{\sqrt{0{,}0009}} = 800 \ м^3/сек.$$

2) По графику рис 7-19 при $a = 0{,}7$ находим отношение

$$\frac{K_n}{K} = 0{,}825.$$

3) Тогда расходная характеристика при заполнении всего сечения должна быть равной:

$$K = \frac{K_n}{f(a)} = \frac{800}{0{,}825} = 970 \ м^3/сек.$$

4) По найденной таким образом расходной характеристике при полном заполнении всего сечения $K = 970$ *м³/сек* находим необходимый диаметр, как указано в гл. 6.

В частности, например, расходная характеристика K' при коэффициенте шероховатости $n = 1$ была бы в данном случае равна $K' = Kn = 970 \cdot 0{,}015 = 14{,}6$ *м³/сек*. Тогда по графику рис. 6-2 $K' = f(D)$ находим $D = 4{,}3$ *м*.

Величина расходной характеристики K при полном заполнении сечения определяется для круглых профилей, как указано в гл. 6 для напорных водоводов, а для профилей по рис. 7-16 и 7-17—согласно табл. 7-16 и 7-17.

Таблица 7-16

Величина расходной характеристики K^*, *м³/сек*, и скоростной характеристики W, *м/сек*, для овоидальных профилей по рис. 7-16 при $n = 0{,}013$ и при полном заполнении сечения

H, *м*	K, *м³/сек*	W, *м/сек*	H, *м*	K, *м³/сек*	W, *м/сек*
0,30	0,497	10,82	1,50	42,69	34,43
0,45	1,523	14,43	1,65	51,43	37,00
0,60	3,314	18,03	1,80	64,39	38,92
0,75	6,119	21,31	1,95	78,58	40,42
0,90	10,01	24,19	2,10	92,19	42,68
1,05	15,20	27,03	2,25	115,80	44,81
1,20	21,55	29,34			
1,35	29,93	32,17			

* Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, ОНТИ, 1937.

Таблица 7-17

Величина расходной характеристики K^*, *м³/сек*, и скоростной характеристики W, *м/сек*, для лоткового сечения (рис. 7-17) при $n = 0{,}013$ и при полном заполнении сечения

Ширина профиля $B = 2r$, *м*	K, *м³/сек*	W, *м/сек*	Ширина профиля $B = 2r$, *м*	K, *м³/сек*	W, *м/сек*	Ширина профиля $B = 2r$, *м*	K, *м³/сек*	W, *м/сек*
1,00	12,28	25,4	1,80	59,6	38,0	3,20	276,0	55,7
1,20	20,12	28,9	2,00	78,8	40,7	3,60	375,0	59,8
1,40	30,40	32,1	2,40	128,0	46,2	4,00	495,0	63,9
1,60	43,60	35,1	2,80	193,0	50,9			

* Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, ОНТИ, 1937.

Расходную характеристику K по общей формуле $K = \omega C \sqrt{R}$ для рис. 7-17 и 7-18 можно определить, принимая

для рис. 7-17 $\omega = 1{,}936 \ r^2$ и $R = 0{,}370 \ r$;

для рис. 7-18 $\omega = 3{,}388 \ r^2$ и $R = 0{,}492 \ r$.

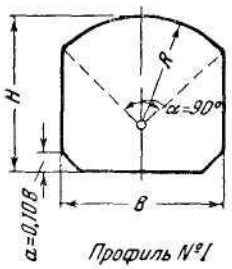
Специальные профили для туннелей (рис. 7-23). Профили *I*, *II*, *III* и *IV* являются типовыми профилями деривационных туннелей согласно ТУ и Н проектирования гидротехнических сооружений, утвержденных Главгидроэнергостроем.

Величина расходных характеристик K [*м³/сек*], а следовательно, и расходов определяется по расходной характеристике для туннелей круглого сечения согласно соотношениям $\frac{K_{\text{профиля}}}{K_{\text{круглой трубы}}}$, указанным в табл. 7-18.

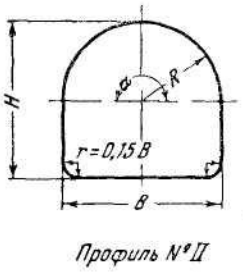
Таблица 7-18

Таблица значений $\frac{K_{профиля}}{K_{кругл.\ трубы}}$ для типовых профилей туннелей (по ТУиН Главгидроэнергостроя)

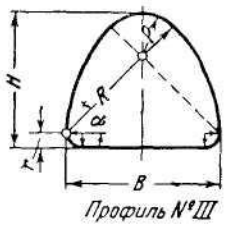
При заполнении площади сечения	Профиль I			Профиль II			Профиль III			Профиль IV		
	$H=B$	$H=1,25\ B$	$H=1,5\ B$	$H=B$	$H=1,25\ B$	$H=1,5\ B$	$H=B$	$H=1,25\ B$	$H=1,4\ B$	$H=B$	$H=1,15\ B$	$H=1,3\ B$
100%	0,97	0,96	0,945	0,98	0,970	0,96	0,985	0,965	0,95	0,99	0,98	0,97
80%	0,97	0,945	0,925	0,97	0,945	0,925	0,98	0,96	0,945	0,98	0,97	0,95



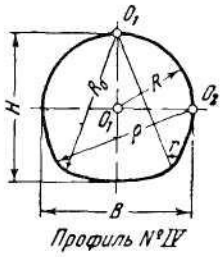
Профиль №I



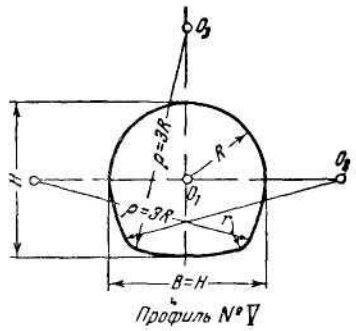
Профиль №II



Профиль №III



Профиль №IV



Профиль №V

Рис 7-23 Типовые профили деривационных безнапорных туннелей

Профиль I

$H=B$
$H=1,25B$
$H=1,50B$
$\Big\}\ R=\frac{B}{\sqrt{2}}$

Профиль II

$H=B$
$H=1,25B$
$H=1,50B$
$\Big\}\ R=\frac{B}{2}$

Профиль III

	$H=B$	$H=1,2B$	$H=1,4B$
R	B	$1,5B$	$2B$
ρ	$0,293B$	$0,25B$	$0,25B$
r	$0,207B$	$0,20B$	$0,25B$
α	$\frac{\pi}{4}$	$\operatorname{arctg}\frac{3}{4}$	$\operatorname{arctg}\frac{3}{5}$

Профиль IV

	$H=B$	$H=1,5B$	$H=1,30B$
R	$0,5B$	$0,5B$	$0,5B$
R_0	B	B	B
ρ	B	$1,5B$	$2B$
r	$0,15B$	$0,15B$	$0,15B$

Таблица 7-19

К расчету безнапорных туннелей для профилей *II* и *V*

Таблица расходных характеристик при коэффициенте шероховатости $n=1,0$, т. е. $K'=\omega R^{1/6}\sqrt{R}$ $м^3/сек$ при полном заполнении для различных высот туннеля H, $м$

H, $м$	$\left(\frac{H}{2}\right)$, $м$	$\left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}$	$K'=2,2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2,7}$, $м^3/сек$
Профиль *II* по рис. 7-23			
2	1,0	1,000	2,2169
3	1,5	2,988	6,64
4	2,0	6,498	14,40
5	2,5	11,870	26,30
6	3,0	19,420	43,10
7	3,5	29,440	66,20
8	4,0	42,230	93,50
Профиль *V* по рис. 7-23			
2	1,0	1,000	2,097
3	1,5	2,988	6,30
4	2,0	6,498	13,67
5	2,5	11,870	24,70
6	3,0	19,420	40,80
7	3,5	29,440	61,80
8	4,0	42,230	88,70

Для гидравлических расчетов профилей туннелей *II* и *V* по рис. 7-23 приводим в табл. 7-19—7-21 значения расходных характеристик при коэффициенте шероховатости $n=1$ как для полного, так и для частичного заполнения сечения.

Для получения действительных расходных характеристик при заданном значении коэффициента шероховатости надо табличные значения умножить на $\frac{1}{n}$.

В дополнение даны графики (рис 7-24) для $K'=\omega R^{2,7}=f(H)$ и рис. 7-25 для $\frac{K'_n}{K'}=f\left(\frac{h}{H}\right)$.

Указанные в табл. 7-20 значения K' и ω относятся к поперечному сечению профилей *II* и *V* (по рис. 7-23) с высотой $H=2$ *м*.

Для поперечных сечений иной высоты ($H\leq 2$ *м*) расходные характеристики K' и площади живого сечения ω (при полном заполнении) могут определяться по формулам:

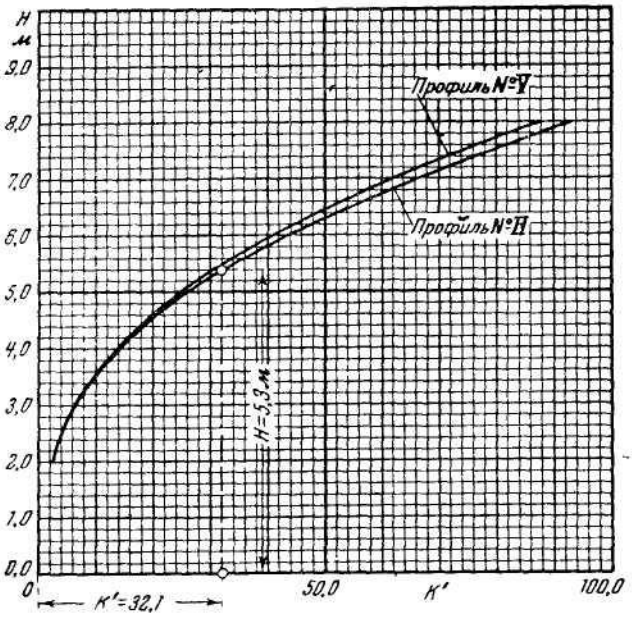


Рис 7-24. K — расходная характеристика при коэффициенте шероховатости $n = 1$.

Таблица 7-20

Значения расходной характеристики (модуля расхода) при коэффициенте шероховатости, равном единице, и по формуле $K' = \omega R^{1/6}\sqrt{R}$, а также значения площади живого сечения при различных степенях наполнения $\left(\frac{h}{H}\right)$ для туннелей с профилем II и V (рис. 7-23) (табличные значения относятся к профилю высотой $H = 2$ м)

$\frac{h}{H}$	K', м³/сек	ω, м²	$\left(\frac{h}{H}\right)$	K', м³/сек	ω, м²
		Профиль *II*			
0,05	0,0330	0,1780	0,55	0,4210	2,1728
0,10	0,1084	0,3738	0,60	1,5915	2,3705
0,15	0,2113	0,5732	0,65	1,7584	2,5640
0,20	0,3321	0,7732	0,70	1,9175	2,7513
0,25	0,4685	0,9732	0,75	2,0659	2,9298
0,30	0,6167	1,1732	0,80	2,1922	3,0967
0,35	0,7679	1,3732	0,85	2,2951	3,2485
0,40	0,9200	1,5732	0,90	2,3625	3,3805
0,45	1,0832	1,7262	0,95	2,3759	3,4852
0,50	1,2506	1,9732	1,00	2,2164	3,5440
		Профиль *V*			
0,05	0,012	0,087	0,55	1,317	2,011
0,10	0,090	0,280	0,60	1,487	2,208
0,15	0,154	0,449	0,65	1,654	2,402
0,20	0,260	0,635	0,70	1,814	2,590
0,25	0,383	0,826	0,75	1,960	2,768
0,30	0,517	1,019	0,80	2,089	2,935
0,35	0,663	1,215	0,85	2,192	3,086
0,40	0,818	1,413	0,90	2,258	3,218
0,45	0,980	1,612	0,95	2,272	3,323
0,50	1,146	1,811	1,00	2,297	3,382

	K'	ω
для профиля *II*	$2{,}2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2{,}7}$	$3{,}544\left(\frac{H}{2}\right)^{2}$
для профиля *V*	$2{,}097\left(\frac{H}{2}\right)^{2{,}7}$	$3{,}382\left(\frac{H}{2}\right)^{2}$.

Для определения K [м³/сек] и площадей живых сечений ω при частичном заполнении даны значения отношений

$$\frac{K'_{\text{частичн. наполн}}}{K'_{\text{наполн}}} \text{ и } \frac{\omega_{\text{частичн. наполн}}}{\omega_{\text{полн}}}$$

в табл. 7-21 для соответствующих наполнений $\frac{h_n}{H}$.

Пример. Задана высота корытообразного профиля $H = 4$ м (профиль *II*), определить расходную характеристику K' (при коэффициенте шероховатости $n = 1$) и площадь живого сечения ω при глубине $h = 2{,}4$ м, т. е. при наполнении $\frac{h_n}{H} = 0{,}6$.

Решение. Находим сначала для полного заполнения расходную характеристику

$$K' = 2{,}2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2{,}7} \approx 2{,}216 \cdot 6{,}53 \approx 14{,}4 \text{ м}^3/\text{сек},$$

площадь живого сечения

$$\omega_{\text{полн}} = 3{,}514\left(\frac{H}{2}\right)^{2} = 14{,}176 \text{ м}^2.$$

Тогда при заданном наполнении $\left(\frac{h_n}{H}\right) = 0{,}6$, т. е. при глубине воды $h = 0{,}6H = 0{,}6 \cdot 4 = 2{,}4$ м получим:

$$K'_{0{,}6} = 14{,}4\left(\frac{K_{\text{част}}}{K_{\text{полн}}}\right) = 14{,}4 \cdot 0{,}72 \approx 10{,}4 \text{ м}^3/\text{сек},$$

$$\omega_{0{,}6} = 14{,}176\left(\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}\right) = 14{,}176 \cdot 0{,}67 = 9{,}5 \text{ м}^2.$$

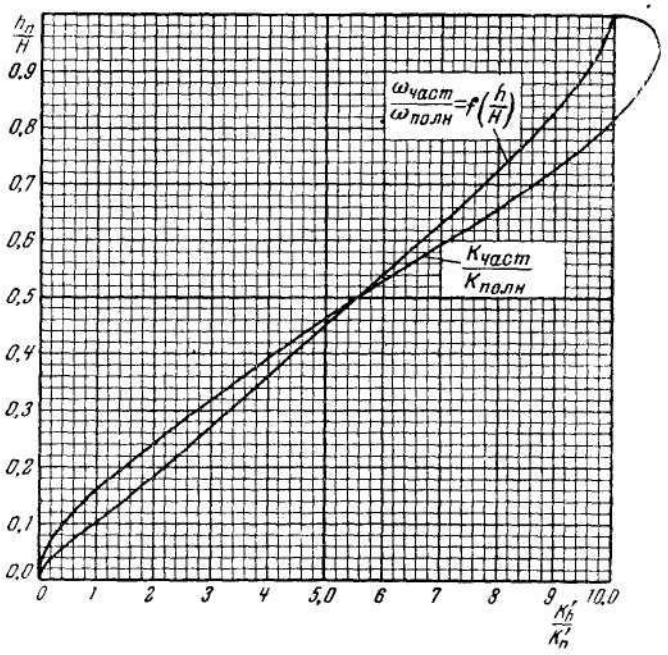


Рис. 7-25.

Числовые значения $\left(\frac{K_{\text{част}}}{K_{\text{полн}}}\right)=0{,}72$ и $\left(\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}\right)=0{,}67$ взяты из табл. 7-21 для профиля *II* при $\frac{h}{H}=0{,}6$.

Таблица 7-21

К расчету безнапорного туннеля с профилем *II* и *V*

Значения $\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}}=f\left(\frac{h}{H}\right)$ **и** $\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}=f_1\left(\frac{h}{H}\right)$

$\left(\frac{h}{H}\right)$	$\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}}$	$\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}$	$\left(\frac{h}{H}\right)$	$\frac{K'_{\text{част}}}{K'_{\text{полн}}}$	$\frac{\omega_{\text{част}}}{\omega_{\text{полн}}}$
Профиль *II*					
0,10	0,049	0,105	0,60	0,720	0,670
0,20	0,150	0,218	0,70	0,866	0,775
0,30	0,278	0,330	0,80	0,990	0,870
0,40	0,415	0,443	0,90	1,065	0,955
0,50	0,565	0,557	0,95	1,075	0,985
			1,00	1,00	1,00
Профиль *V*					
0	0	0	0,60	0,707	0,675
0,10	0,043	0,083	0,70	0,865	0,765
0,20	0,124	0,188	0,80	0,995	0,870
0,30	0,246	0,300	0,90	1,075	0,945
0,40	0,390	0,417	0,95	1,085	0,980
0,50	0,546	0,535	1,00	1,000	1,000

7-6. ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В КАНАЛАХ ПО УСЛОВИЯМ НЕРАЗМЫВАЕМОСТИ РУСЛА

Согласно ТУиН Главгидроэнергостроя 24-108-46 (от 17 июля 1947 г.) предельно допустимые скорости, при которых не происходит размыв, определяются следующим образом.

Для несвязных грунтов по формуле проф. И. И. Леви

$$v_{\text{доп}}=B\sqrt{d_{\text{ср}}}\ln\frac{R}{7d_{\text{ср}}}\ \frac{м}{сек}, \qquad (7\text{-}35)$$

где $d_{ср}$ — средний диаметр, *м*, зерен грунта канала, определяемый как среднеарифметическое из диаметров частиц, составляющих основную массу данного грунта, т. е. для наиболее крутого участка кривой гранулометрического состава;

R — гидравлический радиус, *м*;

B — коэффициент, приблизительно равный 4,4 для уплотненных грунтов и примерно равный 3,75—для рыхлых.

При $\frac{R}{d_{\text{ср}}}<50$ допускаемая скорость может быть определена по формуле

$$v_{\text{доп}}=3{,}13\sqrt{d_{\text{ср}}}F\left(\frac{R}{d_{\text{ср}}}\right), \qquad (7\text{-}35)$$

где функция $F\left(\frac{R}{d_{\text{ср}}}\right)$ имеет значения, указанные в табл. 7-22.

Таблица 7-22

$\frac{R}{d_{\text{ср}}}$	$F\left(\frac{R}{d_{\text{ср}}}\right)$	$\frac{R}{d_{\text{ср}}}$	$F\left(\frac{R}{d_{\text{ср}}}\right)$	$\frac{R}{d_{\text{ср}}}$	$F\left(\frac{R}{d_{\text{ср}}}\right)$
50	2,70	20	2,10	5	1,90
40	2,50	15	2,00	2	1,90
30	2,3	10	1,95	1	1,85

Для каналов с $R>3$ *м* указанные скорости могут быть увеличены приблизительно на 5% и примерно на 6% при $R\approx 5$ *м*.

Для каналов с облицовкой булыжной мостовой или облицовкой по типу глубокой пропитки битумом $v_{\text{доп}}\approx 2$ *м/сек*.

Для связных грунтов при гидравлическом радиусе $R=1-3$ *м* допустимая скорость может приниматься согласно табл. 7-23.

Согласно ТУиН Главгидроэнергостроя (СТ-24-2396) при проектировании во всех случаях, за исключением особо ответственных сооружений, могут быть приняты указанные в табл. 7-23—7-28 допустимые средние по живому сечению скорости v [*м/сек*].

Таблица 7-23

Категория грунтов	v, *м/сек*
Супесь слабая	0,7 ÷0,8
Супесь уплотненная	1,0
Суглинки: легкие	0,7 ÷0,8
средние	1,10
плотные	1,10÷1,20
Глины: мягкие	0,7
нормальные	1,20÷1,40
плотные	1,50÷1,80
Илистые грунты	0,50÷0,6

Таблица 7-24

Допускаемые средние скорости для несвязных грунтов

№ п/п.	Наименование однородных несвязных грунтов	Размеры частиц грунта, *мм*	Допускаемые средние скорости, *м/сек* при средней глубине потока, *м*			
			$h_{ср}=0,4$	$h_{ср}=1,0$	$h_{ср}=2,0$	$h_{ср}\geqslant 3$
1	Пыль и ил	0,005÷0,05	0,12—0,17	0,15—0,21	0,17—0,24	0,19—0,26
2	Песок мелкий	0,05÷0,25	0,17—0,27	0,21—0,32	0,24—0,37	0,26—0,40
3	„ средний	0,25÷1,0	0,27—0,47	0,32—0,57	0,37—0,65	0,40—0,70
4	„ крупный	1,0÷2,5	0,47—0,53	0,57—0,65	0,65—0,75	0,70—0,80
5	Гравий мелкий	2,5÷5,0	0,53—0,65	0,65—0,80	0,75—0,90	0,80—0,95
6	„ средний	5÷10	0,65—0,80	0,80—1,0	0,90—1,1	0,95—1,2
7	„ крупный	10÷15	0,80—0,95	1,0—1,2	1,1—1,3	1,2—1,4
8	Галька мелкая	15÷25	0,95—1,2	1,2—1,4	1,3—1,6	1,4—1,8
9	„ средняя	25÷40	1,2—1,5	1,4—1,8	1,6—2,1	1,8—2,2
10	„ крупная	40÷75	1,5—2,0	1,8—2,4	2,1—2,8	2,2—3,0
11	Булыжник мелкий	75÷100	2,0—2,3	2,4—2,8	2,8—3,2	3,0—3,4
12	„ средний	100÷150	2,3—2,8	2,8—3,4	3,2—3,9	3,4—4,2
13	„ крупный	150÷200	2,8—3,2	3,4—3,9	3,9—4,5	4,2—4,9
14	Валуны	Более 200	Более 3,2	Более 3,9	Более 4,5	Более 4,9

Таблица 7-25

Допускаемые средние скорости для связных грунтов, *м/сек*

№ п/п.	Наименование связных грунтов	Содержание частиц, %		Характеристика грунтов															
				малоплотные				среднеплотные				плотные				очень плотные			
				Приведенная порозность[1]															
				>1,2				1,2÷0,6				0,6÷0,3				0,3÷0,2			
				Объемный вес воздушно-сухого грунта[2]															
				>1,2				1,2÷1,66				1,66÷2,04				2,04÷2,14			
				Средняя глубина потока, *м*															
		0,005 *мм*	0,005÷0,05 *мм*	0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	1,0	2,0	3,0 и более
1	Глины	30—50	50—70	0,33	0,40	0,46	0,50	0,7	0,85	0,95	1,1	1,0	1,2	1,4	1,5	1,4	1,7	1,9	2,1
2	Тяжелые суглинки	20—30	70—80																
3	Тощие	10—20	80—90																
4	Лессовые грунты в условиях закончившихся просадок	—	—	0,27	0,32	0,37	0,40	0,6	0,7	0,8	0,85	0,8	1,0	1,2	1,3	1,1	1,3	1,5	1,7
5	Супеси	5—10	20—40	Как для неоднородных несвязных грунтов															
6	Растительная земля и ил с органическими неразложившимися остатками и корневыми сплетениями	—	—	Как для пыли и ила															

[1] Приведенная порозность равна отношению объема пор к объему твердого вещества.
[2] Объемный вес воздушно-сухого грунта дан при удельном весе твердого вещества $\gamma=2,65\ т/м^3$.

Таблица 7-26

Допускаемые средние скорости для горных пород

№ п/п	Наименование скальных пород	Допускаемые средние скорости, *м/сек*							
		при грубой поверхности породы				при гладкой поверхности породы			
		Средняя глубина потока, *м*							
		0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	0,1	2,0	3,0 и более
	А. Осадочные породы								
1	Конгломерат, мергель, сланцевые глины и сланцы . . .	2,1	2,5	2,9	3,1	—	—	—	—
2	Пористый известняк, плотный конгломерат, слоистый известняк, известняковый песчаник, доломитовый известняк	2,5	3,0	3,4	3,7	4,2	5,0	5,7	6,2
3	Доломитовый песчаник, плотный неслоистый известняк, кремнистый известняк	3,7	4,5	5,2	5,6	5,8	7,0	8,0	8,7
	Б. Кристаллические породы								
4	Мрамор, граниты, сиениты, габбро	16	20	23	25	25	25	25	25
5	Порфиры, фонолиты, андезиты, диабазы, базальты, кварциты	21	25	25	25	25	25	25	25

Примечание. Приведенные в табл. 7-26 данные относятся к породам нетрещиноватым и со свежей невыветренной поверхностью. Если породы трещиноваты и выветрены, то приведенные в табл. 7-26 величины допускаемых скоростей подлежат уменьшению в зависимости от степени трещиноватости и выветренности. Для очень выветрившихся пород (разборных) допускаемые скорости определяются, как для несвязного грунта (табл. 7-24) по размерам преобладающих разборных кусков с учетом объемного веса этих пород.

Таблица 7-27

Допускаемые средние скорости для одежд и креплений каналов

№ п/п.	Тип крепления	Допускаемые средние скорости, *м/сек*			
		Средняя глубина потока, *м*			
		0,4	1,0	2,0	>3,0
1	Каменная наброска в зависимости от крупности камня . .	По табл. 7-25		—	
2	Каменная наброска в плетнях в зависимости от крупности камня	По таблице с увеличением на 10%			
3	Одиночная мостовая из булыжника размером 15 *см* . . .	2,5	3,0	3,5	3,8
	» » » » » 20 *см* . . .	2,9	3,5	4,0	4,3
4	Двойная мостовая и мостовая из правильных камней с приколом и ровной поверхностью при камнях размером 15 *см*	3,1	3,7	4,3	4,6
	То же 20 *см*	3,6	4,3	5,0	5,4
5	Габионы	До 4,2	До 5,0	До 5,7	До 6,2
6	Свежие хворостяные покрытия и хворостяные крепления	1,8	2,2	2,5	2,7
7	Дерн свежий плашмя	0,6	0,8	0,9	1,0
8	Дерн свежий в стенку	1,5	1,8	2,0	2,2

Таблица 7-28

Допускаемые средние скорости для кладки бетона, железобетона и дерева

№ п/п.	Наименование кладки и материалов	Допускаемые средние скорости, *м/сек*											
		Одежды и крепления каналов				Сооружения и конструкции							
						в обычных условиях				при затруднениях в отношении доступности ремонта			
		Средняя глубина потока, *м*											
		0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	1,0	2,0	3,0 и более	0,4	1,0	2,0	3,0 и
	А. Кладка на цементном растворе												
1	Кладка из кирпича с временным сопротивлением сжатию в воде 16—30 *кг/см²*	1,6	2,0	2,3	2,5	2,9	3,5	2,0	4,4	1,4	1,7	2,0	2,2
2	Бутовая кладка из слабых пород и кладка из плотного кирпича	2,9	3,5	4,0	4,4	5,0	6,0	6,9	7,5	2,5	3,0	3,4	3,7
3	Кирпичная кладка из железняка с временным сопротивлением сжатию 120 *кг/см²*	4,6	5,5	6,3	6,9	7,9	9,5	11	12	3,9	4,7	5,4	5,9
4	Бутовая кладка из средних пород	5,8	7,0	8,1	8,7	10	12	14	15	5,0	6,0	6,9	7,5
5	Кладка из клинкера с временным сопротивлением 250—300 *кг/см²*	7,1	8,5	9,8	11	12	14	16	18	6,0	7,2	8,3	9,0
	Б. Бетон и железобетон с цементной или торкретной штукатуркой при тщательном выполнении работ												
6	Бетон марки 210 (временное сопротивление сжатию через 30 дней, *кг/см²*)	7,5	9,0	10	11	25	25	25	25	15	18	21	23
7	Бетон марки 170	6,6	8,0	9,2	10	25	25	25	25	13	16	19	20
8	„ „ 140	5,8	7,0	8,1	8,7	24	25	25	25	12	14	16	18
9	„ „ 110	5,0	6,0	6,9	7,5	20	24	25	25	10	12	13	15
10	„ „ 90	4,2	5,0	5,7	6,2	16	20	23	25	8	10	11	12
11	В. Дерево	—	—	—	—	15	25	25	25	12	15	17	18

7-7. ЗАИЛЕНИЕ КАНАЛОВ

Для каналов в обычном земляном русле при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}0225$ и среднем диаметре $d_{ср}$ преобладающей массы взвешенных насосов, равном 0,25 *мм критическая незаиляющая скорость определяется по формуле И. И. Леви*

$$v_к = 0{,}5\sqrt{R}\ [м/сек], \qquad (7\text{-}36)$$

где R — гидравлический радиус, *м*.

В общем случае критическая незаиляющая скорость определяется по общей формуле И. И. Леви

$$v_к = 0{,}01\,\frac{w}{\sqrt{d_{ср}}}\sqrt[4]{\frac{p}{0{,}01}}\cdot\frac{0{,}0225}{n}\sqrt{R}\ [м/сек], \qquad (7\text{-}36')$$

где w — гидравлическая крупность, *м/сек*, для частиц с диаметром $d = d_{ср}$;

$d_{ср}$ — средний диаметр для частиц преобладающей массы взвешенных наносов, *мм*;

p — процент (по весу) взвешенных наносов с крупностью $\geqslant 0{,}25$ *мм*;

n — коэффициент шероховатости русла канала;

R — гидравлический радиус, *м*.

Если насыщенность потока насосами с $d > 0{,}25$ *мм* не превышает $\frac{1}{100}$ % по весу, то критическую незаиляющую скорость в канале с гидравлическим радиусом $R = 1$ *м* можно определять приближенно, пользуясь табл. 7-29 в зависимости от величины $d_{ср}$.

Таблица 7-29

$d_{ср}$, *мм*	$v_к$, *м/сек*	$d_{ср}$, *мм*	$v_к$, *м/сек*	$d_{ср}$, *мм*	$v_к$, *м/сек*
0,1	0,22	1,0	0,95	2,0	1,10
0,2	0,45	1,2	1,00	2,2	1,10
0,4	0,67	1,4	1,02	2,4	1,11
0,6	0,82	1,6	1,05	2,6	1,11
0,8	0,90	1,8	1,07	3,0	1,11

Примечание. Для каналов, имеющих $R \neq 1$ *м*, указанные в таблице значения $v_к$ надо умножить соответственно на $\sqrt{R}$. Например, если $d = 1$ *мм* и $R = 2$ *м*, то величину критической незаиляющей скорости получим равной $v_к = 0{,}95\sqrt{R} = 0{,}95\sqrt{2} = 1{,}345 \approx 1{,}35$ *м/сек*.

Согласно ТУ Главгидроэнергостроя (ТУ-24-03) при составлении технических проектов каналов I и II классов расчет каналов на заиление производится на основании специальных исследований, организуемых при проектировании данного канала, а в иных случаях допускается применение формул А. А. Черкасова и В. Н. Гончарова.

Формула проф. А. А. Черкасова

$$v_к = 0{,}646\alpha\beta R^{0{,}5}, \qquad (7\text{-}37)$$

где $v_к$ — критическая скорость, *м/сек*;

R — гидравлический радиус, *м*;
α — коэффициент, зависящий от произведения $Ri \cdot 10^6$, значения которого указаны в табл. 7-30;
β — коэффициент, зависящий от гидромеханического эквивалента наносов η, значения которого указаны в табл. 7-31;
i — продольный уклон.

Таблица 7-30

Значения коэффициента α к формуле (7-37)

$Ri \cdot 10^6$	α	$Ri \cdot 10^6$	α	$Ri \cdot 10^6$	α
50	0,97	200	0,995	400	1,02
75	0,975	225	1,00	450	1,025
100	0,98	275	1,005	500	1,03
125	0,985	300	1,01	—	
150	0,99	350	1,015	—	

Гидромеханический эквивалент наносов равен:

$$\eta_i = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} \varepsilon \frac{\sum_1^n (w_i p_i)}{\sum_1^n p_i}, \qquad (7\text{-}38)$$

Таблица 7-31

Значения коэффициента β к формуле (7-37)

η, $\frac{г\,см}{л\,сек}$	β	η, $\frac{г\,см}{л\,сек}$	β	η, $\frac{г\,см}{л\,сек}$	β
0,001	0,735	0,15	0,935	1,5	1,075
0,01	0,815	0,2	0,95	2	1,09
0,02	0,84	0,3	0,975	3	1,12
0,03	0,86	0,4	0,99	4	1,14
0,04	0,87	0,5	1,005	5	1,16
0,05	0,88	0,6	1,015	7	1,18
0,06	0,89	0,7	1,025	10	1,215
0,08	0,90	0,8	1,03	15	1,25
0,10	0,915	0,9	1,04	20	1,27
		1,0	1,045		

где γ_1 — удельный вес материала наносов;
γ — удельный вес воды;
ε — мутность потока, т. е. количество граммов наносов в 1 *л* расхода потока;
w_i — осредненная гидравлическая крупность частиц фракции порядка i, *см/сек*;
p_i — содержание этой фракции во всем составе наносов, %;

Таблица 7-33

Значения критической скорости $v_к$ по проф. В. Н. Гончарову, *м/сек*

Состав взвешенных наносов	Средняя глубина h, *м*	При весовом содержании фракции наносов крупнее 0,005 *мм* в промиллях (p‰)						
		0,1	0,5	1	2,5	5	7,5	10
0,25—0,05 *мм* 25% 0,05—0,005 *мм* 75%	0,30	0,22	0,28	0,32	0,39	0,45	0,49	0,52
	0,60	0,28	0,37	0,43	0,52	0,60	0,66	0,70
	1,00	0,34	0,45	0,52	0,64	0,75	0,82	0,87
	1,50	0,39	0,54	0,62	0,76	0,89	0,97	1,04
	2,00	0,44	0,60	0,70	0,86	1,01	1,10	1,18
	2,50	0,48	0,66	0,77	0,94	1,11	1,22	1,30
	3,00	0,51	0,71	0,83	1,02	1,20	1,32	1,41
0,25—0,05 *мм* 75% 0,05—0,005 *мм* 25%	0,30	0,28	0,37	0,42	0,50	0,58	0,64	0,63
	0,60	0,36	0,48	0,55	9,67	0,78	0,85	0,91
	1,00	0,43	0,59	0,68	0,83	0,97	1,06	1,13
	1,50	0,51	0,69	0,80	0,98	1,15	1,26	1,35
	2,00	0,57	0,78	0,91	1,11	1,31	1,43	1,53
	2,50	0,61	0,86	0,99	1,22	1,44	1,57	1,69
	3,00	0,66	0,92	1,07	1,32	1,55	1,70	1,82
1—0,25 *мм* 25% 0,25—0,05 *мм* 75%	0,30	0,39	0,51	0,58	0,70	0,81	0,88	0,94
	0.60	0,50	0,67	0,76	0,93	1,08	1,18	0,26
	1,00	0,60	0,82	0,94	1,15	1,34	1,47	1,57
	1,50	0,70	0,96	1,11	1,36	1,59	1,75	1,87
	2,00	0,78	1,08	1,26	1,54	1,80	1,98	2,12
	2,50	0,85	1,19	1,38	1,69	1,99	2,18	2,33
	3,00	0,92	1,28	1,49	1,83	2,15	2,36	2,53
1—0,25 *мм* 75% 0,25—0,05 *мм* 25%	0,30	0,57	0,73	0,84	1,00	1,16	1,27	1,35
	0,60	0,72	0,96	1,10	1,34	1,56	1,70	1,82
	1,00	0,87	1,18	1,36	1,66	1,93	2,12	2,27
	1,50	1,01	1,39	1,61	1,96	2,30	2,52	2,70
	2,00	1,13	1,56	1,81	2,22	2,60	2,86	3,06
	2,50	1,23	1,71	1,99	2,44	2,87	3,15	3,37
	3,00	1,32	1,85	2,15	2,64	3,10	3,41	3,65

n — число фракций при гранулометрическом анализе.

Если $\gamma_1 = 2{,}66$ и $\gamma = 1$, то

$$\eta = 0{,}634\varepsilon \frac{\sum_1^n (w_i p_i)}{\sum_1^n p_i}. \qquad (7\text{-}38')$$

Значения w_i указаны в табл. 7-32.

Если критическая скорость, вычисленная по формуле (7-37), получается меньше 0,27 *м/сек*, то принимается $v_к = 0{,}27$ *м/сек*.

Формула проф. В. Н. Гончарова

Значения $v_к$ вычисляются по формуле

$$p = \frac{0{,}0535}{h}\left(\frac{v_к}{v_0 h^{0,2}}\right)^4 \left(1 - \frac{v_0 h^{0,2}}{v_к}\right), \qquad (7\text{-}39)$$

где p — весовое содержание фракций наносов крупнее 0,005 *мм*, %;

v_0 — скорость, *м/сек* при которой происходит осаждение наносов данной крупности, при глубине потока 1 *м* (см. табл. 7-33);

h — глубина потока, *м*;

$v_к$ — критическая скорость, *м/сек*.

Числовые значения $v_к$ для различного весового содержания фракций наносов, см. табл. 7-33.

Таблица 7-32

Фракция	Осредненная гидравлическая крупность w_i, *см/сек*
<0,001 *мм*	0,00005
0,001—0,005 *мм*	0,00158
0,005—1,010	0,01635
0,01—0,05	0,124
0,05—0,25	1,272
0,25—0,50	3,899
0,50—1,00	7,527

По наблюдениям на каналах Средней Азии и Закавказья величины v_0 характеризуются данными, указанными в табл. 7-34.

Таблица 7-34

Состав взвешенных наносов, %			Средняя скорость v_0, *м/сек*
1—0,25 *мм*	0,25—0,05 *мм*	0,05—0,005 *мм*	
75	25	—	0,580
25	75	—	0,395
—	75	25	0,285
—	25	75	0,220

ГЛАВА ВОСЬМАЯ

НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

8-1. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ

При неравномерном движении средняя скорость и уклон свободной поверхности изменяются вдоль потока.

Если скорость увеличивается, т. е. если $\frac{\partial v}{\partial s} > 0$, то движение будет ускоренным.

Если $\frac{\partial v}{\partial s} < 0$, то движение будет замедленным.

Для установившегося плавно изменяющегося движения жидкости в открытом русле (рис. 8-1) основное уравнение имеет вид:

$$J = \frac{d}{ds}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + \frac{v^2}{C^2 R}, \qquad (8\text{-}1)$$

где $J = -\frac{dH}{ds}$ — уклон свободной поверхности в сечении $(n-n)$ (J — переменная величина вдоль по течению);

v, R и C — соответственно средняя скорость, гидравлический радиус и коэффициент Шези для того же сечения $(n-n)$ при глубине потока h;

α — коэффициент Кориолиса, связанный с неравномерным распределением скоростей по сечению и принимаемый в обычных условиях равным $\alpha = 1{,}1$ (см. гл. 3).

Основное уравнение (8-1) может быть написано ч е, и именно:

а) для непризматического русла

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3}\cdot\frac{\partial \omega}{\partial s}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B}; \qquad (8\text{-}2)$$

б) для призматического русла, т. е. при $\frac{\partial \omega}{\partial s} = 0$,

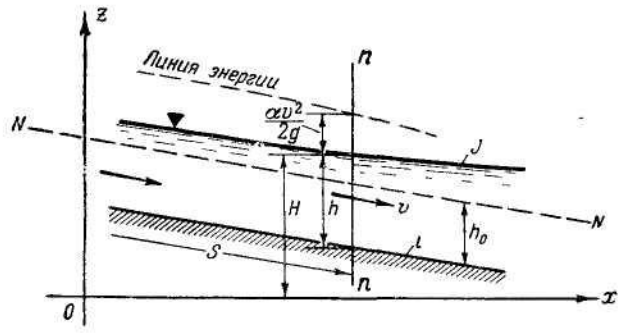


Рис. 8-1.

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B}; \qquad (8\text{-}3)$$

в) для прямоугольного очень широкого русла $(B \gg h)$

$$\frac{dh}{ds} = i\,\frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_к^3}, \qquad (8\text{-}4)$$

где Q — расход;

B — ширина потока поверху;

h_0 — глубина равномерного движения (нормальная глубина);

i — уклон дна русла;

$h_к$ — критическая глубина.

По проф. В. Д. Журину величина $N = \frac{\omega^3}{B}$ называется „контрольным" числом, а величина $N_к = \frac{\alpha Q^2}{g}$ — его „критическим" значением. Вводя в формулу (8-3) расходные характеристики: K_0 — равномерного движения и K — для рассматриваемого сечения, а также величины N и $N_к$, основное уравнение (8-3) по В. Д. Журину получим в виде:

$$\frac{dh}{ds} = i\,\frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \frac{N_к}{N}}. \qquad (8\text{-}3')$$

Отношение $\frac{N_к}{N}$ определяет („контролирует") состояние потока. При $\frac{N_к}{N} \lessgtr 1$ имеет место, соответственно: спокойное, критическое и бурное состояния потока

а) Основные формы свободной поверхности для призматических русел

Производная $\frac{dh}{ds} = \operatorname{tg}\beta$, где β — угол наклона касательной свободной поверхности к линии дна русла, характеризует изменение глубины потока вдоль по течению.

В зависимости от условий $i \gtrless 0$ и $h \gtrless h_к$ $\left(\text{или } \frac{N_к}{N} \lessgtr 1\right)$ и $h \gtrless h_0$ (при $h = h_0$ движение будет равномерным) форма свободной поверхности для призматических русел приобретает вид, указанный на схемах рис. 8-2, 8-3 и 8-4:

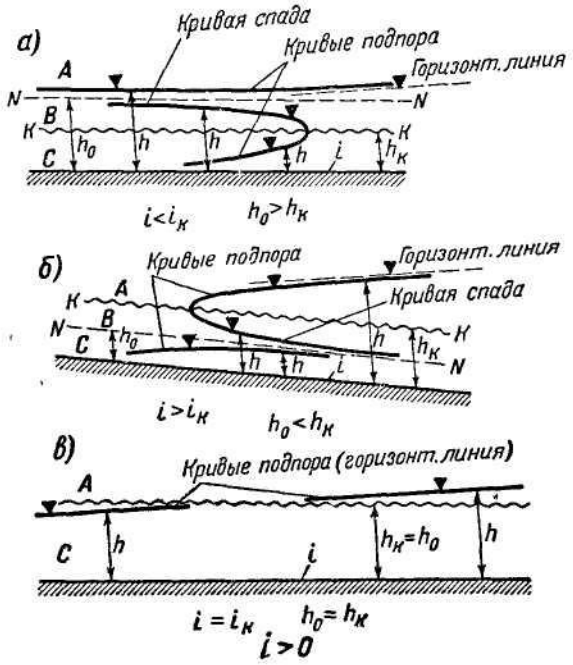


Рис 8-2.

1) при положительном (прямом) уклоне $i > 0$ (рис. 8-2,*а—в*);

2) при нулевом уклоне $i = 0$ (горизонтальное дно) (рис. 8-3);

3) при отрицательном (обратном) уклоне $i < 0$ (рис. 8-4).

Примечания. 1. Для непризматических русел форма свободной поверхности зависит не только от условия $i \gtrless 0$, $h \gtrless h_K$ и $h \gtrless h_0$, но и самым существенным образом от характера изменения формы русла по длине, почему схемы по рис. 8-2—8-4 могут и не сохраняться.

2. На практике для определения характера (вида) свободной поверхности (продольного профиля потока) надлежит всякий раз определить в случае $i > 0$ глубину h_0 равномерного движения* и h_K — критическую глубину или только h_K в случае $i = 0$ и $i < 0$ (или во всех случаях по В. Д. Журину вычислить $N_K = \frac{\alpha Q^2}{g}$ и $N = \frac{\omega^3}{B}$). Тогда по соотношению между действительной глубиной h и глубинами h_0 и h_K и решается вопрос согласно схемам рис. 8-2—8-4 [или по В. Д. Журину по графику $N = \varphi(h)$ и $K = f(h)$ (рис. 8-5)].

Все кривые свободной поверхности в условиях $\frac{dh}{ds} > 0$, т. е. когда глубины потока возрастают вниз по течению, называются *кривыми подпора*, а в условиях $\frac{dh}{ds} < 0$, т. е. когда глубины убывают, называются *кривыми спада*.

б) Определение критической глубины h_K^*

Критической глубиной называется та глубина, при которой для заданного расхода Q удельная энергия сечения $\left[\mathcal{Э} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = f(h)\right]$ имеет наименьшее значение $\left[\mathcal{Э}_{мин} = h_K + \frac{\alpha v_K^2}{2g}\right]$.

* Определение глубины равномерного движения h_0 указано в гл. 7.

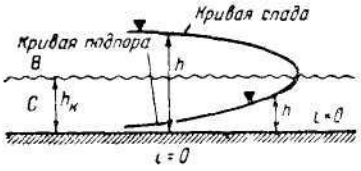


Рис. 8 3

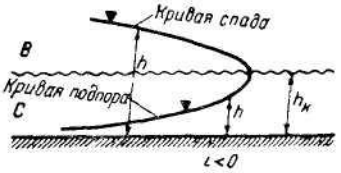


Рис 8-4

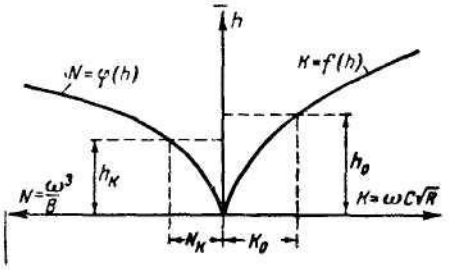


Рис. 8-5.

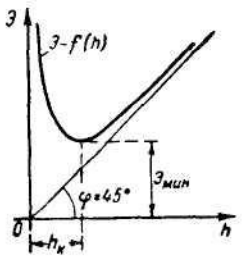


Рис 8 6.

Кривая функции $\mathcal{Э} = f(h)$ изображена на рис. 8-6.

В общем случае, т. е. для русла любого поперечного профиля, *критическая глубина определяется решением уравнения (8-5):*

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = 0 \text{ или } \frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}. \qquad (8\text{-}5)$$

Это решение можно найти путем построения для заданного поперечного профиля кривой

$$y = \frac{\omega^3}{B} = f(h),$$

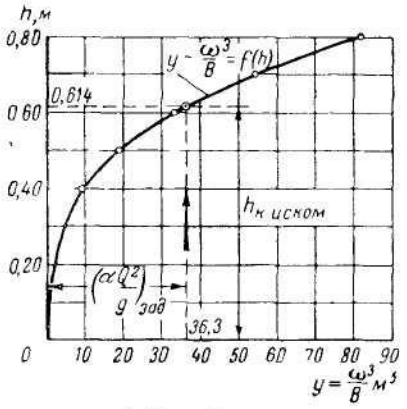


Рис 8-7.

при помощи которой непосредственно по графику (рис. 8-7) находится $h_к$ для заданного $\frac{\alpha Q^2}{g}$.

Для прямоугольного русла шириной b критическая глубина вычисляется по формуле (8-6):

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \qquad (8\text{-}6)$$

где q — расход на единицу ширины русла (так называемый „удельный расход") $\frac{Q}{b}$, $м^2/сек$.

Значения $h_к$ для прямоугольного русла при $\alpha=1{,}10$ и $\alpha=1{,}0$ приведены в табл 8-1 и на графике рис. 8-8.*

В зависимости от критической скорости $\left(v_к = \frac{q}{h_к}\right)$ критическая глубина вычисляется по формуле

$$h_к = \frac{\alpha v_к^2}{g}. \qquad (8\text{-}7)$$

В зависимости от минимума $Э$

$$h_к = \frac{2}{3} Э_{мин}. \qquad (8\text{-}8)$$

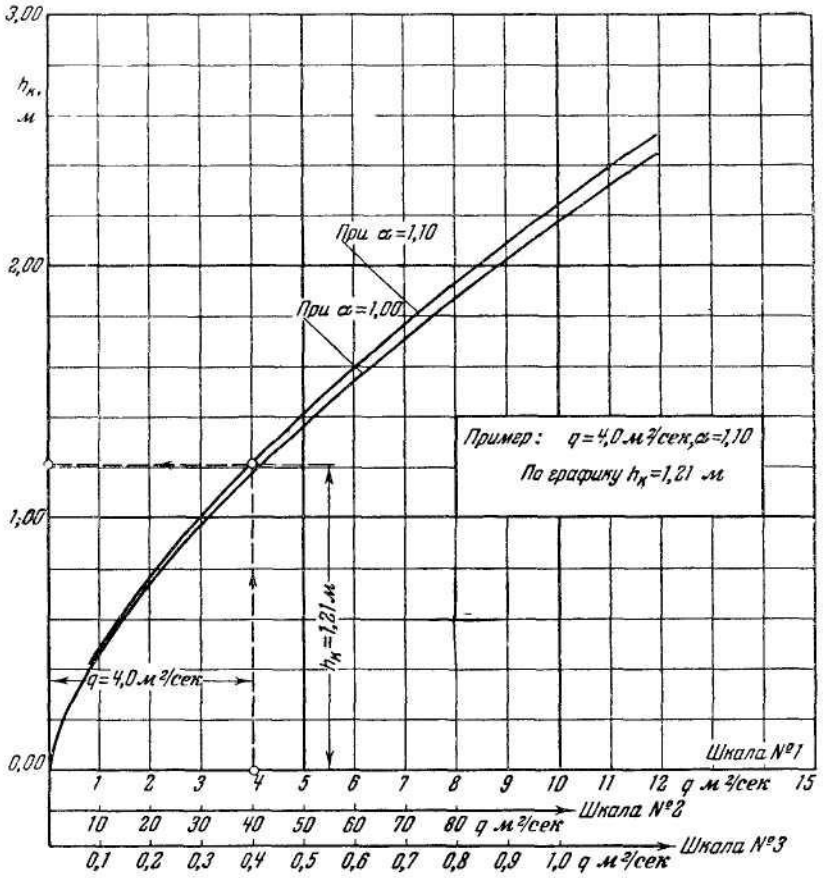


Рис 8 8 График для определения $h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$ для прямоугольного русла (метрические меры)

Примечание Если для расходов пользоваться шкалой № 2, то просчитанное по вертикальной оси значение $h_к$ надо умножить на 4,642, а если пользоваться шкалой № 3, то таковое значение $h_к$ надо разделить на 4,642

Например 1 Задано: $q=40\ м^2/сек$; $\alpha=1{,}10$ Найти $h_к$ Пользуясь шкалой № 2, находим по графику $h'_к = 1{,}215\ м$ и, следовательно, $h_к = 1 \cdot 215 \cdot 4{,}642 = 5{,}62\ м$

2 Задано: $q=0{,}4\ м^2/сек$: $\alpha=1{,}0$. Найти $h_к$ Пользуясь шкалой № 3, находим по графику $h'_к = 1{,}215\ м$ и, следовательно,

$$h_к = \frac{1{,}215}{4{,}642} = 0{,}262\ м.$$

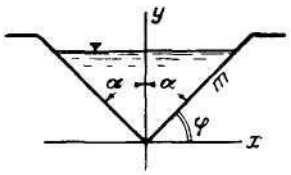


Рис 8-9

* По В. Д. Журину $h_к$ находим по графику $N=\varphi(h)$ (см рис. 8-5), зная величину $N_к = \frac{\alpha Q^2}{g}$, что, очевидно, тождественно определению $h_к$ по рис. 8-7.

Таблица 8-1

Величина критической глубины $h_к$, *м*, в зависимости от удельного расхода $q = \frac{Q}{b}$, *м²/сек*, для прямоугольного русла (при коэффициенте $\sigma = 1{,}0$ и $\alpha = 1{,}1$)

q, м²/сек	$h_к$, м		q, м²/сек	$h_к$, м		q, м²/сек	$h_к$, м	
	$\alpha = 1{,}0$	$\alpha = 1{,}1$		$\alpha = 1{,}0$	$\alpha = 1{,}1$		$\alpha = 1{,}0$	$\alpha = 1{,}1$
0,05	0,064	0,066	1,50	0,612	0,632	4,00	1,176	1,214
0,10	0,100	0,104	1,60	0,639	0,660	4,20	1,216	1,255
0,20	0,160	0,165	1,70	0,665	0,687	4,40	1,255	1,294
0,30	0,209	0,216	1,80	0,692	0,714	4,60	1,292	1,333
0,40	0,254	0,262	1,90	0,716	0,740	4,80	1,330	1,372
0,50	0,295	0,304	2,00	0,742	0,765	5,00	1,366	1,410
0,60	0,332	0,343	2,20	0,790	0,815	5,50	1,455	1,502
0,70	0,368	0,380	2,40	0,837	0,864	6,00	1,543	1,593
0,80	0,402	0,415	2,60	0,883	0,912	7,00	1,710	1,765
0,90	0,435	0,449	2,80	0,928	0,958	8,00	1,868	1,928
1,00	0,467	0,482	3,00	0,972	1,003	9,00	2,020	2,085
1,10	0,497	0,513	3,20	1,014	1,047	10,00	2,168	2,237
1,20	0,527	0,544	3,40	1,056	1,090	11,00	2,310	2,384
1,30	0,556	0,574	3,60	1,096	1,130	12,00	2,448	2,529
1,40	0,584	0,604	3,80	1,137	1,174			

Для треугольного русла (рис. 8-9)

$$h_к = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}. \qquad (8\text{-}9)$$

Для параболического русла (рис. 8-10) симметричного сечения

$$h_к = \sqrt[4]{\frac{27}{64}\frac{\alpha Q^2}{gp}}, \qquad (8\text{-}10)$$

где p — параметр параболы соответственно уравнению $x^2 = 2py$, т. е. равный $p = \frac{x^2}{2y}$.

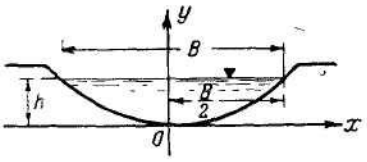


Рис. 8-10.

В практических условиях парабола, определяющая форму русла, задана или аналитически, т. е. задан параметр p, или задана чертежом. В этом втором случае параметр вычисляется по формуле

$$p = \frac{p_1 + p_2 + \ldots + p_n}{n},$$

где $p_1 = \frac{x_1^2}{2y_1}$; $p_2 = \frac{x_2^2}{2y_2}$; ...; $p_n = \frac{x_n^2}{2y_n}$, причем числовые значения $x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n$, а также числовые значения $y_1, y_2, y_3, \ldots, y_n$ определяются по чертежу заданного поперечного сечения русла (рис. 8-11) прямым чтением по масштабу.

Для приближенных расчетов при $p \approx 15 - 20$ можно принять взамен точной формулы (8-10) приближенную зависимость (для метрических мер)

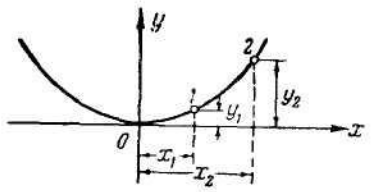


Рис. 8-11.

$$\left.\begin{aligned} h_к &\approx 0{,}22\sqrt{Q} \quad \text{при} \quad \alpha = 1{,}0 \\ \text{и} \qquad & \\ h_к &\approx 0{,}225\sqrt{Q} \quad \text{при} \quad \alpha = 1{,}1. \end{aligned}\right\} \qquad (8\text{-}10а)$$

Пример. Дано: $Q = 25$ *м³/сек*; $p = 15$; $\alpha = 1{,}0$. Критическая глубина параболического русла по приближенной формуле (8-10а) будет равна:

$$h_к = 0{,}22\sqrt{25} = 1{,}10 \text{ м},$$

а по точной (8-10)

$$h_к = \sqrt[4]{\frac{27Q^2}{64gp}} = \sqrt{\frac{27}{64}\frac{25^2}{9{,}81 \cdot 15}} \approx 1{,}15 \text{ м}.$$

При $p = 20$ $h_к = 1{,}08$ *м*.

Для трапецеидальных русел критическая глубина $h_к$ определяется или по уравнению (8-5) путем подбора либо путем построения кривой $y = \frac{\omega^2}{B} = f(h)$ (рис. 8-7), или по одному из следующих способов.

Способ П. Г. Киселева. Критическая глубина $h_к$ определяется при помощи графика критической глубины модельного канала (геометрически подобного данному), имеющего ширину по дну $b = 1{,}0$ *м*.

В соответствии с законами гравитационного подобия расход модельного канала определяется по расходу Q заданного канала по формуле

$$q_{мод} = \frac{Q}{n^2\sqrt{n}}, \qquad (8\text{-}11)$$

где n — линейный масштаб модели, равный $n = \frac{b}{b_{мод}}$

(если $b_{мод} = 1{,}0$, то $n = b$);

Q — расход данного канала (в натуре).

Искомая критическая глубина для канала в натуре при этом будет равна:

$$h_к = nh_{к.мод}. \qquad (8\text{-}12)$$

На рис. 8-12 показан построенный нами график критической глубины $h_{к.мод}$ модельного канала трапецеидального сечения с шириной по дну $b = 1{,}0$ *м* в зависимости от расхода $q_{мод}$, т. е. $h_{к.мод} = f(q_{мод})$, для различных значений коэффициента откоса m. Пользуясь этим графиком, легко и очень быстро определяется критическая глубина $h_к$ для заданного канала с шириной по дну b при заданном расходе Q.

При расходах модельного канала $q_{мод} < 0{,}075$ *м³/сек* критическую глубину трапецеидального канала можно определять так же, как и для прямоугольного сечения, по формуле

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

где b — ширина по дну.

Рис. 8-12 построен при коэффициенте $\alpha = 1{,}10$. Если критическую глубину надо определить при ином значении коэффициента α, т. е. не равном 1,10, то расчетный расход модельного канала вычисляется по формуле

$$q_{мод} = \frac{Q}{n^2\sqrt{n}}\sqrt{\frac{\alpha'}{1{,}10}},$$

и в частном случае при $\alpha' = 1{,}00$

$$q_{мод} = \frac{Q}{n^2\sqrt{n}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1{,}10}} = \frac{Q}{1{,}05n^2\sqrt{n}}.$$

Порядок расчета указан на следующем примере.

Пример. Определить критическую глубину $h_к$ для канала *с шириной по дну* $b = 3{,}0$ *м, коэффициентом откоса* $m = 1{,}5$ *при расходе* $Q = 15$ *м³/сек.*

Решение. Находим сначала масштаб модели $n = \frac{b}{1{,}0} = b = 3$, затем вычисляем расход модельного канала, отвечающий заданному расходу 15 *м³/сек*,

$$q_{мод} = \frac{Q}{n^2\sqrt{n}} = \frac{15}{3^2\sqrt{3}} = 0{,}961 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Далее по графику (рис. 8-12) определяем критическую глубину модельного канала. В данном случае для $q_{мод} = 0{,}961$ получим $h_{к.мод} = 0{,}385$ *м*.

Тогда искомая критическая глубина для заданного канала с расходом $Q = 15$ *м³/сек* будет равна:

$$h_к = nh_{к.мод} = 3 \cdot 0{,}385 \approx 1{,}16 \text{ м}.$$

Способ проф. И. И. Агроскина[1]. В 1952 г. И. И. Агроскин предложил новый, весьма эффективный на практике способ определения критической глубины в трапецеидальном русле. Определение критической глубины по этому методу производится следующим образом.

Сперва вычисляем критическую глубину $h_{к.п}$ для условного прямоугольного русла с шириной b, равной ширине по дну данного канала, т. е. по формуле

$$h_{к.п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

где Q — расход канала;

b — ширина по дну данного канала.

Затем находим значение величины

$$\sigma_п = \frac{mh_{к.п}}{b} = \frac{m}{b}\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}, \qquad (8\text{-}13)$$

где m — коэффициент откоса данного канала.

Далее, пользуясь графиком рис. 8-13 или табл. 8-2, находим значение особой функции $f(\sigma_п)$, составленной проф. И. И. Агроскиным, после чего вычисляем искомую критическую глубину данного трапецеидального канала:

$$h_к = f(\sigma_п)\, h_{к.п} = f(\sigma_п)\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}. \qquad (8\text{-}14)$$

Функцию $f(\sigma_п)$ проф. И. И. Агроскин определяет по формуле

$$f(\sigma_п) = \frac{\sqrt[3]{1 + 2\sigma_т}}{1 + \sigma_т},$$

где

$$\sigma_т = \frac{mh_к}{b}.$$

Пример. Ширина канала по дну $b = 3{,}0$ *м*; коэффициент откоса $m = 1{,}5$, расход $Q = 15$ *м³/сек*. Определить $h_к$.

Сперва находим критическую глубину условного прямоугольного русла:

$$h_{к.п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 5^2}{9{,}81}} \approx 1{,}41 \text{ м}.$$

Таблица 8-2

Числовые значения функции $f(\sigma_п)$ для определения критической глубины трапецеидального канала[1]

$\sigma_п$	$f(\sigma_п)$	$\sigma_п$	$f(\sigma_п)$	$\sigma_п$	$f(\sigma_п)$
0,12	0,961	0,36	0,893	0,70	0,820
0,13	0,958	0,37	0,891	0,72	0,816
0,14	0,955	0,38	0,888	0,74	0,813
0,15	0,952	0,39	0,886	0,76	0,809
0,16	0,949	0,40	0,883	0,78	0,805
0,17	0,946	0,41	0,881	0,80	0,802
0,18	0,943	0,42	0,879	0,82	0,799
0,19	0,940	0,43	0,876	0,84	0,796
0,20	0,937	0,44	0,874	0,86	0,793
0,21	0,934	0,45	0,871	0,88	0,789
0,22	0,931	0,46	0,869	0,90	0,786
0,23	0,928	0,47	0,867	0,92	0,783
0,24	0,925	0,48	0,865	0,94	0,780
0,25	0,922	0,49	0,862	0,96	0,777
0,26	0,920	0,50	0,860	0,98	0,774
0,27	0,917	0,52	0,856	1,00	0,771
0,28	0,914	0,54	0,852	1,05	0,763
0,29	0,911	0,56	0,848	1,10	0,757
0,30	0,909	0,58	0,843	1,15	0,750
0,31	0,906	0,60	0,839	1,20	0,744
0,32	0,903	0,62	0,835	1,25	0,737
0,33	0,901	0,64	0,831	1,30	0,731
0,34	0,898	0,66	0,827	1,35	0,726
0,35	0,895	0,68	0,824	1,40	0,721

[1] Аналогичный способ был предложен независимо от И. И. Агроскина и несколько ранее канд. техн. наук К. Михайловым, см. журнал «Гидротехника и мелиорация», 1952, № 8.

[1] Заимствована из статьи проф. И. И. Агроскина в журнале „Гидротехника и мелиорация", 1952, № 9.

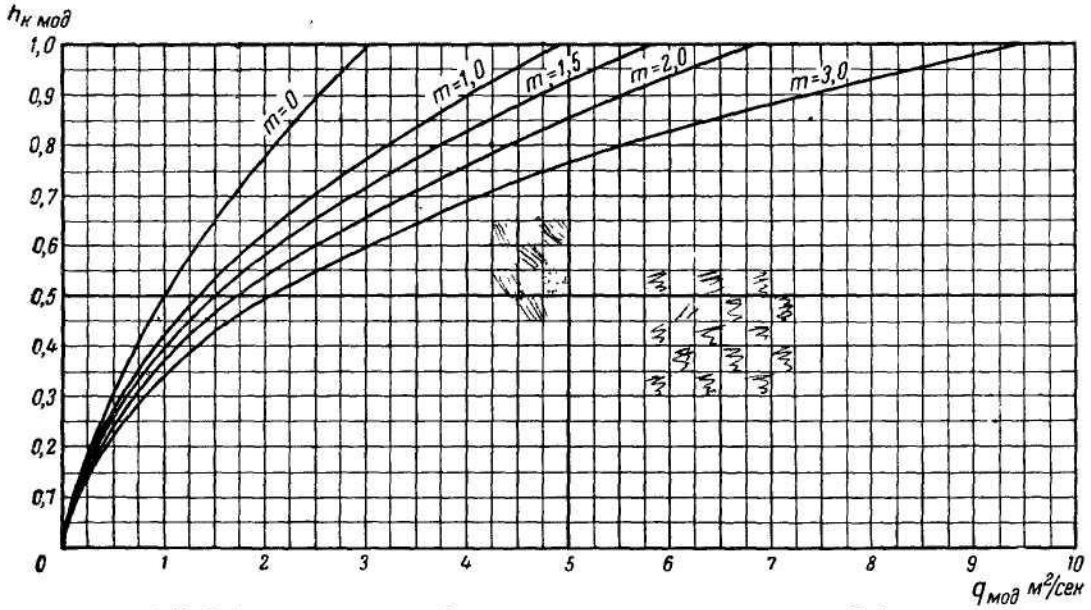


Рис. 8-12. График для определения $h_к$ в трапецеидальных каналах по методу П. Г. Киселева.

Затем находим аргумент $\sigma_п$ прямоугольного русла:

$$\sigma_п = \frac{mh_{к\,п}}{b} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}41}{3} = 0{,}705.$$

По табл. 8-2 для $\sigma_п = 0{,}705$ находим $f(\sigma_п) = 0{,}818$, тогда искомая критическая глубина будет равна:

$$h_к = f(\sigma_п)\, h_{к\,п} = 0{,}818 \cdot 1{,}41 = 1{,}15\ м.$$

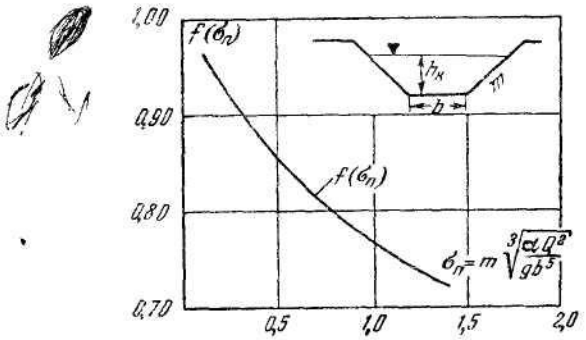


Рис. 8-13. График для определения функции $f(\sigma_п)$ к методу проф. И. И. Агроскина определения критической глубины трапецеидального канала.

Вместо табл. 8-2 и графика рис. 8-13 И. И. Агроскин предлагает следующую приближенную формулу[1]:

$$f(\sigma_п) = 1 - \frac{\sigma_п}{3} + 0{,}105\sigma_п^2.$$

Результаты вычисления значения $f(\sigma_п)$ по этой формуле весьма точно сходятся со значениями $f(\sigma_п)$, указанными в табл. 8-2.

[1] И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов, Гидравлика, изд 3-е, Госэнергоиздат, 1954.

в) Критический уклон

Критическим уклоном называется такой уклон, при котором заданный расход Q проходит по каналу в условиях равномерного движения с глубиной, равной $h_к$, т. е. при соблюдении равенства

$$Q = \omega_к C_к \sqrt{R_к i_к}.$$

Определение критического уклона может быть произведено:

1) или непосредственно по формуле

$$i_к = \frac{Q^2}{\omega_к^2 C_к^2 R_к}, \qquad (8\text{-}15)$$

где при предварительно найденной критической глубине $h_к^*$ для данного русла и при заданном расходе Q определяются соответствующие величины $\omega_к$, $C_к$ и $R_к$,

2) или по уравнению

$$i_к = \frac{g}{\alpha C_к^2} \cdot \frac{\chi_к}{B_к}, \qquad (8\text{-}16)$$

3) или для прямоугольного русла большой ширины ($B \gg h$), т. е. при $B \approx \chi$ по уравнению

$$i_к = \frac{g}{\alpha C_к^2}. \qquad (8\text{-}17)$$

Для ориентировочных расчетов критический уклон указан в табл. 8-2а.

* Которая находится по одному из указанных выше способов.

Таблица 8-2а

Значения критических уклонов $i_к = \frac{g}{\alpha C^2}$ при C по Павловскому

R, м	n			
	0,011	0,020	0,030	0,040
0,6	0,0013	0,0047	0,0115	0,0220
1,0	0,0011	0,0036	0,0080	0,0142
2,0	0,0009	0,0028	0,0059	0,0099
5,0	0,0007	0,0022	0,0045	0,0074

г) Деление потока на «спокойные» и «бурные»

«Спокойным» потоком называется поток, имеющий глубину $h > h_к$. В этом случае обтекание потоком донных преграждений происходит плавно и не сопровождается образованием «прыжка». При $h < h_к$ поток называется «бурным» (рис. 8-14).

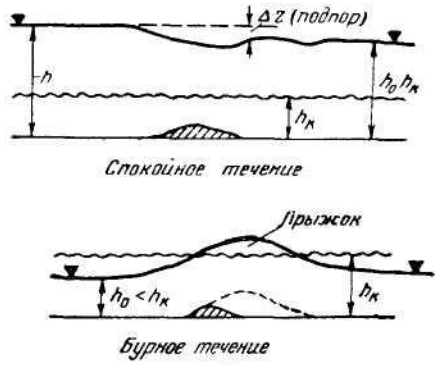


Рис 8-14.

д) Определение гидравлического показателя русла

Понятие о гидравлическом показателе русла вытекает из соотношения

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x, \qquad (8\text{-}18)$$

где x — *гидравлический показатель русла*; таким образом, гидравлический показатель русла x есть та степень, в которую надо возвести отношение глубин $\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$, чтобы получить квадрат отношения соответствующих расходных характеристик $\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2$ или расходов $\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2$.

Вычисление x производится на основании формулы (8-18) путем логарифмирования, т. е. по формуле

$$x = \frac{2\lg\left(\frac{K_1}{K_2}\right)}{\lg\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}. \qquad (8\text{-}19)$$

На практике определение гидравлического показателя русла x для данного русла производится следующим образом. Выбирая произвольные две глубины h_1 и h_2, вычисляем для этих глубин расходные характеристики:

$$K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1} \text{ при } h_1;$$

$$K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2} \text{ при } h_2.$$

Тогда x находим по формуле (8-19).

Пример. Дано: ширина трапецеидального канала по дну $b = 5$ *м*; коэффициент откоса $m = 1{,}5$; коэффициент шероховатости к формуле Н. Н. Павловского для C, $n = 0{,}025$. Определить гидравлический показатель русла для глубины в интервале $h_1 = 2{,}0$ *м* и $h_2 = 1{,}0$ *м*.

Определяем $K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1}$ при $h_1 = 2$ *м* и $K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2}$ при $h_2 = 1{,}0$ *м*. Расчет приводим в табличной форме:

h, м	ω, м²	χ, м	R, м	C, м$^{1/2}$/сек	K, м³/сек
2	16	12,2	1,31	42,3	775
1	6 5	8,6	0 75	37,5	211

Тогда

$$x = \frac{2\lg\frac{775}{211}}{\lg\frac{2}{1}} = \frac{1{,}128}{0{,}301} = 3{,}75.$$

Примечания: 1. Для очень широких прямоугольных русел гидравлический показатель русла x можно считать равным $x = 3{,}00$, а для параболических $x = 4{,}0$, что обыкновенно и принимают при расчетах таких русел.

2. В формулах (8-18) и (8-19) предполагается условие $x = \text{const}$ для данного поперечного сечения. Однако это неточно, так как x изменяется с изменением глубины. Для трапецеидального канала, следовательно, гидравлический показатель русла x зависит от $\beta = \frac{b}{h}$.

Для определения величины гидравлического показателя x можно пользоваться формулой проф. Р. Р. Чугаева, которая для трапецеидальных каналов имеет вид[1]:

$$x = 3{,}4\left(1 + \frac{m}{\beta + m}\right) - 1{,}4\,\frac{2\sqrt{1+m^2}}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}},$$

где m — коэффициент откоса;

$\beta \approx \frac{2b}{h_1 + h_2}$, причем h_1 и h_2 — соответствующие глубины канала.

Для прямоугольных русел коэффициент откоса $m = 0$, и тогда гидравлический показатель русла определится по формуле

$$x = 3{,}4 - \frac{2{,}8}{\beta + 2}.$$

Для трапецеидальных русел получим соответственно:

$$\text{при } m = 1{,}0 \quad x = 3{,}4\,\frac{\beta + 2}{\beta + 1} - \frac{3{,}92}{\beta + 2{,}81},$$

$$\text{при } m = 1{,}5 \quad x = 3{,}4\,\frac{\beta + 3}{\beta + 2} - \frac{5{,}40}{\beta + 3{,}8}.$$

Весьма удобный график составлен проф. А. Н. Рахмановым (рис. 8-15) для быстрых определений x в зави-

[1] Здесь коэффициент C принят по формуле Форхгеймера

$$C = \frac{1}{n} R^{0,2}$$

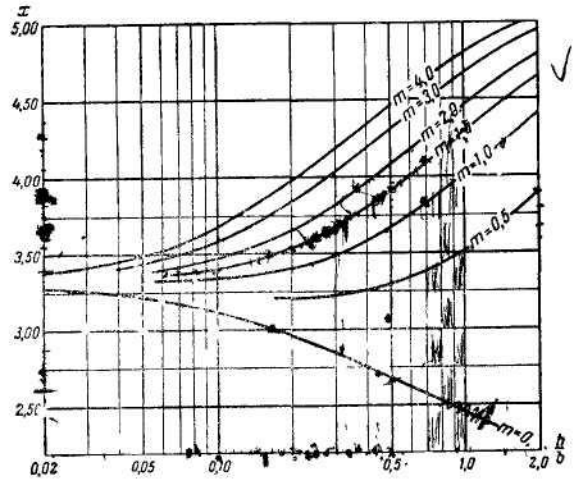


Рис. 8-15. График для определения гидравлического показателя русла x для трапецеидальных каналов.
Гидравлический показатель русла x определяется по заданным глубине h и ширине по дну b. Кривые $x = \varphi\left(\frac{h}{b}\right)$ построены для различных коэффициентов откоса m.

симости от отношения $\frac{h}{b}$ и величины коэффициента откоса m $\left(\text{при } C = \frac{1}{n} R^{1/6}\right)$.

Приводим этот график в сокращенном виде (рис. 8-15).

8-2. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ДЛЯ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЕЛ

а) Способ, основанный на показательной зависимости (8-18) (способ Б. А. Бахметева)

1. Каналы (русла) с прямым уклоном $i > 0$. Расчетное уравнение имеет следующий вид:

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{ср})\,[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \qquad (8\text{-}20)$$

где i — уклон дна;
l — длина заданного участка канала;
h_0 — глубина равномерного течения при заданном расходе Q (нормальная глубина);
η_2 и η_1 — „относительные" глубины $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$ и $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ в конце и в начале данного участка (рис. 8-16), т. е. соответственно в сечениях $2-2$ и $1-1$.

Примечание. Следует не упускать из виду, что согласно принятым пределам при интегрировании основного дифференциального уравнения (8-3) сечение $2-2$ располагается ниже по течению относительно сечения $1-1$ (см. рис. 8-1о).

$$j_{ср} = \left(\frac{\alpha C^2 i}{g}\,\frac{B}{\chi}\right)_{ср},$$

где α — коэффициент Кориолиса, связанный с неравномерностью распределения скоростей по сечению ($\alpha \approx 1{,}10$);
C, χ и B — коэффициент к формуле Шези $v = C\sqrt{Ri}$,

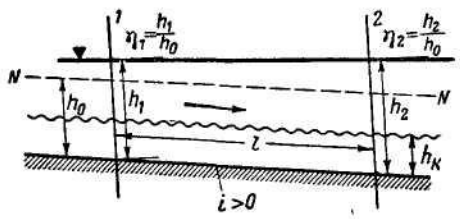


Рис. 8-16.

смоченный периметр и ширина русла поверху;
i и g — уклон дна и ускорение силы тяжести.

Примечание. Величина j может быть $\gtrless 1{,}0$:
при $i < i_к$ $\quad j < 1{,}0$;
„ $i > i_к$ $\quad j > 1{,}0$.

$\varphi(\eta_2)$ и $\varphi(\eta_1)$ — функции относительной глубины, представляющие собой значения интеграла:

$$\varphi(\eta) = -\int \frac{d\eta}{\eta^x - 1} + C \qquad \text{при } \eta_2 \text{ и } \eta_1.$$

Числовые значения функции приведены в табл. 8-3 для различных значений гидравлического показателя русла x.

Применение уравнения (8-20) для построения линии свободной поверхности потока сводится: или 1) к определению длины участка канала l между двумя его поперечными сечениями, где заданы глубины h_2 и h_1, или 2) к определению глубины h_1 при заданных h_2 и l (или к определению h_2 при заданных h_1 и l).

В первом случае эти вычисления оказываются более простыми, так как при заданных глубинах h_2 и h_1 и, следовательно, при известных $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$ и $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ значения соответствующих функций $\varphi(\eta_2)$ и $\varphi(\eta_1)$ находятся прямо по таблицам, а значение выражения $j_{ср} = \left(\frac{\alpha C^2 i}{g}\,\frac{B}{\chi}\right)_{ср}$ может быть вычислено непосредственно по известным элементам поперечного профиля русла в конце участка при глубине h_2 и в начале — при глубине h_1, т. е. как $j_{ср} = \frac{j_1 + j_2}{2}$.

Во втором случае задача оказывается более сложной, так как если неизвестна одна из глубин h_1 (или h_2), неизвестной будет η_1 (или η_2), а потому не могут быть определены непосредственно по таблицам функции $\varphi(\eta_1)$ [или $\varphi(\eta_2)$]. Равным образом не может быть вычислено прямо по формуле и значение $j_{ср}$. В этом случае задача решается подбором или графоаналитически.

В обоих случаях значение $\varphi(\eta)$ выбирается по таблице при соответствующем гидравлическом показателе русла x. Порядок вычислений по уравнению (8-20) и табл. 8-3 остается одним и тем же для всех кривых подпора и спада, указанных на рис. 8-2,*а* и *б* для $i > 0$.

Примечание. Построение линий подпора при $h_1 = h_к$ по рис. 8-2,*в* не требует использования уравнения (8-20).

Таблица 8-3

Значения функции $\varphi(\eta)$ для русел с прямым уклоном дна ($i>0$)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе $x=2{,}00$									
0	0	0,77	1,020	0,980	2,297	1,20	1,199	1,49	0,813
0,05	0,050	0,78	1,045	0,985	2,442	1,21	1,177	1,50	0,805
0,10	0,100	0,79	1,071	0,990	2,646	1,22	1,156	1,55	0,767
0,15	0,151	0,80	1,098	0,995	3,000	1,23	1,136	1,60	0,733
0,20	0,203	0,81	1,127	1,000	∞	1,24	1,117	1,65	0,703
0,25	0,309	0,82	1,156	1,005	2,997	1,25	1,098	1,70	0,675
0,30	0,309	0,83	1,118	1,010	2,652	1,26	1,081	1,75	0,650
0,35	0,365	0,84	1,221	1,015	2,415	1,27	1,065	1,80	0,626
0,40	0,424	0,85	1,256	1,020	2,307	1,28	1,049	1,85	0,605
0,45	0,485	0,86	1,293	1,025	2,197	1,29	1,033	1,90	0,585
0,50	0,549	0,87	1,333	1,030	2,117	1,30	1,018	1,95	0,566
0,55	0,619	0,88	1,375	1,035	2,031	1,31	1,004	2,0	0,549
0,60	0,693	0,89	1,421	1,040	1,966	1,32	0,990	2,1	0,518
0,61	0,709	0,90	1,472	1,045	1,908	1,33	0,977	2,2	0,490
0,62	0,727	0,905	1,499	1,05	1,857	1,34	0,964	2,3	0,466
0,63	0,741	0,910	1,527	1,06	1,768	1,35	0,952	2,4	0,444
0,64	0,758	0,915	1,557	1,07	1,693	1,36	0,940	2,5	0,424
0,65	0,775	0,920	1,589	1,08	1,629	1,37	0,928	2,6	0,405
0,66	0,792	0,925	1,622	1,09	1,573	1,38	0,917	2,7	0,389
0,67	0,810	0,930	1,658	1,10	1,522	1,39	0,906	2,8	0,374
0,68	0,829	0,935	1,696	1,11	1,477	1,40	0,896	2,9	0,360
0,69	0,848	0,940	1,738	1,12	1,436	1,41	0,886	3,0	0,346
0,70	0,867	0,945	1,782	1,13	1,398	1,42	0,876	3,5	0,294
0,71	0,887	0,950	1,831	1,14	1,363	1,43	0,866	4,0	0,255
0,72	0,907	0,955	1,885	1,15	1,331	1,44	0,856	4,5	0,226
0,73	0,928	0,960	1,945	1,16	1,301	1,45	0,847	5,0	0,203
0,74	0,950	0,965	2,013	1,17	1,273	1,46	0,838	6,0	0,168
0,75	0,972	0,970	2,092	1,18	1,247	1,47	0,829	8,0	0,126
0,76	0,996	0,975	2,184	1,19	1,222	1,48	0,821	10,0	0,100
При гидравлическом показателе $x=2{,}50$									
0	0	0,77	0,940	0,980	1,985	1,20	0,719	1,49	0,432
0,05	0,050	0,78	0,961	0,985	2,100	1,21	0,702	1,50	0,426
0,10	0,100	0,79	0,983	0,990	2,264	1,22	0,686	1,55	0,399
0,15	0,150	0,80	1,006	0,995	2,544	1,23	0,671	1,60	0,376
0,20	0,201	0,81	1,030	1,000	∞	1,24	0,657	1,65	0,355
0,25	0,252	0,82	1,055	1,005	2,139	1,25	0,643	1,70	0,336
0,30	0,304	0,83	1,081	1,010	1,865	1,26	0,630	1,75	0,318
0,35	0,357	0,84	1,109	1,015	1,704	1,27	0,618	1,80	0,303
0,40	0,411	0,85	1,138	1,020	1,591	1,28	0,606	1,85	0,289
0,45	0,468	0,86	1,169	1,025	1,504	1,29	0,594	1,90	0,276
0,50	0,527	0,87	1,202	1,030	1,432	1,30	0,582	1,95	0,264
0,55	0,590	0,88	1,237	1,035	1,372	1,31	0,571	2,0	0,253
0,60	0,657	0,89	1,275	1,040	1,320	1,32	0,561	2,1	0,233
0,61	0,671	0,90	1,316	1,045	1,274	1,33	0,551	2,2	0,216
0,62	0,685	0,905	1,339	1,05	1,234	1,34	0,542	2,3	0,201
0,63	0,699	0,910	1,362	1,06	1,164	1,35	0,533	2,4	0,188
0,64	0,714	0,915	1,386	1,07	1,105	1,36	0,524	2,5	0,176
0,65	0,729	0,920	1,412	1,08	1,053	1,37	0,516	2,6	0,165
0,66	0,744	0,925	1,440	1,09	1,009	1,38	0,508	2,7	0,155
0,67	0,760	0,930	1,469	1,10	0,969	1,39	0,500	2,8	0,146
0,68	0,776	0,935	1,500	1,11	0,933	1,40	0,492	2,9	0,138
0,69	0,792	0,940	1,534	1,12	0,901	1,41	0,484	3,0	0,131
0,70	0,809	0,945	1,570	1,13	0,872	1,42	0,477	3,5	0,103
0,71	0,826	0,950	1,610	1,14	0,846	1,43	0,470	4,0	0,084
0,72	0,844	0,955	1,654	1,15	0,821	1,44	0,463	4,5	0,070
0,73	0,862	0,960	1,702	1,16	0,798	1,45	0,456	5,0	0,060
0,74	0,881	0,965	1,758	1,17	0,776	1,46	0,450	6,0	0,046
0,75	0,900	0,970	1,820	1,18	0,756	1,47	0,444	8,0	0,029
0,76	0,920	0,975	1,896	1,19	0,737	1,48	0,438	10,0	0,021

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе $x=3{,}00$									
0	0	0,77	0,892	0,980	1,784	1,20	0,480	1,49	0,259
0,05	0,050	0,78	0,911	0,985	1,882	1,21	0,467	1,50	0,255
0,10	0,100	0,79	0,930	0,990	2,019	1,22	0,454	1,55	0,235
0,15	0,150	0,80	0,950	0,995	2,250	1,23	0,442	1,60	0,218
0,20	0,200	0,81	0,971	1,000	∞	1,24	0,431	1,65	0,203
0,25	0,251	0,82	0,993	1,005	1,647	1,25	0,420	1,70	0,189
0,30	0,302	0,83	1,016	1,010	1,419	1,26	0,410	1,75	0,177
0,35	0,354	0,84	1,040	1,015	1,291	1,27	0,400	1,80	0,166
0,40	0,407	0,85	1,065	1,020	1,193	1,28	0,391	1,85	0,156
0,45	0,461	0,86	1,092	1,025	1,119	1,29	0,382	1,90	0,147
0,50	0,517	0,87	1,120	1,030	1,061	1,30	0,373	1,95	0,139
0,55	0,575	0,88	1,151	1,035	1,010	1,31	0,365	2,0	0,132
0,60	0,637	0,89	1,183	1,040	0,967	1,32	0,357	2,1	0,119
0,61	0,650	0,90	1,218	1,045	0,929	1,33	0,349	2,2	0,108
0,62	0,663	0,905	1,237	1,05	0,896	1,34	0,341	2,3	0,098
0,63	0,676	0,910	1,257	1,06	0,838	1,35	0,334	2,4	0,090
0,64	0,689	0,915	1,278	1,07	0,790	1,36	0,328	2,5	0,082
0,65	0,703	0,920	1,300	1,08	0,749	1,37	0,322	2,6	0,076
0,66	0,717	0,925	1,323	1,09	0,713	1,38	0,316	2,7	0,070
0,67	0,731	0,930	1,348	1,10	0,680	1,39	0,310	2,8	0,065
0,68	0,746	0,935	1,374	1,11	0,652	1,40	0,304	2,9	0,060
0,69	0,761	0,940	1,403	1,12	0,626	1,41	0,298	3,0	0,056
0,70	0,776	0,945	1,434	1,13	0,602	1,42	0,293	3,5	0,041
0,71	0,791	0,950	1,467	1,14	0,581	1,43	0,288	4,0	0,031
0,72	0,807	0,955	1,504	1,15	0,561	1,44	0,283	4,5	0,025
0,73	0,823	0,960	1,545	1,16	0,542	1,45	0,278	5,0	0,020
0,74	0,840	0,965	1,592	1,17	0,525	1,46	0,273	6,0	0,014
0,75	0,857	0,970	1,645	1,18	0,510	1,47	0,268	8,0	0,009
0,76	0,874	0,975	1,708	1,19	0,495	1,48	0,263	10,0	0,005
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}10$									
0	0	0,77	0,885	0,980	1,750	1,20	0,445	1,49	0,236
0,05	0,050	0,78	0,903	0,985	1,845	1,21	0,432	1,50	0,232
0,10	0,100	0,79	0,922	0,990	1,977	1,22	0,420	1,55	0,213
0,15	0,150	0,80	0,942	0,995	2,203	1,23	0,409	1,60	0,197
0,20	0,200	0,81	0,962	1,000	∞	1,24	0,399	1,65	0,183
0,25	0,250	0,82	0,983	1,005	1,572	1,25	0,389	1,70	0,170
0,30	0,301	0,83	1,005	1,010	1,350	1,26	0,379	1,75	0,159
0,35	0,353	0,84	1,029	1,015	1,221	1,27	0,370	1,80	0,148
0,40	0,406	0,85	1,054	1,020	1,130	1,28	0,362	1,85	0,139
0,45	0,460	0,86	1,080	1,025	1,060	1,29	0,354	1,90	0,130
0,50	0,515	0,87	1,108	1,030	1,004	1,30	0,346	1,95	0,123
0,55	0,573	0,88	1,138	1,035	0,956	1,31	0,338	2,0	0,117
0,60	0,634	0,89	1,169	1,040	0,914	1,32	0,330	2,1	0,104
0,61	0,647	0,90	1,204	1,045	0,876	1,33	0,323	2,2	0,094
0,62	0,660	0,905	1,222	1,05	0,844	1,34	0,316	2,3	0,085
0,63	0,673	0,910	1,241	1,06	0,789	1,35	0,309	2,4	0,077
0,64	0,686	0,915	1,261	1,07	0,743	1,36	0,303	2,5	0,070
0,65	0,700	0,920	1,282	1,08	0,704	1,37	0,297	2,6	0,065
0,66	0,714	0,925	1,305	1,09	0,669	1,38	0,291	2,7	0,060
0,67	0,728	0,930	1,329	1,10	0,638	1,39	0,285	2,8	0,056
0,68	0,742	0,935	1,355	1,11	0,610	1,40	0,280	2,9	0,052
0,69	0,756	0,940	1,383	1,12	0,584	1,41	0,275	3,0	0,048
0,70	0,771	0,945	1,412	1,13	0,562	1,42	0,270	3,5	0,034
0,71	0,786	0,950	1,443	1,14	0,542	1,43	0,265	4,0	0,026
0,72	0,801	0,955	1,479	1,15	0,523	1,44	0,260	4,5	0,021
0,73	0,817	0,960	1,519	1,16	0,505	1,45	0,255	5,0	0,016
0,74	0,834	0,965	1,564	1,17	0,489	1,46	0,250	6,0	0,011
0,75	0,851	0,970	1,616	1,18	0,474	1,47	0,245	8,0	0,006
0,76	0,868	0,975	1,677	1,19	0,459	1,48	0,240	10,0	0,003

Продолжение табл 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе русла $x=3,20$									
0	0	0,77	0,878	0,980	1,720	1,20	0,416	1,49	0,215
0,05	0,050	0,78	0,896	0,985	1,812	1,21	0,403	1,50	0,211
0,10	0,100	0,79	0,915	0,990	1,940	1,22	0,392	1,55	0,194
0,15	0,150	0,80	0,934	0,995	2,159	1,23	0,381	1,60	0,179
0,20	0,200	0,81	0,954	1,000	∞	1,24	0,371	1,65	0,166
0,25	0,250	0,82	0,975	1,005	1,506	1,25	0,361	1,70	0,154
0,30	0,301	0,83	0,986	1,010	1,291	1,26	0,352	1,75	0,143
0,35	0,353	0,84	1,019	1,015	1,166	1,27	0,343	1,80	0,133
0,40	0,405	0,85	1,043	1,020	1,079	1,28	0,335	1,85	0,125
0,45	0,459	0,86	1,068	1,025	1,011	1,29	0,327	1,90	0,117
0,50	0,514	0,87	1,095	1,030	0,955	1,30	0,319	1,95	0,110
0,55	0,571	0,88	1,124	1,035	0,910	1,31	0,311	2,0	0,104
0,60	0,631	0,89	1,155	1,040	0,858	1,32	0,304	2,1	0,092
0,61	0,644	0,90	1,189	1,045	0,831	1,33	0,297	2,2	0,083
0,62	0,657	0,905	1,206	1,05	0,801	1,34	0,290	2,3	0,075
0,63	0,670	0,910	1,225	1,06	0,778	1,35	0,284	2,4	0,068
0,64	0,683	0,915	1,245	1,07	0,703	1,36	0,278	2,5	0,062
0,65	0,696	0,920	1,266	1,08	0,665	1,37	0,272	2,6	0,057
0,66	0,709	0,925	1,283	1,09	0,631	1,38	0,266	2,7	0,052.
0,67	0,723	0,930	1,311	1,10	0,601	1,39	0,261	2,8	0,048
0,68	0,737	0,935	1,336	1,11	0,575	1,40	0,256	2,9	0,044
0,69	0,751	0,940	1,363	1,12	0,551	1,41	0,251	3,0	0,041
0,70	0,766	0,945	1,392	1,13	0,529	1,42	0,246	3,5	0,029
0,71	0,781	0,950	1,423	1,14	0,509	1,43	0,241	4,0	0.022
0,72	0,796	0,955	1,458	1,15	0,490	1,44	0,236	4,5	0,017
0,73	0,812	0,960	1,497	1,16	0,473	1,45	0,231	5,0	0,013
0,74	0,828	0,965	1,540	1,17	0,458	1,46	0,227	6,0	0,009
0,75	0,844	0,970	1,590	1,18	0,443	1,47	0,223	8,0	0,005
0,76	0,861	0,975	1,649	1,19	0,429	1,48	0,219	10,0	0,0025
При гидравлическом показателе $x=3,25$									
0	0	0,78	0,892	0,990	1,922	1,23	0,368	1,65	0,157
0,05	0,050	0,79	0,911	0,995	2,137	1,24	0,358	1,70	0,145
0,10	0,100	0,80	0,930	1,000	∞	1,25	0,348	1,75	0,135
0,15	0,150	0,81	0,949	1,005	1,477	1,26	0,339	1,80	0,126
0,20	0,200	0,82	0,970	1,010	1,265	1,27	0,330	1,85	0,118
0,25	0,250	0,83	0,992	1,015	1,140	1,28	0,322	1,90	0,111
0,30	0,301	0,84	1,014	1,020	1,053	1,29	0,314	1,95	0,104
0,35	0,352	0,85	1,038	1,025	0,986	1,30	0,306	2,0	0,098
0,40	0,405	0,86	1,063	1,030	0,932	1,31	0,299	2,1	0,087
0,45	0,458	0,87	1,090	1,035	0,886	1,32	0,292	2,2	0,078
0,50	0,513	0,88	1,118	1,040	0,846	1,33	0,285	2,3	0,070
0,55	0,570	0,89	1,148	1,045	0,811	1,34	0,279	2,4	0,064
0,60	0,630	0,90	1,181	1,05	0,780	1,35	0,273	2,5	0,058
0,61	0,642	0,905	1,199	1,06	0,727	1,36	0,267	2,6	0,053
0,62	0,655	0,910	1,218	1,07	0,683	1,37	0,261	2,7	0 048
0,63	0,668	0,915	1,237	1,08	0,646	1,38	0,255	2,8	0,044
0,64	0,681	0,920	1,257	1,09	0,613	1,39	0,250	2,9	0,041
0,65	0,694	0,925	1,279	1,10	0,584	1,40	0,245	3,0	0,038
0,66	0,707	0,930	1,302	1,11	0,558	1,41	0,240	3,5	0,027
0,67	0,721	0,935	1,327	1,12	0,534	1,42	0,235	4,0	0,020
0,68	0,735	0,940	1,354	1,13	0,512	1,43	0,231	4,5	0,015
0,69	0,749	0,945	1,382	1,14	0,493	1,44	0,226	5,0	0,012
0,70	0,763	0,950	1,413	1,15	0,475	1,45	0,222	6,0	0,008
0,71	0,778	0,955	1,447	1,16	0,458	1,46	0,218	7,0	0,005
0,72	0,793	0,960	1,485	1,17	0,443	1,47	0,214	8,0	0,004
0,73	0,808	0,965	1,528	1,18	0,428	1,48	0,210	9,0	0,003
0,74	0,824	0,970	1,577	1,19	0,414	1,49	0,206	10,0	0,002
0,75	0,841	0,975	1,634	1,20	0,401	1,50	0,202		
0,76	0,857	0,980	1,705	1,21	0,389	1,55	0,185		
0,77	0,874	0,985	1,795	1,22	0,378	1,60	0,170		

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}30$									
0	0	0,77	0,871	0,980	1,692	1,20	0,389	1,49	0,198
0,05	0,050	0,78	0,889	0,985	1,782	1,21	0,376	1,50	0,194
0,10	0,100	0,79	0,907	0,990	1,906	1,22	0,365	1,55	0,178
0,15	0,150	0,80	0,926	0,995	2,118	1,23	0,354	1,60	0,164
0,20	0,200	0,81	0,945	1,000	∞	1,24	0,344	1,65	0,151
0,25	0,250	0,82	0,965	1,005	1,445	1,25	0,335	1,70	0,139
0,30	0,301	0,83	0,986	1,010	1,237	1,26	0,326	1,75	0,129
0,35	0,352	0,84	1,008	1,015	1,115	1,27	0,318	1,80	0,120
0,40	0,404	0,85	1,032	1,020	1,029	1,28	0,310	1,85	0,112
0,45	0,458	0,86	1,056	1,025	0,964	1,29	0,302	1,90	0,105
0,50	0,512	0,87	1,082	1,030	0,910	1,30	0,295	1,95	0,098
0,55	0,569	0,88	1,111	1,035	0,866	1,31	0,288	2,0	0,092
0,60	0,629	0,89	1,141	1,040	0,826	1,32	0,281	2,1	0,082
0,61	0,641	0,90	1,174	1,045	0,791	1,33	0,275	2,2	0,073
0,62	0,653	0,905	1,191	1,05	0,762	1,34	0,269	2,3	0,066
0,63	0,666	0,910	1,209	1,06	0,710	1,35	0,263	2,4	0,059
0,64	0,679	0,915	1,229	1,07	0,666	1,36	0,257	2,5	0,054
0,65	0,692	0,920	1,250	1,08	0,628	1,37	0,252	2,6	0,049
0,66	0,705	0,925	1,272	1,09	0,596	1,38	0,247	2,7	0,045
0,67	0,719	0,930	1,295	1,10	0,568	1,39	0,242	2,8	0,041
0,68	0,733	0,935	1,319	1,11	0,542	1,40	0,237	2,9	0,038
0,69	0,747	0,940	1,345	1,12	0,519	1,41	0,232	3,0	0,035
0,70	0,761	0,945	1,374	1,13	0,498	1,42	0,227	3,5	0,025
0,71	0,776	0,950	1,404	1,14	0,479	1,43	0,222	4,0	0,018
0,72	0,791	0,955	1,438	1,15	0,461	1,44	0,218	4,5	0,014
0,73	0,806	0,960	1,476	1,16	0,445	1,45	0,214	5,0	0,0107
0,74	0,822	0,965	1,518	1,17	0,430	1,46	0,210	6,0	0,0070
0,75	0,838	0,970	1,566	1,18	0,416	1,47	0,206	8,0	0,0085
0,76	0,854	0,975	1,623	1,19	0,402	1,48	0,202	10,0	0,0018
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}40$									
0	0	0,77	0,866	0,980	1,664	1,20	0,363	1,49	0,180
0,05	0,050	0,78	0,884	0,985	1,752	1,21	0,351	1,50	0,177
0,10	0,100	0,79	0,902	0,990	1,873	1,22	0,341	1,55	0,161
0,15	0,150	0,80	0,921	0,995	2,079	1,23	0,331	1,60	0,148
0,20	0,200	0,81	0,940	1,000	∞	1,24	0,321	1,65	0,136
0,25	0,250	0,82	0,960	1,005	1,384	1,25	0,312	1,70	0,125
0,30	0,301	0,83	0,980	1,010	1,184	1,26	0,304	1,75	0,116
0,35	0,352	0,84	1,001	1,015	1,065	1,27	0,296	1,80	0,107
0,40	0,404	0,85	1,024	1,020	0,982	1,28	0,288	1,85	0,100
0,45	0,457	0,86	1,048	1,025	0,919	1,29	0,281	1,90	0,094
0,50	0,511	0,87	1,074	1,030	0,866	1,30	0,274	1,95	0,088
0,55	0,567	0,88	1,102	1,035	0,823	1,31	0,267	2,0	0,082
0,60	0,627	0,89	1,132	1,040	0,785	1,32	0,260	2,1	0,073
0,61	0,639	0,90	1,163	1,045	0,752	1,33	0,254	2,2	0,065
0,62	0,651	0,905	1,180	1,05	0,723	1,34	0,248	2,3	0,058
0,63	0,664	0,910	1,198	1,06	0,672	1,35	0,242	2,4	0,052
0,64	0,677	0,915	1,217	1,07	0,630	1,36	0,236	2,5	0,047
0,65	0,690	0,920	1,237	1,08	0,595	1,37	0,231	2,6	0,043
0,66	0,703	0,925	1,258	1,09	0,563	1,38	0,226	2,7	0,039
0,67	0,716	0,930	1,280	1,10	0,536	1,39	0,221	2,8	0,036
0,68	0,729	0,935	1,303	1,11	0,511	1,40	0,216	2,9	0,033
0,69	0,743	0,940	1,328	1,12	0,488	1,41	0,211	3,0	0,030
0,70	0,757	0,945	1,356	1,13	0,468	1,42	0,207	3,5	0,021
0,71	0,772	0,950	1,385	1,14	0,449	1,43	0,203	4,0	0,015
0,72	0,787	0,955	1,418	1,15	0,432	1,44	0,199	4,5	0,011
0,73	0,802	0,960	1,455	1,16	0,416	1,45	0,195	5,0	0,0086
0,74	0,817	0,965	1,496	1,17	0,402	1,46	0,191	6,0	0,0052
0,75	0,833	0,970	1,542	1,18	0,388	1,47	0,187	8,0	0,0027
0,76	0,849	0,975	1,597	1,19	0,375	1,48	0,183	10,0	0,0010

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе $x=3{,}50$									
0	0	0,77	0,860	0,980	1,642	1,20	0,341	1,49	0,166
0,05	0,050	0,78	0,877	0,985	1,726	1,21	0,330	1,50	0,163
0,10	0,100	0,79	0,895	0,990	1,844	1,22	0,320	1,55	0,148
0,15	0,150	0,80	0,913	0,995	2,043	1,23	0,310	1,60	0,135
0,20	0,200	0,81	0,932	1,000	∞	1,24	0,301	1,65	0,124
0,25	0,250	0,82	0,952	1,005	1,329	1,25	0,292	1,70	0,114
0,30	0,301	0,83	0,972	1,010	1,138	1,26	0,284	1,75	0,105
0,35	0,352	0,84	0,993	1,015	1,022	1,27	0,276	1,80	0,097
0,40	0,404	0,85	1,016	1,020	0,940	1,28	0,269	1,85	0,090
0,45	0,456	0,86	1,039	1,025	0,879	1,29	0,262	1,90	0,084
0,50	0,510	0,87	1,064	1,030	0,827	1,30	0,255	1,95	0,079
0,55	0,566	0,88	1,091	1,035	0,785	1,31	0,248	2,00	0,074
0,60	0,625	0,89	1,120	1,040	0,748	1,32	0,242	2,1	0,065
0,61	0,637	0,90	1,151	1,045	0,716	1,33	0,236	2,2	0,057
0,62	0,649	0,905	1,168	1,050	0,688	1,34	0,230	2,3	0,051
0,63	0,661	0,910	1,185	1,06	0,639	1,35	0,225	2,4	0,046
0,64	0,674	0,915	1,204	1,07	0,599	1,36	0,219	2,5	0,041
0,65	0,687	0,920	1,223	1,08	0,564	1,37	0,214	2,6	0,037
0,66	0,700	0,925	1,243	1,09	0,534	1,38	0,209	2,7	0,034
0,67	0,713	0,930	1,265	1,10	0,507	1,39	0,205	2,8	0,031
0,68	0,726	0,935	1,288	1,11	0,488	1,40	0,200	2,9	0,028
0,69	0,740	0,940	1,313	1,12	0,461	1,41	0,196	3,0	0,026
0,70	0,754	0,945	1,339	1,13	0,442	1,42	0,192	3,5	0,018
0,71	0,768	0,950	1,368	1,14	0,424	1,43	0,188	4,0	0,012
0,72	0,782	0,955	1,400	1,15	0,407	1,44	0,184	4,5	0,009
0,73	0,797	0,960	1,436	1,16	0,391	1,45	0,180	5,0	0,007
0,74	0,812	0,965	1,476	1,17	0,377	1,46	0,176	6,0	0,004
0,75	0,828	0,970	1,522	1,18	0,364	1,47	0,173	8,0	0,002
0,76	0,844	0,975	1,576	1,19	0,352	1,48	0,169	10,0	0,001
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}60$									
0	0	0,77	0,855	0,930	1,616	1,20	0,320	1,49	0,153
0,05	0,050	0,78	0,872	0,985	1,699	1,21	0,310	1,50	0,150
0,10	0,100	0,79	0,889	0,990	1,814	1,22	0,300	1,55	0,135
0,15	0,150	0,80	0,907	0,995	2,008	1,23	0,290	1,60	0,123
0,20	0,200	0,81	0,926	1,000	∞	1,24	0,281	1,65	0,113
0,25	0,250	0,82	0,945	1,005	1,279	1,25	0,273	1,70	0,103
0,30	0,300	0,83	0,965	1,010	1,089	1,26	0,265	1,75	0,095
0,35	0,351	0,84	0,985	1,015	0,978	1,27	0,257	1,80	0,088
0,40	0,403	0,85	1,007	1,020	0,900	1,28	0,250	1,85	0,082
0,45	0,456	0,86	1,030	1,025	0,841	1,29	0,243	1,90	0,076
0,50	0,509	0,87	1,055	1,030	0,790	1,30	0,237	1,95	0,071
0,55	0,565	0,88	1,082	1,035	0,749	1,31	0,231	2,0	0,066
0,60	0,623	0,89	1,111	1,040	0,714	1,32	0,225	2,1	0,058
0,61	0,635	0,90	1,140	1,045	0,684	1,33	0,219	2,2	0,051
0,62	0,647	0,905	1,156	1,05	0,656	1,34	0,214	2,3	0,045
0,63	0,659	0,910	1,173	1,06	0,609	1,35	0,209	2,4	0,040
0,64	0,671	0,915	1,191	1,07	0,569	1,36	0,204	2,5	0,036
0,65	0,684	0,920	1,210	1,08	0,535	1,37	0,199	2,6	0,033
0,66	0,697	0,925	1,230	1,09	0,505	1,38	0,194	2,7	0,030
0,67	0,710	0,930	1,251	1,10	0,480	1,39	0,189	2,8	0,027
0,68	0,723	0,935	1,273	1,11	0,457	1,40	0,185	2,9	0,024
0,69	0,737	0,940	1,297	1,12	0,436	1,41	0,181	3,0	0,0224
0,70	0,751	0,945	1,324	1,13	0,418	1,42	0,177	3,5	0,0150
0,71	0,765	0,950	1,352	1,14	0,500	1,43	0,173	4,0	0,0100
0,72	0,779	0,955	1,383	1,15	0,384	1,44	0,169	4,5	0,0075
0,73	0,793	0,960	1,419	1,16	0,369	1,45	0,165	5,0	0,0057
0,74	0,807	0,965	1,456	1,17	0,356	1,46	0,162	6,0	0,0033
0,75	0,822	0,970	1,501	1,18	0,343	1,47	0,159	8,0	0,0016
0,76	0,838	0,975	1,553	1,19	0,331	1,48	0,156	10,0	0,0008

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе русла $x = 3{,}70$									
0	0	0,77	0,850	0,980	1,595	1,20	0,301	1,49	0,141
0,05	0,050	0,78	0,867	0,985	1,676	1,21	0,291	1,50	0,138
0,10	0,100	0,79	0,884	0,990	1,788	1,22	0,281	1,55	0,124
0,15	0,150	0,80	0,902	0,995	1,975	1,23	0,272	1,60	0,113
0,20	0,200	0,81	0,920	1,000	∞	1,24	0,264	1,65	0,103
0,25	0,250	0,82	0,939	1,005	1,231	1,25	0,256	1,70	0,094
0,30	0,300	0,83	0,959	1,010	1,046	1,26	0,248	1,75	0,086
0,35	0,351	0,84	0,979	1,015	0,938	1,27	0,240	1,80	0,079
0,40	0,403	0,85	1,000	1,020	0,862	1,28	0,233	1,85	0,073
0,45	0,455	0,86	1,022	1,025	0,806	1,29	0,227	1,90	0,068
0,50	0,508	0,87	1,047	1,030	0,756	1,30	0,221	1,95	0,063
0,55	0,563	0,88	1,073	1,035	0,716	1,31	0,215	2,0	0,058
0,60	0,621	0,89	1,101	1,040	0,682	1,32	0,209	2,1	0,051
0,61	0,633	0,90	1,130	1,045	0,652	1,33	0,204	2,2	0,045
0,62	0,645	0,905	1,146	1,05	0,625	1,34	0,199	2,3	0,040
0,63	0,657	0,910	1,163	1,06	0,580	1,35	0,194	2,4	0,036
0,64	0,669	0,915	1,181	1,07	0,542	1,36	0,189	2,5	0,032
0,65	0,682	0,920	1,199	1,08	0,510	1,37	0,184	2,6	0,029
0,66	0,695	0,925	1,218	1,09	0,481	1,38	0,180	2,7	0,026
0,67	0,708	0,930	1,238	1,10	0,456	1,39	0,176	2,8	0,024
0,68	0,721	0,935	1,259	1,11	0,433	1,40	0,172	2,9	0,022
0,69	0,734	0,940	1,282	1,12	0,412	1,41	0,168	3,0	0,0193
0,70	0,748	0,945	1,308	1,13	0,394	1,42	0,164	3,5	0,0127
0,71	0,762	0,950	1,336	1,14	0,377	1,43	0,160	4,0	0,0086
0,72	0,776	0,955	1,365	1,15	0,361	1,44	0,156	4,5	0,0063
0,73	0,790	0,960	1,400	1,16	0,348	1,45	0,153	5,0	0,0047
0,74	0,804	0,965	1,437	1,17	0,335	1,46	0,150	6,0	0,0028
0,75	0,819	0,970	1,482	1,18	0,323	1,47	0,147	8,0	0,0013
0,76	0,834	0,975	1,583	1,19	0,312	1,48	0,144	10,0	0,0007
При гидравлическом показателе $x = 3{,}75$									
0	0	0,77	0,849	0,980	1,586	1,20	0,292	1,49	0,135
0,05	0,050	0,78	0,865	0,985	1,665	1,21	0,282	1,50	0,132
0,10	0,100	0,79	0,882	0,990	1,776	1,22	0,272	1,55	0,119
0,15	0,150	0,80	0,899	0,995	1,965	1,23	0,263	1,60	0,108
0,20	0,200	0,81	0,917	1,000	∞	1,24	0,255	1,65	0,098
0,25	0,250	0,82	0,936	1,005	1,216	1,25	0,247	1,70	0,090
0,30	0,300	0,83	0,955	1,010	1,031	1,26	0,240	1,75	0,083
0,35	0,351	0,84	0,975	1,015	0,922	1,27	0,233	1,80	0,076
0,40	0,403	0,85	0,997	1,020	0,847	1,28	0,226	1,85	0,070
0,45	0,455	0,86	1,020	1,025	0,789	1,29	0,220	1,90	0,065
0,50	0,508	0,87	1,044	1,030	0,742	1,30	0,214	1,95	0,060
0,55	0,563	0,88	1,069	1,035	0,702	1,31	0,208	2,0	0,056
0,60	0,620	0,89	1,096	1,040	0,668	1,32	0,203	2,1	0,048
0,61	0,632	0,90	1,126	1,045	0,638	1,33	0,197	2,2	0,042
0,62	0,644	0,905	1,142	1,05	0,612	1,34	0,192	2,3	0,037
0,63	0,656	0,910	1,158	1,06	0,566	1,35	0,187	2,4	0,033
0,64	0,668	0,915	1,175	1,07	0,529	1,36	0,183	2,5	0,030
0,65	0,681	0,920	1,193	1,08	0,497	1,37	0,178	2,6	0,027
0,66	0,693	0,925	1,212	1,09	0,469	1,38	0,174	2,7	0,024
0,67	0,706	0,930	1,232	1,10	0,444	1,39	0,169	2,8	0,022
0,68	0,719	0,935	1,254	1,11	0,422	1,40	0,165	2,9	0,020
0,69	0,732	0,940	1,278	1,12	0,402	1,41	0,161	3,0	0,0178
0,70	0,746	0,945	1,304	1,13	0,384	1,42	0,158	3,5	0,0117
0,71	0,759	0,950	1,331	1,14	0,368	1,43	0,154	4,0	0,0080
0,72	0,773	0,955	1,361	1,15	0,353	1,44	0,151	4,5	0,0058
0,73	0,787	0,960	1,394	1,16	0,339	1,45	0,147	5,0	0,0043
0,74	0,802	0,965	1,431	1,17	0,326	1,46	0,144	6,0	0,0026
0,75	0,817	0,970	1,474	1,18	0,314	1,47	0,141	8,0	0,0012
0,76	0,833	0,975	1,524	1,19	0,302	1,48	0,138	10,0	0,0006

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}80$									
0	0	0,77	0,846	0,980	1,574	1,20	0,283	1,49	0,130
0,05	0,050	0,78	0,862	0,985	1,652	1,21	0,273	1,50	0,127
0,10	0,100	0,79	0,879	0,990	1,761	1,22	0,264	1,55	0,114
0,15	0,150	0,80	0,896	0,995	1,945	1,23	0,256	1,60	0,103
0,20	0,200	0,81	0,914	1,000	∞	1,24	0,248	1,65	0,094
0,25	0,250	0,82	0,932	1,005	1,188	1,25	0,240	1,70	0,086
0,30	0,300	0,83	0,952	1,010	1,007	1,26	0,233	1,75	0,079
0,35	0,351	0,84	0,972	1,015	0,902	1,27	0,226	1,80	0,072
0,40	0,402	0,85	0,993	1,020	0,828	1,28	0,219	1,85	0,067
0,45	0,454	0,86	1,015	1,025	0,773	1,29	0,213	1,90	0,062
0,50	0,507	0,87	1,039	1,030	0,725	1,30	0,207	1,95	0,057
0,55	0,562	0,88	1,064	1,035	0,686	1,31	0,201	2,0	0,053
0,60	0,620	0,89	1,091	1,040	0,653	1,32	0,196	2,1	0,046
0,61	0,631	0,90	1,120	1,045	0,623	1,33	0,191	2,2	0,040
0,62	0,643	0,905	1,136	1,05	0,597	1,34	0,186	2,3	0,035
0,63	0,655	0,910	1,152	1,06	0,553	1,35	0,181	2,4	0,031
0,64	0,667	0,915	1,169	1,07	0,516	1,36	0,176	2,5	0,028
0,65	0,679	0,920	1,187	1,08	0,485	1,37	0,172	2,6	0,025
0,66	0,692	0,925	1,206	1,09	0,457	1,38	0,168	2,7	0,022
0,67	0,705	0,930	1,226	1,10	0,433	1,39	0,164	2,8	0,020
0,68	0,718	0,935	1,247	1,11	0,411	1,40	0,160	2,9	0,018
0,69	0,731	0,940	1,270	1,12	0,392	1,41	0,156	3,0	0,012
0,70	0,744	0,945	1,295	1,13	0,374	1,42	0,152	3,5	0,0107
0,71	0,758	0,950	1,322	1,14	0,358	1,43	0,145	4,0	0,0072
0,72	0,772	0,955	1,350	1,15	0,343	1,44	0,145	4,5	0,0053
0,73	0,786	0,960	1,385	1,16	0,329	1,45	0,142	5,0	0,0040
0,74	0,800	0,965	1,422	1,17	0,317	1,46	0,139	6,0	0,0022
0,75	0,815	0,970	1,464	1,18	0,305	1,47	0,136	8,0	0,0011
0,76	0,830	0,975	1,514	1,19	0,294	1,48	0,133	10,0	0,0005
При гидравлическом показателе русла $x=3{,}90$									
0	0	0,77	0,842	0,980	1,555	1,20	0,267	1,49	0,119
0,05	0,050	0,78	0,858	0,985	1,631	1,21	0,257	1,50	0,117
0,10	0,100	0,79	0,874	0,990	1,737	1,22	0,248	1,55	0,104
0,15	0,150	0,80	0,891	0,995	1,916	1,23	0,240	1,60	0,094
0,20	0,200	0,81	0,908	1,000	∞	1,24	0,232	1,65	0,085
0,25	0,250	0,82	0,926	1,005	1,146	1,25	0,225	1,70	0,077
0,30	0,300	0,83	0,945	1,010	0,970	1,26	0,218	1,75	0,070
0,35	0,351	0,84	0,965	1,015	0,868	1,27	0,212	1,80	0,064
0,40	0,402	0,85	0,985	1,020	0,796	1,28	0,206	1,85	0,059
0,45	0,454	0,86	1,007	1,025	0,742	1,29	0,200	1,90	0,054
0,50	0,507	0,87	1,030	1,030	0,696	1,30	0,194	1,95	0,050
0,55	0,562	0,88	1,055	1,035	0,658	1,31	0,189	2,0	0,047
0,60	0,619	0,89	1,082	1,040	0,626	1,32	0,184	2,1	0,040
0,61	0,630	0,90	1,111	1,045	0,598	1,33	0,179	2,2	0,035
0,62	0,642	0,905	1,126	1,05	0,573	1,34	0,174	2,3	0,031
0,63	0,654	0,910	1,142	1,06	0,530	1,35	0,169	2,4	0,027
0,64	0,666	0,915	1,159	1,07	0,494	1,36	0,164	2,5	0,024
0,65	0,678	0,920	1,177	1,08	0,463	1,37	0,160	2,6	0,021
0,66	0,690	0,925	1,196	1,09	0,436	1,38	0,156	2,7	0,019
0,67	0,703	0,930	1,215	1,10	0,412	1,39	0,152	2,8	0,017
0,68	0,716	0,935	1,236	1,11	0,392	1,40	0,148	2,9	0,015
0,69	0,729	0,940	1,258	1,12	0,373	1,41	0,144	3,0	0,0143
0,70	0,742	0,945	1,282	1,13	0,356	1,42	0,140	3,5	0,0099
0,71	0,756	0,950	1,309	1,14	0,340	1,43	0,137	4,0	0,0060
0,72	0,770	0,955	1,337	1,15	0,325	1,44	0,134	4,5	0,0045
0,73	0,784	0,960	1,370	1,16	0,312	1,45	0,131	5,0	0,0033
0,74	0,798	0,965	1,406	1,17	0,299	1,46	0,128	6,0	0,0019
0,75	0,812	0,970	1,447	1,18	0,288	1,47	0,125	8,0	0,0009
0,76	0,827	0,975	1,496	1,19	0,277	1,48	0,122	10,0	0,0004

Продолжение табл. 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\frac{1}{\varphi(\eta)}$
При гидравлическом показателе $x = 4{,}00$									
0	0	0,77	0,838	0,980	1,537	1,20	0,252	1,49	0,111
0,05	0,050	0,78	0,854	0,985	1,611	1,21	0,243	1,50	0,109
0,10	0,100	0,79	0,870	0,990	1,714	1,22	0,235	1,55	0,097
0,15	0,150	0,80	0,887	0,995	1,889	1,23	0,227	1,60	0,087
0,20	0,200	0,81	0,904	1,000	∞	1,24	0,219	1,65	0,079
0,25	0,250	0,82	0,922	1,005	1,107	1,25	0,212	1,70	0,072
0,30	0,300	0,83	0,940	1,010	0,936	1,26	0,205	1,75	0,066
0,35	0,351	0,84	0,960	1,015	0,836	1,27	0,199	1,80	0,060
0,40	0,402	0,85	0,980	1,020	0,766	1,28	0,193	1,85	0,055
0,45	0,454	0,86	1,002	1,025	0,712	1,29	0,187	1,90	0,050
0,50	0,507	0,87	1,025	1,030	0,668	1,30	0,182	1,95	0,046
0,55	0,561	0,88	1,049	1,035	0,632	1,31	0,176	2,00	0,043
0,60	0,617	0,89	1,075	1,040	0,600	1,32	0,171	2,1	0,037
0,61	0,628	0,90	1,103	1,045	0,572	1,33	0,167	2,2	0,032
0,62	0,640	0,905	1,118	1,05	0,548	1,34	0,162	2,3	0,0279
0,63	0,652	0,910	1,134	1,06	0,506	1,35	0,158	2,4	0,0245
0,64	0,664	0,915	1,150	1,07	0,471	1,36	0,153	2,5	0,0216
0,65	0,678	0,920	1,167	1,08	0,441	1,37	0,149	2,6	0,0192
0,66	0,688	0,925	1,185	1,09	0,415	1,38	0,145	2,7	0,0171
0,67	0,700	0,930	1,204	1,10	0,392	1,39	0,142	2,8	0,0153
0,68	0,713	0,935	1,225	1,11	0,372	1,40	0,138	2,9	0,0137
0,69	0,726	0,940	1,247	1,12	0,354	1,41	0,135	3,0	0,0123
0,70	0,739	0,945	1,271	1,13	0,337	1,42	0,131	3,5	0,0077
0,71	0,752	0,950	1,297	1,14	0,322	1,43	0,128	4,0	0,0052
0,72	0,766	0,955	1,325	1,15	0,308	1,44	0,125	4,5	0,0037
0,73	0,780	0,960	1,356	1,16	0,295	1,45	0,122	5,0	0,0027
0,74	0,794	0,965	1,391	1,17	0,283	1,46	0,119	6,0	0,0015
0,75	0,808	0,970	1,431	1,18	0,272	1,47	0,116	8,0	0,0007
0,76	0,823	0,975	1,479	1,19	0,262	1,48	0,113	10,0	0,0003
При гидравлическом показателе $x = 4{,}50$									
0	0	0,77	0,822	0,980	1,457	1,20	0,192	1,49	0,077
0,05	0,050	0,78	0,837	0,985	1,523	1,21	0,185	1,50	0,075
0,10	0,100	0,79	0,852	0,990	1,615	1,22	0,178	1,55	0,066
0,15	0,150	0,80	0,867	0,995	1,771	1,23	0,171	1,60	0,058
0,20	0,200	0,81	0,883	1,000	∞	1,24	0,164	1,65	0,052
0,25	0,250	0,82	0,900	1,005	0,954	1,25	0,158	1,70	0,047
0,30	0,300	0,83	0,917	1,010	0,792	1,26	0,153	1,75	0,042
0,35	0,350	0,84	0,935	1,015	0,703	1,27	0,147	1,80	0,038
0,40	0,401	0,85	0,954	1,020	0,641	1,28	0,142	1,85	0,034
0,45	0,452	0,86	0,974	1,025	0,594	1,29	0,137	1,90	0,031
0,50	0,534	0,87	0,995	1,030	0,555	1,30	0,133	1,95	0,028
0,55	0,556	0,88	1,017	1,035	0,522	1,31	0,129	2,0	0,026
0,60	0,611	0,89	1,040	1,040	0,495	1,32	0,125	2,1	0,0217
0,61	0,622	0,90	1,066	1,045	0,470	1,33	0,121	2,2	0,0184
0,62	0,634	0,905	1,080	1,050	0,448	1,34	0,117	2,3	0,0157
0,63	0,645	0,910	1,094	1,06	0,411	1,35	0,113	2,4	0,0135
0,64	0,657	0,915	1,109	1,07	0,381	1,36	0,110	2,5	0,0117
0,65	0,668	0,920	1,124	1,08	0,355	1,37	0,107	2,6	0,0102
0,66	0,680	0,925	1,141	1,09	0,332	1,38	0,104	2,7	0,0089
0,67	0,692	0,930	1,158	1,10	0,312	1,39	0,101	2,8	0,0078
0,68	0,704	0,935	1,177	1,11	0,294	1,40	0,098	2,9	0,0069
0,69	0,716	0,940	1,197	1,12	0,279	1,41	0,095	3,0	0,0061
0,70	0,728	0,945	1,218	1,13	0,265	1,42	0,092	3,5	0,0036
0,71	0,741	0,950	1,241	1,14	0,252	1,43	0,090	4,0	0,0022
0,72	0,754	0,955	1,267	1,15	0,240	1,44	0,087	4,5	0,0015
0,73	0,767	0,960	1,295	1,16	0,229	1,45	0,085	5,0	0,0010
0,74	0,780	0,965	1,327	1,17	0,218	1,46	0,083	6,0	0,0005
0,75	0,794	0,970	1,363	1,18	0,209	1,47	0,081	8,0	0,0002
0,76	0,808	0,975	1,405	1,19	0,200	1,48	0,079	10,0	0,0001

Продолжение табл 8-3

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
				При гидравлическом показателе $x=5{,}00$					
0	0	0,77	0,811	0,980	1,395	1,20	0,150	1,49	0,054
0,05	0,050	0,78	0,825	0,985	1,456	1,21	0,144	1,50	0,053
0,10	0,100	0,79	0,839	0,990	1,539	1,22	0,138	1,55	0,046
0,15	0,150	0,80	0,854	0,995	1,680	1,23	0,132	1,60	0,040
0,20	0,200	0,81	0,869	1,000	∞	1,24	0,127	1,65	0,035
0,25	0,250	0,82	0,885	1,005	0,826	1,25	0,122	1,70	0,0309
0,30	0,300	0,83	0,901	1,010	0,681	1,26	0,117	1,75	0,0274
0,35	0,350	0,84	0,918	1,015	0,602	1,27	0,113	1,80	0,0244
0,40	0,401	0,85	0,936	1,020	0,547	1,28	0,108	1,85	0,0218
0,45	0,452	0,86	0,954	1,025	0,504	1,29	0,104	1,90	0,0195
0,50	0,503	0,87	0,973	1,030	0,469	1,30	0,100	1,95	0,0175
0,55	0,555	0,88	0,994	1,035	0,440	1,31	0,097	2,0	0,0158
0,60	0,608	0,89	1,016	1,040	0,415	1,32	0,094	2,1	0,0130
0,61	0,619	0,90	1,039	1,045	0,393	1,33	0,090	2,2	0,0108
0,62	0,630	0,905	1,052	1,05	0,374	1,34	0,087	2,3	0,0090
0,63	0,641	0,910	1,065	1,06	0,342	1,35	0,084	2,4	0,0076
0,64	0,652	0,915	1,079	1,07	0,315	1,36	0,081	2,5	0,0064
0,65	0,664	0,920	1,093	1,08	0,291	1,37	0,079	2,6	0,0055
0,66	0,675	0,925	1,108	1,09	0,272	1,38	0,076	2,7	0,0047
0,67	0,687	0,930	1,124	1,10	0,254	1,39	0,074	2,8	0,0041
0,68	0,694	0,935	1,141	1,11	0,239	1,40	0,071	2,9	0,0035
0,69	0,710	0,940	1,159	1,12	0,225	1,41	0,069	3,0	0,0031
0,70	0,722	0,945	1,179	1,13	0,212	1,42	0,067	3,5	0,0016
0,71	0,734	0,950	1,200	1,14	0,201	1,43	0,065	4,0	0,0010
0,72	0,746	0,955	1,223	1,15	0,191	1,44	0,063	4,5	0,0006
0,73	0,759	0,960	1,248	1,16	0,181	1,45	0,061	5,0	0,0004
0,74	0,772	0,965	1,277	1,17	0,173	1,46	0,059	6,0	0,0002
0,75	0,785	0,970	1,310	1,18	0,165	1,47	0,057	8,0	0,0001
0,76	*0,798*	*0,975*	*1,349*	*1,19*	*0,157*	*1,48*	*0,056*	*10,0*	*0,0000*

Вычисление величины $j_{ср}=\left(\frac{\alpha C^2 l}{g}\frac{B}{\chi}\right)_{ср}$ на практике производится, или принимая χ, B и C равными таковым при средней глубине $h_{ср}\frac{h_2+h_1}{2}$ для данного участка, или принимая $C=\frac{C_2+C_1}{2}$; $B=\frac{B_2+B_1}{2}$ и $\chi=\frac{\chi_2+\chi_1}{2}$, или, наконец, полагая

$$j_{ср}=\frac{j_1+j_2}{2}.$$

Выбор того или другого порядка определения $j_{ср}$ производится по соображениям простоты вычислений в данных конкретных условиях.

Если определяется глубина h_1 при заданных h_2 и l (или h_2 при заданных h_1 l), то $j_{ср}$ вычисляется при предполагаемом вероятном $h_{ср}$, причем если окажется, что после определения h_1 среднее $\frac{h_2+h_1}{2}$ не равно предположенному $h_{ср}$, расчет следует повторить.

Определение функций $\varphi(\eta)$ по табл. 8-3 надо производить по принятому расчетному гидравлическому показателю русла x, которое берется как ближайшее большее или ближайшее меньшее [относительно полученного по формуле (8-19) или графику рис 8-15] из числа тех x, для которых в табл. 8-3 даны значения $\varphi(\eta)$. К интерполяции $\varphi(\eta)$ по ее значениям при двух смежных значениях гидравлического показателя русла x [т е по значениям $\varphi(\eta)$, взятым из двух смежных таблиц] следует прибегать лишь в крайних случаях, т. е для особо повышенной точности расчета

При определении длины кривой подпора (или спада) следует иметь в виду, что они теоретически равны бесконечности, а потому для практического определения места выклинивания кривой подпора (или спада) надлежит задаться такой величиной $\Delta h=h-h_0$, которой можно практически пренебречь в данном конкретном случае Определение l в таком случае надо производить по уравнению (8-20), полагая h_1 (или h_2 сообразно условию задачи) равным $h_1=h_0\pm\Delta h$; «+» для кривой подпора при $h>h_0$ и «—» для кривой спада при $h<h_0$ по рис 8-2,*а* (или $h_2=h\pm\Delta h$ по рис. 8-2,*б*).

Пример 1. Построить кривую подпора для канала прямоугольного сечения большой ширины ($\beta>h$) при следующих условиях Удельный расход $q=6{,}22$ *м²/сек* уклон дна $i=0{,}0004$, $n=0{,}02$ (рис. 8-16*а*).

В створе $(a-a)$ проектируется подпорное сооружение с глубиной верхнего бьефа $H=6$ *м*.

Решение. 1) Определяем нормальную глубину h_0, пользуясь формулой Шези и полагая

$$q=h_0C_0\sqrt{R_0 i}=h_0\frac{1}{n}h_0^{1/6}\sqrt{h_0 i}=\frac{h_0^{5/3}\sqrt{i}}{n};$$

тогда

$$h_0=\left(\frac{qn}{\sqrt{i}}\right)^{0{,}6}=\left(\frac{6{,}22\cdot 0{,}02}{\sqrt{0{,}0004}}\right)^{0{,}6}\approx 6{,}22^{0{,}6}.$$

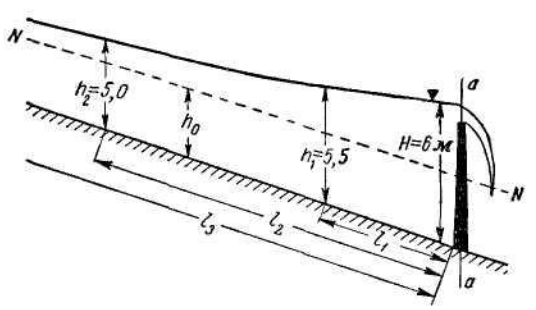


Рис. 8-16а.

Логарифмируя, находим:

$$h \approx 3{,}0 \text{ м}.$$

2) Определяем расстояние l_1, l_2, l_3, ... от подпорного сооружения (створ a—a) до створов, где глубины будут равны соответственно $l_1 = 5{,}5$ м, $l_2 = 5$ м, $l_3 = 4{,}5$, $l_4 = 4{,}0$, ... Вычисления производим по формуле

$$l = \frac{h_0}{i}\left\{\eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{\text{ср}})\left[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)\right]\right\}.$$

Определяем сперва длину l_1 первого участка, т. е расстояние от подпорного сооружения до ближайшего створа 1—1, где глубина $h_1 = 5{,}5$ м.

Вычисляем последовательно: а) отношение $\frac{h_0}{i} = \frac{3{,}00}{0{,}0004} = 7\,500$ м;

б) относительные глубины

$$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0} = \frac{6{,}0}{3{,}0} = 2; \quad \eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{5{,}5}{3{,}0} = 1{,}83;$$

в) затем определяем по таблицам (8-3) соответствующие значения функций $\varphi(\eta_1)$ и $\varphi(\eta_2)$, для чего надо предварительно определить величину гидравлического показателя русла x.

В данном случае для прямоугольного русла большой ширины ($\beta > h$), пользуясь для C формулой Маннига $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ и полагая $R = h$, находим:

$$\left(\frac{K_2}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{\omega_2 C_2 \sqrt{R_2}}{\omega_1 R_1 \sqrt{R_1}}\right)^2 = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{10/3}.$$

Таким образом, гидравлический показатель русла равен $x = \frac{10}{3} = 3{,}33$

Примем ближайшее его табличное значение $x = 3{,}30$ (см табл. 8-3). Тогда по таблице 8-3 при $x = 3{,}30$ находим:

$$\varphi(\eta_2) = \varphi(2) = 0{,}092;$$

$$\varphi(\eta_1) = \varphi(1{,}83) = 0{,}120 - \frac{0{,}120 - 0{,}112}{5} \cdot 3 = 0{,}120 - 0{,}0048 = 0{,}1152;$$

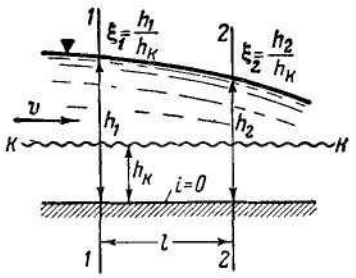


Рис. 8-17.

г) затем вычисляем $j_{\text{ср}}$ как

$$j_{\text{ср}} = \frac{\alpha C_{\text{ср}}^2 i}{g} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 0{,}0004}{9{,}81}\left(\frac{67{,}50 + 66{,}40}{2}\right)^2 =$$

$$= 0{,}0000445 \cdot 4\,480 = 0{,}199.$$

Тогда найдем

$$l_1 = 7\,500 \times [2{,}0 - 1{,}83 - (1 - 0{,}199) \times (0{,}092 - 0{,}1152)] = 1\,470 \text{ м}.$$

Дальнейшие расчеты сводим в таблицу.[1]

2. Каналы с горизонтальным дном, $i = 0$. Уравнение имеет вид:

$$\frac{i_{\text{к}} l}{h_{\text{к}}} = j_{\text{к ср}}(\xi_2 - \xi_1) - \frac{\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}}{x+1}, \qquad (8\text{-}21)$$

где $i_{\text{к}}$ — критический уклон для заданного русла при заданном расходе;

$h_{\text{к}}$ — критическая глубина;

$j_{\text{к.ср}} = \frac{\alpha C^2 i_{\text{к}}}{g}\frac{B}{\chi}$ — как и в уравнении (8-20), среднее для данного участка;

ξ_2 и ξ_1 соответственно равны $\frac{h_2}{h_{\text{к}}}$ и $\frac{h_1}{h_{\text{к}}}$ для сечений 2—2 и 1—1 (рис. 8-17);

x — гидравлический показатель русла.

При $j_{\text{к.ср}} = 1{,}00$ уравнение (8-21) имеет более простую формулу:

$$\frac{i_{\text{к}} l}{h_{\text{к}}} = \xi_2 - \xi_1 - \frac{\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}}{x+1}, \qquad (8\text{-}22)$$

а для русел большой ширины при гидравлическом показателе русла $x = 3{,}0$ то же уравнение примет такой вид:

$$\frac{i_{\text{к}} l}{h_{\text{к}}} = \xi_2 - \xi_1 - \frac{1}{4}(\xi_2^4 - \xi_1^4). \qquad (8\text{-}23)$$

Вычисления по указанным уравнениям могут производиться и без применения таблиц, причем особенно просто в случае уравнения (8-23).

Для облегчения вычислений уравнение (8-21) можно записать в такой форме:

$$\frac{i_{\text{к}} l}{h_{\text{к}}} = j_{\text{к ср}}(\xi_2 - \xi_1) - [\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1)]. \qquad (8\text{-}24)$$

где $\varphi(\xi) = \frac{\xi^{x+1}}{4} + C$, и тогда следует пользоваться табл. 8-4

№ участков	$\frac{h_0}{i}$	h_1, м	η_2	η_1	$j_{\text{ср}} = \left(\frac{\alpha C_{\text{ср}}^2 i}{g}\right) = 0{,}0000445 C_{\text{ср}}^2$	$C_{\text{ср}}$	$\varphi(\eta_2)$	$\varphi(\eta_1)$	l, м
I	7 500	5,5	$\frac{6}{3} = 2$	$\frac{5{,}50}{3{,}0} = 1{,}83$	0,199	66,90	0,092	0,1152	1 470
II	7 500	5,0	$\frac{6}{3} = 2$	$\frac{5{,}0}{3{,}0} = 1{,}67$	0,197	66,50	0,092	0,1558	2 860
III	7 500	4,5	2	$\frac{45}{30} = 1{,}50$	0,193	65,90	0,092	0,194	4 370
IV	7 500	4,0	2	$\frac{4}{3} = 1{,}33$	0,189	65,25	0,092	0,275	6 130
V	7 500	3,5	2	$\frac{3{,}5}{3} = 1{,}167$	0,185	64,5	0,092	0,430	8 300

[1] По найденным таким образом и указанным в таблице значениям l_1, l_2 . . . для ряда глубин $h_1 = 5{,}5$; $h_2 = 5\,0$ . . . строим кривую подпора.

Таблица 8-4

Значения функции $\varphi(\xi)$ для русел с горизонтальным дном ($i = 0$)

ξ	$\varphi(\xi)$	ξ	$\varphi(\xi)$	ξ	$\varphi(\xi)$	ξ	$\varphi(\xi)$	ξ	$\varphi(\xi)$
При гидравлическом показателе $x = 2{,}00$									
0	0	0,80	0,1707	1,12	0,468	1,44	0,995	2,05	2,872
0,05	0,0001	0,81	0,1772	1,13	0,481	1,45	1,016	2,10	3,087
0,10	0,0003	0,82	0,1838	1,14	0,493	1,46	1,037	2,15	3,313
0,15	0,0011	0,83	0,1906	1,15	0,507	1,47	1,059	2,20	3,549
0,20	0,0027	0,84	0,1976	1,16	0,520	1,48	1,081	2,25	3,797
0,25	0,0052	0,85	0,2047	1,17	0,534	1,49	1,103	2,30	4,056
0,30	0,0090	0,86	0,2120	1,18	0,548	1,50	1,125	2,35	4,326
0,35	0,0143	0,87	0,2195	1,19	0,562	1,52	1,170	2,40	4,608
0,40	0,0213	0,88	0,2272	1,20	0,576	1,54	1,217	2,45	4,902
0,45	0,0304	0,89	0,2350	1,21	0,591	1,56	1,265	2,50	5,208
0,50	0,0417	0,90	0,2430	1,22	0,605	1,58	1,315	2,55	5,527
0,55	0,0554	0,91	0,2512	1,23	0,620	1,60	1,365	2,60	5,859
0,60	0,0720	0,92	0,2596	1,24	0,635	1,62	1,417	2,65	6,203
0,61	0,0756	0,93	0,2681	1,25	0,651	1,64	1,470	2,70	6,561
0,62	0,0794	0,94	0,2769	1,26	0,667	1,66	1,525	2,75	6,932
0,63	0,0833	0,95	0,2858	1,27	0,683	1,68	1,581	2,80	7,317
0,64	0,0874	0,96	0,2949	1,28	0,699	1,70	1,638	2,85	7,716
0,65	0,0915	0,97	0,3042	1,29	0,716	1,72	1,696	2,90	8,130
0,66	0,0958	0,98	0,3137	1,30	0,732	1,74	1,756	2,95	8,557
0,67	0,1003	0,99	0,3234	1,31	0,749	1,76	1,817	3,0	9,000
0,68	0,1048	1,00	0,3333	1,32	0,767	1,78	1,880	3,5	14,19
0,69	0,1095	1,01	0,3434	1,33	0,784	1,80	1,944	4,0	21,33
0,70	0,1143	1,02	0,3537	1,34	0,802	1,82	2,009	4,5	30,38
0,71	0,1193	1,03	0,3643	1,35	0,820	1,84	2,076	5,0	41,67
0,72	0,1244	1,04	0,375	1,36	0,839	1,86	2,145	6,0	72,0
0,73	0,1297	1,05	0,386	1,37	0,857	1,88	2,215	7,0	114,3
0,74	0,1351	1,06	0,397	1,38	0,876	1,90	2,286	8,0	170,7
0,75	0,1406	1,07	0,408	1,39	0,895	1,92	2,359	9,0	242,0
0,76	0,1463	1,08	0,420	1,40	0,915	1,94	2,434	10,0	333,3
0,77	0,1522	1,09	0,432	1,41	0,934	1,96	2,510		
0,78	0,1582	1,10	0,444	1,42	0,954	1,98	2,587		
0,79	0,1643	1,11	0,456	1,43	0,975	2,00	2,667		
При гидравлическом показателе $x = 2{,}50$									
0	0	0,72	0,0905	0,96	0,2477	1,20	0,541	1,44	1,024
0,05	0	0,73	0,0950	0,97	0,2568	1,21	0,557	1,45	1,049
0,10	0,0001	0,74	0,0996	0,98	0,2662	1,22	0,573	1,46	1,074
0,15	0,0004	0,75	0,1044	0,99	0,276	1,23	0,573	1,47	1,100
0,20	0,0010	0,76	0,1093	1,00	0,286	1,24	0,607	1,48	1,127
0,25	0,0022	0,77	0,1144	1,01	0,296	1,25	0,624	1,49	1,154
0,30	0,0042	0,78	0,1197	1,02	0,306	1,26	0,642	1,50	1,181
0,35	0,0073	0,79	0,1252	1,03	0,317	1,27	0,660	1,52	1,237
0,40	0,0116	0,80	0,1309	1,04	0,328	1,28	0,678	1,54	1,295
0,45	0,0175	0,81	0,1367	1,05	0,339	1,29	0,697	1,56	1,355
0,50	0,0252	0,82	0,1426	1,06	0,350	1,30	0,716	1,58	1,417
0,55	0,0352	0,83	0,1488	1,07	0,362	1,31	0,735	1,60	1,481
0,60	0,0478	0,84	0,1552	1,08	0,374	1,32	0,775	1,62	1,546
0,61	0,0506	0,85	0,1618	1,09	0,386	1,33	0,755	1,64	1,614
0,62	0,0506	0,86	0,1685	1,10	0,399	1,34	0,796	1,66	1,684
0,63	0,0567	0,87	0,1755	1,11	0,412	1,35	0,817	1,68	1,756
0,64	0,0599	0,88	0,1826	1,12	0,425	1,36	0,838	1,70	1,830
0,65	0,0632	0,89	0,1900	1,13	0,438	1,37	0,860	1,72	1,907
0,66	0,0667	0,90	0,1976	1,14	0,452	1,38	0,882	1,74	1,936
0,67	0,0703	0,91	0,2054	1,15	0,466	1,39	0,905	1,76	2,067
0,68	0,0740	0,92	0,2134	1,16	0,480	1,40	0,928	1,78	2,150
0,69	0,0779	0,93	0,2216	1,17	0,495	1,41	0,951	1,80	2,236
0,70	0,0820	0,94	0,2301	1,18	0,510	1,42	0,975	1,82	2,324
0,71	0,0861	0,95	0,2388	1,19	0,525	1,43	0,999	1,84	2,414

Продолжение табл. 8-4

ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)
При гидравлическом показателе $x = 2{,}50$									
1,86	2,507	2,05	3,524	2,45	6,577	2,85	11,17	6,0	151,2
1,88	2,603	2,10	3,834	2,50	7,059	2,90	11,87	7,0	259,3
1,90	2,701	2,15	4,164	2,55	7,565	2,95	12,60	8,0	413,7
1,92	2,802	2,20	4,512	2,60	8,097	3,00	13,36	9,0	625,0
1,94	2,906	2,25	4,882	2,65	8,655	3,5	22,92	10,0	903,0
1,96	3,012	2,30	5,272	2,70	9,240	4,0	36,57		
1,98	3,121	2,35	5,684	2,75	9,854	4,5	55,23		
2,00	3,232	2,40	6,119	2,80	10,49	5,0	79,86		
При гидравлическом показателе $x = 3{,}00$									
0	0	0,80	0,1024	1,12	0,394	1,44	1,075	2,05	4,415
0,05	0	0,81	0,1075	1,13	0,408	1,45	1,105	2,10	4,862
0,10	0	0,82	0,1130	1,14	0,422	1,46	1,136	2,15	5,342
0,15	0,0001	0,83	0,1186	1,15	0,437	1,47	1,167	2,20	5,856
0,20	0,0004	0,84	0,1245	1,16	0,453	1,48	1,199	2,25	6,407
0,25	0,0009	0,85	0,1305	1,17	0,469	1,49	1,232	2,30	6,996
0,30	0,0020	0,86	0,1368	1,18	0,485	1,50	1,266	2,35	7,625
0,35	0,0037	0,87	0,1432	1,19	0,501	1,52	1,335	2,40	8,294
0,40	0,0064	0,88	0,1499	1,20	0,518	1,54	1,406	2,45	9,008
0,45	0,0102	0,89	0,1569	1,21	0,536	1,56	1,480	2,50	9,766
0,50	0,0156	0,90	0,1640	1,22	0,554	1,58	1,558	2,55	10,57
0,55	0,0229	0,91	0,1714	1,23	0,572	1,60	1,638	2,60	11,42
0,60	0,0324	0,92	0,1791	1,24	0,591	1,62	1,722	2,65	12,33
0,61	0,0346	0,93	0,1870	1,25	0,610	1,64	1,808	2,70	13,29
0,62	0,0369	0,94	0,1952	1,26	0,630	1,66	1,898	2,75	14,30
0,63	0,0394	0,95	0,2036	1,27	0,650	1,68	1,992	2,80	15,37
0,64	0,0419	0,96	0,2123	1,28	0,671	1,70	2,088	2,85	16,49
0,65	0,0446	0,97	0,2213	1,29	0,692	1,72	2,188	2,90	17,68
0,66	0,0474	0,98	0,2306	1,30	0,714	1,74	2,292	2,95	18,93
0,67	0,0504	0,99	0,2402	1,31	0,736	1,76	2,399	3,0	20,25
0,68	0,0535	1,00	0,250	1,32	0,759	1,78	2,510	3,5	37,52
0,69	0,0564	1,01	0,260	1,33	0,782	1,80	2,624	4,0	64,0
0,70	0,0600	1,02	0,271	1,34	0,806	1,82	2,743	4,5	102,5
0,71	0,0635	1,03	0,281	1,35	0,830	1,84	2,866	5,0	156,0
0,72	0,0672	1,04	0,292	1,36	0,855	1,86	2,992	6,0	324,0
0,73	0,0710	1,05	0,304	1,37	0,881	1,88	3,123	7,0	600
0,74	0,0750	1,06	0,316	1,38	0,907	1,90	3,258	8,0	1 024
0,75	0,0791	1,07	0,328	1,39	0,933	1,92	3,397	9,0	1 640
0,76	0,0834	1,08	0,340	1,40	0,960	1,94	3,542	10,0	2 500
0,77	0,0879	1,09	0,353	1,41	0,988	1,96	3,690		
0,78	0,0925	1,10	0,366	1,42	1,016	1,98	3,841		
0,79	0,0974	1,11	0,380	1,43	1,045	2,00	4,000		
При гидравлическом показателе $x = 3{,}25$									
0	0	0,62	0,0308	0,76	0,0733	0,90	0,1504	1,04	0,278
0,05	0	0,63	0,0330	0,77	0,0775	0,91	0,1576	1,05	0,289
0,10	0	0,64	0,0353	0,78	0,0818	0,92	0,1651	1,06	0,301
0,15	0,0001	0,65	0,0387	0,79	0,0864	0,93	0,1729	1,07	0,314
0,20	0,0003	0,66	0,0402	0,80	0,0911	0,94	0,1809	1,08	0,326
0,25	0,0007	0,67	0,0429	0,81	0,0961	0,95	0,1892	1,09	0,339
0,30	0,0014	0,68	0,0457	0,82	0,1012	0,96	0,1973	1,10	0,353
0,35	0,0027	0,69	0,0486	0,83	0,1066	0,97	0,2067	1,11	0,367
0,40	0,0048	0,70	0,0517	0,84	0,1122	0,98	0,2159	1,12	0,381
0,45	0,0079	0,71	0,0549	0,85	0,1179	0,99	0,2255	1,13	0,396
0,50	0,0124	0,72	0,0582	0,86	0,1239	1,00	0,2353	1,14	0,411
0,55	0,0185	0,73	0,0617	0,87	0,1302	1,01	0,2455	1,15	0,426
0,60	0,0268	0,74	0,0654	0,88	0,1367	1,02	0 256	1,16	0,442
0,61	0,0288	0,75	0,0693	0,89	0,1434	1,03	0,267	1,17	0,458

Продолжение табл. 8-4

ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)
				При гидравлическом показателе $x = 3{,}25$					
1,18	0,475	1,36	0,869	1,58	1,644	1,94	3,933	2,75	17,33
1,19	0,493	1,37	0,897	1,60	1,734	1,96	4,109	2,80	18,71
1,20	0,511	1,38	0,925	1,62	1,828	1,98	4,290	2,85	20,17
1,21	0,529	1,39	0,954	1,64	1,926	2,00	4,477	2,90	21,72
1,22	0,548	1,40	0,983	1,66	2,028	2,05	4,972	2,95	23,35
1,23	0,567	1,41	1,013	1,68	2,134	2,10	5,508	3,0	25,08
1,24	0,587	1,42	1,044	1,70	2,244	2,15	6,088	3,5	48,30
1,25	0,607	1,43	1,076	1,72	2,358	2,20	6,720	4,0	85,18
1,26	0,628	1,44	1,108	1,74	2,477	2,25	7,386	4,5	140,5
1,27	0,640	1,45	1,141	1,76	2,600	2,30	8,109	5,0	219,9
1,28	0,672	1,46	1,175	1,78	2,728	2,35	8,885	6,0	477,2
1,29	0,694	1,47	1,210	1,80	2,861	2,40	9,716	7,0	918,9
1,30	0,717	1,48	1,245	1,82	2,999	2,45	10,61	8,0	1 621
1,31	0,741	1,49	1,281	1,84	3,141	2,50	11,56	9,0	2 674
1,32	0,766	1,50	1,313	1,86	3,288	2,55	12,57	10,0	4 184
1,33	0,791	1,52	1,395	1,88	3,442	2,60	13,65		
1,34	0,816	1,54	1,474	1,90	3,600	2,65	14,80		
1,35	0,842	1,56	1,557	1,92	3,764	2,70	16,03		
				При гидравлическом показателе $x = 3{,}50$					
0	0	0,80	0,0814	1,12	0,370	1,44	1,147	2,05	5,619
0,05	0	0,81	0,0861	1,13	0,385	1,45	1,183	2,10	6,263
0,10	0	0,82	0,0910	1,14	0,401	1,46	1,210	2,15	6,962
0,15	0	0,83	0,0961	1,15	0,417	1,47	1,258	2,20	7,721
0,20	0,0002	0,84	1,1014	1,16	0,433	1,48	1,297	2,25	8,543
0,25	0,0004	0,85	0,1070	1,17	0,450	1,49	1,337	2,30	9,431
0,30	0,0010	0,86	0,1127	1,18	0,468	1,50	1,378	2,35	10,39
0,35	0,0020	0,87	0,1188	1,19	0,486	1,52	1,462	2,40	11,42
0,40	0,0036	0,88	0,1250	1,20	0,505	1,54	1,551	2,45	12,53
0,45	0,0061	0,89	0,1315	1,21	0,524	1,56	1,644	2,50	13,72
0,50	0,0098	0,90	0,1383	1,22	0,544	1,58	1,741	2,55	15,00
0,55	0,0151	0,91	0,1454	1,23	0,564	1,60	1,843	2,60	16,37
0,60	0,0223	0,92	0,1527	1,24	0,585	1,62	1,948	2,65	17,84
0,61	0,0240	0,93	0,1603	1,25	0,607	1,64	2,059	2,70	19,40
0,62	0,0259	0,94	0,1682	1,26	0,629	1,66	2,174	2,75	21,08
0,63	0,0278	0,95	0,1764	1,27	0,652	1,68	2,294	2,80	22,86
0,64	0,0298	0,96	0,1849	1,28	0,675	1,70	2,420	2,85	24,75
0,65	0,0320	0,97	0,1938	1,29	0,699	1,72	2,551	2,90	26,77
0,66	0,0343	0,98	0,2029	1,30	0,724	1,74	2,687	2,95	28,91
0,67	0,0367	0,99	0,2124	1,31	0,749	1,76	2,829	3,0	31,18
0,68	0,0392	1,00	0,2222	1,32	0,775	1,78	2,976	3,5	62,39
0,69	0,0418	1,01	0,2324	1,33	0,802	1,80	3,130	4,0	113,8
0,70	0,0446	1,02	0,243	1,34	0,829	1,82	3,289	4,5	193,3
0,71	0,0476	1,03	0,254	1,35	0,858	1,84	3,455	5,0	310,6
0,72	0,0507	1,04	0,265	1,36	0,887	1,86	3,627	6,0	705,4
0,73	0,0539	1,05	0,277	1,37	0,916	1,88	3,806	7,0	1 412
0,74	0,0573	1,06	0,289	1,38	0,947	1,90	3,992	8,0	2 574
0,75	0,0609	1,07	0,301	1,39	0,978	1,92	4,185	9,0	4 374
0,76	0,0646	1,08	0,314	1,40	1,010	1,94	4,384	10,0	7 027
0,77	0,0685	1,09	0,327	1,41	1,043	1,96	4,591		
0,78	0,0726	1,10	0,341	1,42	1,077	1,98	4,806		
0,79	0,0769	1,11	0,355	1,43	1,111	2,00	5,028		
				При гидравлическом показателе $x = 3{,}75$					
0	0	0,30	0,0007	0,60	0,0186	0,66	0,0292	0,72	0,0442
0,05	0	0,35	0,0014	0,61	0,0201	0,67	0,0314	0,73	0,0472
0,10	0	0,40	0,0027	0,62	0,0217	0,68	0,0337	0,74	0,0504
0,15	0	0,45	0,0047	0,63	0,0235	0,69	0,0361	0,75	0,0537
0,20	0,0001	0,50	0,0078	0,64	0,0253	0,70	0,0387	0,76	0,0572
0,25	0,0003	0,55	0,0123	0,65	0,0272	0,71	0,0414	0,77	0,0608

Продолжение табл. 8-4

ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)
При гидравлическом показателе $x = 3{,}75$									
0,78	0,0647	1,04	0,254	1,30	0,732	1,62	2,082	2,35	12,18
0,79	0,0687	1,05	0,265	1,31	0,759	1,64	2,207	2,40	13,47
0,80	0,0729	1,06	0,278	1,32	0,787	1,66	2,338	2,45	14,85
0,81	0,0774	1,07	0,290	1,33	0,816	1,68	2,475	2,50	16,35
0,82	0,0820	1,08	0,303	1,34	0,845	1,70	2,618	2,55	17,96
0,83	0,0869	1,09	0,317	1,35	0,876	1,72	2,767	2,60	19,70
0,84	0,0920	1,10	0,331	1,36	0,907	1,74	2,924	2,65	21,56
0,85	0,0973	1,11	0,346	1,37	0,939	1,76	3,087	2,70	23,57
0,86	0,1028	1,12	0,361	1,38	0,972	1,78	3,257	2,75	25,71
0,87	0,1087	1,13	0,376	1,39	1,006	1,80	3,434	2,80	28,01
0,88	0,1147	1,14	0,392	1,40	1,041	1,82	3,619	2,85	30,47
0,89	0,1210	1,15	0,409	1,41	1,077	1,84	3,812	2,90	33,09
0,90	0,1276	1,16	0,426	1,42	1,114	1,86	4,013	2,95	35,89
0,91	0,1345	1,17	0,444	1,43	1,151	1,88	4,222	3,0	38,87
0,92	0,1417	1,18	0,462	1,44	1,190	1,90	4,440	3,5	80,84
0,93	0,1491	1,19	0,481	1,45	1,230	1,92	4,666	4,0	152,4
0,94	0,1569	1,20	0,501	1,46	1,270	1,94	4,902	4,5	266,7
0,95	0,1650	1,21	0,521	1,47	1,312	1,96	5,147	5,0	440,0
0,96	0,1734	1,22	0,541	1,48	1,355	1,98	5,401	6,0	1 046
0,97	0,1822	1,23	0,563	1,49	1,399	2,00	5,665	7,0	2 175
0,98	0,1913	1,24	0,585	1,50	1,445	2,05	6,370	8,0	4 102
0,99	0,201	1,25	0,608	1,52	1,538	2,10	7,143	9,0	7 177
1,00	0,211	1,26	0,631	1,54	1,637	2,15	7,987	10,0	11 840
1,01	0,0221	1,27	0,655	1,56	1,740	2,20	8,909		
1,02	0,231	1,28	0,680	1,58	1,849	2,25	9,912		
1,03	0,242	1,29	0,706	1,60	1,963	2,30	11,00		
При гидравлическом показателе $x = 4{,}00$									
0	0	0,80	0,0655	1,12	0,352	1,44	1,238	2,05	7,241
0,05	0	0,81	0,0697	1,13	0,368	1,45	1,282	2,10	8,168
0,10	0	0,82	0,0741	1,14	0,385	1,46	1,327	2,15	9,188
0,15	0	0,83	0,0788	1,15	0,402	1,47	1,373	2,20	10,31
0,20	0,0001	0,84	0,0836	1,16	0,420	1,48	1,420	2,25	11,53
0,25	0,0002	0,85	0,0887	1,17	0,438	1,49	1,469	2,30	12,87
0,30	0,0005	0,86	0,0941	1,18	0,457	1,50	1,519	2,35	14,33
0,35	0,0011	0,87	0,0997	1,19	0,477	1,52	1,623	2,40	15,93
0,40	0,0021	0,88	0,1056	1,20	0,498	1,54	1,732	2,45	17,66
0,45	0,0037	0,89	0,1117	1,21	0,519	1,56	1,847	2,50	19,53
0,50	0,0063	0,90	0,1181	1,22	0,541	1,58	1,969	2,55	21,56
0,55	0,0101	0,91	0,1248	1,23	0,563	1,60	2,097	2,60	23,76
0,60	0,0156	0,92	0,1318	1,24	0,586	1,62	2,232	2,65	26,14
0,61	0,0169	0,93	0,1391	1,25	0,610	1,64	2,373	2,70	28,70
0,62	0,0183	0,94	0,1468	1,26	0,635	1,66	2,521	2,75	31,46
0,63	0,0198	0,95	0,1548	1,27	0,661	1,68	2,677	2,80	34,42
0,64	0,0215	0,96	0,1631	1,28	0,687	1,70	2,840	2,85	37,61
0,65	0,0232	0,97	0,1717	1,29	0,714	1,72	3,011	2,90	41,02
0,66	0,0250	0,98	0,1808	1,30	0,743	1,74	3,190	2,95	44,68
0,67	0,0270	0,99	0,1902	1,31	0,772	1,76	3,378	3,0	48,60
0,68	0,0291	1,00	0,200	1,32	0,820	1,78	3,574	3,5	105,1
0,69	0,0313	1,01	0,210	1,33	0,832	1,80	3,779	4,0	200,1
0,70	0,0336	1,02	0,221	1,34	0,864	1,82	3,994	4,5	369,0
0,71	0,0361	1,03	0,232	1,35	0,897	1,84	4,218	5,0	625
0,72	0,0387	1,04	0,243	1,36	0,930	1,86	4,452	6,0	1 555
0,73	0,0415	1,05	0,255	1,37	0,965	1,88	4,697	7,0	3 361
0,74	0,0444	1,06	0,268	1,38	1,001	1,90	4,952	8,0	6 554
0,75	0,0475	1,07	0,281	1,39	1,038	1,92	5,218	9,0	11 810
0,76	0,0507	1,08	0,294	1,40	1,076	1,94	5,496	10,0	20 000
0,77	0,0541	1,09	0,308	1,41	1,115	1,96	5,785		
0,78	0,0577	1,10	0,322	1,42	1,155	1,98	6,086		
0,79	0,0615	1,11	0,337	1,43	1,196	2,00	6,400		

Продолжение табл. 8-4

ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)	ξ	φ (ξ)
При гидравлическом показателе $x = 4{,}50$									
0,20	0,0000	0,83	0,0652	1,14	0,374	1,45	1,403	2,05	9,425
0,25	0,0001	0,84	0,0697	1,15	0,392	1,46	1,457	2,10	10,76
0,30	0,0002	0,85	0,0744	1,16	0,411	1,47	1,513	2,15	12,25
0,35	0,0006	0,86	0,0793	1,17	0,431	1,48	1,571	2,20	13,90
0,40	0,0012	0,87	0,0845	1,18	0,452	1,49	1,680	2,25	15,73
0,45	0,0023	0,88	0,0900	1,19	0,473	1,50	1,691	2,30	17,75
0,50	0,0040	0,89	0,0958	1,20	0,496	1,52	1,819	2,35	19,98
0,55	0,0068	0,90	0,1018	1,21	0,519	1,54	1,954	2,40	22,43
0,60	0,0109	0,91	0,1082	1,22	0,548	1,56	2,098	2,45	25,12
0,61	0,0120	0,92	0,1149	1,23	0,568	1,58	2,250	2,50	28,08
0,62	0,0131	0,93	0,1220	1,24	0,594	1,60	2,412	2,55	31,30
0,63	0,0143	0,94	0,1294	1,25	0,620	1,62	2,582	2,60	34,83
0,64	0,0156	0,95	0,1371	1,26	0,648	1,64	2,762	2,65	38,68
0,65	0,0170	0,96	0,1453	1,27	0,677	1,66	2,953	2,70	42,87
0,66	0,0185	0,97	0,1538	1,28	0,707	1,68	3,154	2,75	47,42
0,67	0,0201	0,98	0,1627	1,29	0,738	1,70	3,366	2,80	52,36
0,68	0,0218	0,99	0,1721	1,30	0,770	1,72	3,590	2,85	57,71
0,69	0,0236	1,00	0,182	1,31	0,808	1,74	3,825	2,90	63,51
0,70	0,0256	1,01	0,192	1,32	0,837	1,76	4,073	2,95	69,77
0,71	0,0276	1,02	0,203	1,33	0,873	1,78	4,335	3,0	76,53
0,72	0,0298	1,03	0,214	1,34	0,909	1,80	4,609	3,5	178,8
0,73	0,0322	1,04	0,226	1,35	0,947	1,82	4,898	4,0	372,4
0,74	0,0347	1,05	0,238	1,36	0,986	1,84	5,202	4,5	711,7
0,75	0,0374	1,06	0,250	1,37	1,027	1,86	5,520	5,0	1 371
0,76	0,0402	1,07	0,264	1,38	1,059	1,88	5,855	6,0	3 463
0,77	0,0432	1,08	0,278	1,39	1,112	1,90	6,205	7,0	8 085
0,78	0,0464	1,09	0,292	1,40	1,157	1,92	6,573	8,0	16 850
0,79	0,0497	1,10	0,307	1,41	1,203	1,94	6,959	9,0	32 210
0,80	0,0533	1,11	0,323	1,42	1,251	1,96	7,363	10,0	57 500
0,81	0,0571	1,12	0,339	1,43	1,300	1,98	7,786		
0,82	0,0610	1,13	0,356	1,44	1,351	2,00	8,228		

3. Каналы с отрицательным уклоном $i < 0$.

В этом случае основное уравнение имеет вид:

$$\frac{il}{h_0'} = -\zeta_2 + \zeta_1 + (1 + j_{ср})[\varphi(\zeta_2) - \varphi(\zeta_1)], \qquad (8\text{-}25)$$

где i — уклон дна (абсолютное его значение, т. е со знаком плюс);

h_0' — глубина равномерного движения при заданном расходе и в предположении, что русло имеет положительный уклон, численно равный фактическому отрицательному уклону,

ζ_2 и ζ_1 — „относительные" глубины соответственно $\zeta_2 = \frac{h_2}{h_0'}$ и $\zeta_1 = \frac{h_1}{h_0'}$ для конечного и начального сечений данного участка длиной l (рис. 8-18);

$j_{ср}$, как и для $i > 0$, равно $\frac{\alpha C^2 t}{g} \frac{\beta}{\chi}$;

$\varphi(\zeta_2)$ и $\varphi(\zeta_1)$ — функции, представляющие собой

$$\int \frac{d\zeta}{1 + \zeta^4} + C.$$

Значения $\varphi(\zeta)$ приведены в табл. 8-5.

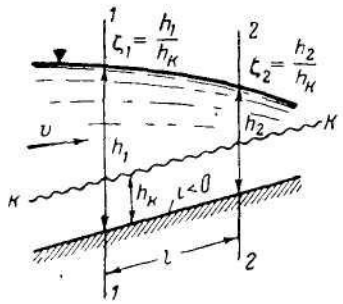


Рис 8-18.

б) Способ акад. Н. Н. Павловского

В качестве независимой переменной при интегрировании основного дифференциального уравнения неравномерного движения акад. Н. Н. Павловским принято отношение $\varkappa = \frac{K}{K_0}$, т. е. относительная расходная характеристика, в соответствии с чем уравнение Н. Н. Павловского для русел с положительным уклоном ($i > 0$) имеет вид:

$$il = \varkappa_2 - \varkappa_1 - (1 - j_{ср})[\Pi(\varkappa_2) - \Pi(\varkappa_1)], \qquad (8\text{-}26)$$

где i — уклон дна;

Таблица 8-5

Значения функции $\varphi(\zeta)$ для русел с обратным уклоном дна ($i<0$)

ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$
При гидравлическом показателе $x=2{,}00$									
0	0	0,74	0,637	1,00	0,785	1,26	0,900	1,60	1,012
0,05	0,050	0,75	0,643	1,01	0,785	1,27	0,904	1,65	1,026
0,10	0,099	0,76	0,649	1,02	0,795	1,28	0,908	1,70	1,039
0,15	0,148	0,77	0,656	1,03	0,800	1,29	0,911	1,75	1,052
0,20	0,196	0,78	0,662	1,04	0,805	1,30	0,915	1,80	1,064
0,25	0,244	0,79	0,668	1,05	0,810	1,31	0,919	1,85	1,075
0,30	0,291	0,80	0,674	1,06	0,815	1,32	0,922	1,90	1,086
0,35	0,336	0,81	0,680	1,07	0,819	1,33	0,926	1,95	1,097
0,40	0,380	0,82	0,686	1,08	0,824	1,34	0,930	2,00	1,107
0,45	0,422	0,83	0,692	1,09	0,828	1,35	0,933	2,10	1,126
0,50	0,463	0,84	0,698	1,10	0,833	1,36	0,937	2,20	1,144
0,55	0,502	0,85	0,704	1,11	0,837	1,37	0,940	2,30	1,161
0,60	0,540	0,86	0,710	1,12	0,842	1,38	0,944	2,40	1,176
0,61	0,547	0,87	0,715	1,13	0,846	1,39	0,947	2,50	1,190
0,62	0,554	0,88	0,721	1,14	0,851	1,40	0,951	2,60	1,204
0,63	0,562	0,89	0,727	1,15	0,855	1,41	0,954	2,70	1,216
0,64	0,569	0,90	0,732	1,16	0,859	1,42	0,957	2,80	1,228
0,65	0,576	0,91	0,738	1,17	0,864	1,43	0,960	2,90	1,239
0,66	0,583	0,92	0,743	1,18	0,868	1,44	0,964	3,00	1,249
0,67	0,590	0,93	0,749	1,19	0,872	1,45	0,967	3,5	1,293
0,68	0,597	0,94	0,754	1,20	0,876	1,46	0,970	4,0	1,324
0,69	0,603	0,95	0,759	1,21	0,880	1,47	0,973	4,5	1,351
0,70	0,610	0,96	0,764	1,22	0,884	1,48	0,977	5,0	1,373
0,71	0,617	0,97	0,770	1,23	0,888	1,49	0,980	6,0	1,405
0,72	0,624	0,98	0,775	1,24	0,892	1,50	0,983	8,0	1,447
0,73	0,630	0,99	0,780	1,25	0,896	1,55	0,997	10,0	1,471
При гидравлическом показателе $x=2{,}50$									
0	0	0,74	0,662	1,00	0,813	1,26	0,923	1,60	1,022
0,05	0,050	0,75	0,668	1,01	0,817	1,27	0,927	1,65	1,033
0,10	0,100	0,76	0,675	1,02	0,823	1,28	0,930	1,70	1,044
0,15	0,150	0,77	0,681	1,03	0,827	1,29	0,934	1,75	1,054
0,20	0,198	0,78	0,688	1,04	0,831	1,30	0,937	1,80	1,064
0,25	0,246	0,79	0,694	1,05	0,836	1,31	0,940	1,85	1,073
0,30	0,295	0,80	0,700	1,06	0,841	1,32	0,943	1,90	1,082
0,35	0,342	0,81	0,706	1,07	0,846	1,33	0,947	1,95	1,090
0,40	0,389	0,82	0,712	1,08	0,851	1,34	0,951	2,00	0,098
0,45	0,434	0,83	0,718	1,09	0,856	1,35	0,954	2,10	1,112
0,50	0,477	0,84	0,724	1,10	0,860	1,36	0,957	2,20	1,125
0,55	0,518	0,85	0,730	1,11	0,864	1,37	0,960	2,30	1,137
0,60	0,558	0,86	0,736	1,12	0,868	1,38	0,963	2,40	1,148
0,61	0,566	0,87	0,742	1,13	0,872	1,39	0,966	2,50	1,157
0,62	0,574	0,88	0,748	1,14	0,876	1,40	0,969	2,60	1,166
0,63	0,581	0,89	0,754	1,15	0,880	1,41	0,972	2,70	1,174
0,64	0,589	0,90	0,760	1,16	0,884	1,42	0,975	2,80	1,181
0,65	0,596	0,91	0,766	1,17	0,888	1,43	0,978	2,90	1,188
0,66	0,604	0,92	0,771	1,18	0,892	1,44	0,980	3,00	1,194
0,67	0,611	0,93	0,777	1,19	0,896	1,45	0,983	3,50	1,218
0,68	0,619	0,94	0,782	1,20	0,900	1,46	0,986	4,00	1,237
0,69	0,626	0,95	0,787	1,21	0,904	1,47	0,989	4,50	1,251
0,70	0,638	0,96	0,793	1,22	0,908	1,48	0,991	5,00	1,260
0,71	0,640	0,97	0,798	1,23	0,912	1,49	0,994	6,00	1,272
0,72	0,648	0,98	0,803	1,24	0,916	1,50	0,997	8,00	1,290
0,73	0,655	0,99	0,809	1,25	0,919	1,55	1,010	10,00	1,298

Продолжение табл. 8-5

ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)
При гидравлическом показателе $x=3{,}00$									
0	0	0,74	0,679	1,00	0,834	1,26	0,942	1,60	1,030
0,05	0,050	0,75	0,686	1,01	0,840	1,27	0,945	1,65	1,039
0,10	0,100	0,76	0,693	1,02	0,845	1,28	0,948	1,70	1,048
0,15	0,150	0,77	0,700	1,03	0,850	1,29	0,952	1,75	1,057
0,20	0,199	0,78	0,707	1,04	0,855	1,30	0,955	1,80	1,065
0,25	0,248	0,79	0,713	1,05	0,859	1,31	0,958	1,85	1,072
0,30	0,297	0,80	0,720	1,06	0,864	1,32	0,961	1,90	1,079
0,35	0,346	0,81	0,727	1,07	0,869	1,33	0,964	1,95	1,085
0,40	0,393	0,82	0,733	1,08	0,873	1,34	0,967	2,00	1,090
0,45	0,440	0,83	0,740	1,09	0,877	1,35	0,970	2,10	1,100
0,50	0,485	0,84	0,746	1,10	0,881	1,36	0,973	2,20	1,109
0,55	0,528	0,85	0,752	1,11	0,886	1,37	0,976	2,30	1,117
0,60	0,571	0,86	0,758	1,12	0,891	1,38	0,979	2,40	1,124
0,61	0,579	0,87	0,764	1,13	0,895	1,39	0,981	2,50	1,131
0,62	0,587	0,88	0,770	1,14	0,899	1,40	0,934	2,60	1,137
0,63	0,595	0,89	0,776	1,15	0,903	1,41	0,986	2,70	1,142
0,64	0,602	0,90	0,781	1,16	0,907	1,42	0,989	2,80	1,146
0,65	0,610	0,91	0,787	1,17	0,911	1,43	0,992	2,90	1,150
0,66	0,618	0,92	0,793	1,18	0,915	1,44	0,995	3,00	1,154
0,67	0,626	0,93	0,799	1,19	0,918	1,45	0,997	3,50	1,165
0,68	0,634	0,94	0,804	1,20	0,921	1,46	1,000	4,00	1,176
0,69	0,641	0,95	0,809	1,21	0,925	1,47	1,003	4,50	1,183
0,70	0,649	0,96	0,815	1,22	0,929	1,48	1,005	5,00	1,188
0,71	0,657	0,97	0,820	1,23	0,932	1,49	1,007	6,00	1,195
0,72	0,664	0,98	0,825	1,24	0,935	1,50	1,009	8,00	1,201
0,73	0,672	0,99	0,830	1,25	0,938	1,55	1,020	10,00	1,203
При гидравлическом показателе $x=3{,}50$									
0	0	0,74	0,691	1,00	0,851	1,26	0,925	1,60	1,032
0,05	0,050	0,75	0,698	1,01	0,856	1,27	0,958	1,65	1,040
0,10	0,100	0,76	0,705	1,02	0,862	1,28	0,961	1,70	1,047
0,15	0,150	0,77	0,712	1,03	0,866	1,29	0,964	1,75	1,053
0,20	0,200	0,78	0,720	1,04	0,871	1,30	0,966	1,80	1,059
0,25	0,250	0,79	0,727	1,05	0,875	1,31	0,969	1,85	1,065
0,30	0,299	0,80	0,734	1,06	0,879	1,32	0,972	1,90	1,070
0,35	0,348	0,81	0,741	1,07	0,884	1,33	0,974	1,95	1,074
0,40	0,396	0,82	0,748	1,08	0,888	1,34	0,977	2,00	1,078
0,45	0,444	0,83	0,755	1,09	0,892	1,35	0,980	2,10	1,085
0,50	0,490	0,84	0,761	1,10	0,897	1,36	0,983	2,20	1,092
0,55	0,534	0,85	0,767	1,11	0,901	1,37	0,986	2,30	1,097
0,60	0,579	0,86	0,774	1,12	0,905	1,38	0,989	2,40	1,102
0,61	0,588	0,87	0,778	1,13	0,909	1,39	0,991	2,50	1,106
0,62	0,596	0,88	0,780	1,14	0,913	1,40	0,993	2,60	1,110
0,63	0,605	0,89	0,792	1,15	0,917	1,41	0,995	2,70	1,113
0,64	0,613	0,90	0,798	1,16	0,921	1,42	0,998	2,80	1,116
0,65	0,621	0,91	0,804	1,17	0,925	1,43	1,001	2,90	1,119
0,66	0,630	0,92	0,810	1,18	0,928	1,44	1,003	3,00	1,121
0,67	0,638	0,93	0,815	1,19	0,931	1,45	1,005	3,50	1,129
0,68	0,646	0,94	0,820	1,20	0,935	1,46	1,007	4,00	1,134
0,69	0,653	0,95	0,826	1,21	0,939	1,47	1,009	4,50	1,137
0,70	0,661	0,96	0,831	1,22	0,943	1,48	1,010	5,00	1,139
0,71	0,668	0,97	0,837	1,23	0,946	1,49	1,012	6,00	1,142
0,72	0,676	0,98	0,842	1,24	0,949	1,50	1,014	8,00	1,144
0,73	0,683	0,99	0,847	1,25	0,952	1,55	1,023	10,00	1,145

Продолжение табл. 8-5

ζ	φ (ζ)	ζ	φ (ζ)	ζ	φ (ζ)	ζ	φ (ζ)	ζ	φ (ζ)
При гидравлическом показателе $x = 4{,}00$									
0	0	0,74	0,702	1,00	0,867	1,26	0,967	1,60	1,034
0,05	0,050	0,75	0,709	1,01	0,872	1,27	0,970	1,65	1,040
0,10	0,100	0,76	0,717	1,02	0,876	1,28	0,973	1,70	1,046
0,15	0,150	0,77	0,724	1,03	0,881	1,29	0,975	1,75	1,051
0,20	0,200	0,78	0,731	1,04	0,887	1,30	0,978	1,80	1,056
0,25	0,250	0,79	0,738	1,05	0,891	1,31	0,981	1,85	1,060
0,30	0,300	0,80	0,746	1,06	0,895	1,32	0,984	1,90	1,064
0,35	0,349	0,81	0,753	1,07	0,900	1,33	0,986	1,95	1,067
0,40	0,397	0,82	0,760	1,08	0,904	1,34	0,989	2,00	1,070
0,45	0,446	0,83	0,766	1,09	0,908	1,35	0,991	2,10	1,075
0,50	0,493	0,84	0,773	1,10	0,912	1,36	0,993	2,20	0,079
0,55	0,539	0,85	0,780	1,11	0,916	1,37	0,995	2,30	0,083
0,60	0,585	0,86	0,786	1,12	0,920	1,38	0,997	2,40	0,086
0,61	0,594	0,87	0,792	1,13	0,924	1,39	0,998	2,50	0,089
0,62	0,603	0,88	0,799	1,14	0,927	1,40	1,000	2,60	0,091
0,63	0,612	0,89	0,805	1,15	0,927	1,41	1,002	2,70	1,093
0,64	0,620	0,90	0,811	1,16	0,935	1,42	1,004	2,80	1,095
0,65	0,629	0,91	0,807	1,17	0,938	1,43	1,006	2,90	1,097
0,66	0,638	0,92	0,823	1,18	0,942	1,44	1,008	3,00	1,098
0,67	0,646	0,93	0,829	1,19	0,946	1,45	1,010	3,50	1,102
0,68	0,654	0,94	0,835	1,20	0,949	1,46	1,012	4,00	1,105
0,69	0,662	0,95	0,840	1,21	0,952	1,47	1,013	4,50	1,107
0,70	0,670	0,96	0,846	1,22	0,955	1,48	1,015	5,00	1,109
0,71	0,678	0,97	0,851	1,23	0,958	1,49	1,017	6,00	1,110
0,72	0,686	0,98	0,857	1,24	0,961	1,50	1,019	8,00	1,110
0,73	0,694	0,99	0,861	1,25	0,964	1,55	1,028	10,00	1,110

l — длина данного участка;

x_2 и x_1 соответственно равны $\frac{K_2}{K_0}$ и $\frac{K_1}{K_0}$, т. е. представляют собой относительные расходные характеристики для конечного и начального сечений, причем K_2 — расходная характеристика при глубине h_2, K_1 — при глубине h_1 и K_0 при глубине h_0 равномерного движения;

$\Pi(x_2)$ и $\Pi(x_1)$ — соответствующие „функции Павловского", представляющие собой

$$\Pi(x) = -\int \frac{dx}{x^2 - 1} + C;$$

$$i_{ср} = \left(\frac{\sigma C^2 i B}{g\chi}\right)_{ср}, \quad a = \frac{x_2 - x_1}{h_2 - h_1} = \text{const}.$$

Величина a принимается постоянной и равной среднему ее значению в пределах всей кривой подпора или спада. При уточненных построениях, что практически может иметь значение при построении кривых спада в случае $i < i_к$ и $h_к < h < h_0$ и при построении кривых свободной поверхности на быстротоках, величина a принимается равной const для отдельных участков.

Числовые значения функции $\Pi(x)$ тождественно равны значениям функции $\varphi(\eta)$ при гидравлическом показателе русла $x = 2$. Поэтому при вычислениях по уравнению Н. Н. Павловского (8-26) следует пользоваться табл. 8-3 значений функций $\varphi(\eta)$, полагая при этом соответственно $x = 2$.

Уравнение (8-26) акад. Н. Н. Павловского является столь же общим, как и уравнение (8-20), и применимо для русел любых форм поперечного профиля и для построения всех возможных видов свободной поверхности.

Пример. Построить кривую подпора для канала прямоугольного сечения при следующих данных: удельный расход $q = 5{,}22$ *м³/сек*; уклон дна $i = 0{,}0004$, коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$, нормальная глубина $h_0 = 3$ *м*. В створе $(a-a)$ подпорное сооружение создает глубину $H = 6{,}0$ *м* (см. пример).

Р е ш е н и е: Для построения кривой подпора вычисляем расстояния от створа $(a-a)$ до створов, где глубины будут соответственно равны $h_1 = 5{,}0$ *м* и $h_2 = 4$ *м* и $h_3 = 3{,}5$ *м*.

Вычисления производим по формуле Н. Н. Павловского (8-26). Имеем:

$$l = \frac{1}{ai}\{x_2 - x_1 - (1 - i_{ср})[\varphi(x_2) - \varphi(x_1)]\}.$$

Приводим подробный расчет для I участка, для других — все расчеты даем в табличной форме.

Последовательно вычисляем

$$x_1 = \frac{K_1}{K_0} \text{ и } x_2 = \frac{K_2}{K_0}.$$

Расходная характеристика K_0 при глубине $h_0 = 3$ *м* будет равна

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} = h_0 B \frac{1}{n} h_0^{2/3} = \frac{3\sqrt[3]{3^2}}{0{,}02} B = 312B \ [м^3/сек],$$

аналогично

$$K_1 = \frac{5\sqrt[3]{5^2}}{0{,}02} B = 730\,B \ [м^3/сек],$$

$$K_2 = \frac{6\sqrt[3]{6^2}}{0{,}02} B = 990B \ [м^3/сек];$$

тогда

$$x_1 = \frac{730}{312} = 2{,}34 \text{ и } x_2 = \frac{990}{312} = 3{,}17.$$

Далее находим

$$a = \frac{x_2 - x_1}{h_2 - h_1} = \frac{3{,}17 - 2{,}34}{6 - 5} = 0{,}83.$$

Определяем теперь $i_{ср}$ при $B = \chi$ по формуле

$$i_{ср} = \frac{\alpha C_{ср}^2 i}{g}, \text{ где } C_{ср} = \frac{C_1 + C_2}{2};$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{\sqrt[3]{\sqrt{6}}}{0{,}02} = 67{,}3;$$

$$C_1 = \frac{\sqrt[3]{\sqrt{5}}}{0{,}02} = 65{,}2;$$

$$C_{ср} = \frac{67{,}3 + 65{,}2}{2} = 66{,}25$$

Следовательно,

$$i_{ср} = \frac{1{,}10 \cdot 66{,}25^2 \cdot 0{,}0004}{9{,}81} = 0{,}197.$$

По табл. 8-3 при $x = 2$ находим:

$$\varphi(x) = \varphi(3{,}17) = 0{,}328;$$

$$\varphi(x) = \varphi(2{,}340) = 0{,}457.$$

Таким образом,

$$l_1 = \frac{1}{0{,}830 \cdot 0{,}0004} \{3{,}17 - 2{,}340 - (1 - 0{,}197)(0{,}328 - 0{,}457)\} =$$

$$= 3015 \{0{,}830 + 0{,}803 \cdot 0{,}129\} =$$

$$= 3\,015 \cdot 0{,}934 = 2\,820 \ м.$$

№ участков	h_1, м	h_2, м	k_1	k_2	x_1	x_2	a
I	5	6	730	990	2,34	3,17	0,83
II	4	6	504	900	1,61	3,17	0,78
III	3,5	6	402	900	1,29	3,17	0,74

№ участков	C_1	C_2	$C_{ср}$	$i_{ср} = \frac{\alpha l^2 \cdot i}{g}$	$\varphi(x_1)$	$\varphi(x_2)$	l, м
I	65,2	67,3	66,25	0,197	0,457	0,328	2 820
II	63,0	67,3	65,15	0,191	0,727	0,328	5 060
III	61,5	67,3	64,4	0,186	1,033	0,328	8 290

в) Упрощенные способы построения кривых подпора

В случае необходимости производства очень быстрых, хотя бы и весьма грубых, построений кривых подпора для русел с малыми уклонами $i < i_к$ возможно использовать один из следующих приближенных способов.

Первый способ. Кривая подпора принимается в виде горизонтальной прямой AB (рис. 8-19).

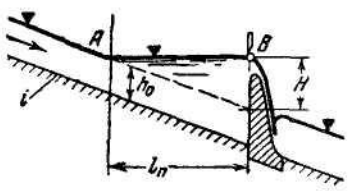


Рис 8-19

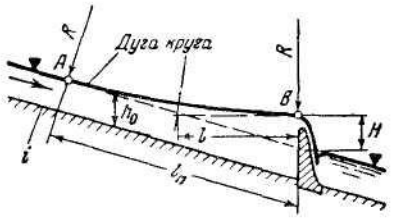


Рис 8 20.

Длина кривой подпора $l_п$

$$l_п = \frac{H}{i}. \qquad (8\text{-}27)$$

Применение этого способа на практике оправдывается при определении в первом приближении места выклинивания больших водохранилищ с высоким напором.

Второй способ. Кривая подпора принимается за дугу окружности (рис. 8-20), а длина кривой подпора равной.

$$l_п \approx 2l = \frac{2H}{i}. \qquad (8\text{-}28)$$

Третий способ. Кривая подпора принимается за параболу (вместо окружности) с вершиной в точке B (у плотины). Выклинивание происходит в точке A, а длина кривой подпора равна:

$$l_п \approx 2l = \frac{2H}{i}. \qquad (8\text{-}29)$$

Четвертый способ. Кривая подпора принимается за параболу. Выклинивание подпора принимается в створе у точки A (рис. 8-21), т. е. у точки пересечения дна русла с горизонтальной прямой, проходящей через точку B (у плотины).

Длина кривой подпора равна при этом

$$l_п = \frac{h_0 + H}{i}. \qquad (8\text{-}30)$$

Построение промежуточных точек вдоль кривой AB может быть произведено любым известным графическим построением параболы.

Указанные упрощенные способы могут служить лишь для первичной ориентировки и быть полезными в приложениях к естественным потокам.

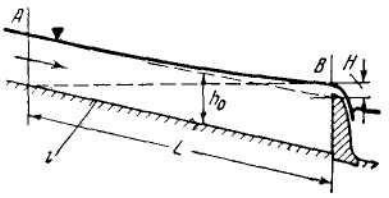


Рис 8-21.

8-3. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ С ПОСТОЯННОЙ ГЛУБИНОЙ И ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНОЙ (ПО В. Д. ЖУРИНУ)

Полное и законченное решение о движении в каналах с постоянной глубиной дано проф. В. Д. Журиным (в 1947 г.).

Основное уравнение имеет вид:

$$\mu \frac{db}{ds} = 1 - i\frac{K^2}{Q^2}, \quad \text{или} \quad \mu \frac{db}{ds} = 1 - \eta^2, \qquad (8\text{-}31)$$

где $\mu = \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{hC^2}{\chi}$ [при $C \approx \text{const}$, $\mu = \varphi(b)$] и $\eta = \frac{K}{K_0}$.

Возможные формы канала показаны в сводной таблице В. Д. Журина (табл. 8-6).

Построение плана канала может быть произведено различными путями. Приводим метод „единичных и приведенных величин".

Для горизонтальных каналов ($i = 0$)

Расстояние между двумя сечениями с шириной по дну b_2 и b_1 определяется непосредственно по уравнению Журина (8-32) без какого-либо подпора

$$L_{1\text{-}2} = s_2 - s_1 = \frac{\alpha}{g} hC_n^2 \sqrt[3]{h}\,(\sigma_2 - \sigma_1)_{n=\text{const}}, \qquad (8\text{-}32)$$

где $C_n = \frac{1}{n}$, n — коэффициент шероховатости (таким образом, C_n получим из формулы Павловского: $C = \frac{1}{n} R^y$ при $R = 1{,}0$ *м*);

σ_2 и σ_1 — функции „относительной ширины" канала по дну,

$$\sigma = f(\beta) = \int \psi(\beta)\, d\beta + C.$$

Числовые значения σ_2 и σ_1 берутся из табл. 8-7 для данных $\beta = \frac{b_2}{h}$ и $\beta_1 = \frac{b_1}{h}$.

Порядок вычислений. По заданной постоянной глубине канала h и заданным шириным b_2 и b_1 для рассматриваемых двух сечений сначала находим $\beta_2 = \frac{b_2}{h}$ и $\beta_1 = \frac{b_1}{h}$. По этим β_2 и β_1 далее, пользуясь табл. 8-7 для соответствующего коэффициента откоса m, находим значения функций σ_2 и σ_1 и затем, вычисляя коэффициент $C_n = \frac{1}{n}$, находим непосредственно по уравнению (8-32) искомое расстояние между сечениями.

Пример. Вода вытекает из-под щита в горизонтальный лоток прямоугольного сечения. Построить план лотка, принимая течение с постоянной глубиной $h = 1{,}0$ *м*. Ширина лотка в начальном сечении (сжатом) $b = 5$ *м*, коэффициент шероховатости русла $n = 0{,}02$.

Для построения плана лотка определим по формуле В. Д. Журина расстояния l_1 и l_2 от начального (сжатого) сечения до сечений где ширина соответственно равна 6 и 7 *м*.

По формуле (8-32) получим (подставляя $h = 1{,}0$ *м* и $n = 0{,}02$):

$$l = \frac{\alpha}{g} h \frac{1}{n^2} \sqrt[3]{h}\,(\sigma_2 - \sigma_1) = \frac{1{,}10}{9{,}81} \cdot \frac{1}{(0{,}02)^2}(\sigma_2 - \sigma_1) = 280\,(\sigma_2 - \sigma_1),$$

где $\sigma = f(\beta) = f\left(\frac{b}{h}\right)$.

Пользуясь табл. 8-7, находим при $m = 0$:

№ сечений	$\beta = \frac{b}{h}$	$\sigma = f(\beta)$ (по таблице 8-7)
I—I	$\beta = \frac{b}{h} = 5$	0,900
II—II	$\beta = \frac{b}{h} = 6$	1,021
III—III	$\beta = \frac{b}{h} = 7$	1,128

Таблица 8-6

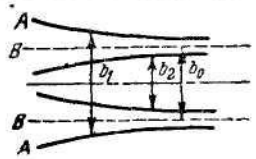
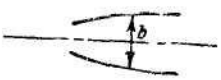
Уклон i	Формула	Зона	Переменные: b	Переменные: $\eta = \frac{K}{K_0}$	Знак дроби $\frac{db}{ds}$	Форма русла	Схема в плане
$i > 0$	$\mu \frac{db}{ds} = 1 - \eta^2$	A	$b > b_0$	$\eta > 1$	(—)	Сужается	
		B	$b = b_0$	$\eta = 1$	0	Постоянно	
			$b < b_0$	$\eta < 0$	(+)	Расширяется	
$i = 0$	$\mu \frac{db}{ds} = 1$		Всегда		(+)	„	
$i < 0$	$\mu \frac{db}{ds} = 1 + \eta^2$		„		(+)	„	

Таблица 8-7

Значения $K^2_{еш}$, $\psi(\beta)$ и σ для расчета каналов с постоянной глубиной и переменной шириной в зависимости от относительной ширины $\beta = \frac{b}{h}$ по методу проф. В. Д. Журина [к расчету по формуле (8-33)] при уклоне $i \gtrless 0$

β	$K^2_{еш}$	$\psi(\beta)$	σ	β	$K^2_{еш}$	$\psi(\beta)$	σ
При $m = 0{,}0$				При $m = 1{,}0$			
0,5	0,029	0,234	0,093	0,5	0,772	0,230	0,108
1,0	0,230	0,2310	0,211	1,0	1,683	0,210	0,212
2,0	1,584	0,198	0,426	2,0	4,765	0,177	0,412
3,0	4,510	0,169	0,607	3,0	9,682	0,151	0,574
4,0	9,250	0,146	0,764	4,0	16,476	0,132	0,715
5,0	16,000	0,128	0,900	5,0	25,233	0,117	0,840
6,0	24,700	0,114	1,021	6,0	36,022	0,105	0,960
7,0	35,200	0,102	1,128	7,0	48,698	0,095	1,050
8,0	48,00	0,093	1,226	8,0	63,241	0,087	1,141
10,0	78,90	0,078	1,396	10,0	98,552	0,074	1,301
15,0	198,00	0,056	1,727	15,0	221,93	0,054	1,617
20,0	352,00	0,044	1,975	20,0	393,57	0,043	1,856
При $m = 1{,}5$				При $m = 2{,}0$			
0,5	1,534	0,192	0,089	0,5	2,496	0,161	0,074
1,0	2,770	0,177	0,181	1,0	4,029	0,150	0,152
2,0	6,515	0,152	0,346	2,0	8,481	0,132	0,292
3,0	12,144	0,133	0,483	3,0	14,654	0,118	0,416
4,0	19,671	0,118	0,614	4,0	22,684	0,111	0,532
5,0	29,095	0,106	0,723	5,0	32,723	0,095	0,633
6,0	40,466	0,096	0,824	6,0	44,654	0,087	0,724
7,0	53,810	0,088	0,915	7,0	58,522	0,080	0,807
8,0	69,256	0,081	0,999	8,0	74,81	0,075	0,884
10,0	105,463	0,069	1,150	10,0	111,94	0,065	1,023
15,0	232,19	0,052	1,448	15,0	241,38	0,049	1,304
20,0	407,49	0,041	1,677	20,0	419,69	0,040	1,526

Примечание. Для β, не указанных в таблице, значения $K^2_{еш}$, $\psi(\beta)$ и функций σ в первом приближении могут быть получены путем линейной интерполяции.

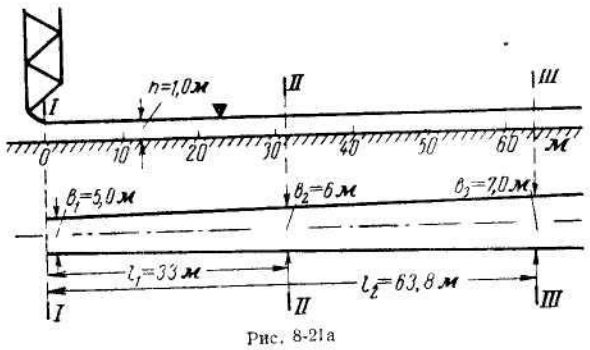


Рис. 8-21а

Тогда

$$l_1 = 280\,(1{,}021 - 0{,}9) = 33{,}9\ м;$$

$$l_2 = 280\,(1{,}128 - 0{,}9) = 63{,}8\ м.$$

Построение плана лотка показано на рис. 8-21а.

Для наклонных каналов ($i \neq 0$)

Для наклонных каналов определение расстояния L между двумя сечениями производится методом суммирования по уравнению (8-33):

$$\Delta s = haP\,\frac{\psi(\beta)}{P - K^2_{еш}}\,\Delta\beta = \frac{\alpha Q^2}{g i h^4}\cdot\frac{\psi(\beta)}{P - K^2_{еш}}\,\Delta\beta, \quad (8\text{-}33)$$

где $P = \frac{Q^2}{i h^{5,34} C_n^2}$ — постоянная величина для данного канала;

$a = \frac{\alpha}{g} C_n^2 \sqrt[5]{h}$; значения $\psi(\beta)$ и $K^2_{еш}$ берутся по табл. 8-7.

Ввиду известной трудоемкости приведенного решения В. Д. Журин предложил приближенный способ. Приводим его только для случая прямого уклона.

При $i > 0$ расчетное уравнение имеет вид:

$$L_{1-2} = s_2 - s_1 = \frac{\mu_{ср}}{2i}\ln\frac{(1+\eta_2)(1-\eta_1)}{(1-\eta_2)(1+\eta_1)}, \quad (8\text{-}34)$$

где $\mu_{ср} = \left[\frac{\alpha C^2}{g\chi}\right]_{ср}$ — среднее значение для двух данных сечений и может вычисляться или как $\mu_{ср} = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2}$, причем $\mu_1 = \frac{\alpha C_1^2}{g\chi_1}$ при b_1 и $\mu_2 = \frac{\alpha C_2^2}{g\chi_2}$ при b_2, или же как $\mu_{ср} = \frac{\alpha C^2}{g\chi}$, где C и χ при $b_{ср} = \frac{b_2 + b_1}{2}$;

η_2 и η_1 — относительные расходные характеристики, соответственно равные $\eta_2 = \frac{K_2}{K_0}$ и $\eta_1 = \frac{K_1}{K_0}$ (здесь K_2 и K_1 — расходные характеристики второго и первого сечений);

k — коэффициент, определяемый по формуле $k = \frac{\eta_1 - \eta_2}{b_1 - b_2}$.

Уравнение (8-34) может быть написано и иначе:

$$L_{1-2} = s_2 - s_1 = \mu_{ср} \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} [\Phi(\eta_2) - \Phi(\eta_1)], \quad (8\text{-}34')$$

где $\Phi(\eta_2)$ и $\Phi(\eta_1)$ берутся по таблицам для $\varphi(\eta)$ при гидравлическом показателе русла $x = 2$ (табл. 8-3).

Пример. Определить расстояние между сечениями *I*, *II* и *III* быстротока прямоугольного сечения с постоянной глубиной h при следующих условиях: расход $Q = 20$ *м³/сек*; уклон $i = 0{,}04$; глубина $h = 0{,}75$ *м*; ширина $b_1 = 10$ *м*; $b_2 = 8$ *м* и коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$.

Решение. Пользуясь формулой (8-31), имеем:

$$L = \frac{\mu_{ср}}{2k} \ln \frac{(1 + \eta_2)(1 - \eta_1)}{(1 - \eta_2)(1 + \eta_1)}.$$

Вычисляем последовательно:

1) $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{20}{\sqrt{0{,}04}} = 100$ *м³/сек*;

$$K_1 = \frac{bh}{n}\left(\frac{bh}{b + 2h}\right)^{2/3} =$$

$$= \frac{7{,}50}{0{,}02}\left(\frac{7{,}5}{11{,}5}\right)^{2/3} = 375 \cdot 0{,}653 = 375 \cdot 0{,}755 = 283 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$K_2 = \frac{6}{0{,}02}\left(\frac{6}{9{,}5}\right)^{2/3} = 300 \cdot 0{,}735 = 221 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2) $\eta_2 = \frac{K_2}{K_0} = \frac{221}{100} = 2{,}21$, $\eta_1 = \frac{K_1}{K_0} = \frac{283}{100} = 2{,}83$.

3) Коэффициент k,

$$k = \frac{\eta_1 - \eta_2}{b_1 - b_2} = \frac{2{,}83 - 2{,}21}{10 - 8} = \frac{0{,}62}{2} = 0{,}31.$$

4) $\mu_{ср} = \frac{\alpha C_{ср}^2}{g\chi_{ср}} = \frac{\alpha}{g\chi_{ср}} \frac{1}{n^2}\left(\frac{\omega}{\chi}\right)^{1/3} = \frac{1{,}10}{9{,}81 \cdot 10{,}5 \cdot 0{,}02^2} \times$

$$\times \sqrt[3]{\frac{6{,}75}{10{,}5}} = \frac{0{,}865}{0{,}0412} = 21 \left(\text{при } bc = \frac{b_1 + b_2}{2}\right) = 9 \text{ м}.$$

5) $\ln \frac{(1 + \eta_2)}{(1 - \eta_2)} \frac{(1 - \eta_1)}{(1 + \eta_1)} = \ln \frac{3{,}21\,(-1{,}83)}{(-1{,}21)\,(3.83)} = \ln 1{,}27 = 0{,}2389.$

6) Итак, искомое расстояние между *I* и *II* сечением будет равно

$$L = \frac{\mu}{2k} \ln \frac{(1 + \eta_2)(1 - \eta_1)}{(1 - \eta_2)(1 + \eta_1)} = \frac{21}{2 \cdot 0{,}31} 0{,}239 = 8{,}1 \text{ м}.$$

Определим теперь L второго участка $b_3 = 6$ *м*:

1) $K_3 = \frac{\omega}{n}\left(\frac{\omega}{\chi}\right)^{2/3} = \frac{6 \cdot 0{,}75}{0{,}02}\left(\frac{4{,}5}{7{,}5}\right)^{2/3} = 225 \cdot 0{,}71 = 159{,}5$ *м³/сек*.

Принимаем по предыдущему $K_0 = 100$ *м³/сек* и $K_1 (= K_2) = 221$ *м³/сек*.

2) $\eta_2 = \frac{K_2}{K_0} = \frac{159{,}5}{100} = 1{,}595$ и $\eta_1 = \frac{221}{100} = 2{,}21$.

3) Коэффициент $k = \frac{\eta_1 - \eta_2}{b_1 - b_2} = \frac{2{,}21 - 1{,}595}{8 - 6} = \frac{0{,}615}{2} = 0{,}3075$.

4) $\mu_{ср} = \frac{\alpha C_{ср}^2}{g\chi_{ср}}$;

$$C_{ср} = \frac{1}{n}\left(\frac{\omega}{\chi}\right)^{1/6} = \frac{1}{0{,}02}\sqrt[3]{\sqrt{\frac{4{,}5}{7{,}5}}} = \frac{0{,}92}{0{,}02} = 45{,}9;$$

$$\mu_{ср} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 45{,}9^2}{9{,}81 \cdot 7{,}5} = 31{,}4.$$

5) $\ln \frac{(1 + \eta_2)(1 - \eta_1)}{(1 - \eta_2)(1 + \eta_1)} = \frac{2{,}595 \cdot (-1{,}21)}{(-0{,}595)\,3{,}21} = \ln 1{,}64 = 0{,}4946$.

6) Итак, расстояние между сечениями *II* и *III* равно,

$$L_2 = \frac{\mu}{2k} \ln \frac{(1 + \eta_2)(1 - \eta_1)}{(1 - \eta_2)(1 + \eta_1)} = \frac{31{,}4}{2 \cdot 0{,}3075} 0{,}1946 = 15{,}2 \text{ (см. рис. 8-21б)}.$$

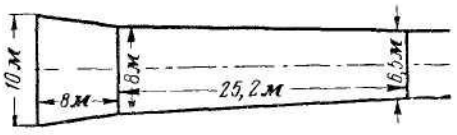


Рис 8-21б.

8-4. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНОЙ. ДВИЖЕНИЕ РАДИАЛЬНОГО ПОТОКА (по О. Ф. ВАСИЛЬЕВУ)

Для частного случая непризматического русла (прямоугольное сечение) О. Ф. Васильевым предложено следующее решение[1], которое может быть применено также к кольцевому радиальному потоку.

Основное дифференциальное уравнение неравномерного движения для такого русла может быть написано в виде (рис. 8-3):

$$\frac{dh}{dr} = \frac{\pm i + \left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{(rh)^3}\left(\frac{\alpha}{g} h \mp \frac{r}{C^2}\right)}{1 - Fr}, \quad (8\text{-}35)$$

где C — коэффициент Шези (шероховатость боковых стенок не учитывается), уклон дна i берется в радиальном направлении по течению, верхний знак относится к расходящемуся потоку, нижний — к сходящемуся.

Число Фруда

$$Fr = \frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r^2 h^3},$$

[1] Исследования проведены в МИСИ в 1954 г. Опубликовано в журнале «Доклады АН СССР», 1956, т. 106, № 5.

причем θ — угол между боковыми стенками, *рад*;

r — радиус сечения с глубиной h, отсчитываемый в плане от точки пересечения продолжения боковых стенок (рис. 8-43)

Для интегрирования уравнения (8-35) с учетом шероховатости дна могут применяться методы графического и численного интегрирования обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка[1].

Без учета сил трения оно решается в квадратурах. При этом для $i = 0$ получено уравнение

$$r = \frac{1}{h}\sqrt{\frac{A}{\frac{A}{(r_1h_1)^2} + h_1 - h}}, \qquad (8\text{-}35')$$

где $A = \frac{\alpha}{2g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2$;

r_1 — радиус в плане того сечения, глубина h_1 в котором задается;

r и h — радиус и глубина для любого другого сечения.

Для $i \neq 0$ можно пользоваться уравнением[2]

$$h \mp ir + \frac{A}{(rh)^2} = h_1 \mp ir_1 + \frac{A}{(r_1h_1)^2}. \qquad (8\text{-}35'')$$

Как показывают расчеты и опыты, пренебрежение шероховатостью дна [слагаемым $\frac{r}{C^2}$ уравнения (8-35)] при расчете кривых спада для бурного потока (при отгоне прыжка) не вызывает существенных погрешностей (ошибка $\sim 5\%$).

8-5. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ ПОДПОРА В ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЛАХ

Построение кривых подпора для рек может быть произведено различными приемами.

Во всех случаях построение производится по участкам, переходя последовательно от одного к другому снизу вверх по течению.

Разбивка реки на участки производится по условиям однообразия потока в пределах каждого участка. Длина участка при этом может быть от нескольких сотен метров и до десятков километров.

Наиболее надежным будет деление по однообразию уклона свободной поверхности (рис. 8-22). Полезно корректировать такое деление сопоставлением изменения вдоль русла всех иных гидравлических элементов (жи-

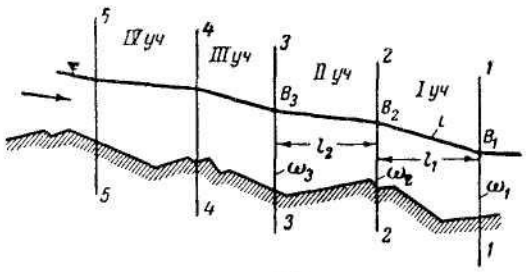


Рис. 8-22.

вого сечения, ширины поверху, гидравлического радиуса и т. д.).

Успех построения в значительной мере зависит от полноты гидрометрических данных по реке и, в частности, от сведений об уклоне, форме русла и коэффициенте шероховатости

Выбор метода расчета также в значительной мере зависит от полноты исходных данных.

Во всех случаях большое значение имеет правильное определение расчетного коэффициента шероховатости.

Наиболее надежный результат при построении кривой подпора можно иметь в том случае, если коэффициент шероховатости определен непосредственными полевыми исследованиями для данной реки и, таким образом, известен для каждого расчетного участка.

На практике это редко выполнимо и приходится пользоваться данными наблюдений на других реках (см., например, табл. Б. В. Полякова, ч 3).

а) Построение кривой подпора путем последовательного суммирования падений свободной поверхности ΔH на отдельных участках (рис. 8-23)

Падение свободной поверхности для любого участка реки, например для первого участка (рис. 8-23), по уравнению Бернулли будет равно.

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}\, l_1 \qquad (8\text{-}36)$$

или иначе

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) + \frac{Q^2}{K^2}\, l_1, \qquad (8\text{-}36')$$

где ω, C, R, K и Q представляет собой средние для данного участка значения площади поперечного сечения

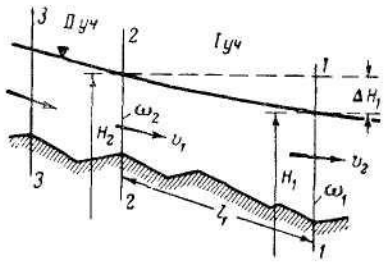


Рис 8-23.

коэффициента к формуле Шези, гидравлического радиуса, расходной характеристики и расхода[1].

Определив по уравнению (8-36) падение свободной поверхности ΔH на данном участке (расчет ведется методом последовательного приближения) переходим к расчету следующего, вышележащего участка и т. д.

Порядок вычислений. Имея подпорную отметку H_1 (в первом створе), задаемся падением свободной поверхности для первого участка ΔH_1, что в первом приближении дает отметку горизонта воды во втором створе $H_2 = H_1 + \Delta H_1$

Затем по данным для поперечных профилей *1* и *2* находим

$$\omega = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2};\quad R = \frac{R_1 + R_2}{2} \text{ и } C = \frac{C_1 + C_2}{2}$$

[1] И. Н. Бронштейн и К. А. Семендяев, Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов, 1955.

[2] Знаки, как и в уравнении (8-35): верхний знак относится к расходящемуся потоку, нижний — к сходящемуся, а уклон дна i берется в радиальном направлении по течению.

[1] В реках (естественных руслах) расход Q по пути обычно изменяется.

Таблица 8-8

№ створа	H	ΔH	ω_1	ω_2	$\frac{1}{\omega_1^2}-\frac{1}{\omega_2^2}$	K_1	K_2	$K=\frac{K_1+K_2}{2}$	$\Delta H'=\frac{Q_2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2}-\frac{1}{\omega_2^2}\right)+\frac{Q_2 l}{K_2}$	Примечание

$$\left(\text{или } K=\omega C\sqrt{R}=\frac{\omega_1 C_1\sqrt{R_1}+\omega_2 C_2\sqrt{R_2}}{2}\right)$$

и вычисляем правую часть уравнения (8-36), пусть это будет $\Delta H'_1$. Если $\Delta H'_1$ окажется равным предварительно заданному падению ΔH_1, то расчет первого участка на этом заканчиваем, в противном случае повторяем вычисления при новом значении ΔH_1. Закончив расчет первого участка, переходим ко второму, вышележащему и т. д.

Если $\omega_1>\omega_2$, то первое слагаемое правой части уравнения (8-36) будет отрицательным и им следует пренебречь.

Вычисления следует проводить в табличной форме (см. табл. 8-8), а для целей ускорения процесса расчета заранее составить для каждого створа графики ω, C и R, как $F(H)$, или, если пользоваться уравнением (8-36'), графики только для $\omega=f_1(H)$ и $K=\omega C\sqrt{R}=f_2(H)$. В этих графиках должны быть приняты одни и те же отметки, т. е. они должны быть построены по отношению к одному и тому же горизонту.

Метод В. И. Чарномского-Хестедта. То же построение кривой подпора можно произвести и по способу проф. В. И. Чарномского[1].

Обозначая через i_f гидравлический уклон (равный $\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$, где ω, C и R рассматриваются как средние для данного участка), уравнение Бернулли, написанное для сечений *1—1* и *2—2* в предположении, что ось Ox проходит через самую низкую точку сечения *2—2* (рис. 8-24), получит вид:

$$il+h_1+\frac{\alpha v_1^2}{2g}=h_2+\frac{\alpha v_2^2}{2g}+i_f l \qquad (8\text{-}37)$$

или

$$l=\frac{\left(h_2+\frac{\alpha v_2^2}{2g}\right)-\left(h_1+\frac{\alpha v_1^2}{2g}\right)}{i-i_f}=$$

$$=\frac{\mathcal{E}_2-\mathcal{E}_1}{i-i_f}, \qquad (8\text{-}37')$$

где $\mathcal{E}_2$ и $\mathcal{E}_1$ — соответственно „удельные энергии сечения" для сечений *2—2* и *1—1*.

Уравнение (8-37) и служит для построения кривой подпора.

Очевидно, что для практического применения этого уравнения, так же как и в предыдущем случае, полезно заранее составить вспомогательные графики по каждому сечению для величин $\omega=f_1(h)$, $\mathcal{E}=f_2(h)$ и $K=\omega C\sqrt{R}=f_3(h)$. В данном случае графики удобнее строить в функции глубины.

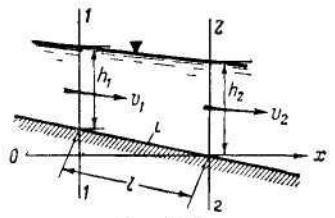


Рис. 8-24

Порядок вычислений для построения кривой подпора аналогичен указанному выше. Вычисления также надлежит проводить в табличной форме.

б) Метод акад. Н. Н. Павловского

Пренебрегая в уравнении (8-36) первым слагаемым, получим уравнение в таком виде

$$\Delta z=Q^2\frac{l}{K^2}=Q^2F. \qquad (8\text{-}38)$$

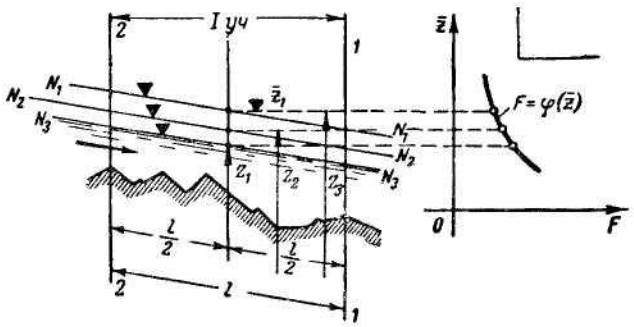


Рис. 8-25.

Величину $\frac{l}{K^2}=F$ акад. Н. Н. Павловский называет модулем сопротивления русла (для участка длиной l). Расходная характеристика K рассматривается здесь как средняя для участка l.

Принимая, что F зависит только от средней отметки горизонта воды на данном участке (рис. 8-25)* и не зависит от уклона**, можно, пользуясь данными гидро-

[1] М. Д. Чертоусов. Специальный курс гидравлики, Госэнергоиздат, 1949.

* Здесь под «средней» отметкой понимается отметка горизонта воды посередине участка при данном расходе, например равная $\bar{z}_1$, как указано на рис. 8-25.

** В этом заключается постулат Н. Н. Павловского об инвариантности модуля сопротивления русла F.

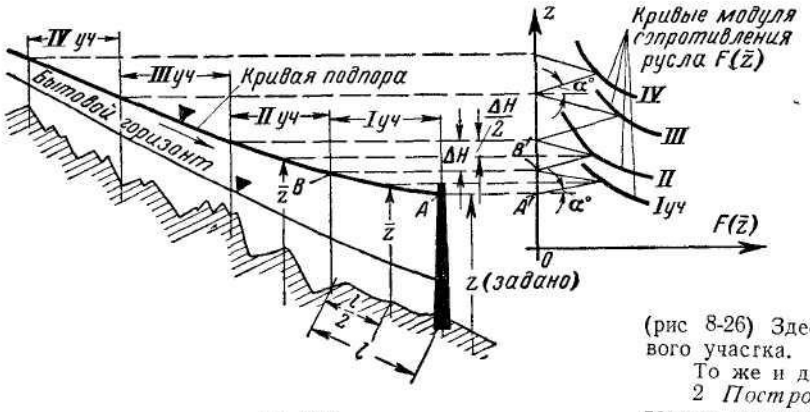


Рис 8 26

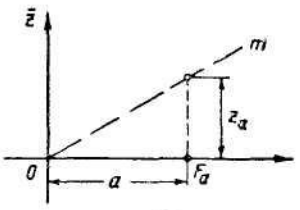


Рис 8 27

метрических наблюдений, построить для каждого участка соответствующую кривую $F=\varphi_1(\bar{z})$ как функцию средней отметки (рис 8-25) Если такие кривые изобразить на одном и том же чертеже (на рис 8-26 справа), то можно очень легко графическим путем найти подпорные отметки для каждого створа, а следовательно, и построить всю кривую подпора

Общая схема построения показана на рис 8 26

Точка A на первом створе задана подпорной (проектной) отметкой z (например, отметкой НПГ проектируемой плотины) По точке A находим точку A' на графике $F=\varphi(z)$ рис 8 26 справа Из точки A' проводим прямую $A'A''$ под углом α** к оси F до встречи с кривой F первого участка в точке C, а из нее под тем же углом α в обратном направлении до точки B' Этим определится точка B кривой подпора на втором створе Поступая так для второго, третьего и т. д участков, будет найдена и вся кривая подпора

Дополнительные пояснения 1 *Построение угла* α Отложим по оси F* произвольный отрезок a и по принятому для графика масштабу прочитаем значение модуля сопротивления русла F_a (рис 8 27)

Умножая F_a на половину квадрата расчетного расхода $Q_р^2$, получим $z_a=\frac{Q_р^2}{2}F_a$ (где $Q_р$—величина расчетного расхода).

Тогда, откладывая z_a в масштабе оси $\bar{z}$ и проводя линию Om, мы и найдем искомый угол α

Тангенс этого угла, очевидно, равен

$$\frac{Q^2}{2}=\frac{z_a}{F_a}=\frac{z_a}{a}=\operatorname{tg}\alpha.$$

В таком случае отрезок $A'B'$ (рис. 8-26) действительно определяет величину падения свободной поверхности на первом участке, так как

$$\Delta z=Q^2F=2\left(\frac{Q^2}{2}\right)F=2(\operatorname{tg}\alpha)F=A'B',$$

что усматривается непосредственно из чертежа (рис 8-26) Здесь F отвечает средней отметке $\bar{z}_1$ первого участка.

То же и для всех прочих участков

2 *Построение линий* $F=\varphi(z)$. Если имеются данные непосредственных гидрометрических наблюдений за положением свободной поверхности в реке при различных горизонтах, то определяем F как $F=\frac{\Delta z}{Q^2}$ для ряда отметок $\bar{z}$, $\bar{z}_2$, $\bar{z}_3$, ,$\bar{z}_n$ в середине каждого участка для соответствующих расходов Q_1, Q_2, ,Q_n Пользуясь этими данными, составляем таблицы значений $\bar{z}$ и F для каждого участка отдельно, что и служит основанием для построения кривых $F=\varphi(\bar{z})$

Если таких данных гидрометрических наблюдений не имеется, то величину F для каждого участка определяем для ряда отметок $\bar{z}$, вычисляя расходные характеристики как средние из расходных характеристик K_1 и K_2 верхнего и нижнего створа данного участка $K=\frac{K_1+K_2}{2}$ (по ω, C и R поперечных профилей русла) и вычисляя затем $F=\frac{1}{K^2}$. В этом случае построение кривой подпора будет менее надежным

в) Метод Н. В. Мастицкого

Для построения кривой подпора Н В Мастицкий принимает, что падение горизонта воды Δz на данном участке реки при подпоре до отметки z будет равно (при расчетном расходе $Q_р$)

$$\Delta z=\Delta z_б\left(\frac{Q_р}{Q_б}\right)^2, \qquad (8\text{-}39)$$

где $\Delta z_б$ — падение реки на этом участке в бытовых условиях (без подпорного сооружения), но при расходе $Q_б$, который отвечает отметке подпора z.

Порядок построения кривой подпора состоит в следующем

Сначала строится совмещенный график кривых $Q=f(H)$, полученных на основании гидрометрических данных для всех створов, которые располагаются одна над другой (в одном масштабе) (рис 8-28)

Затем, имея заданную подпорную отметку z_1 для первого створа, находим по графику, что при этой отметке в бытовых условиях проходит расход $Q_{б1}$ причем падение реки на первом участке (от створа № 2 до створа № 1) составляет $\Delta z_{б1}$ (отрезок AA')

Тогда падение горизонта воды на первом участке Δz_1 при подпоре до отметки z_1 (на первом створе) и при расходе $Q_р$ определится для первого участка по формуле (8 39)

---

* На рис 8 27 — горизонтальная ось

** $\operatorname{tg}\alpha=\frac{Q^2}{2}$.

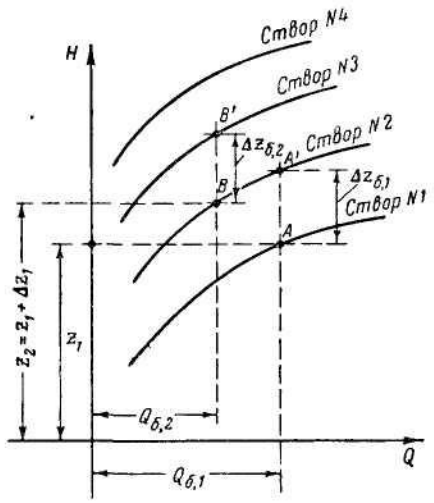


Рис. 8-28

$$\Delta z_1 = \Delta z_{б1}\left(\frac{Q_р}{Q_{б1}}\right)^2,$$

и, следовательно, подпорная отметка на створе № 2 будет:

$$z_2 = z_1 + \Delta z_1.$$

После расчета первого участка переходим к расчету второго участка, повторяя все указанные действия.

Для второго участка, следовательно, будем иметь. падение в бытовых условиях $\Delta z_{б2}$ (отрезок $B'b'$); расход в бытовых условиях $Q_{б2}$; падение при подпоре $\Delta z_2 = \Delta z_{б2}\left(\frac{Q_р}{Q_{б2}}\right)^2$ и подпорную отметку в створе № 3, равную $z_3 = z_2 + \Delta z_2$. Так продолжаем расчет до „выклинивания" кривой подпора на некотором n-ом участке.

г) Метод Н. М. Бернадского

Построение кривых подпора в естественных руслах по методу Н. М. Бернадского основано на использовании так называемых „опорных кривых"[1].

Пренебрегая изменением скоростного напора, как обычно делается при построении кривых подпора для русла с уклоном меньше критического ($i < i_к$), имеем:

$$\Delta H = \frac{Q^2}{K^2} l,$$

или

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H. \qquad (8\text{-}40)$$

Расходная характеристика для данного русла является функцией только глубины наполнения русла, т. е. $K = f(\bar{z})$, а величина падения свободной поверхности ΔH для данного участка длиной l в силу постулата об инвариантности $\frac{K^2}{l}$ (т. е. независимости этого

[1] См. рис. 8-31.

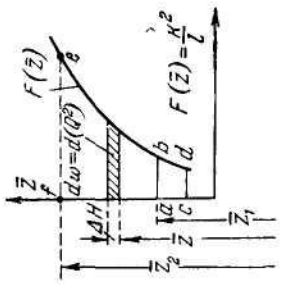


Рис. 8 29.

отношения от уклона) зависит только от расхода. Таким образом,

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H = F[\bar{z}, \Delta H].$$

Следовательно, в данном случае расход Q (а также Q^2) оказывается функцией двух независимых переменных $\bar{z}$ и ΔH (или K и ΔH), и так как $K = f(\bar{z})$, то, рассматривая K [или $f(\bar{z})$] как параметр, получим:

$$d(Q^2) = F(\bar{z})\, d(\Delta H),$$

но $\Delta H = \bar{z} - \bar{z}_0$ и при заданной $\bar{z}_0$, т. е. при $z_0 = \text{const}$,

$$d(\Delta H) = d\bar{(z)},$$

вследствие чего

$$d(Q^2) = F(\bar{z})\, dz,$$

а потому

$$Q^2 = \int dQ^2 = \int F(\bar{z})\, d\bar{z} + C = \Phi(\bar{z}) + C. \qquad (8\text{-}41)$$

Функция $F(\bar{z})$, равная $\left(\frac{K^2}{l}\right)$, может быть изображена кривой (рис. 8-29). Заштрихованная площадь $d\omega$ представляет собой величину $d(Q^2)$.

Таким образом, интеграл (8-41) можно представить так:

$$Q^2 = \int_{Q^2=Q_1^2}^{Q^2=Q_2^2} d(Q^2) = \int_{\omega_1}^{\omega_2} d\omega = \omega_2 - \omega_1 =$$

$$= \int_{z=z_1}^{z=z_2} F(\bar{z})\, dz = \Phi(\bar{z_2}) - \Phi(\bar{z_1});$$

здесь функция $\Phi(\bar{z_1})$ представляет собой ω_1 (на рис. 8-29 площадь $abcd$), а $\Phi(\bar{z_2}) - \omega_2$ (площадь $efcd$). Очевидно, что величина $\omega = \omega_2 - \omega_1$ (т. е. Q^2) при заданной отметке $\bar{z}_1$ зависит от верхнего предела $\bar{z}_2$, т. е. от величины Δz (или, что то же, от величины ΔH), а с другой стороны, при одной и той же величине ω величина Δz (или ΔH) зависит от начальной отметки $\bar{z}_1$.

Таким образом, при заданной отметке $\bar{z}_1$ и заданной величине расхода, или Q^2, можно найти отметку $\bar{z}_2$, или $\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1$, т. е. можно найти падение свободной поверхности на данном участке.

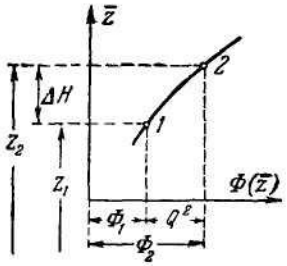


Рис. 8-30.

Определить ΔH можно проще путем построения кривой[1] $\Phi(z)$ (рис. 8-30).

Линия $\Phi(z)$ и называется «опорной кривой». Если такая кривая построена для среднего створа данного расчетного участка реки, то падение свободной поверхности воды на этом участке при любом расходе Q легко определить при любой отметке $\bar{z}$ на среднем створе. Для этого по заданной величине $\bar{z}$ находим на опорной кривой точку *1* и, откладывая вдоль оси $\Phi(\bar{z})$ отрезок (Q^2), находим на кривой точку *2* (рис. 8-30), что и определяет величину

$$\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1^*.$$

Практически опорные кривые $\Phi(\bar{z})$ строятся для концевых (нижних) створов ряда, последовательно расположенных вверх по течению расчетных участков реки (рис. 8-31), в единых отметках z_1. Тогда по заданной отметке z нижнего створа у подпорного сооружения графически определяются отметки на всех лежащих выше створах (точки *2*, *3*, *4* и т. д.) так, как указано на рис. 8-31, что и позволяет легко построить всю кривую подпора.

Построение опорных кривых производится на практике следующим образом[2].

Пользуясь гидрометрическими данными по ряду створов реки, для каждого из них выбираем свой ряд наблюденных уровней $z_1, z_2, z_3, \ldots, z_n$, свой ряд соответствующих им расходов $Q_1, Q_2, Q_3, \ldots, Q_n$ и падений свободной поверхности на участке между данным и лежащими выше створами $\Delta z_1, \Delta z_2, \ldots, \Delta z_n$, причем уровни выбираем так, чтобы у более высоко расположенного уровня отметка свободной поверхности на нижнем створе была равна отметке свободной поверхности предыдущего, по высоте ниже расположенного уровня у верхнего створа данного участка, т. е. если отметка свободной поверхности на данном створе равна z_1, а падение на участке равно Δz_1, то очередной выбираемый нами расположенный выше уровень должен иметь на данном створе отметку $z_2 = z_1 + \Delta z_1$. В таком случае по оси z откладываем последовательно ряд $\Delta z_1, \Delta z_2, \ldots, \Delta z_n$, а по оси $\Phi(z)$ $(= Q^2)$—ряд соответствующих значений $Q_1^2, Q_2^2, Q_3^2, \ldots, Q_n^2$, начиная от произвольно выбранной точки A. Этим определятся координаты опорной кривой $\Phi(z)$ (рис. 8-32). Аналогично строятся опорные кривые для каждого створа.

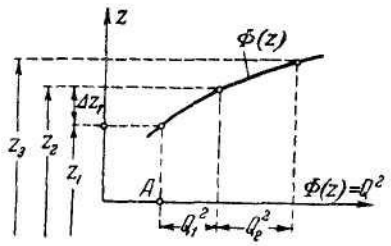


Рис. 8-32.

Примечание. Методы Н. Н. Павловского и Н. М. Бернадского являются наиболее точными, если кривые подпора для реки строятся в пределах отметок свободной поверхности не выше максимального горизонта в бытовых условиях, а кривые модуля сопротивления русла (в методе Н. Н. Павловского) и опорные кривые (в методе Н. М. Бернадского) построены по данным гидрометрических исследований данной реки.

д) Методы эквивалентных русел

1. Основной способ—способ замены действительного русла руслом призматическим. Для каждого участка, на которые, как указано выше, разбивается все течение реки, вычисляются «средние» значения гидравлических элементов ω, B, h и пр., а затем действительное русло заменяется призматическим с полученными гидравлическими элементами (рис. 8-29), которое и принимается для расчета как эквивалентное действительному. Уклон дна такого русла принимается равным уклону свободной поверхности (различной на разных участках), а глубина счи-

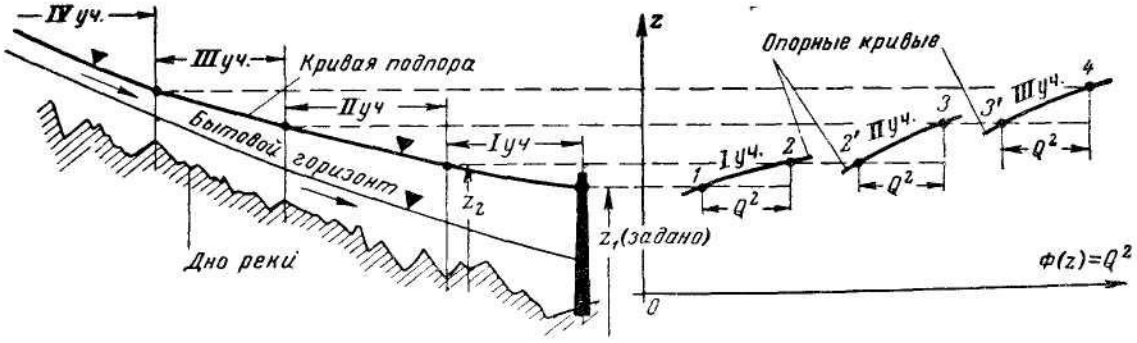


Рис. 8-31.

[1] Следует помнить, что $\Phi(\bar{z}) = \omega$, т. е. равна площади, указанной на рис. 8-29, причем $\omega = Q^2$.

* Здесь величина $\bar{z}_2$, строго говоря, не определяет собой отметку среднего створа лежащего выше участка, так как $\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1$ определяет собой падение свободной поверхности только на данном расчетном участке.

[2] И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов, Гидравлика, Госэнергоиздат, 1954.

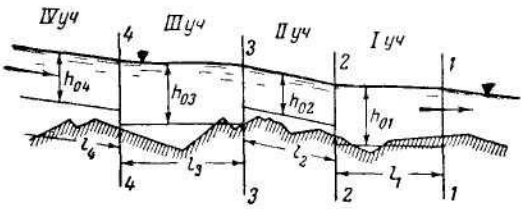


Рис 8 33

тается при этом равной глубине равномерного движения h_0 (рис 8-33)

Определение средних значений гидравлических элементов русла производится по формуле (8 40) *

$$x_{ср} = \frac{x_{нач} + x_{кон}}{2}, \qquad (8\text{-}42)$$

или при наличии промежуточных поперечников по формуле (8-40).

$$x_{ср} = \frac{\Sigma x}{n}, \qquad (8\text{-}42')$$

или, точнее, как средневзвешенное по формуле (8-40):

$$x_{ср} = \frac{x'l' + x''l'' + \ldots + x^n l^n}{\Sigma l}. \qquad (8\text{-}42'')$$

При этом, кроме того, *средняя ширина на данном участке* при наличии плана реки может определяться по формуле

$$B_{ср} = \frac{\Omega}{l},$$

где Ω и l — площадь зеркала, измеренная по плану, и длина участка

Средняя глубина, принимаемая за глубину h_0 равномерного движения, определяется по указанным формулам как средняя из глубин по продольному профилю т е как средняя из «наибольших» глубин каждого поперечника

Возможно определить среднюю глубину и по формуле

$$h_{ср} = \frac{\omega_{ср}}{B_{ср}},$$

превращая, таким образом, действительное русло в русло прямоугольной формы

Примечания 1 Следует иметь в виду, что если данные полевых изысканий и исследований позволяют произвести указанную «обработку» русла, то, зная к тому же соответствующий расход Q возможно определить и коэффициент шероховатости, «осредненный» для данного участка

2 Если расчетный коэффициент шероховатости будет принят не равным действительному, то построение кривой подпора может быть весьма неточным

Построение кривых подпора производится при этом по уравнениям (8-20) для каждого участка в отдельности

2 Действительное русло заменяется эквивалентным прямоугольным (метод

* Проф В Д Журин, Гидравлика, 1925

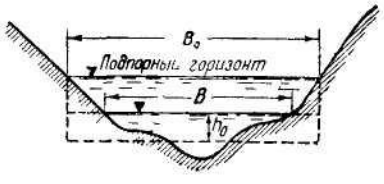


Рис 8 34

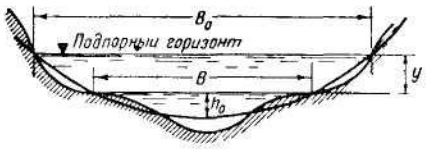


Рис 8 35

Тольмана) В этом случае, приняв по данным определений в натуре для естественных условий коэффициент шероховатости и ширину эквивалентного русла равной средней для данного участка B_0 в условиях подпора, вычисляем такую глубину h_0 (по рис 8-34), при которой уклон i для расхода Q равен уклону на данном участке в естественных условиях Таким образом, h_0 находим по формуле

$$Q = B_0 h_0 C_0 \sqrt{h_0 i}, \qquad (8\text{-}43)$$

где Q и i заданы, а B_0 найдено, как указано выше

3 Действительное русло заменяется эквивалентным параболическим (метод Тольмана) В этом случае вычисляются как ширина поверху B *, так и глубина равномерного движения h_0 Для указанных вычислений ставится условие, чтобы заданный расход Q проходил при уклоне i, равном таковому на участке в естественных условиях, и вместе с тем, чтобы при подпоре ширина поверху B *, определенная при равномерном движении (при глубине h_0), увеличилась до «средней» B_0 при подпоре (рис 8 35), т е при глубине, равной $(h_0 + y)$

Определение B и h_0 производится по формулам

$$Q = {}^2/_3 BC_0 \sqrt{{}^2/_3 h_0 i} \approx 0{,}55 BC_0 \sqrt{i h_0} \sqrt{h_0},$$

$$B = B_0 \sqrt{\frac{h_0}{h_0 + y}}. \qquad (8\text{-}44)$$

Решение этих уравнений [1], как и всегда в подобных случаях, находится или методом подбора, или графоаналитически

8-6. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

Гидравлический прыжок возникает всякий раз, как только поток, находясь в бурном состоянии, т е. имея глубину меньше критической $h_1 < h_к$, переходит в спокойное состояние, т е в течение с глубиной $h_2 > h_к$ (рис 8 36)

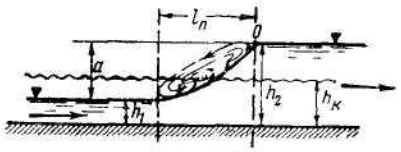


Рис 8 36.

а) Элементы прыжка

Глубины h_1 до прыжка и h_2 за ним называются *сопряженными* или взаимными Разность между этими глубинами $a = h_2 - h_1$ называется высотой прыжка Область с водоворотными движениями над основной струей в прыжке (рис 8-36) называется поверхностным вальцом

* Здесь B не равно ширине поверху в естественных условиях при расходе Q

[1] Здесь B_0 и y известны, искомыми являются B и h_0

Точка O, от которой поверхностное течение направлено в разные стороны, называется «раздельной» точкой. Длина горизонтальной проекции поверхностного вальца называется «длиной прыжка» $l_{п}^{*}$.

Основные формы прыжка. Прыжок в чистом виде (рис. 8-36) имеет место при относительно большой высоте прыжка $a=h_2-h_1$. По данным ряда исследователей можно считать приближенно, что прыжок в чистом виде возникает, если глубина за прыжком больше критической примерно на 30—40%. В противном случае возни-

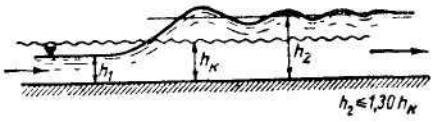


Рис. 8-37.

кает так называемый прыжок-волна (рис. 8-37), не имеющий указанного на рис. 8-36 поверхностного вальца.

Приводимые ниже данные о сопряженных глубинах и т. д. относятся к прыжку в чистом виде.

б) Прыжок в призматическом русле

Определение сопряженных глубин

Общий случай. Для призматических русел произвольной формы сопряженные глубины определяются одна по другой по основному уравнению прыжка

$$\frac{Q^2}{g\omega_1}+y_1\omega_1=\frac{Q^2}{g\omega_2}+y_2\omega_2, \qquad (8\text{-}45)$$

где ω_1, ω_2 — площади живых сечений перед и за прыжком;

y_1 и y_2 — глубины погружения центра тяжести площадей ω_1 и ω_2 (рис. 8-38).

Выражение $\left(\frac{Q^2}{g\omega}+y\omega\right)$ представляет собой функцию глубины и, по предложению проф. В. Д. Журина, именуется *прыжковой функцией* $п$**. В соответствии с (8-45)

$$П(h_1)=П(h_2). \qquad (8\text{-}45')$$

При заданном расходе и одной из сопряженных глубин (например, h_1) величина прыжковой функции легко вычисляется и является в данной задаче известной. Определение второй сопряженной глубины производится решением уравнения (8-45′) (например, если определяем h_2):

$$\frac{Q^2}{g\omega_2}+y_2\omega_2=П(h_1). \qquad (8\text{-}45'')$$

Решение обычно производится подбором или построением графика функции $П(h)$ при данном Q (рис. 8-39).

Примечание. Как показывает анализ уравнения (8-45), прыжковая функция имеет минимум при глубине $h=h_К$. Следовательно, если принять $h_1 \approx h_К$, то и $h_2=h_К$, т. е. сопряженные глубины будут равны между собой.

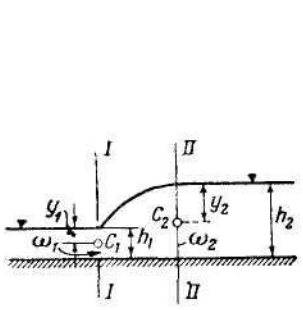


Рис. 8-38.

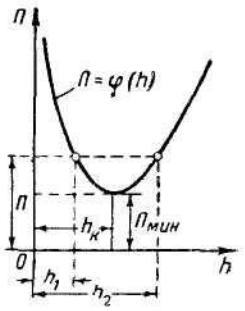


Рис. 8-39.

Каналы прямоугольной формы. В этом случае сопряженные глубины определятся по формулам (8-46) или (8-46′):

$$\left.\begin{aligned} h_2&=\frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_1^3}}-1\right),\\ h_1&=\frac{h_2}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_2^3}}-1\right);\end{aligned}\right\} \qquad (8\text{-}46)$$

$$\left.\begin{aligned} h_2&=\frac{h_1}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_1}\right)^3}-1\right],\\ h_1&=\frac{h_2}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_2}\right)^3}-1\right].\end{aligned}\right\} \qquad (8\text{-}46')$$

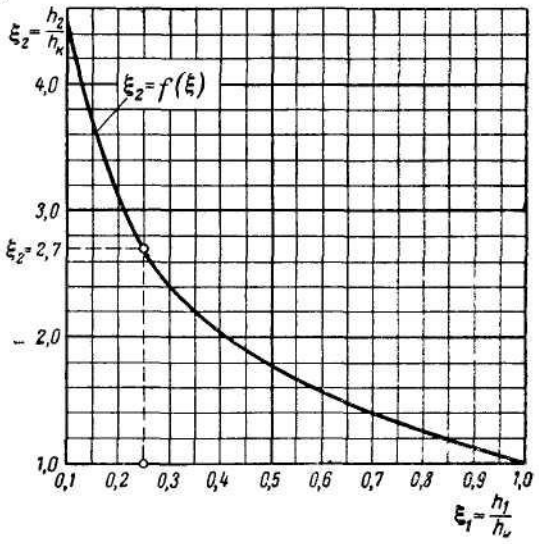


Рис. 8-40. График для определения сопряженных глубин в прямоугольном канале. На рисунке изображена зависимость $\xi_2=f(\xi_1)$, где $\xi_2=\frac{h_2}{h_К}$ и $\xi_1=\frac{h_1}{h_К}$.

* Ряд исследователей определяет длину прыжка иначе (см. например: И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов, Гидравлика, 1954).

** Проф. В. Д. Журин, Гидравлика, 1925.

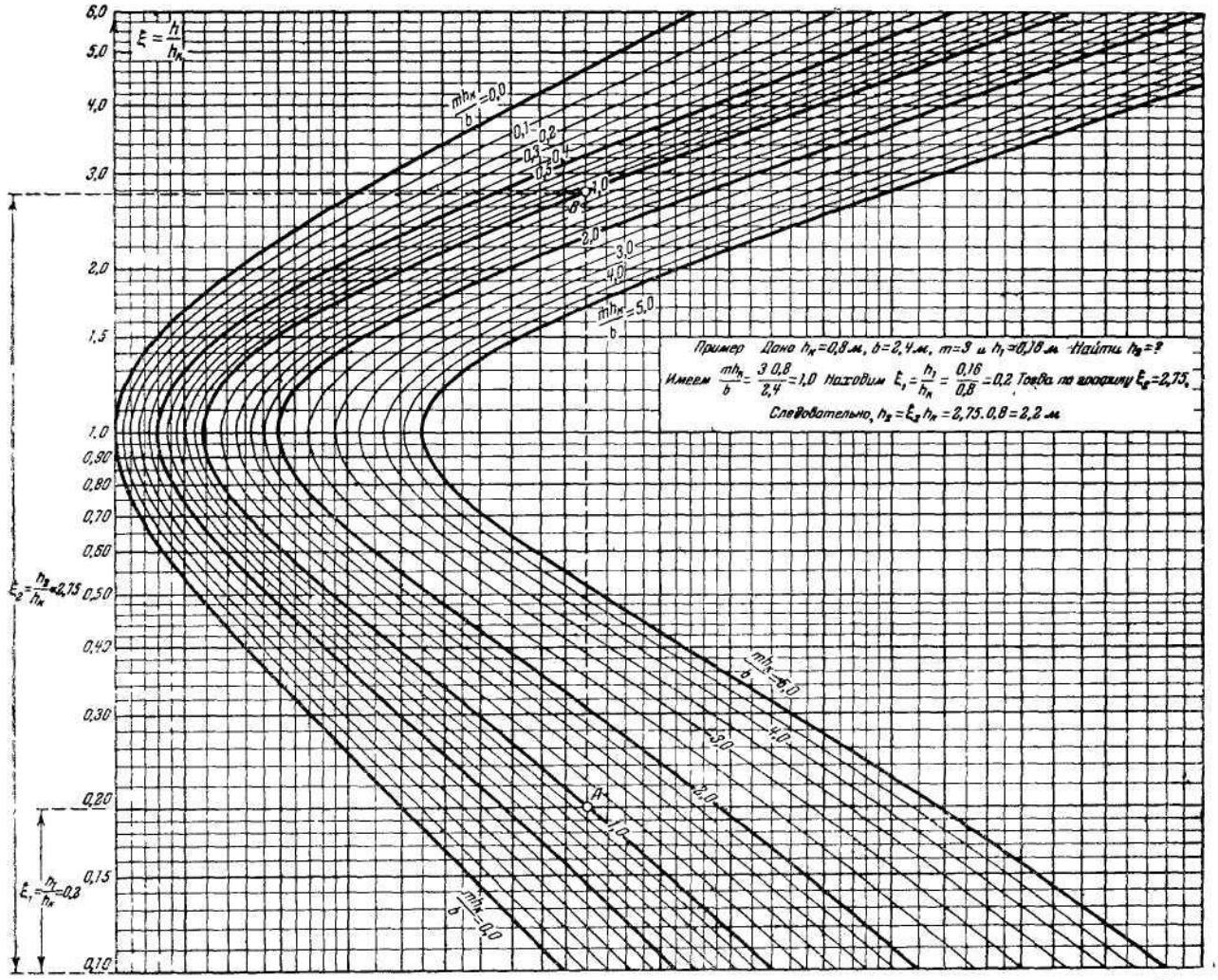


Рис 8-41. График для определения сопряженных глубин

Для прыжков с большой высотой можно приближенно определять.

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left[2,83\left(\frac{h_к}{h_1}\right)^{3/2} - 1\right]. \qquad (8\text{-}47)$$

Для очень быстрых определений при $h_к \geqslant 4h_1$ глубину за прыжком можно определять еще проще:

$$h_2 \approx 1,40 h_к \sqrt{\frac{h_к}{h_1}}; \qquad (8\text{-}48)$$

ошибка при этом составляет около 6%.

Если в формулу (8-46') ввести отношение $\xi_1 = \frac{h_1}{h_к}$ и $\xi_2 = \frac{h_2}{h_к}$, то получим зависимость

$$\xi_2 = f(\xi_1), \qquad (8\text{-}49)$$

что позволяет составить удобный для расчета график этой зависимости (рис. 8-40)

Пример. Пусть заданы критическая глубина $h_к = 0,8$ м и глубина перед прыжком $h_1 = 0,2$ м. Определить глубину за прыжком, т. е. глубину h_2, сопряженную с глубиной h_1.

Решение Вычислим отношение $\xi_1 = \frac{h_1}{h_к} = \frac{0,2}{0,8} = 0,25$.

Далее по графику рис. 8-40 для $\xi_1 = 0,25$ находим значение $\xi_2 = 2,7$. Тогда искомая глубина h_2 найдется по формуле

$$h_2 = \xi_2 h_к = 2,7 \cdot 0,8 = 2,16 \text{ м}$$

По формуле (8-48) получим

$$h_2 \approx 1,40 h_к \sqrt{\frac{h_к}{h_1}} =$$

$$= 1,40 \cdot 0,8 \sqrt{\frac{0,8}{0,2}} = 2,24 \text{ м} \approx 2,16.$$

Каналы трапецеидальной формы. Определение сопряженных глубин в этом случае производится путем вычислений по основному уравнению прыжка (8-45):

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2$$

Для приближенных определений в условиях, когда $h_2 \geqslant 5h_к$, сопряженные глубины можно вычислять по формуле проф. Рахманова:

$$h_2 = \frac{1{,}2h_к^2}{h_1 + 0{,}2h_к}; \qquad (8\text{-}50)$$

$$h_1 = 1{,}2\frac{h_к^2}{h_2} - 0{,}2h_к. \qquad (8\text{-}51)$$

В иных случаях удобно пользоваться графиком проф. Рахманова, который мы приводим на рис. 8-41 в несколько сокращенной и измененной форме.

На графике в логарифмической сетке проведены линии функции $\frac{mh_к}{b}$. Каждая пара точек этих линий, расположенная на одной вертикальной прямой, принадлежит соответствующим сопряженным глубинам, выраженным в функции $\xi = \frac{h}{h_к}$.

Крайняя левая линия $\left(\text{при } \frac{mh_к}{b} = 0\right)$ может быть использована для прямоугольного русла или русла очень большой ширины.

Таким образом, зная для расчетного канала ширину по дну b, коэффициент откоса m, критическую глубину $h_к$ и одну из сопряженных глубин, например h_1, можно найти вторую сопряженную глубину h_2, вычислив сначала величину $\frac{mh_к}{b}$, а затем, определив $\xi_1 = \frac{h_1}{h_к}$ и пользуясь на графике линией с найденным значением $\frac{mh_к}{b}$, найти по этому графику $\xi_2 = \frac{h_2}{h_к}$. Глубина h_2, сопряженная с глубиной h_1, будет найдена вычислением по формуле

$$h_2 = \xi_2 h_к.$$

Практическое использование графика показано на числовом примере, приведенном на рис. 8-41.

Длина прыжка

Длина прыжка может быть определена лишь весьма приближенно.

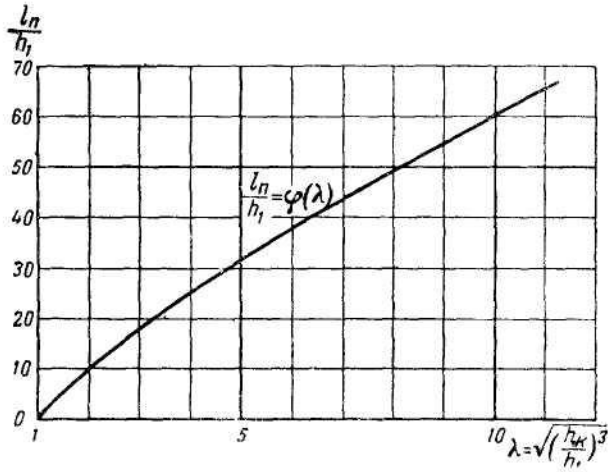


Рис. 8-12. График для определения длины прыжка по формуле проф. М. Д. Чертоусова $l_п = 10{,}3h_1(\lambda-1)^{0{,}81}$.

Длина прыжка по опытным данным равна:

$$l_п \approx (4 \div 5)(h_2 - h_1). \qquad (8\text{-}52)$$

Акад. Н. Н. Павловский определяет длину прыжка по следующей формуле

$$l_п = 2{,}5(1{,}9h_2 - h_1). \qquad (8\text{-}53)$$

По проф. В. И. Аравину

$$l_п = 0{,}33\left[0{,}54\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{4{,}35} + 75\right]\frac{(h_2 - h_1)^3 h_1^2}{h_к^2 h_2}. \qquad (8\text{-}54)$$

По Л. А. Шаумяну

$$l_п = 3{,}6h_2\left(1 - \frac{h_1}{h_2}\right)\left(1 + \frac{h_1}{h_2}\right)^2. \qquad (8\text{-}55)$$

Проф. М. Д. Чертоусов предложил формулу

$$l_п = 10{,}3h_1\left[\sqrt{\left(\frac{h_к}{h_1}\right)^3} - 1\right]^{0{,}81}. \qquad (8\text{-}56)$$

Для упрощения вычислений по формуле (8-56) проф. М. Д. Чертоусов составил график (рис. 8-42), на котором в координатах $\frac{l_п}{h_1}$ и λ дана зависимость

$$\frac{l_п}{h_1} = f(\lambda), \qquad (8\text{-}56')$$

где

$$\lambda = \sqrt{\left(\frac{h_к}{h_1}\right)^3}.$$

Практическое применение графика не требует пояснений.

Формула М. Д. Чертоусова может быть представлена также в виде

$$l_п = 10{,}3h_1(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81} = f(Fr_1)h_1, \qquad (8\text{-}57)$$

где число Фруда Fr_1 определяется по формуле (8-57'):

$$Fr_1 = \frac{\alpha v_1^2}{gh_1} = \left(\frac{h_к}{h_1}\right)^3. \qquad (8\text{-}57')$$

Для облегчения вычислений по формуле (8-57) можно пользоваться табл. 8-9, в которой приводятся значения $f(Fr) = 10{,}3(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81}$ в зависимости от величины числа Фруда (Fr_1).

Если пользоваться табл. 8-9, то длина прыжка вычисляется по формуле (8-57), для которой значения функции $f(Fr_1)$ берутся из таблицы.

Несмотря на известную равноценность указанных формул, наиболее надежной по-видимому, следует признать формулу проф. М. Д. Чертоусова.

Пример. Дано $v_1 = 15$ *м/сек*, $h_1 = 0{,}5$ *м*. Определить длину прыжка по формуле Чертоусова.

Решение. 1) Вычисляем число Фруда:

$$Fr_1 = \frac{\alpha v_1^2}{gh_1} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 15^2}{g \cdot 0{,}5} = 50{,}5.$$

2) По числу Фруда 50,5 находим в таблице 8-9 значение $f(Fr_1) = 44{,}6$.

3) Тогда длина прыжка будет равна:

$$l_п = h_1 f(Fr_1) = 0{,}5 \cdot 44{,}6 = 22{,}3\ м.$$

Таблица 8-9

Значение функции $f(Fr_1)$, равной $f = 10{,}3\,(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81}$

Fr_1	f	Fr_1	f	Fr_1	f	Fr_1	f
3,00	8,00	5,75	13,51	14,0	23,3	44,0	41,8
3,10	8,25	6,00	13,92	15,0	24,2	46,0	42,7
3,20	8,50	6,25	14,31	16,0	25,1	48,0	43,5
3,30	8,74	6,50	14,69	17,0	25,9	50,0	44,4
3,40	8,98	6,75	15,06	18,0	26,6	52,0	45,2
3,50	9,21	7,00	15,42	19,0	27,5	54,0	46,0
3,60	9,43	7,25	15,78	20,0	28,2	56,0	46,8
3,70	9,66	7,50	16,12	22,0	29,7	58,0	47,6
3,80	9,88	7,75	16,46	24,0	31,0	60,0	48,4
3,90	10,09	8,00	16,79	26,0	32,3	65,0	50,2
4,00	10,30	8,50	17,43	28,0	33,5	70,0	51,9
4,20	10,71	9,00	18,06	30,0	34,7	75,0	53,6
4,40	11,10	9,50	18,65	32,0	35,8	80,0	55,2
4,60	11,50	10,00	19,23	34,0	36,9	85,0	56,7
4,80	11,87	10,50	19,80	36,0	37,9	90,0	58,2
5,00	12,23	11,00	20,3	38,0	38,9	95,0	59,7
5,25	12,66	12,00	21,4	40,0	39,9	100,0	61,1
5,50	13,10	13,00	22,4	42,0	40,9		

Потеря энергии в прыжке

Величина потерянного напора в прыжке определяется по формуле

$$h_w = \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right), \qquad (8\text{-}58)$$

где h_1 и h_2 — сопряженные глубины;

v_1 и v_2 — средние скорости в сечениях до и за прыжком соответственно глубинам h_1 и h_2.

Для прямоугольного русла эта формула преобразуется в формулу

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}, \qquad (8\text{-}58')$$

или

$$h_w = \frac{a^3}{4h_1h_2}, \qquad (8\text{-}58'')$$

где $a = (h_2 - h_1)$ — высота прыжка.

Примечание. Потеря энергии в прыжке, определенная по формуле (8-58), оказывается меньше той, которая исчисляется по формуле потери напора на внезапное расширение:

$$\left[h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}\right].$$

Таким образом, определять потерю энергии в прыжке по этой последней формуле будет ошибочным.

В процентном отношении величина потери энергии в прыжке относительно начальной энергии в сечении перед прыжком по исследованиям проф. А. Н. Ахутина достигает порядка 50—60% и даже более.

в) Прыжок в непризматическом расширяющемся русле (по О. Ф. Васильеву)

Прыжок в непризматическом русле получил название «пространственного прыжка». Для случая расширяющегося канала (рис. 8-43) прямоугольного сечения О. Ф. Васильевым предложены приводимые ниже зависимости[1] для условий, когда в зоне прыжка не образуется существенных отрывов потока от боковых стенок (это требование относится в основном к начальному сечению прыжка).

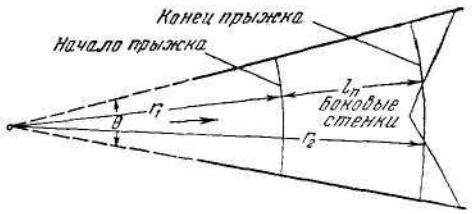


Рис. 8-43. Прыжок в плане.

Растекание потока в плане может быть достигнуто при малых углах θ (по проф. Ф. И. Пикалову при $\theta < 13°$) или при любых углах θ за криволинейными в плане щитами (предложение инж. Л. А. Машковича[2]), криволинейными в плане водосливами и тому подобными сооружениями.

Длина пространственного прыжка может быть определена по формуле (полученной О. Ф. Васильевым на основе экспериментальных данных путем обобщения формулы проф. М. Д. Чертоусова):

$$l_п = \frac{10{,}3h_1(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81}}{1 + 0{,}54\,\frac{h_1}{r_1}\,(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81}}, \qquad (8\text{-}59)$$

где r_1 — радиус, соответствующий первой сопряженной глубине h_1 (рис. 8-43)*;

Fr_1 — число Фруда для начального сечения прыжка, равное

$$Fr_1 = \left(\frac{h_{к1}}{h_1}\right)^3 = \frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_1^2 h_1^3}, \qquad (8\text{-}60)$$

причем критическая глубина для начального сечения прыжка

$$h_{к1} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{\theta r_1}\right)^2}, \qquad (8\text{-}61)$$

где α — корректив скоростного напора ($\alpha \approx 1$) (см. § 3-2);

g — ускорение силы тяжести;

Q — расход;

θ — угол расширения канала в плане, *рад*.

Угол θ может быть вычислен по формуле

$$\theta = \frac{\pi}{180}\,\theta° = \frac{\theta}{57{,}3},$$

где $\theta°$ — угол расширения, *град*.

---

[1] Работа выполнена на кафедре гидравлики Московского инженерно-строительного института имени В. В. Куйбышева в 1953—1954 гг. Опубликована в журнале «Доклады АН СССР», 1956, т. 106, № 5.

[2] «Гидротехника и мелиорация», 1949, № 2.

* При малых углах θ, когда кривизна фронта прыжка в плане пренебрежимо мала, в качестве r_1 следует принимать расстояние от точки O пересечения продолжения боковых стенок до начального сечения прыжка (рис. 8-43).

Формула (8-59) может быть представлена в виде

$$l_{\text{п}} = \frac{f}{1 + 0{,}052 f \frac{h_1}{r_1}} h_1, \qquad (8\text{-}59')$$

где $f = 10{,}3\,(\sqrt{Fr_1} - 1)^{0{,}81}$ может быть найдено при помощи табл. 8-9*.

Сопряженные глубины пространственного прыжка могут быть определены по уравнению

$$\frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_1 h_1} + r_1 h_1^2 = \frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2 \frac{1}{r_2 h_2} + r_2 h_2^2 - \beta \frac{h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2}{3} l_{\text{п}}, \qquad (8\text{-}62)$$

где α' — коррективы количества движения (коэффициент Буссинеска) (в данном случае можно принимать $\alpha' \approx 1$),

β — коэффициент, равный 0,9,

r^2 — радиус, соответствующий второй сопряженной глубине h_2 (рис 8-43), равный

$$r_2 = r_1 + l_{\text{п}}. \qquad (8\text{-}63)$$

Отношение $\frac{Q}{\theta}$ представляет собой удельный расход потока на один радиан

Вторая сопряженная глубина и длина пространственного прыжка в расширяющемся русле меньше, чем для прыжка в призматическом русле при одинаковых условиях в начальном сечении.

* При вычислениях $l_{\text{п}}$ с точностью до 5% при пользовании табл 8 9 интерполяции не требуется

ГЛАВА ДЕВЯТАЯ

ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ И ГИДРАВЛИКА СООРУЖЕНИЙ

А. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ

9-1. СМЕНА УКЛОНА

а) При однократной смене уклона в зависимости от соотношения уклонов i и $i_к$ возможны четыре случая, указанные на рис. 9-1. Схемы свободной поверхности, изображенные на рис. 9-1, являются основными.

Примечание. Здесь и далее на чертежах и в тексте приняты такие обозначения:

$h_к$ — критическая глубина,

h_0 — „нормальная" глубина, т. е. глубина равномерного движения;

$h_{01}, h_{02}, \ldots, h_{0n}$ — „нормальная" глубина (соответственно индексу внизу) в сечениях *1—1*, *2—2* и т. д. или на участках первом, втором и т. д. данного канала;

$h_0^c, h_{01}^c, h_{02}^c, \ldots, h_1^c, h_2^c, \ldots$, т. е. с индексом «с» наверху — глубина, „сопряженная" с глубиной, указанной индексом внизу,

$i_1, i_2, \ldots i_n, i_к$ — уклоны дна соответственно для первого участка канала, второго участка и т. д. и критический уклон.

В первых трех случаях (рис. 9-1) сопряжение свободной поверхности верхнего участка со свободной поверхностью нижнего участка является беспрыжковым, так как глубины воды верхнего и нижнего участков канала h_{01} и h_{02} одновременно или больше, или меньше $h_к$. В третьем случае глубина верхнего участка больше $h_к$, а глубина нижнего участка h_{02} меньше $h_к$. Прыжок образуется только при переходе от глубин $h_1<h_к$ к глубинам $h_2>h_к$.

В четвертом случае (рис 9-1) сопряжение происходит с образованием прыжка, причем возможны три различные формы этого сопряжения: прыжок *отогнан*, прыжок *в критическом положении* и прыжок *надвинут*.

Прыжок будет находиться в критическом положении, т. е. он образуется непосредственно в сечении *AB* (рис. 9-1), если глубина h_{01}^c*, сопряженная с глубиной h_{01} в конце первого участка, равна нормальной глубине второго участка, т. е. если $h_{01}^c = h_{02}$.

Прыжок будет отогнан, если $h_{01}^c > h_{02}$, и прыжок будет надвинут, если $h_{01}^c < h_{02}$.

Для прямоугольного призматического русла сопряженная глубина h_{01}^c вычисляется по формуле (9-1):

$$h_{01}^c = \frac{h_{01}}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_{01}^3}}-1\right), \qquad (9\text{-}1)$$

а для призматических русел иного поперечного профиля — по общей формуле прыжковой функции [см. формулу (8-45)]

$$\frac{Q^2}{g\omega_1}+y_1\omega_1=\frac{Q^2}{g\omega_2}+y_2\omega_2. \qquad (9\text{-}2)$$

В случае отгона прыжка расстояние l от сечения *AB* до сечения *CD* (рис. 9-1) называется *дальностью отгона* прыжка

Величина дальности отгона определяется при помощи уравнений (8-52)—(8-56) по глубинам в сечении *AB* и в сечении *CD*. При этом глубина в сечении *AB* принимается равной нормальной глубине (т. е. глубине равномерного движения) первого участка (где $i_1>i_к$), а глубина в сечении *CD* вычисляется как глубина, сопряженная с нормальной глубиной второго участка (где $i_2<i_к$).

Пример. Определить характер сопряжения свободной поверхности в канале призматической формы прямоугольного сечения для схемы, указанной на рис 9-1а

Дано: $h_{01}=0{,}2$ *м*; $h_{02}=1{,}2$ *м* и $h_к=0{,}6$ *м*.

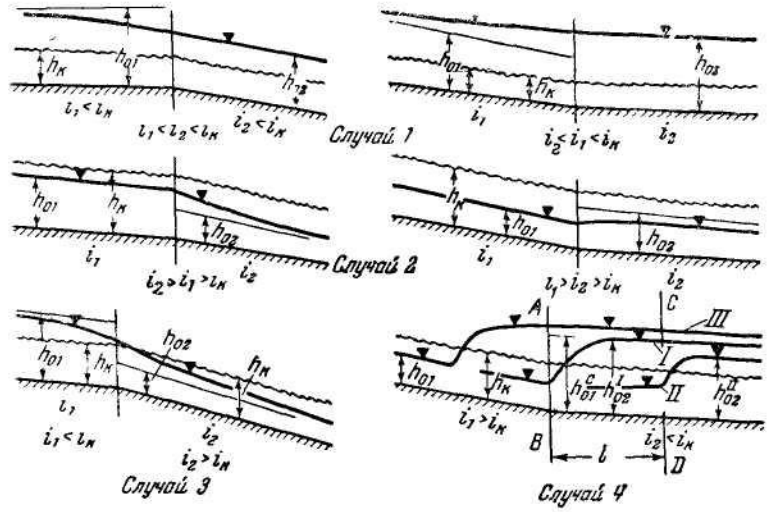


Рис. 9-1.
I — прыжок в критическом положении; *II* — прыжок отогнан; *III* — прыжок надвинут.

* Глубина h_{01}^c называется „раздельной глубиной", о ней см § 9-3 „Сопряжение бьефов".

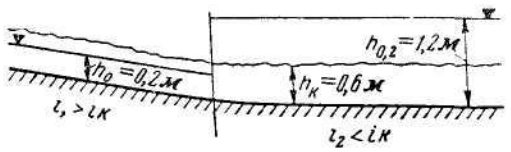


Рис. 9-1а

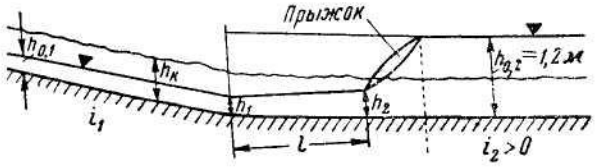


Рис. 9-1б.

Р е ш е н и е. 1. Определяем сопряженную с глубиной h_{01} равномерного движения на верхнем участке канала (до створа, где происходит изменение уклона),

$$h_{01}^{c}=\frac{h_{01}}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_{01}}\right)^3}-1\right]=$$

$$=\frac{0{,}2}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{0{,}6}{0{,}2}\right)^3}-1\right]=1{,}37\ м.$$

2. Сопоставляем эту глубину $h_{01}^{c}=1{,}37$ м с глубиной $h_{02}=1{,}2$ м на нижнем участке. Так как в данном случае оказывается, что

$$h_{01}^{c}>h_{02}\ (1{,}37>1{,}2\ м),$$

то, следовательно, сопряжение будет происходить с отгоном прыжка по схеме рис. 9-1б.

3. Длина отгона прыжка, т. е. расстояние l от раздельного створа до прыжка (рис. 9-1б), при положительном уклоне русла нижнего бьефа, находим по формуле

$$l=\frac{h_{02}}{i_2}\left\{\eta_{12}-\eta_1-(1-j)\left[\varphi(\eta_{12})-\varphi(\eta_1)\right]\right\},$$

где $\eta_1=\frac{h_1}{h_0}$ (в данном случае $\frac{h_1}{h_0}=\frac{h_{10}}{h_{20}}=\frac{0{,}2}{1{,}2}$);

$\eta_{12}=\frac{h_2}{h_0}$ (в данном случае глубина h_2 — глубина перед прыжком, будучи сопряженной с глубиной h_{02}, определяется по формуле

$$h_2=\frac{h_{02}}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_{02}}\right)^3}-1\right]\Bigg\}.$$

Дальнейшие вычисления не требуют пояснений.

б) При повторной смене уклона число возможных вариаций формы свободной поверхности возрастает. Приводим главнейшие схемы.

1. *Канал на всем протяжении имеет уклон меньше критического* ($i<i_к$) (рис. 9-2). В этом случае сопряжение свободной поверхности между участками всегда происходит без прыжка. На последнем участке (нижнем по течению) устанавливается равномерное движение, на лежащих выше (в зависимости от соотношений уклонов и длины участков) — кривые подпора и спада. Например, при условии, что $i_2<i_1<i_3$ (рис. 9-2), на втором участке будет иметь место только кривая спада, при этом в зависимости от длины l глубина h_{AB} в створе AB может быть $h_{AB}\lessgtr h_{01}$.

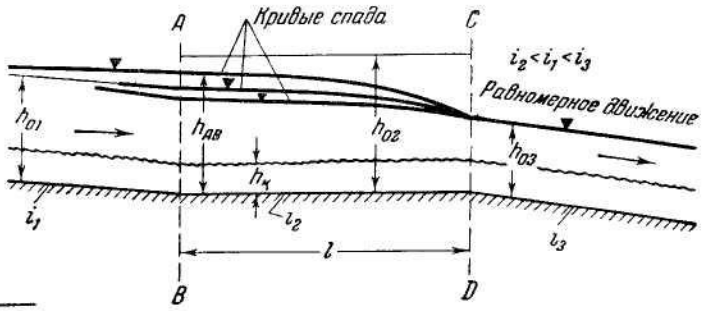


Рис. 9-2

Условие $h_{AB}\lessgtr h_{01}$ определяет характер течения на первом участке (верхнем по течению), где может быть кривая подпора, кривая спада или может установиться равномерное движение.

Эта схема сохранится и в том случае, если на втором участке уклон будет $i_2\leqslant 0$.

2. *Канал с уклонами меньше критического* ($i<i_к$) *оканчивается быстротоком или перепадом* (рис. 9-3).

В этом случае общая схема течений на первом и втором участках сохраняется той же, что и в предыдущем случае, с той разницей, что в сечении CD устанавливается критическая глубина.

Если ниже створа CD расположен быстроток, то на нем будет иметь место кривая спада.

3. *Канал с начальным уклоном больше критического* ($i<i_к$) переходит на участок с уклоном меньше критического ($i<i_к$) (рис. 9-4).

Сопряжение свободной поверхности сопровождается образованием прыжка, который в зависимости от длины l среднего участка и соотношений между i_2 и i_3 может располагаться различно, как указано на рис. 9-4. Прыжок может сойти со второго участка на третий (нижний) только в том случае, если «критическая длина» больше длины второго участка. При этом критическая длина $l_к$ определяется по формулам (8-52)—(8-57), полагая $h_1=h_{01}$ и $h_2=h_к$.

Примечание. Критическая длина представляет собой расстояние от данного сечения с глубиной h до сечения с глубиной $h_к$ и для кривых подпора зоны C (см. § 8-1) при уклонах $i<i_к$ или $i\leqslant 0$ является наибольшей возможной.

4. *Канал с уклонами больше критического* ($i>i_к$) *имеет промежуточную вставку с уклоном* $i<i_к$ (или $i=0$, или $i<0$, рис. 9-5).

Сопряжение может происходить как с образованием прыжка, так и без прыжка. В первом случае прыжок может располагаться только в пределах первого и второго участков и не может быть на третьем участке (нижнем).

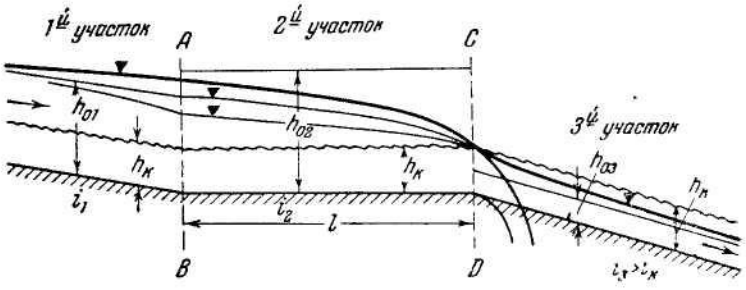


Рис. 9-3

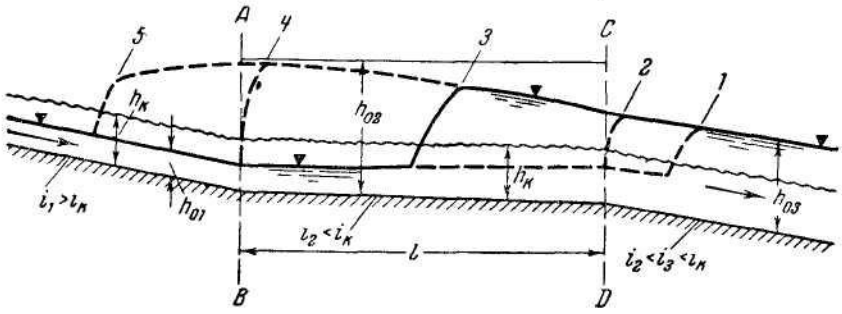


Рис. 9-4. Цифрами *1—5* показано различное положение прыжка в зависимости от длины l и соотношения i и $i_к$.

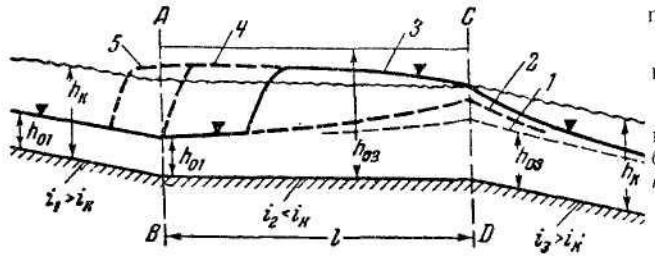


Рис. 9-5. Цифрами *1—5* показано различное положение прыжка.

Беспрыжковое соединение (по типу *1* и *2*, рис. 9-5) происходит в том случае, если средний участок с уклоном $i<i_к$ имеет малую протяженность $l<l_к$, где $l_к$ — критическая длина, которая, как и ранее, определяется по формуле (8-56) при $h_1=h_{01}$ и $h_2=h_к$.

9-2. ДЕЛЕНИЕ РАСХОДА

а) Разветвление канала

Решение задачи о делении расхода Q на части $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ при разветвлении канала указано ниже для случая деления магистрального канала на две ветви. При большем числе ответвлений решение будет методически одним и тем же.

Случай первый. Все три канала, основной — подводящий и два отводящих, имеют призматическую форму, поперечные сечения могут быть различными, различными могут быть также отметки их дна в узловой точке A (рис. 9-6), а уклоны, хотя бы и не одинаковые друг по отношению к другу, меньше критических.

В этом случае неравномерное движение может иметь место только в основном канале (выше узловой точки A), а в отводящих каналах движение будет равномерным.

Величину расходов Q_1 и Q_2 отводящих каналов и соответствующие им глубины h_1 и h_2 находим путем решения следующей системы уравнений:

$$Q = Q_1 + Q_2 = K_1\sqrt{i_1} + K_2\sqrt{i_2}; \qquad (9\text{-}3)$$

$$H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + b + \frac{v_2^2}{2g}. \qquad (9\text{-}4)$$

где K_1, i_1, h_1, c и v_1, а также K_2, i_2, h_2, b и v_2 — расходная характеристика ($K=\omega C\sqrt{R}$), уклон дна, глубина равномерного движения, высота порога в узловой точке и средняя скорость течения соответственно для первого и второго отводящего каналов;

Q, H_a и v_a — расход, глубина и средняя скорость магистрального (подводящего) канала.

Решение лучше всего осуществить графоаналитически.

а) Если v_1 и v_2 малы и разностью $\frac{v_1^2}{2g}-\frac{v_2^2}{2g}$ можно пренебречь, то

$$h_2 = h_1 + a \qquad (9\text{-}5)$$

или

$$h_2 = h_1$$

при $a=0$; поэтому расходы отводящих каналов могут быть выражены через одну и ту же глубину h_1 (или h_2), а именно:

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= K_1\sqrt{i_1} = F_1(h_1), \\ Q_2 &= K_2\sqrt{i_2} = F_2(h_1+a). \end{aligned}\right\} \qquad (9\text{-}6)$$

Построив кривые $F_1(h_1)$ и $F_2(h_1+a)$ и суммарную кривую $\Phi(h_1)=F_1(h_1)+F_2(h_1+a)$ (рис. 9-7)* (путем вычисления ряда значений F_1 и F_2 по формуле $F=\omega C\sqrt{Ri}$ для ряда h), находим неизвестные глубины h_1 и h_2 непосредственно по графику для заданного расхода основного канала

$$Q = \Phi(h_1). \qquad (9\text{-}7)$$

По найденным таким образом глубинам h_1 и $h_2 = h_1 + a$ находим затем и соответствующие расходы Q_1 и Q_2.

* На рис. 9-7 горизонтальная ось y является осью расходов, а вертикальная ось h — осью глубины, аналогично на рис. 9-8 горизонтальная ось — ось расходов, а вертикальная — ось удельной энергии $Э$.

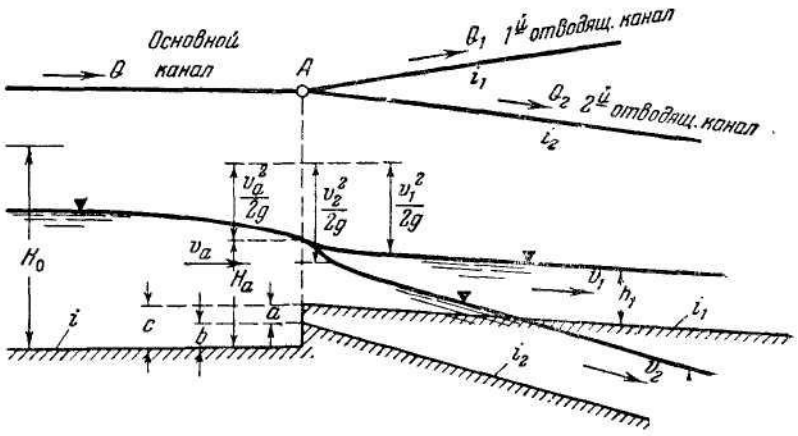


Рис. 9-6.

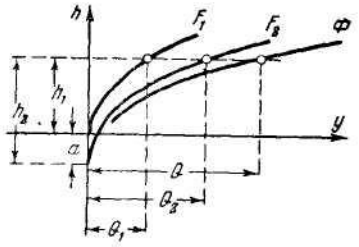


Рис 9-7.

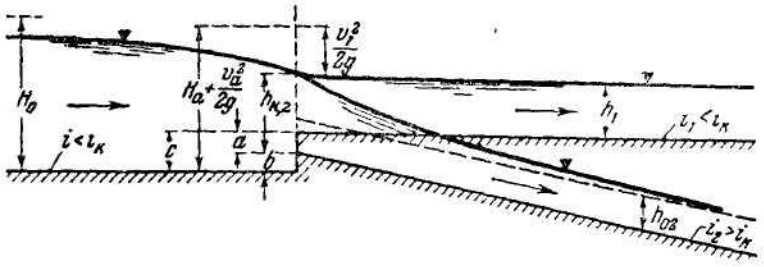


Рис. 9-9.

Примечание. Найденные указанным способом глубины h_1 и h_2 определяют отметку горизонта воды в узловой точке A, а следовательно, и глубину на магистральном канале в этой точке. Условие (9-8) определяет собой характер течения выше узловой точки A, т. е. соответственно кривую подпора или кривую спада на магистрали;

$$H_a = h_1 + c = h_2 + b \gtrless H_0, \qquad (9\text{-}8)$$

где H_a — глубина магистрального канала в узловой точке;

H_0 — глубина равномерного движения в этом канале.

При $H_a = H_0$ движение выше узловой точки A будет равномерным.

б) Если разностью $\Delta \frac{v^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}$ пренебречь нельзя (или нежелательно), то построение кривой $\Phi = F_1 + F_2$ надо произвести в функции $\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)$.

По внешнему виду эта кривая не отличается от предыдущей, но по оси ординат должны быть теперь отложены не глубины, а удельные энергии $\Im = h + \frac{v^2}{2g}$ (рис. 9-8).

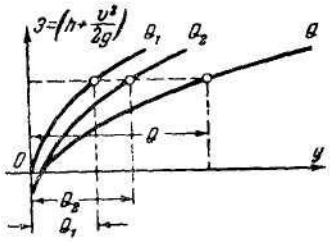


Рис 9-8.

Построение кривой $y = \Phi\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)$ производим следующим образом. Вычисляя для ряда глубин ряд значений расходов Q_1 и Q_2 по формулам $Q_1 = K_1\sqrt{i_1} = F_1(h_1)$ и $Q_2 = K_2\sqrt{i_2} = F_2(h_2)$ отдельно для каждого отходящего канала, вычисляем одновременно и скорости $v = \frac{Q}{\omega}$, а также и скоростные напоры $v^2/2g$. По этим данным составляем таблицы по прилагаемой форме, а по ним строим кривые расходов каждого отходящего канала:

$$Q_1 = F_1'(\Im) \text{ и } Q_2 = F_2'(\Im).$$

Форма таблицы (для первого канала)

$Q_1 = K_1\sqrt{i_1}$	$\Im = h + \frac{v^2}{2g}$

Форма таблицы (для второго канала)

$Q_2 = K_2\sqrt{i_2}$	$\Im = h + \frac{v^2}{2g}$

Суммируя графически Q_1 и Q_2, строим затем на том же графике кривую $y = \Phi\left(h + \frac{v}{2g}\right)$ для суммарного расхода Q, по которой находим и значения удельной энергии $\Im$ для этого расхода.

Глубины h_1 и h_2 находим по уже известным расходам Q_1 и Q_2.

Случай второй. Один из отходящих каналов имеет уклон $i > i_к$ (быстроток) (рис. 9-9).

В этом случае на отходящем канале с уклоном $i > i_к$ установится кривая спада. На магистрали будет иметь место также кривая спада.

Решение задачи о делении расхода методически остается тем же, но уравнение (9-4) заменяется уравнением

$$\left.\begin{aligned} H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} = h_к + b + \frac{v_к^2}{2g} \\ \text{или} \\ h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + a = h_к + \frac{v_к^2}{2g}. \end{aligned}\right\} \qquad (9\text{-}9)$$

Примечание. Поперечными уклонами пренебрегаем как в первом, так и во втором случае

б) Раздвоение русла

Если в створе A русло разделяется на две ветки, а в створе B снова соединяется в одно общее, то ниже по течению от створа B течение будет равномерным с нормальной глубиной $H_{0в}$, а выше по течению от этого створа как на участке AB, так и выше створа A движение будет в общем случае неравномерное (рис. 9-10) Форма свободной поверхности (кривая

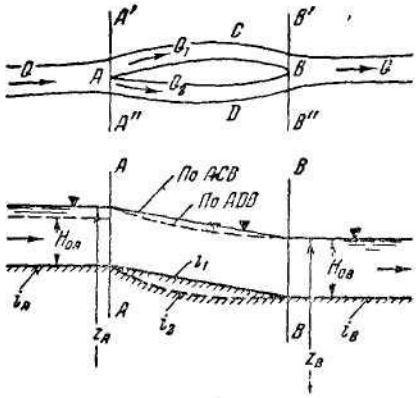


Рис. 9-10.

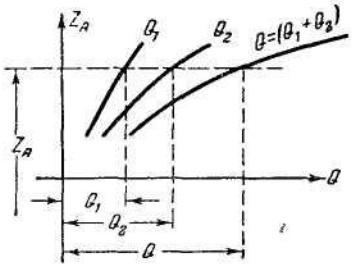


Рис. 9-11.

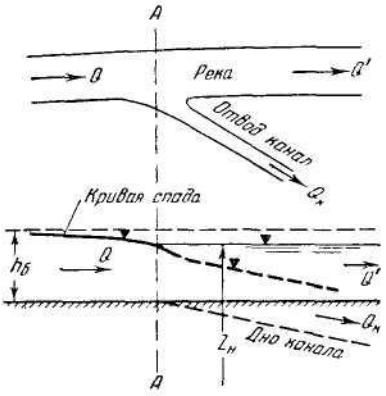


Рис 9 12.

подпора или кривая спада) обусловливается сопротивляемостью веток ACB и ADB между створами A и B

Определение расходов Q_1 и Q_2, а равным образом построение линий свободной поверхности (продольного профиля) на участках с неравномерным движением возможно, если известна отметка Z_B свободной поверхности в створе B и известны или могут быть вычислены зависимости $K_A=F(H_A)$, $K_1=F_1(h_1)$ и $K_2=F_2(h_2)$ для основного русла выше створа A и для каждой ветви в отдельности между створами A и B, где K_A, K_1 и K_2— расходные характеристики, а H_A, h_1 и h_2—глубины соответственно для основного русла выше створа A и для обеих ветвей

Решение задачи проще всего производится графо-аналитически следующим образом

а) Для ряда расходов Q_1', Q_1'', Q_1''', $(<Q)$ одним из известных способов построения кривой подпора (или спада) определяем отметки горизонта воды в створе A для первой ветви Z'_{A1}, Z''_{A1}, Z'''_{A1}, при одной и той же отметке Z_B створа B

По данным этих вычислений строим кривую $Q_1=F_1(Z_A)$ (рис 9-11), где Q_1 — расход первой ветви

б) Повторяем эти операции для второй ветви русла и на том же чертеже строим вторую кривую $Q_2=F_2(Z_A)$

в) Построив затем суммарную кривую $Q=Q_1+Q_2=F(Z_A)$ (производя графическое суммирование) непосредственно по графику (рис 9-11), по известному общему расходу Q находим как расходы Q_1 и Q_2, так и отметку Z_A в створе A

Построение линий свободной поверхности для основного русла выше створа A (после того как найдем отметку Z_A) производится по общим правилам неравномерного движения

Примечания 1. Если задана кривая $Q=f(Z_B)$ для основного русла в створе B, то указанным выше способом можно найти расходы ветвей для различных расходов основного русла и построить кривые $Q_1=f_1(Z_B)$ и $Q_2=f_2(Z_B)$ для каждой ветви

2 Если на одной из ветвей строится подпорное сооружение, то вопрос о расходе, проходящем через сооружение, может быть решен тем же приемом.

в) Забор воды из реки

Если из реки при помощи отводящего канала забирается расход $Q_{кан}$, то вниз по течению от створа A (рис 9-12) в реке устанавливается равномерное движение с расходом $Q'=Q-Q_{кан}$, причем отметка $Z_н$ горизонта воды в створе A определяется по бытовой зависимости $Q=f(H)$ данной реки для расхода Q'

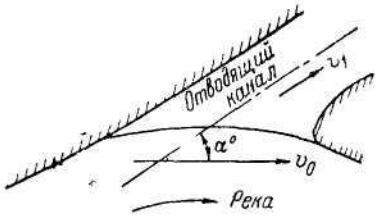


Рис 9-12а.

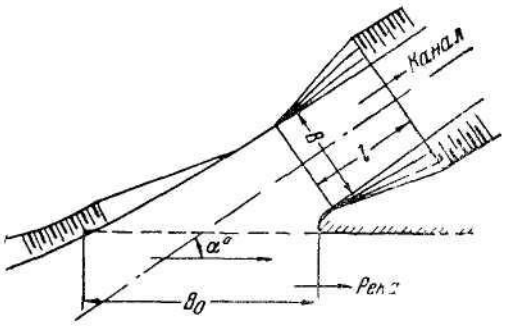


Рис 9 12б

Вверх по течению от створа A устанавливается кривая спада с расходом Q Расчет отводящего канала должен при этом быть проведен при отметке горизонта воды в реке, соответственно равной отметке $Z_н$

Согласно ТУ 24 109 49 рекомендуется проектировать угол отвода α, т е угол между осью отводящего канала и направлением движения речного потока (рис 9-12,*а*), по формуле

$$\alpha = \arccos \frac{v_0}{v_1}$$

при обязательном условии $v_1>v_0$ и, кроме того, только в том случае, когда отводящий канал в начальном («головном») своем участке работает как затопленный водослив с весьма малым переладом

Подход к водоприемнику должен быть достаточно плавным. Ширину подхода B_0 назначать в зависимости от угла $\alpha°$ и ширины отверстия водоприемника B (рис 9 12б), руководствуясь следующей таблицей

$\frac{v_0}{v_1}$	0,05	0,10	0,20	0,40	0,70
$\alpha°$	87	84	78,5	66,5	45,5
$\frac{B}{B_0}$	0,58	0,57	0,57	0,5	0,29

В тех случаях, когда $v_1 \approx v_0$, угол отвода $\alpha°$ рекомендуется принимать не более 15 — 30°

Скорость v_1 определяется во всех случаях по формуле $v_1=\frac{Q}{B(H-z)}$, где B, H и z — соответственно ширина отверстия (рис. 9-12б), напор при входе и перепад, равный разности отметок свободной поверхности воды в реке и на пороге водоприемника

В случае забора воды из реки, транспортирующей наносы, очертание подходной части следует определять

на основании лабораторных исследований модели головного узла.

Длину переходного участка от прямоугольного сечения головного сооружения к трапецеидальному сечению канала l рекомендуется принимать по формулам:

$$l = (2{,}5 \div 3{,}0)\frac{B_{кан} - B}{2}$$

или

$$l = (2{,}5 \div 3{,}0) \cdot p,$$

где $B_{кан}$ — ширина канала по урезу воды;

B — ширина водоприемника (рис. 9-12б);

p' — углубление дна ниже порога, выбирая из полученных по этим формулам значений l большее

9-3. СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ

а) Сопряжение бьефов при переливе через плотину

Во всех случаях сопряжение будет бесприжковым, если в нижнем бьефе за сооружением русло имеет уклон $i > i_к$ и „бытовая" глубина $t \leqslant h_к$. Во всех иных случаях при бытовой глубине $t > h_к$ образуется прыжок. Основные схемы указаны на рис. 9-13.

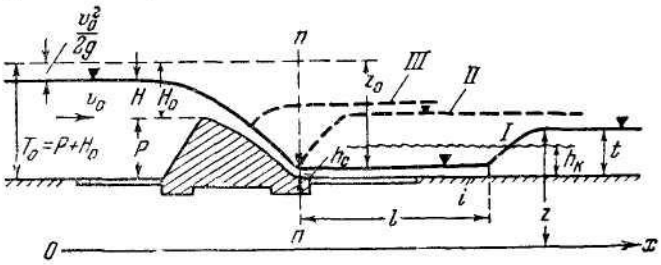


Рис 9-13
I — прыжок отогнан, *II* — прыжок в критическом положении; *III* — прыжок надвинут

На рис. 9-13 изображены три возможные формы сопряжения:

1) прыжок отогнан;
2) прыжок в критическом положении;
3) прыжок затоплен.

Определение формы сопряжения, т. е. решение вопроса о том, какая из этих трех форм имеет место в данном случае, производится следующим образом [1].

Вычисляется напор $H_0 = H + \frac{v_1^2}{2g}$ на водосливе по формуле

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}}. \qquad (9\text{-}10)$$

Затем определяется „глубина сжатого сечения", т. е глубина потока h_c в нижнем бьефе у основания плотины в сечении n—n (рис. 9-13), причем определение h_c производится путем решения уравнения

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}. \qquad (9\text{-}11)$$

Далее вычисляется так называемая „раздельная глубина" [1], равная глубине h_c'', сопряженной с глубиной h_c в сжатом сечении. Для прямоугольного русла раздельная глубина определяется по формуле

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1\right), \qquad (9\text{-}12)$$

после чего по условию

$$h_{разд} \gtrless t \qquad (9\text{-}13)$$

решается вопрос о форме сопряжения, а именно: если окажется, что раздельная глубина больше глубины нижнего бьефа, т. е. если $h_{разд} > t$, то будет иметь место первая форма — прыжок отогнан (рис 9-13); если окажется, что $h_{разд} = t$, то будет иметь место вторая форма — прыжок в критическом положении, если окажется, что $h_{разд} < t$, то будет иметь место третья форма — прыжок затоплен.

б) Различные способы определения глубины h_c в сжатом сечении

Уравнение (9-11) приводится к кубичному уравнению

$$(p + H_0)h_c^2 - h_c^3 = \frac{q^2}{\varphi^2 2g} \qquad (9\text{-}14)$$

и обычно решается или методом подбора, или графоаналитически построением кривой [2]

$$y = (p + H_0)h_c^2 - h_c^3, \qquad (9\text{-}15)$$

где h_c — искомое, а все остальные величины известны.

Пример. Дано. высота порога водосливной плотины $p = 20$ *м*, напор на водосливе $H_0 = 4$ *м*; расход на 1 *м* длины порога $q = 16$ *м*³/*сек* и коэффициент скорости $\varphi = 0{,}95$ (по табл 9 1 для криволинейного профиля при средней длине сливной грани). Определить глубину сжатого сечения h_c.

Решение. 1) Вычисляем правую часть равенства (9-14):

$$\frac{q^2}{\varphi^2 2g} = \frac{16^2}{0{,}95^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} \approx 14{,}45.$$

2) Вычисляем ряд значений y по формуле (9-15) для построения кривой $y = \varphi(h_c)$:

при $h_c = 0{,}6$ *м*

$$y = (H + p)h_c^2 - h_c^3 = (20 + 4)0{,}6^2 - 0{,}6^3 = 8{,}38,$$

при $h_c = 0{,}7$ *м*

$$y = (20 + 4)0{,}7^2 - 0{,}7^3 = 11{,}43;$$

при $h_c = 0{,}8$ *м*

$$y = (20 + 4)0{,}8^2 - 0{,}8^3 = 14{,}84.$$

По полученным значениям y строим кривую $y = \varphi(h_c)$ (рис. 9-13а), по которой для $y = \frac{q^2}{\varphi^2 2g} = 14{,}45$ и находим искомую глубину в сжатом сечении $h_{c\,иском} \approx 0{,}79$ *м*.

---

[1] Здесь предполагается, что расход на 1 *пог м* водосливной плотины q, коэффициент расхода m, высота плотины p, а также профиль водосливной плотины — известны.

[1] Понятие „раздельной глубины" введено проф. В. Д. Журиным в связи с тем, что эта глубина определяет область бытовых глубин t нижнего бьефа с образованием отгона прыжка (при $h_{разд} > t$) в отличие от области глубин с образованием затопленного прыжка (при $h_{разд} < t$).

[2] Кривая строится в координатах y и h_c. Для $y = \frac{q^2}{\varphi^2 2g}$ и находится искомое значение h_c.

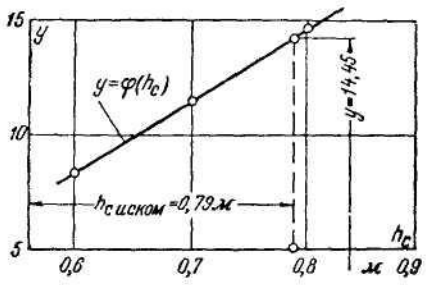


Рис. 9-13а.

Прямоугольное сечение

Упрощенный способ решения (способ последовательного приближения).

Первое приближение. Пренебрегая под корнем в правой части уравнения (9-11) величиной h_c, находим первое приближенное значение h_c (обозначая его через h_c'):

$$h_c' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0)}}. \qquad (9\text{-}16)$$

Второе приближение. Принимая h_c под корнем уравнения (9-11) равным найденному h_c' по уравнению (9-16), находим второе приближенное значение (h_c'') по (9-16а):

$$h_c'' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c')}}. \qquad (9\text{-}16а)$$

Третье приближение. Принимая под корнем уравнения (9-11) $h_c = h_c''$, находим:

$$h_c''' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c'')}}. \qquad (9\text{-}16б)$$

Во многих случаях $h_c'' \approx h_c'''$, так что уже третье приближение не вносит практически оправданного уточнения.

Пример. *Заданы: удельный расход $q=2{,}0$ м²/сек, $H_0=1{,}12$ м; высота плотины $p=10{,}6$ м и коэффициент скорости $\varphi=0{,}95$.*

Определить h_c.

Находим в первом приближении:

$$h_c' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0)}} = \frac{2{,}0}{0{,}95\sqrt{2\cdot9{,}8\cdot11{,}72}} = \frac{0{,}475}{\sqrt{11{,}72}} = 0{,}139\ м$$

Далее, во втором приближении:

$$h_c'' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c')}} = \frac{0{,}475}{\sqrt{11{,}72-0{,}139}} = 0{,}14\ м$$

и, наконец, в третьем приближении:

$$h_c''' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c'')}} = \frac{0{,}475}{\sqrt{11{,}72-0{,}14}} = 0{,}14 м.$$

Очевидно, в данном случае третье приближение оказывается излишним.

Трапецеидальное сечение

Определение h_c для трапецеидального русла следует производить в таком порядке.

Первое приближение:

а) Определяем в первом приближении в сжатом сечении

$$v' = \varphi\sqrt{2g(p+H_0)}. \qquad (9\text{-}17)$$

б) Определяем глубину h_c' при v', пользуясь:

$$\omega = \frac{Q}{v} \quad \text{и} \quad \omega = (b+mh)\,h,$$

т. е. по формуле

$$h_c' = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{2m}\right)^2 + \frac{Q}{mv''}}. \qquad (9\text{-}18)$$

Второе приближение:

а) скорость

$$v'' = \varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c')};$$

б) глубина

$$h_c'' = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{m}\right)^2 + \frac{Q}{mv'}}.$$

Здесь третье приближение также очень часто бывает ненужным.

Пример. $Q=10$ м³/сек· русло трапецеидальное с коэффициентом откоса $m=1{,}0$; ширина канала по дну $b=4$ м; высота плотины $p=10{,}6$ м, напор $H_0=1{,}12$ м и коэффициент скорости $\varphi=0{,}95$

Определить глубину сжатого сечения h_c.

а) В первом приближении:

$$v' = \varphi\sqrt{2g(p+H_0)} = 0{,}95\sqrt{2\cdot9{,}81\cdot11{,}72} = 14{,}4\ м/сек;$$

$$h_c' = -\frac{4}{2\cdot1{,}0} + \sqrt{\left(\frac{4}{2\cdot1{,}0}\right)^2 + \frac{10}{1{,}0\cdot14{,}4}} = -2+2{,}165 = 0{,}165\ м.$$

б) Во втором приближении:

$$v'' = 0{,}95\sqrt{2\cdot9{,}81(11{,}72-0{,}165)} = 14{,}2\ м/сек$$

и

$$h_c'' = -2+\sqrt{2^2+\frac{10}{1{,}0\cdot14{,}2}} \approx -2+2{,}17 = 0{,}17\ м.$$

Здесь третье приближение оказывается ненужным.

Коэффициент скорости φ при определении глубины h_c в сжатом сечении принимаем по акад. Н. Н. Павловскому (см. табл. 9-1).

Для облегчения вычислений h_c приводим табл. 9-2 значений h_c при удельном расходе $q=1{,}0$ м³/сек. Таблица может быть очень полезной для приближенных и быстрых определений h_c.

Определение h_c по графику проф. М. Д. Чертоусова.

Для прямоугольного русла проф. М. Д. Чертоусов предложил весьма удобный график[1] (рис 9-14) зависимости

$$\xi_c = f(\xi_{T_0}), \qquad (9\text{-}19)$$

где $\xi_c = \frac{h_c}{h_к}$ — отношение глубины в сжатом сечении к критической глубине;

$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_к} = \frac{p+H_0}{h_к}$ (T_0 — см. рис. 9-13)*, — отношение

---

* Во многих случаях на практике можно считать $T_0 \approx T$, т. е. не учитывать скоростной напор $v_0^2/2g$ скорости подхода.

[1] Заимствовано из книги проф. М. Д. Чертоусова «Специальный курс гидравлики».

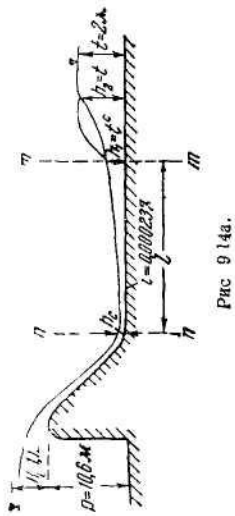


Рис. 9-14а.

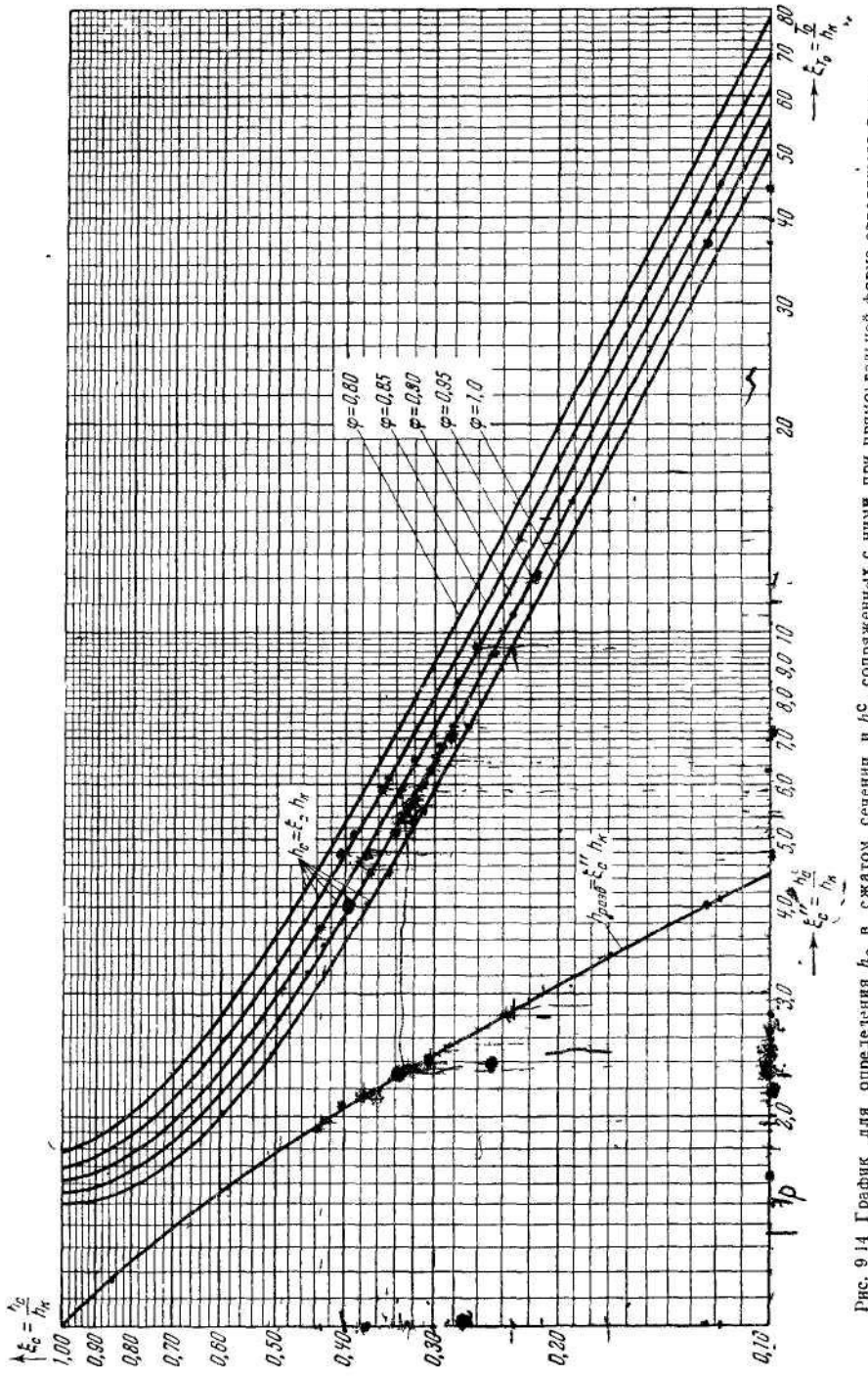


Рис. 9-14. График для определения h_c в сжатом сечении и h_c'', сопряженных с ними при прямоугольной форме отводящего русла

Таблица 9-1

Значения коэффициента скорости φ для определения глубины в сжатом сечении по Н. Н. Павловскому

Условия истечения	Коэффициент φ
Истечение в атмосферу при свободном полете струи	1,00 –0,97
Истечение через водослив практического профиля с криволинейным очертанием сливной грани и гладкой поверхностью:	
а) при малой длине сливной грани	1,00
б) при средней длине сливной грани	0,95
в) при большой длине сливной грани	0,90
Истечение из-под щита, расположенного на водосливе практического профиля с криволинейным очертанием сливной грани	0,95—0,85
Истечение через водослив с широким порогом	0,95—0,85
Истечение через водослив практического профиля с неплавным очертанием	0,90—0,80
Истечение из донных отверстий	1,00—0,97
Перепады без щитов в головной части	1,00
Перепады со щитами в головной части	1,00—0,97

Таблица 9-2

Значения глубины h_c в сжатом сечении при удельном расходе $q = 1{,}0$ м³/сек в зависимости от величины перепада $z_0 = p + H_0 - h_c$ при различных коэффициентах скорости φ по формуле

$$h_c = \frac{q}{\varphi\sqrt{2gz_0}} \text{ [м]}$$

z_0, м	φ				
	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
1	0,226	0,237	0,251	0,266	0,282
2	0,160	0,168	0,177	0,188	0,200
3	0,130	0,137	0,145	0,153	0,163
4	0,113	0,168	0,126	0,133	0,141
5	0,101	0,106	0,112	0,119	0,126
6	0,092	0,097	0,102	0,109	0,115
7	0,085	0,090	0,095	0,100	0,107
8	0,080	0,084	0,089	0,094	0,100
9	0,075	0,079	0,084	0,089	0,094
10	0,0713	0,0751	0,079	0,0840	0,0891
15	0,0583	0,0614	0,0648	0,0685	0,0728
20	0,0505	0,0532	0,0540	0,0595	0,0630
25	0,0452	0,0467	0,0501	0,0532	0,0565
30	0,0412	0,0435	0,0458	0,0485	0,0515
40	0,0357	0,0376	0,0396	0,0420	0,0446
50	0,0319	0,0336	0,0354	0,0375	0,0399
60	0,0292	0,0307	0,0324	0,0343	0,0364
70	0,0270	0,0284	0,0300	0,0328	0,0337
80	0,0252	0,0266	0,0280	0,0297	0,0316
90	0,0238	0,0251	0,0264	0,0280	0,0298
100	0,0226	0,0237	0,0251	0,0266	0,0282

Примечание. При удельных значениях расхода $q \neq 1{,}0$ табличные значения надо умножить на соответствующее значение q. Например, удельный расход $q = 5{,}0$ м³/сек, перепад $z_0 = (p + H_0 - h) = 20$ м и $\varphi = 0{,}90$. Тогда $h_c = h_{c.\,табл}\ q = 0{,}054 \cdot 5 = 0{,}27$ м.

высоты напорной линии перед сооружением к критической глубине.

Эта зависимость (9-19) изображена на графике (рис. 9-14) для $\varphi = 1{,}0$; $\varphi = 0{,}95$; $\varphi = 0{,}90$; $\varphi = 0{,}85$ и $\varphi = 0{,}80$.

Пользование графиком заключается в следующем. По заданному удельному расходу q вычисляем сначала критическую глубину

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

Затем по заданной высоте плотины p и напору на водосливе $H_0 \left(H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}\right)$ определяем отношение

$$\xi_{T_0} = \frac{p + H_0}{h_к} = \frac{T_0}{h_к}$$

и тогда по графику рис. 9-14 находим ξ_c (по оси ординат), отвечающее найденному ξ_{T_0} при данном значении коэффициента φ. Найдя ξ_c, находим искомую глубину сжатого сечения $h_c = \xi_c h_к$.

Пример. Удельный расход $q = 2$ м³/сек; $H_0 = 1{,}12$ м; $p = 10{,}6$ м и коэффициент скорости $\varphi = 0{,}95$. Определить h_c (рис. 9-14а)

Находим:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 2^2}{9{,}81}} = 0{,}765 \text{ м}.$$

Затем вычисляем

$$\xi_{T_0} = \frac{p + H_0}{h_к} = \frac{10{,}6 + 1{,}12}{0{,}765} = 15{,}3.$$

Далее по графику рис. 9-14 при $\xi_{T_0} = 15{,}3$ и $\varphi = 0{,}95$ находим $\xi_c = 0{,}9191$, и тогда искомая глубина h_c в сжатом сечении будет:

$$h_c = \xi_c h_к = 0{,}191 \cdot 0{,}765 = 0{,}146 \text{ м}.$$

в) Определение дальности отгона прыжка

Определение дальности отгона прыжка, т. е. расстояния l (рис. 9-13), производится так же, как и в случае возникновения прыжка при смене уклона, например при $i > 0$, пользуясь формулой

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j)\,[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)],$$

где h_0 — глубина равномерного движения при уклоне i;

$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$, причем глубина h_1 принимается равной глубине в сжатом сечении, т. е. $h_1 = h_c$;

$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$, причем глубина h_2 перед прыжком вычисляется как сопряженная с бытовой глубиной нижнего бьефа t, т. е. по формуле

$$h_2 = \frac{t}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gt^3}} - 1\right).$$

Примечание. Бытовая глубина t может быть и не равна h_0, она определяется условиями $Q = f(H)$ нижнего бьефа. Для реки $Q = f(H)$ обычно дается на основе гидрометрических наблюдений.

Пример. Определить дальность отгона прыжка при водосливной плотине.

Дано: русло большой ширины $b \gg h$; удельный расход $q = 2$ м³/сек, высота плотины $p = 10{,}6$ м; напор $H_0 = 1{,}12$ м; коэффициент скорости $\varphi = 0{,}95$; уклон русла в нижнем бьефе $i = 0{,}000237$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}024$; бытовая глубина $t = 2$ м (рис. 9-14, а).

Решение. 1) Определяем глубину в сжатом сечении (см. пример на странице 199):

$$h_c = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+H_0-h_c)}} = \frac{2}{0{,}95\sqrt{2g(10{,}6+1{,}12-h_c)}} \approx 0{,}14\ м$$

2) Критическая глубина

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1\cdot 2^2}{9{,}81}} = 0{,}765\ м.$$

3) Раздельная глубина

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_c}\right)^3}-1\right] =$$

$$= 0{,}07\left[\sqrt{1+8\left(\frac{0{,}765}{0{,}14}\right)^3}-1\right] = 2{,}46\ м.$$

4) Так как $h_{разд} > h_{быт} = t (2{,}46 > 2{,}0\ м)$, то сопряжение происходит с отгоном прыжка

5) Для определения дальности отгона прыжка l (рис 9-14а) воспользуемся формулой

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1-J_{ср})\left\{\varphi(\eta_2)-\varphi(\eta_1)\right\},$$

предварительно вычисляя глубину равномерного движения h_0*, глубину в сечении $m-m$ как сопряженную с $t_{бытовой}$ и гидравлический показатель русла x:

а) h_0 находим из формулы $Q = \omega C\sqrt{Ri}$, полагая, как для прямоугольного русла большой ширины, $R \approx h_0$ и принимая $y = 1/6$,

$$h_0 = \left[\frac{2\cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}000237}}\right]^{\frac{1}{1{,}67}} \approx 2{,}02\ м,$$

б) $$h_1 = t^c = \frac{2}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{0{,}765}{2{,}00}\right)^3}-1\right] = 0{,}22\ м,$$

в) гидравлический показатель русла x принимаем приближенно равным $x \approx 3{,}0$ (как при $B \gg h$ для прямоугольного русла)

6) Далее последовательно находим

$$\eta_2 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{0{,}22}{2{,}02} = 0{,}109$$

и

$$\varphi(\eta_2) = \varphi(0{,}109) \approx 0{,}109,$$

$$\eta_1 = \frac{h_c}{h_0} = \frac{0{,}14}{2{,}02} = 0{,}069$$

и

$$\varphi(\eta_1) = \varphi(0{,}069) \approx 0{,}069.$$

[Примечание. $\varphi(\eta)$ определены по табл. 8-3];

$$J_{ср} = \left(\frac{\alpha C^2 i}{g}\cdot\frac{B}{\chi}\right) \approx \frac{1{,}10\cdot 23{,}2^2\cdot 0{,}000237}{9{,}81} \approx 0{,}0183.$$

(Примечание. C находится по табл. 3-10 при $R_{ср} = \frac{0{,}14+0{,}22}{2} = 0{,}18\ м$.)

7) Вычисляем величину дальности отгона прыжка:

$$l = \frac{h_0}{i}\left\{\eta_2-\eta_1-(1-J_{ср})[\varphi(\eta_2)-\varphi(\eta_1)]\right\} =$$

$$= \frac{2{,}02}{0{,}000237}\left\{0{,}109-0{,}069-(1-0{,}0183)[0{,}109-0{,}069]\right\} \approx 62\ м.$$

г) Сопряжение при истечении из-под затвора

На рис. 9-15 изображены три возможные формы сопряжения, подобные указанным выше трем возможным формам сопряжения при переливе через плотину

Решение вопроса, какая из этих форм имеет место, в каждом конкретном случае решается на основании

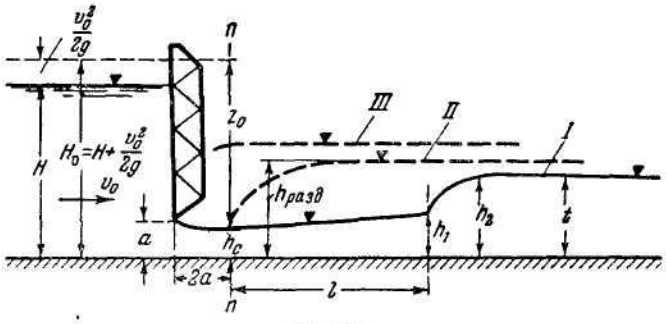


Рис 9-15.
I — прыжок отогнан *II* — прыжок в критическом положении, *III* — прыжок надвинут.

того же критерия (9-13), что и при переливе через плотину, т е. будет ли раздельная глубина больше или меньше бытовой глубины, для прямоугольного русла по формуле

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_c^3}}-1\right) \gtrless t.$$

Определение глубины h_c в сжатом сечении в данном случае может быть произведено или

а) по формуле

$$h_c = \varepsilon a, \qquad (9\text{-}20)$$

где ε — коэффициент сжатия (см. гл. 4);

a — высота открытия отверстия (рис 9-15), или

б) по формуле

$$q = \varphi h_c\sqrt{2gz_0} = \varphi h_c\sqrt{2g(H_0-h_c)}, \qquad (9\text{-}21)$$

где φ — коэффициент скорости при истечении из отверстия.

Числовые значения коэффициентов ε и φ указаны в главе IV «Истечение из отверстий», и они в полной мере зависят от типа отверстий и условий входа. См. также табл. 9-1.

Обычно при истечении из донных отверстий с плоскими затворами принимают на практике:

коэффициент сжатия $\varepsilon = 0{,}63—0{,}65$,

коэффициент скорости $\varphi = 0{,}95—0{,}97$

По данным проф Н Е Жуковского $\varepsilon = f\left(\frac{a}{H}\right)$ и имеет следующие значения (см табл 9-3):

Таблица 9-3

При $\frac{a}{H}$ =	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
ε =	0,615	0,620	0,625	0,630	0,645	0,66

Дальность отгона прыжка определяется так, как указано было выше

Примечание Если окажется, что раздельная глубина меньше бытовой, т. е. $h_{разд} < t$, и отверстие будет „затопленным", то расход определяется по формуле затопленного отверстия, а именно

$$Q = m\omega\sqrt{2g(H_0-t)}.$$

* Бытовая глубина в нижнем бьефе может и не равняться глубине равномерного движения h_0 (в данном примере бытовая глубина t по заданию равна $t = 2\ м$ и, следовательно $t < h_0 = 2{,}02\ м$).

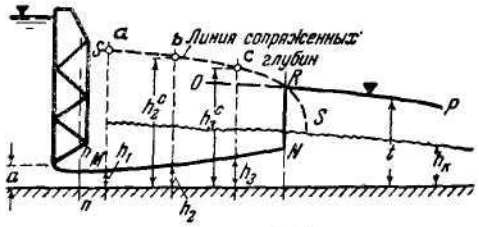


Рис. 9-16.

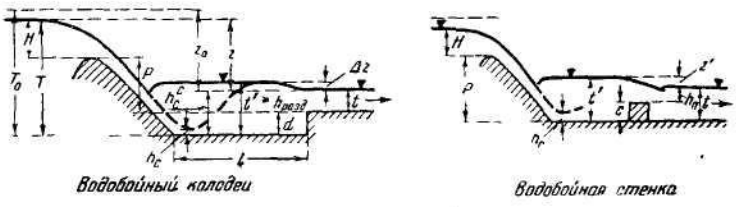


Рис 9-17.

д) Определение дальности отгона прыжка в непризматическом русле

Решение лучше всего проводить графическим способом На продольном профиле потока (рис. 9-16) сначала строим две линии независимо одну от другой: линию MN — кривую подпора и линию OP — линию «бытового» горизонта свободной поверхности (рис. 9-16)

Затем строим линию SS — глубин, сопряженных с глубинами, отвечающими кривой подпора MN Для этой цели для произвольно выбранных сечений вычисляем глубины, сопряженные с глубинами h_1, h_2, h_3,.., и, таким образом, находим точки a, b, c,.. кривой SS. Пересечение линии OP с линией SS (точка R) определит местоположение прыжка, так как в этом сечении глубины, определяемые кривой подпора (линии MN) и линий бытовой свободной поверхности нижнего бьефа, будут сопряженными.

Примечание. Этот способ применим и для случая перетока через плотину и др

е) Расчет водобойного колодца и водобойной стенки [1]

Почти во всех случаях, когда сопряжение бьефов происходит с образованием отогнанного прыжка, устраивают так называемый водобойный колодец, заменяя его иногда иными конструкциями (например, водобойной стенкой), увеличивающими бытовую глубину до таких пределов, при которых прыжок оказывается затопленным и устраняется явление его отгона.

Расчет водобойного колодца сводится к определению его глубины и длины.

Определение глубины водобойного колодца. Глубина водобойного колодца определяется из условия получения в нижнем бьефе за сооружением глубины t', равной или больше раздельной глубины $h_{разд}$ (сопряженной с глубиной сжатого сечения у дна колодца) (рис. 9-17), т. е по формуле (9-22):

$$t' = d + t + \Delta z \geqslant h_c^c = h_{разд}, \qquad (9\text{-}22)$$

причем для колодца с прямоугольным поперечным сечением

$$h_{разд} = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1\right). \qquad (9\text{-}23)$$

В формуле (9-22) обозначены:

d — глубина водобойного колодца;

t — глубина нижнего бьефа;

Δz — перепад, образующийся при выходе потока из водобойного колодца в русло нижнего бьефа и соответственно равный:

$$\Delta z = \frac{v_0^2}{\varphi^2 2g} - \frac{v_0}{2g}. \qquad (9\text{-}24)$$

В формуле (9-24).

φ — коэффициент скорости, зависящий, как и в случае затопленного водослива с широким порогом, от формы входной кромки ($\varphi = 0{,}80 - 0{,}95$ *см*, водослив с широким порогом);

$v_б$ — средняя скорость в нижнем бьефе русла, отвечающая бытовой глубине t;

$v_{0к}$ — средняя скорость в водобойном колодце, равная $\frac{q}{t'}$.

На практике по соображениям расчета с „запасом" пренебрегают величиной Δz и увеличивают минимально необходимую глубину t', вычисляемую по формуле (9-23), на 5 — 10%, в соответствии с чем глубину водобойного колодца находят по условию (9-25):

$$d = (1{,}05 \div 1{,}10)\frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1\right) - t. \qquad (9\text{-}25)$$

Решение уравнения (9-25) производится обычно методом последовательного приближения, назначением ряда произвольных значений d_1, d_2,... и вычислением для каждого из них соответствующей глубины сжатого сечения h_{c1}, h_{c2},... и ряда значений d_1', d_2',. по формуле (9-25), продолжая вычисление до совпадения $d_n = d'_n$ Решение удобно производить в табличной форме.

d	h_c	d [по (9-25)]
d_1	h_{c1}	d_1'
d_2	h_{c2}	d_2'
. . .	. . .	. .
d_n	h_{cn}	d_n'

Вместо (9-25) удобно пользоваться вспомогательными графиками, построенными различными авторами (Угинчус, Чертоусов и др.). Приводим указания о некоторых из них.

а) *График функции* $\left(\frac{z}{p}\right)_к = f\left(\frac{H}{p}\right)$ (гл. 5)

Числовое значение $\left(\frac{z}{p}\right)_к$, определяемое по графику, отвечает образованию прыжка непосредственно у плотины и называется „критическим относительным перепадом".

Определение глубины водобойного колодца производится подбором в следующем порядке. По известным для каждого конкретного случая H и p вычисляют отношение $\frac{H}{p}$.

[1] Расчеты водобойных колодцев по методу проф Угинчуса см. § 9-4.

Затем по графику функции $\left(\frac{z}{p}\right)_к = f\left(\frac{H}{p}\right)$ для вычисленного отношения $\frac{H}{p}$ находят значение критического относительного перепада $\left(\frac{z}{p}\right)_к$ и тогда, полагая $p' = d + p$ (при известном по заданию перепаде z), находят глубину колодца d по формуле

$$d = \frac{z}{\left(\frac{z}{p}\right)_к} - p. \qquad (9\text{-}26)$$

Найденное по (9-26) значение d проверяют повторным расчетом, но при новой высоте плотины, равной теперь $p' = p + d$, и т. д.

Пример. Даны: высота плотины $p = 20$ *м*, $H_0 = 4{,}0$ *м*; коэффициент расхода $m = 0{,}42$; $z = 21$ *м*.

Определить, нужен ли водобойный колодец и чему должна быть равна его глубина d.

Решение. 1. Определяем величину относительного перепада:

$$\frac{z_0}{p} = \frac{21}{20} = 1{,}05.$$

2. Определяем критическое значение для относительного перепада:

а) сперва находим $\frac{H}{p} = \frac{4}{20} = 0{,}2$;

б) пользуясь графиком $\left(\frac{z}{p}\right)_к = f\left(\frac{H}{p}\right)$ рис. 5-14 или таблица 5-4, находим, что при $\frac{H}{p} = 0{,}2$ и $m = 0{,}42$ критический перепад $\left(\frac{z}{p}\right)_к$ равен $\left(\frac{z}{p}\right)_к = 0{,}84$.

3. Решим вопрос о необходимости водобойного колодца. Так как получилось, что относительный перепад $\left(\frac{z_0}{p}\right) = 1{,}05$ больше критического $\left(\frac{z_0}{p}\right)_к = 0{,}84$, то при плотине возникает отогнанный прыжок, и, следовательно, водобойный колодец необходим.

4. Находим требуемую глубину d водобойного колодца в первом приближении из неравенства

$$\frac{z}{p'} \leqslant \left(\frac{z_0}{p}\right)_к \text{ или } \frac{z}{p+d} \leqslant \left(\frac{z_0}{p}\right)_к,$$

где $p' = p + d$;

$$d \leqslant \frac{z_0}{\left(\frac{z_0}{p}\right)_к} - p = \frac{21}{0{,}84} - 20 = 25 - 20 = 5 \text{ м}.$$

5. Уточняем значение d. Во втором приближении имеем новое значение относительно перепада:

$$\frac{z_0}{p'} = \frac{21}{25} = 0{,}84.$$

Тогда по предыдущему находим:

$$\frac{H}{p'} = \frac{4}{25} = 0{,}16.$$

Далее по рис. 5 (или табл. 5-4) найдем $\left(\frac{z}{p'}\right)_к = 0{,}85$, и, следовательно, глубина водобойного колодца во втором приближении получится равной

$$d' = \frac{z_0}{\left(\frac{z_0}{p_1}\right)_к} - p = \frac{21}{0{,}85} - 20 = 4{,}7 \text{ м}.$$

Продолжаем расчет в том же порядке:

$$\frac{H}{p_1} = \frac{H}{p + d'} = 0{,}162; \quad \left(\frac{z_0}{p_1}\right)_к \approx 0{,}85,$$

и глубина колодца в третьем приближении получится равной

$$d'' = \frac{21}{0{,}85} - 20 = 4{,}8 \text{ м}.$$

Принимаем $d = 5{,}0$ *м* и на этом расчет заканчиваем.

б) График А. А. Угинчуса[1] построен в координатах $\left(\frac{z}{T_0}\right)_к$ и $\left(\frac{z}{h_к}\right)$ и представляет собой ряд кривых $\left(\frac{z}{T_0}\right) = f\left(\frac{z}{h_к}\right)$ для различных коэффициентов $\varphi = 0{,}80 - 1{,}00$ (рис. 9-18).

Здесь отношение $\left(\frac{z}{T_0}\right)_к$ называется также «критическим относительным перепадом» (T_0—см. рис. 9-17).

Пользуясь графиком А. А. Угинчуса, необходимую наименьшую глубину водобойного колодца определяют быстрее и без подбора, что представляет большую практическую ценность.

Расчет производится в следующем порядке. По известной для каждого конкретного случая величине перепада z_0 и критической глубине $h_к$ $\left(h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}\right)$ вычисляют отношение $\left(\frac{z_0}{h_к}\right)$. Затем по графику рис. 9-18 находят отвечающее вычисленному значению $\left(\frac{z}{h_к}\right)^*$ значение критического относительного перепада $\left(\frac{z}{T}\right)_к$. Это дает без подбора необходимую величину $T = \frac{z}{\left(\frac{z}{T}\right)_к}$, а следовательно, и глубину водобойного колодца по формуле

$$d = \frac{z}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - (z + t) \qquad (9\text{-}27)$$

или при введении указанного выше запаса в размере 5 — 10% по формуле

$$d = (1{,}05 \div 1{,}10)\left[\frac{z}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - z\right] - t. \qquad (9\text{-}27а)$$

Пример. В условиях предыдущего примера имеем: $z_0 = 21$ *м*, $p = 20$ *м*, $H_0 = 4$ *м*, $m = 0{,}42$; удельный расход

$$q = 15 \text{ м}^3/\text{сек} \text{ и } h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 2{,}92 \text{ м}.$$

Определить необходимую глубину водобойного колодца, пользуясь методом проф. Угинчуса.

Решение. Находим относительный перепад:

$$\frac{z_0}{h_к} = \frac{21}{2{,}92} = 7{,}2.$$

---

[1] А. А. Угинчус, Гидравлика нижнего бьефа гидротехнических сооружений, ГОНТИ, 1938.

* В случае учета величины скорости подхода значения z и T увеличиваются на величину $\frac{v_0^2}{2g}$ и пишутся с индексом 0, т. е. z_0 и T_0.

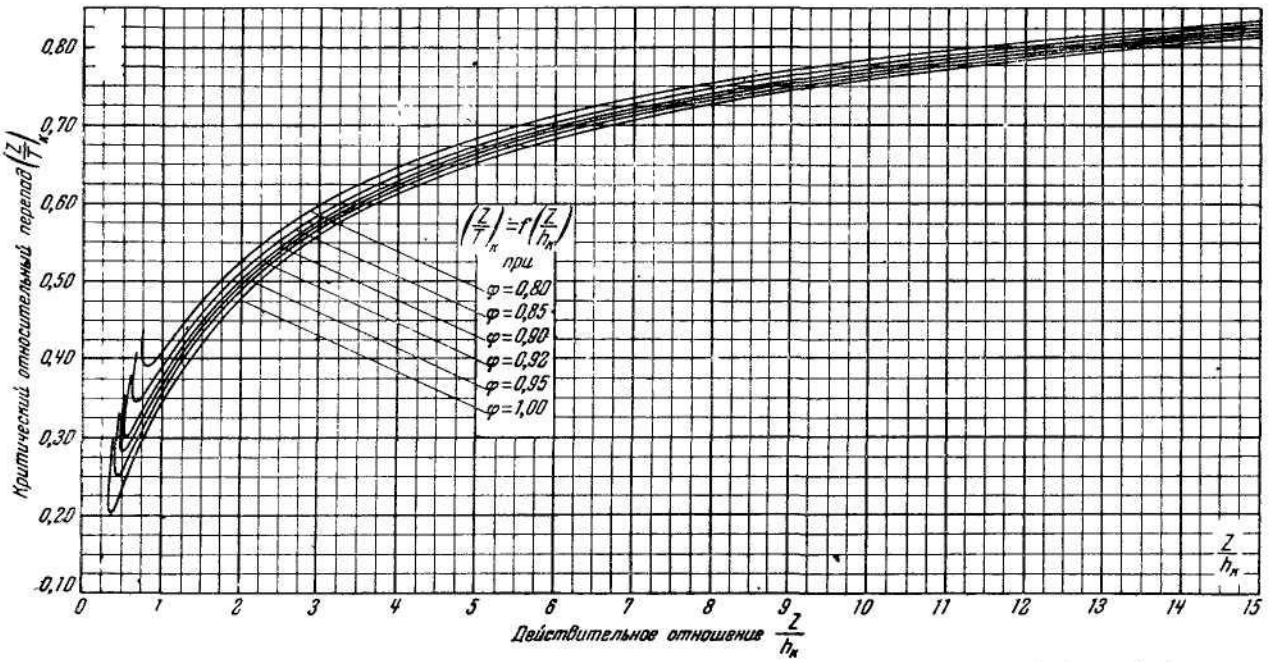


Рис. 9-18. График для определения „критического относительного перепада" (по А. А. Угинчусу) $\left(\frac{z}{T}\right)_к = f\left(\frac{z}{h_к}\right)$.

По графику проф. А. А. Угинчуса (рис. 9-18) по $\frac{z_0}{h_к} = 7{,}2$ находим отношение $\left(\frac{z}{T_0}\right)_к = 0{,}725$.

Тогда глубина водобойного колодца будет равна

$$d = \frac{z_0}{\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_к} - (z_0 + t) = \frac{21}{0{,}725} \approx 5{,}0 \text{ м}.$$

Примечание. Если учесть рекомендуемый запас 1,10, то получаем:

$$d = \left[\frac{z_0}{\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_к} - z_0\right] 1{,}10 - t =$$

$$= \left(\frac{21}{0{,}725} - 21\right) 1{,}10 - 3{,}0 = 5{,}8 \text{ м}.$$

Определение длины водобойного колодца. Длина водобойного колодца $l_{кол}$ при водосливной плотине, когда струя сходит, не отрываясь от сливной грани, определяется по формуле проф. М. Д. Чертоусова и предложению акад. Н. Н. Павловского следующим образом:

$$l_{кол} \approx 0{,}8 l_п, \tag{9-28}$$

где $l_п$ — длина прыжка, определяемая по формулам (8-52)—(8-57).

Длина водобойного колодца при устройстве вертикальной низовой грани, т. е. в условиях отрыва струи и свободного ее падения (рис. 9-19), увеличивается соответственно на величину дальности полета струи и определяется по формуле

$$l_{кол} = l_{полет} + l'_к = l_{полет} + 0{,}8 l_п. \tag{9-28а}$$

„Дальность полета" определяется по общим законам механики, т. е. по формуле

$$x = u \sqrt{\frac{2y}{g}}. \tag{9-29}$$

При этом обычно скорость u принимается равной средней скорости в начальном сечении (на пороге водослива), а y принимается равным высоте падения средней струйки. Соответственно получим:

для условий водослива с широким порогом

$$\left.\begin{aligned} u &\approx v_к = \sqrt{g h_к}, \\ y &\approx p + \frac{h_к}{2}; \end{aligned}\right\} \tag{9-30}$$

для условий водослива с острым порогом

$$\left.\begin{aligned} u &\approx 0{,}7 \sqrt{2gH}, \\ y &\approx p + 0{,}33H. \end{aligned}\right\} \tag{9-30'}$$

Определение высоты водобойной стенки (рис. 9-17). Определение высоты водобойной стенки основано на том же условии получения в нижнем бьефе за сооружением глубины t', равной или большей раздельной глубины $h_{разд}$ (сопряженной с глубиной в сжатом сечении у дна русла в нижнем бьефе), т. е. по формуле (9-22).

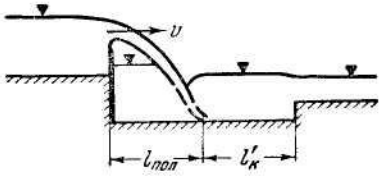


Рис 9-19.

Необходимая глубина t' определяется для прямоугольного русла непосредственно по формуле

$$t' = h_{\text{разд}} = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1\right)$$

или с учетом „запаса“ $t' = (1{,}05 \div 1{,}10)\, h_{\text{разд}}$.

Что касается высоты c водобойной стенки, то она находится как необходимая высота водослива при заданном перепаде z', равном $z' = t' - t$ (рис. 9-17), т. е. по формуле

$$c = t' - \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2\sigma_n^3}}, \qquad (9\text{-}31)$$

При незатопленном водосливе $\sigma_n = 1{,}0$,

$$c = t' - \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}}, \qquad (9\text{-}31а)$$

где коэффициент m принимается в соответствии с профилем водобойной стенки (как и для всякого водослива).

Так как коэффициент затопления σ_n зависит от высоты стенки c*, то решение (9-31) следует производить графоаналитическим способом. Из (9-31) имеем:

$$q = m\sigma_n (t' - c)\sqrt{2g(t' - c)} = f(c). \qquad (9\text{-}32)$$

Задаваясь рядом значений c_1, c_2, c_3, ... и определяя для них по формуле (9-32) значения q, строим кривую $q = f(c)$, по которой для расчетного расхода q находим необходимую высоту водосливной стенки c.

Примечание. Определение местоположения водобойной стенки производится указанным выше способом определения длины водобойного колодца.

* $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H}\right)$, в данном случае $h_n = t - c$.

Б. ПРИМЕРЫ И ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ

9-4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОБОЙНЫХ КОЛОДЦЕВ И ВОДОБОЙНЫХ СТЕНОК

I. МЕТОД проф. А. А. УГИНЧУСА[1]

а) Определение характера сопряжения

Сохраняя указанное в § 9-3,е понятие о критическом относительном перепаде, А. А. Угинчус определяет это понятие не отношением $\left(\frac{z}{p}\right)_к$, а отношением $\left(\frac{z}{T}\right)_к$, где T — полный запас энергии перед сооружением относительного дна в нижнем бьефе[2] (рис. 9-20).

Величину $\left(\frac{z}{T}\right)$ А. А. Угинчус вычисляет по составленной им формуле

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к = 1 - \frac{\varphi^2}{\left(\frac{h_к}{h_c}\right)^3 + 2\varphi^2}\left(\sqrt{1 - \frac{8h_к^3}{h_c^3}} - 1\right). \qquad (9\text{-}33)$$

Отношение $\left(\frac{z}{T}\right)_к$ служит для выявления характера сопряжения бьефов.

Затопленный прыжок имеет место, если

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к > \frac{z}{T}, \qquad (9\text{-}34)$$

где $z = T - t$.

При критическом положении прыжка

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к = \frac{z}{T}, \qquad (9\text{-}35)$$

и *отогнанный прыжок* возникает, если

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к < \frac{z}{T}. \qquad (9\text{-}36)$$

По формуле (9-33) А. А. Угинчус построил график

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к = f\left(\frac{z}{h_к}\right)$$

при различных коэффициентах скорости φ (рис. 9-18).

Пример. Выяснить характер сопряжения бьефов при следующих условиях: $p = 10$ м, $H = 4{,}0$ м; $t = 4{,}0$ м, $m = 0{,}47$; $\varphi = 0{,}95$ (рис. 9-21).

Решение. 1) Находим критическую глубину в зависимости от H по формуле

$$h_к = \sqrt[3]{2m^2}H = \sqrt[3]{2 \cdot 0{,}47^2 \cdot 4} = 3{,}048 \text{ м}^*.$$

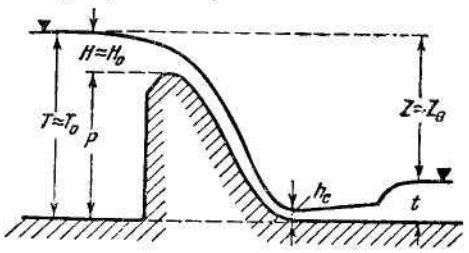


Рис 9-20.

* $h_к = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(m\sqrt{2g}H^{3/2})^2}{g}} = \sqrt[3]{2m^2}H$.

[1] Этот параграф написан по книге проф. А. А. Угинчуса «Гидравлика нижнего бьефа гидротехнических сооружений», М., 1938.

[2] В § 9-4, в целях краткости записей во всех формулах и на рисунках полный запас энергии, т. е. с учетом скоростного напора, а также напор на водосливе и перепад, соответственно равные $T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g}$; $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ и $z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}$, обозначены просто T, H и z без индекса 0. В тех случаях, когда необходимо уточнять отметки свободной поверхности воды, надо уменьшать указанные величины на $\frac{v_0^2}{2g}$.

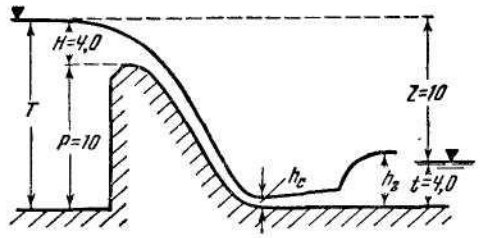


Рис. 9-21.

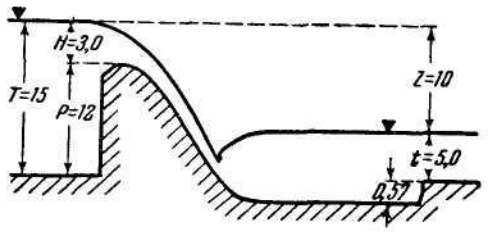


Рис. 9-22.

2) Перепад в данном случае равен:

$$z = H + p - t = 4 + 10 - 4 = 10 \text{ м},$$

а относительный перепад

$$\frac{z}{h_к} = \frac{10}{3{,}048} = 3{,}28.$$

При $\left(\frac{z}{h_к}\right) = 3{,}28$ и $\varphi = 0{,}95$ находим по графику Угинчуса (рис. 9-18) критическое значение относительного перепада

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к = 0{,}58.$$

3) Так как „относительный перепад" в данном случае равен

$$\left(\frac{z}{T}\right) = \frac{10}{14} = 0{,}714,$$

то

$$\left(\frac{z}{T}\right) > \left(\frac{z}{T}\right)_к \quad (0{,}714 > 0{,}58).$$

Следовательно, в данном случае возникает отогнанный прыжок.

б) Определение глубины водобойного колодца (рис. 9-22).

Пример. Определить глубину водобойного колодца без учета перепада на выходе при следующих данных: $p = 12{,}0$ м; $H = 3{,}0$ м; $t = 5{,}0$ м, $m = 0{,}47$; $\varphi = 0{,}95$, перепад

$$z = p + H - t = 12 + 3 - 5 = 10 \text{ м}.$$

Решение. 1) Находим критическую глубину

$$h_к = \sqrt[3]{2m^2H} = \sqrt[3]{2 \cdot 0{,}45^2 \cdot 3} = 2{,}22 \text{ м}.$$

2) Находим отношение

$$\frac{z}{h_к} = \frac{10}{2{,}22} = 4{,}51.$$

3) Относительный перепад в заданных условиях равен

$$\frac{z}{T} = \frac{10}{15} = 0{,}666.$$

4) По рис 9-18 при $\varphi = 0{,}95$ и $\frac{z}{h_к} = 4{,}51$ находим $\left(\frac{z}{T}\right)_к = 0{,}6$ < $\frac{z}{T} = 0{,}666$; следовательно, прыжок будет отогнан. Необходим водобойный колодец.

5) Глубину колодца найдем по формуле

$$d = \frac{z}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - T = \frac{10}{0{,}64} - 15 = 15{,}57 - 15 = 0{,}57 \text{ м},$$

что и указано на рис. 9-22.

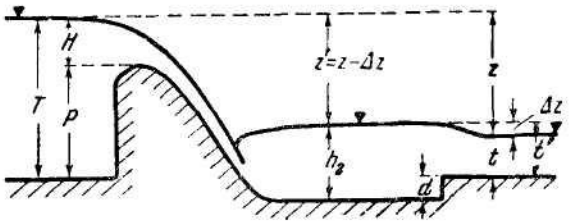


Рис. 9-23.

в) Определение глубины водобойного колодца с учетом перепада на выходе

При протекании через порог водобойного колодца (рис. 9-23) образуется перепад Δz (рис. 9-23), величину которого можно определить по формуле

$$\Delta z = \frac{h_к^3}{2t^2} - \frac{h_к^{3\,*}}{2h_2^2}. \qquad (9\text{-}37)$$

Глубина водобойного колодца при этом будет

$$d = h_2 - t - \Delta z, \qquad (9\text{-}38)$$

или

$$d = h_2 - t',$$

где

$$t' = t + \Delta z. \qquad (9\text{-}39)$$

Таким образом, величина перепада Δz как бы увеличивает глубину нижнего бьефа до $t' = t + \Delta t$.

Проф. А. А. Угинчусом построен график для определения высоты водобойного колодца и с учетом перепада (рис. 9-24). В этом случае расчет производится по формуле

$$d = \frac{z'}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - T, \qquad (9\text{-}40)$$

где z' по А. А. Угинчусу называется „исправленной" величиной и принимается равной $z' = z - \frac{h_к^3}{2t^2}$.

В остальном порядок расчета остается тем же.

Пример. Определить глубину водобойного колодца с учетом перепада на выходе из колодца при данных предыдущего примера.

Решение. 1) Вычисляем исправленную величину перепада:

$$z' = z - \frac{h_к^3}{2t^2} = 10 - \frac{2{,}22^3}{2 \cdot 5{,}0^2} = 10 - 0{,}22 = 9{,}78 \text{ м}.$$

2) Находим

$$\frac{z'}{h_к} = \frac{9{,}78}{2{,}22} \approx 4{,}4.$$

3) Для отношения $\frac{z'}{h_к} = 4{,}4$ и $\varphi = 0{,}95$ по рис. 9-24 находим отношение

$$\left(\frac{z}{T}\right)_к \approx 0{,}63.$$

---

* Здесь принято $\varphi = 1{,}0$.

Пояснение к формуле (9-37):

$$\Delta z = \frac{v^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} = \frac{q^2}{2gt^2} - \frac{q^2}{2gh_2^2} = \frac{h_к^3}{2t^2} - \frac{h_к^3}{2h_2^2}.$$

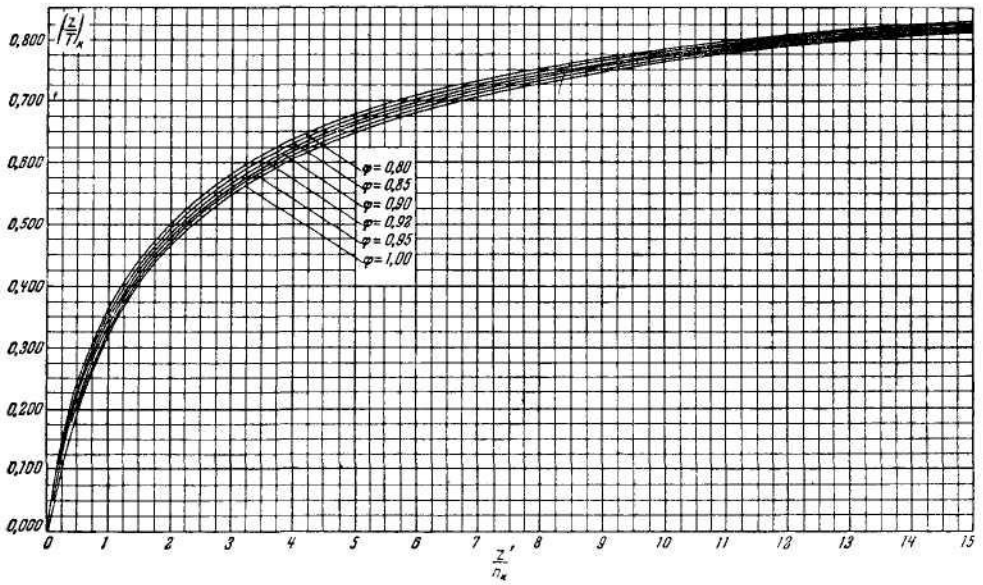


Рис. 9-24. График функции $\left(\frac{z}{T}\right)_к = f\left(\frac{z'}{h_к}\right)$ (по А. А. Угинчусу) для определения глубины водобойного колодца при протекании воды через выходную грань. Для величин отношений $\frac{z'}{h_к}$ от 0,00 до 15,00.

4) Тогда глубина водобойного колодца будет равна:

$$d = \frac{z'}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - T = \frac{9,78}{0,63} - 15 = 15,52 - 15 = 0,52 \text{ м}.$$

г) Определение высоты водобойной стенки

Для определения высоты водобойной стенки А. А. Угинчус предлагает следующую формулу:

$$c = E_2 - \frac{h_к}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} =$$

$$= \left(\frac{E_2}{h_к} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}\right) h_к, \qquad (9\text{-}41)$$

причем для функции $\frac{E_2^*}{h_к} = f\left(\frac{T}{h_к}\right)$ им построены графики (рис. 9-25).

Порядок вычислений следующий:

1) Определяем величину отношения $\frac{T}{h_к}$.

2) Затем по заданному коэффициенту скорости φ и отношению $\frac{T}{h_к}$ по рис. 9-25 находим отношение $\zeta = \frac{E_2}{h_к}$, а по нему и $E_2 = \zeta h_к$.

3) Вычисляем величину

$$\frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}},$$

где σ_n — коэффициент затопления;

m — коэффициент расхода водобойной стенки.

4) Находим высоту водобойной стенки по формуле

$$c = \left(\frac{E_2}{h_к} - \frac{1}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}}\right) h_к.$$

Если водобойная стенка работает как незатопленная, то коэффициент $\sigma_n = 1,0$ и расчет не вызывает затруднений.

Пример. Задано (рис. 9-26): $p = 10$ м; $H = 2,0$ м, $t = 2,2$ м; коэффициент расхода водослива $m = 0,45$, $\varphi = 0,95$ и коэффициент расхода водобойной стенки $m = 0,40$. Определить высоту водобойной стенки c.

Решение. 1) Определяем критическую глубину $h_к$ и отношение $\frac{T}{h_к}$:

$$h_к = \sqrt[3]{2m^2 H} = \sqrt[3]{2 \cdot 0,45^2 \cdot 2} = 1,48 \text{ м};$$

$$\frac{T}{h_к} = \frac{p + H}{h_к} = \frac{10 + 2}{1,48} = 8,1.$$

2) Затем по графику (рис. 9-25) при $\varphi = 0,95$ и $\frac{T}{h_к} = 8,1$ определяем отношение

$$\frac{E_2}{h_к} = f\left(\frac{T}{h_к}\right) = 2,69.$$

3) Высота водобойной стенки c будет равна ($\sigma_n = 1,0$):

$$c = \left(\frac{E_2}{h_к} - \frac{1}{\sqrt[3]{2m^2}}\right) h_к = \left(2,69 - \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 0,4^2}}\right) \times$$

$$\times 1,48 = 1,81 \text{ м}.$$

Если водобойная стенка затоплена, то надо знать коэффициент затопления σ_n.

---

* Здесь $E_2 = h_2 + \frac{h_к^3}{2h_2^2}$,

где h_2 — глубина в водобойном колодце по рис. 9-27.

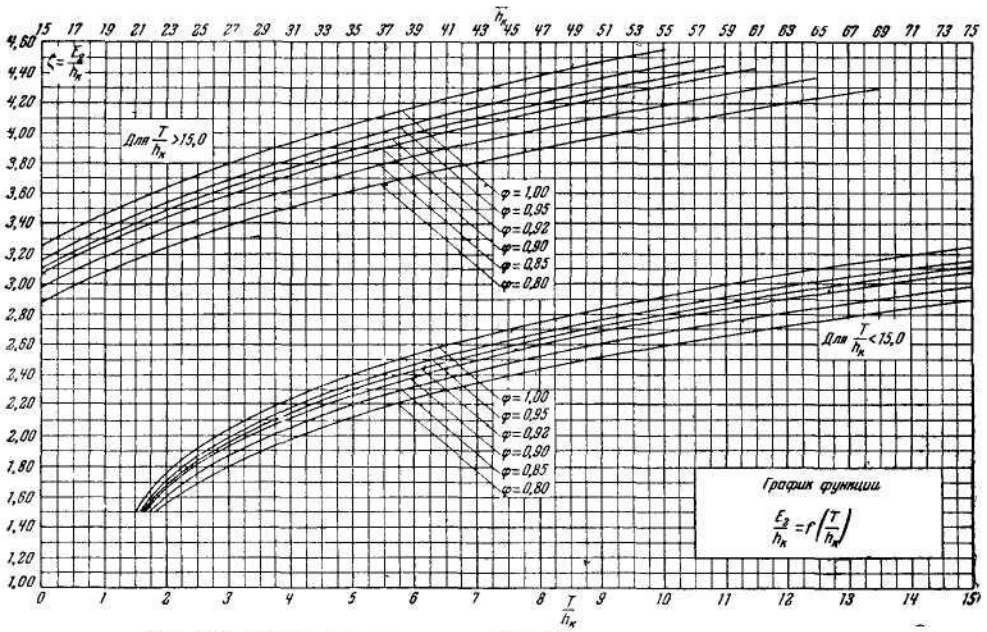


Рис. 9-25. График для расчета водобойной стенки (по А. А. Угинчусу).

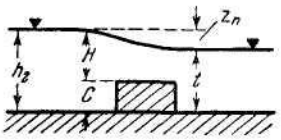


Рис. 9-27.

Так как σ_n — величина переменная и зависит от z_n и H (рис. 9-27), то задача решается подбором.

А А Угинчусом составлена кривая (рис. 9-28), при помощи которой можно определить σ_n без подбора.

Для определения σ_n предварительно вычисляем $z_n=h_2-t_2$ (рис. 9-27) и величину $\frac{z_n\sqrt[3]{2m^2}}{h_к}$, и тогда по графику рис. 9-28 находим значение коэффициента затопления σ_n.

Однако на этом расчет водобойной стенки не должен оканчиваться Необходимо выяснить условия сопряжения за водобойной стенкой и в случае образования за ней отогнанного прыжка предусмотреть в проекте вторую водобойную стенку или второй водобойный колодец.

д) Водобойные колодцы смешанного вида

Две расчетные схемы.

1. Задана глубина водобойного колодца d, необходимо определить высоту водобойной стенки.

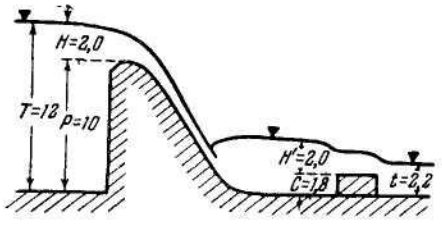


Рис 9-26.

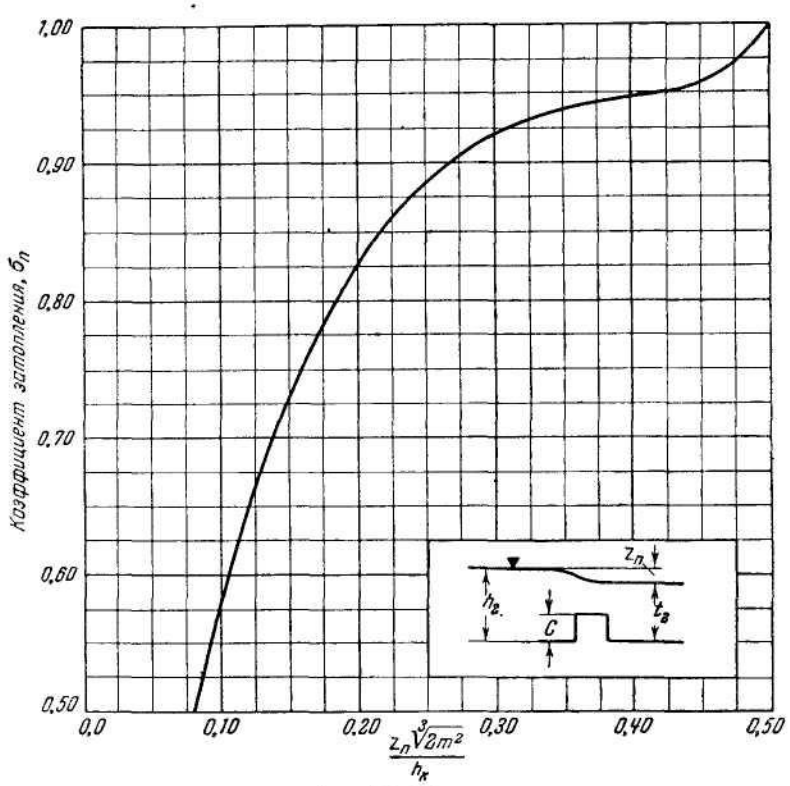


Рис. 9-28. График функции $\sigma_n=f\left(\frac{z_n\sqrt[3]{2m^2}}{h_к}\right)$ для расчета водобойной стены (по А. А. Угинчусу).

II. Задана высота водобойной стенки c и необходимо определить глубину водобойного колодца.

Пример. Первая схема. Определить высоту водобойной стенки (рис. 9-29).

Заданы: $H=8{,}0$ *м*, $t=3{,}0$ *м*; $h_к=2{,}03$ *м*; $\varphi=0{,}92$.

Глубина, сопряженная с глубиной в сжатом сечении $h_2=4{,}22$ *м*, $m=0{,}40$; глубина водобойного колодца $d=0{,}50$ *м*.

Решение. Так как высота водобойной стенки равна $c=h_2-d-H'$ (рис. 9-29), то все решение сводится к отысканию напора H на водобойной стенке.

Находим: 1) Полный напор относительно дна колодца

$$T = H + d = 8 + 0{,}5 = 8{,}5 \text{ м}.$$

2) Отношение

$$\frac{T}{h_к} = \frac{8{,}5}{2{,}03} = 4{,}29.$$

3) Затем по графику (рис. 9-25) при $\varphi = 0{,}92$ и $\frac{T}{h_к} = 4{,}29$ получим $\frac{E_2}{h_к} = 2{,}2$, и, следовательно, $E_2 = 2{,}2 \cdot 2{,}03 = 4{,}46$ *м*.

4) Затем определим σ_n — коэффициент затопления водобойной стенки.

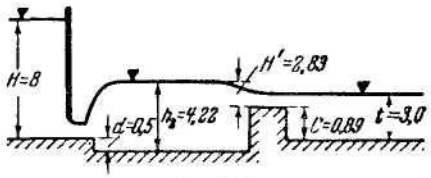


Рис. 9-29.

Сначала находим:

$$z_n = E_2 - t - d = 4{,}46 - 3 - 0{,}5 = 1{,}16 \text{ м}$$

и

$$\frac{z_n\sqrt[3]{2m^2}}{h_к} = \frac{1{,}16\sqrt[3]{2 \cdot 0{,}40^2}}{2{,}03} = 0{,}392,$$

тогда по графику (рис. 9-28) получим $\sigma_n = 0{,}95$.

5) Теперь можем определить геометрический напор под стенкой

$$H' = H'_0 - \frac{h_к^3}{2h_2^2} = \frac{h_к}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} - (E_2 - h_2) =$$

$$= \frac{2{,}03}{0{,}661} - (4{,}46 - 4{,}22) = 2{,}83 \text{ м}.$$

6) Итак, высота водобойной стенки должна быть

$$c = h_2 - d - H' = 4{,}22 - 0{,}5 - 2{,}83 = 0{,}89 \text{ м}.$$

Примечание. Следует проверить, не получится ли отогнанный прыжок за стенкой.

Пример. Вторая схема. Требуется определить глубину водобойного колодца (рис. 9-30).

Задано: $H = 8{,}0$ *м*; $t = 3{,}0$ *м*, $h_к = 2{,}03$ *м*; $\varphi = 0{,}92$; $m=0{,}40$; $c = 1{,}0$ *м*.

Решение. Задача решается методом последовательного *приближения. В первом приближении:*

1) Имея отношение

$$\frac{T}{h_к} = \frac{8}{2{,}03} = 3{,}935 \text{ и } \varphi = 0{,}92,$$

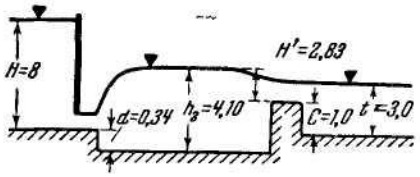


Рис. 9-30.

находим[1]:

$$\frac{E_2}{h_к} = 2{,}138; \quad E_2 = 2{,}03 \cdot 2{,}138 = 4{,}31 \text{ м}; \quad h_2 = 4{,}10 \text{ м}.$$

2) Определим коэффициент затопления водобойной стенки в первом приближении.

Имеем:

$$h_n = 3 - 1 = 2 \text{ м};$$

$$\frac{h_n}{H} = \frac{h_n}{E_2 - c} = \frac{2}{4{,}34 - 1{,}0} = 0{,}60$$

и соответственно

$$\sigma_n = 0{,}95.$$

3) Геометрический напор на водобойной стенке

$$H' = H_0 - (E_2 - h_2) = \frac{h_к}{\sqrt[3]{2\sigma_n^2 m^2}} - (E_2 - h_2) =$$

$$= \frac{2{,}03}{\sqrt[3]{2 \cdot 0{,}95^2 \cdot 0{,}40^2}} - (4{,}34 - 4{,}10) = 2{,}83 \text{ м}.$$

4) Глубина колодца в первом приближении будет найдена так:

$$z = H - (c + H') = 8 - (1 + 2{,}83) = 4{,}17 \text{ м};$$

$$\frac{z}{h_к} = \frac{4{,}17}{2{,}03} = 2{,}055; \quad \left(\frac{z}{T}\right)_к = 0{,}55,$$

и тогда

$$d = \frac{z}{\left(\frac{z}{T}\right)_к} - T = \frac{4{,}17}{0{,}55} - 8 = 0{,}34 \text{ м}.$$

Переходим к определению глубины колодца во втором приближении. Принимая $d = 0{,}34$ *м*, находим более точно полный напор:

$$T = H + d = 8{,}0 + 0{,}34 = 8{,}34 \text{ м}$$

и повторяем расчет уже при $T = 8{,}34$ *м* и т. д.

2. МЕТОД доц. Л. С. БАШКИРОВОЙ (1952 г)[2]

Способ расчета водобойных колодцев и водобойных стенок, предложенный Л. С. Башкировой, отличается от способа А. А. Угинчуса тем, что расчетные элементы потока (T_0, h_c и т. д.) отнесены к удельному расходу q, а не к $h_к$, как то принято А. А. Угинчусом.

Практическое применение способа Л. С. Башкировой указано на примерах.

1. Определение глубины в сжатом сечении h_c (рис. 9-30а).

Для определения h_c сперва вычисляем отношение $\frac{q^{2/3}}{T_0}$ (T_0 и q считаются заданными), а затем, пользуясь

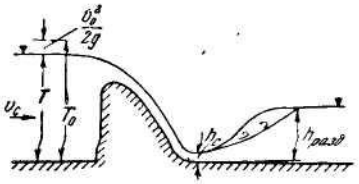


Рис. 9-30а.

---

[1] Значение $\frac{E_2}{h_к}$ находим по рис. 9-25, а h_2 — решая $E_2 = h_2 + \frac{h_к^3}{2h_2^2}$ (А. А. Угинчус составил таблицы, которые мы не приводим).

[2] Л. С. Башкирова, Гидравлический расчет нижнего бьефа гидротехнических сооружений, Госэнергоиздат, 1952.

Таблица 9-3а

Таблица для гидравлического расчета нижнего бьефа сооружений в русле прямоугольного сечения

$\frac{q^{2/3}}{h_{разд}}$	$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{h_{разд}}{q^{2/3}}$	η	$\varphi=0{,}80$			$\varphi=0{,}85$			$\varphi=0{,}90$			$\varphi=0{,}95$			$\varphi=1{,}00$		
				$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_0$	$\frac{z'}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_0$	$\frac{z'}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_0$	$\frac{z'}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_0$	$\frac{z'}{q^{2/3}}$	$\frac{q^{2/3}}{T_0}$	$\left(\frac{z_0}{T_0}\right)_0$	$\frac{z'}{q^{2/3}}$
0,500	0,051	2,000	2,013	0,032	0,936	29,237	0,037	0,926	25,014	0,041	0,918	22,377	0,046	0,908	19,726	0,051	0,898	17,594
0,520	0,055	1,923	1,937	0,037	0,929	25,090	0,042	0,919	21,873	0,047	0,910	19,340	0,053	0,898	16,931	0,058	0,888	15,304
0,540	0,059	1,852	1,867	0,042	0,922	21,943	0,048	0,911	18,966	0,054	0,901	16,652	0,060	0,889	14,800	0,066	0,876	13,285
0,560	0,063	1,786	1,802	0,048	0,914	19,031	0,055	0,902	16,386	0,061	0,891	14,591	0,068	0,879	12,904	0,075	0,866	11,531
0,580	0,067	1,724	1,741	0,055	0,906	16,447	0,062	0,893	14,388	0,069	0,881	12,752	0,077	0,867	11,246	0,085	0,853	10,024
0,600	0,071	1,667	1,685	0,062	1,897	14,444	0,070	0,883	12,601	0,078	0,870	11,136	0,087	0,855	9,809	0,096	0,840	8,732
0,620	0,075	1,613	1,632	0,070	0,887	12,654	0,079	0,872	11,026	0,089	0,857	9,604	0,099	0,841	8,469	0,109	0,824	7,542
0,640	0,079	1,563	1,584	0,079	0,877	11,074	0,089	0,861	9,652	0,100	0,844	8,416	0,111	0,827	7,425	0,123	0,808	6,546
0,660	0,084	1,515	1,538	0,088	0,867	9,826	0,099	0,849	8,563	0,111	0,831	7,471	0,124	0,812	6,527	0,137	0,792	5,761
0,680	0,089	1,471	1,495	0,098	0,856	8,709	0,111	0,837	7,514	0,124	0,818	6,570	0,138	0,797	5,751	0,153	0,775	5,041
0,700	0,094	1,429	1,454	1,109	0,844	7,720	0,123	0,824	6,676	0,138	0,803	5,792	0,153	0,781	5,082	0,170	0,757	4,428
0,710	0,096	1,408	1,434	0,115	0,838	7,262	0,129	0,818	6,318	0,145	0,796	5,463	0,161	0,773	4,777	0,178	0,749	4,184
0,720	0,099	1,389	1,415	0,121	0,832	6,850	0,136	0,811	5,938	0,152	0,789	5,164	0,169	0,765	4,502	0,187	0,740	3,933
0,730	0,101	1,370	1,397	0,127	0,826	6,477	0,143	0,804	5,596	0,160	0,781	4,853	0,178	0,756	4,221	0,197	0,730	3,679
0,740	0,104	1,351	1,379	0,133	0,820	6,140	0,150	0,797	5,288	0,168	0,773	4,573	0,187	0,747	3,969	0,207	0,720	3,452
0,750	0,106	1,333	1,362	0,139	0,814	5,832	0,157	0,791	5,007	0,176	0,766	4,320	0,196	0,739	3,740	0,217	0,710	3,246
0,760	0,109	1,316	1,345	0,146	1,808	5,504	0,164	0,784	4,753	0,184	0,758	4,090	0,205	0,730	3,533	0,227	0,701	3,060
0,770	0,111	1,299	1,329	0,153	0,802	5,207	0,172	0,777	4,485	0,193	0,750	3,852	0,214	0,722	3,344	0,237	0,692	2,890
0,780	0,114	1,282	1,313	0,160	0,795	4,937	0,180	0,769	4,243	0,202	0,741	3,637	0,224	0,713	3,151	0,247	0,683	2,736
0,790	0,116	1,266	1,298	0,167	0,789	4,690	0,188	0,762	4,021	0,211	0,733	3,441	0,234	0,704	2,976	0,257	0,674	2,593
0,800	0,119	1,250	1,283	0,174	0,783	4,464	0,196	0,755	3,819	0,220	0,725	3,262	0,244	0,695	2,815	0,269	0,664	2,434
0,810	0,122	1,235	1,268	0,181	0,777	4,257	0,204	0,748	3,634	0,229	0,717	3,099	0,254	0,687	2,669	0,281	0,653	2,291
0,820	0,124	1,220	1,254	0,189	0,770	4,037	0,213	0,740	3,441	0,238	0,709	2,948	0,264	0,678	2,534	0,293	0,643	2,159
0,830	0,127	1,205	1,240	0,197	0,763	3,836	0,222	0,733	3,265	0,248	0,701	2,792	0,275	0,669	2,396	0,305	0,633	2,039
0,840	0,130	1,190	1,226	0,205	0,756	3,652	0,231	0,725	3,103	0,258	0,693	2,650	0,286	0,660	2,271	0,317	0,623	1,929
0,850	0,132	1,176	1,213	0,213	0,750	3,482	0,240	0,718	2,954	0,268	0,685	2,518	0,297	0,651	2,154	0,329	0,613	1,827
0,860	0,135	1,163	1,201	0,221	0,743	3,324	0,249	0,710	2,815	0,278	0,677	2,396	0,309	0,641	2,035	0,341	0,603	1,731
0,870	0,138	1,149	1,188	0,230	0,736	3,160	0,259	0,702	5,673	0,289	0,668	2,272	0,321	0,632	1,927	0,354	0,593	1,637
0,880	0,141	1,136	1,176	0,239	0,729	3,008	0,269	0,694	2,541	0,300	0,659	2,157	0,333	0,622	1,827	0,367	0,583	1,549
0,890	0,143	1,124	1,164	0,248	0,722	2,868	0,279	0,687	2,420	0,311	0,651	2,051	0,345	0,613	1,735	0,380	0,573	1,468
0,900	0,146	1,111	1,152	0,257	0,715	2,739	0,289	0,679	2,308	0,322	0,643	1,954	0,357	0,604	1,649	0,393	0,564	1,392
0,910	0,149	1,099	1,141	0,266	0,708	2,618	0,299	0,672	2,203	0,333	0,635	1,862	0,369	0,595	1,569	0,406	0,554	1,322
0,920	0,151	1,087	1,130	0,275	0,701	2,506	0,309	0,664	2,106	0,344	0,626	1,777	0,381	0,586	1,495	0,419	0,545	1,257
0,930	0,154	1,075	1,119	0,284	0,694	2,402	0,319	0,657	2,016	0,356	0,617	1,690	0,394	0,576	1,419	0,434	0,534	1,185
0,940	0,157	1,064	1,109	0,294	0,687	2,292	0,330	0,649	1,921	0,368	0,608	1,608	0,408	0,566	1,342	0,449	0,522	1,118
0,950	0,160	1,053	1,099	0,305	0,680	2,180	0,341	0,641	1,834	0,381	0,599	1,526	0,422	0,556	1,271	0,464	0,511	1,056
0,960	0,163	1,042	1,089	0,315	0,672	2,086	0,353	0,633	1,744	0,394	0,590	1,449	0,436	0,546	1,205	0,479	0,501	0,999
0,970	0,165	1,031	1,079	0,325	0,665	1,998	0,364	0,626	1,668	0,406	0,582	1,384	0,449	0,537	1,148	0,493	0,492	0,949
0,980	0,168	1,020	1,069	0,335	0,658	1,916	0,375	0,618	1,598	0,418	0,574	1,323	0,462	0,529	1,096	0,507	0,483	0,903
0,990	0,171	1,010	1,060	0,345	0,651	1,838	0,386	0,610	1,531	0,430	0,566	1,266	0,475	0,520	1,045	0,522	0,473	0,856
1,000	0,174	1,000	1,051	0,356	0,644	1,758	0,398	0,602	1,462	0,443	0,557	1,206	0,489	0,511	0,994	0,537	0,463	0,811
1,050	0,188	0,952	1,008	0,409	0,611	1,437	0,458	0,564	1,175	0,508	0,516	0,961	0,560	0,467	0,778	0,613	0,416	0,623

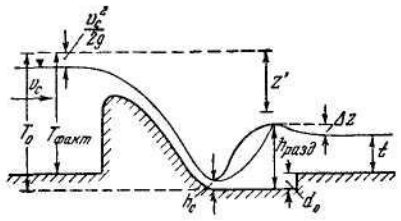


Рис. 9-30б.

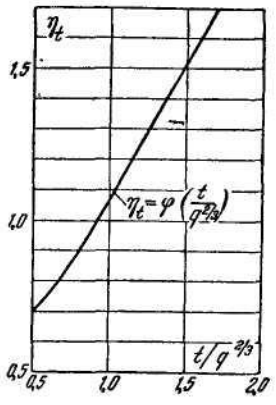


Рис. 9-30в.

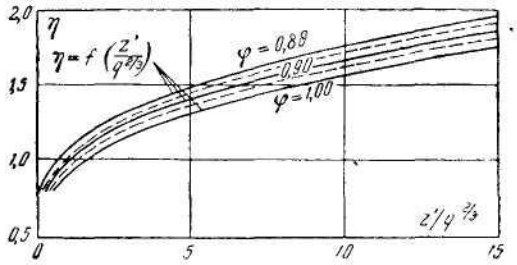


Рис. 9-30г.

табл. 9-3а, определяем для найденного $\frac{q^{2/3}}{T_0}$ и заданного коэффициента скорости φ соответствующее значение $\left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right)_{табл}$. Тогда искомая глубина сжатого сечения будет равна:

$$h_c = \left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right)_{табл} q^{2/3}.$$

Пример 1. Дано: $T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g} = 25$ *м*; коэффициент скорости $\varphi = 0{,}95$ и удельный расход $q = 5$ *м²/сек*. Найти h_c.

Решение. Вычисляем $q^{2/3} = \sqrt[3]{5^2} = 2{,}93$ и $\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{2{,}93}{25} = 0{,}117$.

По табл. 9-3а находим для $\varphi = 0{,}95$ и для $\frac{q^{2/3}}{T_0} = 0{,}117$ соответствующее значение $\frac{h_c}{q^{2/3}} = 0{,}0815$.

Тогда

$$h_c = 0{,}0815 \cdot 2{,}93 \approx 0{,}24 \text{ м}.$$

2. Определение раздельной глубины, т. е. глубины, сопряженной с глубиной в сжатом сечении (рис. 9-30,*б*).

$$h_{разд} = h_c'' = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_к}{h_c}\right)^3} - 1\right].$$

Раздельную глубину $h_{разд}$ находим, пользуясь табл. 9-3а.

Сперва определяем отношение $\frac{q^{2/3}}{T_0}$, затем по табл. 9-3а находим для заданного коэффициента скорости φ и полученного отношения $\frac{q^{2/3}}{T_0}$ значение отношения $\left(\frac{h_{разд}}{q^{2/3}}\right)_{табл}$, после чего найдем

$$h_{разд} = q^{2/3}\left(\frac{h_{разд}}{T_0}\right)_{табл}.$$

Пример 2. В условиях примера 1 определить $h_{разд}$.

Решение. По табл. 9-3а для $\varphi = 0{,}95$ *м* и ранее известному отношению $\frac{q^{2/3}}{T_0} = 0{,}117$ находим $\left(\frac{h_{разд}}{q^{2/3}}\right)_{табл} = 1{,}54$.

Тогда

$$h_{разд} = q^{2/3}\left(\frac{h_{разд}}{q^{2/3}}\right)_{табл} = \sqrt[3]{5^2} \cdot 1{,}54 \approx 4{,}5 \text{ м}.$$

3. Определение глубины водобойного колодца (рис. 9-30б).

Глубина водобойного колодца определяется по формуле

$$d_0 = q^{2/3}(\eta - \eta_t),$$

где η и η_t являются функциями относительного перепада и относительной глубины нижнего бьефа, а именно:

$$\eta = f\left(\frac{z'}{q^{2/3}}\right) \text{ и } \eta_t = f_1\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right).$$

Значение этих функций приведено здесь в форме графиков рис. 9-30в и 9-30г.

Пример 3. Определить глубину водобойного колодца d_0. Дано: $T_0 = 15$ *м*; удельный расход $q = 4$ *м²/сек*; $t = 2$ *м*; коэффициент скорости $\varphi = 0{,}90$.

Решение. Вычисляем

$$q^{2/3} = \sqrt[3]{4^2} = 2{,}52.$$

Определяем отношение (относительную глубину)

$$\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right) = \frac{2}{\sqrt[3]{4^2}} = \frac{2}{2{,}52} = 0{,}795.$$

Находим по графику $\eta_t = f_1\left(\frac{t}{q^{2/3}}\right)$ (рис. 9-30в) значение функций $\eta_t = 0{,}88$.

Затем вычисляем величину $\frac{z'}{q^{2/3}}$ по следующей формуле:

$$\frac{z'}{q^{2/3}} = \frac{T_{факт}}{q^{2/3}} - \eta_t = \frac{15}{2{,}52} - 0{,}88 = 5{,}08.$$

Далее, зная величину $\frac{z'}{q^{2/3}}$, находим значение величины η, пользуясь графиком,

$$\eta = f\left(\frac{z'}{q^{2/3}}\right) \text{ (рис. 9-30г)}.$$

Для $\frac{z'}{q^{2/3}} = 5{,}08$ по указанному графику находим:

$$\eta = 1{,}4,$$

после чего находим искомую глубину водобойного колодца (без запаса в величине раздельной глубины):

$$d_0' = q^{2/3}(\eta - \eta_t) = 2{,}52\,(1{,}4 - 0{,}88) = 1{,}31 \text{ м}.$$

Примечание. Полученное значение водобойного колодца отвечает критическому состоянию прыжка.

Для внесения запаса (по обычной рекомендации в размере (5—10%) для глубины воды в колодце (равной раздельной глу-

бине), определяем сперва $h_{разд}$ для начального запаса энергии (рис. 9-30б)

$$T_0 = T_{факт} + d_0' = 15 + 1{,}31 = 16{,}31 \text{ м}.$$

Затем, как указано в примере 2, вычисляем отношение

$$\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{2{,}52}{16{,}31} = 0{,}154.$$

Далее по табл. 9-3а находим (для $\varphi = 0{,}9$) величину отношения $\frac{h_{разд}}{q^{2/3}} = 1{,}384$.

Тогда получим $h_{разд} = q^{2/3} \cdot 1{,}384 = 2{,}52 \cdot 1{,}384 = 3{,}49$ м.

Следовательно, дополнительный запас в глубине колодца должен быть $\Delta d_0' = 1{,}05 h_{разд} - h_{разд} = 0{,}05 h_{разд} = 0{,}05 \cdot 3{,}49 = 0{,}175$ м.

Итак, окончательно глубина водобойного колодца принимается равной

$$d_0 = d_0' + \Delta d_0' = 1{,}31 + 0{,}175 \approx 1{,}49 \approx 1{,}5 \text{ м}.$$

4. Определение высоты водобойной стенки.

Высота водобойной стенки c определяется по формуле

$$c = q^{2/3}(\eta - \beta),$$

где

$$\eta = f\left(\frac{q^{2/3}}{T_0}\right) \text{ (табл. 9-3а)};$$

$$\beta = f_1(\eta') \text{ (рис. 9-30е)}.$$

Пример 4*. Дано $T_0 = 11{,}5$ м; $q = 4$ м²/сек, $\varphi = 0{,}95$; коэффициенты расхода и скорости водобойной стенки соответственно $m = 0{,}40$ и $\varphi = 0{,}85$; глубина в нижнем бьефе $t = 1{,}5$ м (рис. 9-30б).

Решение. Вычисляем последовательно

$$q^{2/3} = \sqrt[3]{4^2} = 2{,}52;$$

$$\frac{q^{2/3}}{T_0} = \frac{2{,}52}{11{,}5} = 0{,}219;$$

$$\frac{t}{q^{2/3}} = \frac{1{,}5}{2{,}52} = 0{,}595.$$

Определяем высоту водобойной стенки. Сперва по табл. 9-3а для $\varphi = 0{,}95$ при $\frac{q^{2/3}}{T_0} = 0{,}219$ находим $\eta = 1{,}321$.

Соответственно глубина в водобойном колодце получится равной $h = \eta q^{2/3} = 1{,}321 \cdot 2{,}52 = 3{,}33$ м.

Находим далее величину β (по графику рис 9-30е) в зависимости от величины $\eta' = \eta - \frac{t}{q^{2/3}} = 1{,}321 - 0{,}595 = 0{,}726$. По указанному графику при $\eta' = 0{,}726$ и при коэффициенте расхода водобойной стенки $m = 0{,}40$ величина $\beta = 0{,}683$, и водобойная стенка работает как незатопленный водослив (так как точка с координатами $\eta' = 0{,}726$ и $\beta = 0{,}683$ на графике лежит с левой стороны от пунктирной линии).

Теперь можно определить высоту водобойной стенки по формуле

$$c = q^{2/3}(\eta - \beta) = \sqrt[3]{4^2}(1{,}321 - 0{,}683) = 1{,}60 \text{ м}.$$

Примечание. Рассчитав высоту первой водобойной стенки, следует проверить условия сопряжения в нижнем бьефе за водобойной стенкой и в случае возникновения отгона прыжка назначить вторую водобойную стенку. Расчет второй водобойной стенки производится аналогично предыдущему.

5. Комбинированный водобойный колодец (рис. 9-30ж).

При устройстве комбинированного водобойного колодца обычно стремятся придать водобойной стенке такую высоту c и водобойному колодцу такую глубину d, чтобы как за водобойной стенкой в нижнем бьефе, так и непосредственно за плотиной в водобойном колодце прыжок был в критическом состоянии или затоплен.

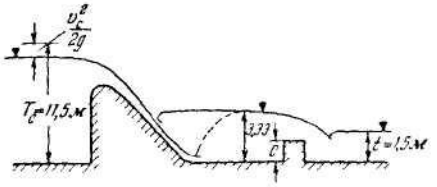


Рис. 9-30д.

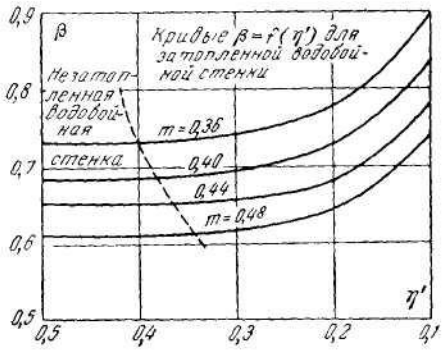


Рис. 9-30е.

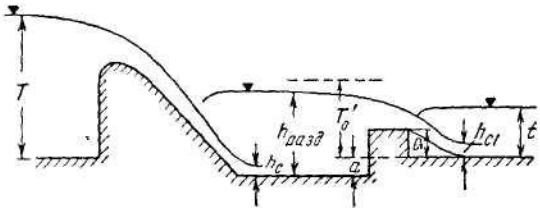


Рис 9-30ж.

При расчете такого колодца заданными являются расход, отметки верхнего и нижнего бьефов, а также глубины T и t (рис. 9-30ж).

Расчет начинают с определения необходимой отметки свободной поверхности в водобойном колодце, такой отметки, при которой в условиях глубины t в нижнем бьефе не происходит отгона прыжка.

С этой целью определяем глубину в сжатом сечении за водобойной стенкой h_{c1} как сопряженную с глубиной t:

$$h_{c1} = \frac{t}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_к}{t}\right)^3} - 1\right].$$

Затем из формулы

$$q = \varphi h_{c1}\sqrt{2g(T_0' - h_{c1})}$$

находим T_0' (рис. 9-30ж), а именно:

$$T_0' = \frac{q^2}{\varphi^2 h_{c1}^2 2g} + h_{c1}.$$

Это и определяет в первом приближении искомую отметку горизонта воды в колодце.

* Численные значения данного примера взяты из примера 4 книги Башкировой

Далее находим напор H_0 как напор для водобойной стенки, рассматривая ее как водослив,

$$H_0' = \sqrt[3]{\frac{q^2}{m^2 2g}}$$

После этого найдем высоту водобойной стенки (рис 9-30ж)

$$c = T_0' - H_0'.$$

Определение глубины водобойного колодца d находим обычным путем (см выше) имея для этого определения известными расход q глубину перед плотиной T и глубину в нижнем бьефе, как бы бытовую глубину равную T'_0

9-5 БЫСТРОТОКИ

а) Быстротоки постоянной ширины

Если по условиям проектирования уклон не задан то его выбирают по максимально допустимой скорости При этом определение уклона быстротоков большой длины производится по формуле равномерного движения Для коротких быстротоков используется уравнение неравномерного движения

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - J)[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \qquad (9\,42)$$

и уклон придается такой при котором максимально допустимая скорость достигается в конце быстротока Задача решается методом последозательного приближения

Головная часть быстротока представляет собой короткий лоток переменного сечения сопрягающий верхний бьеф (чаще всего канал) с самим быстротоком

В тех случаях когда в канале выше быстротока необходимо поддерживать равномерное движение при различных расходах головную часть быстротока снабжают регулирующим приспособлением Лучшим средством является устройство щелевого водослива который в достаточно широком для практики диапазоне глубин автоматически удерживает их близкими к нормальной h_0

Расчет головной части лотка переменного сечения производится как для непризматического русла, при этом гидравлические сопротивления можно оценивать в размере 5—10% от разности скоростных напоров в концевых сечениях расчетного участка Сужение лотка можно осуществлять весьма интенсивно

Во многих случаях практики форму и размеры входного лотка назначают по конструктивным соображениям рассматривая эту часть быстротока как водослив, т е рассчитывая по формуле

$$Q = m(b - 0{,}1n\xi H_0) H_0 \sqrt{2gH_0} \qquad (9\text{-}43)$$

где ξ — коэффициент равный по проф Е А Замарину при раскрылках по типу обратных стенок $\xi = 1{,}0$ при сходящемся лотке с вертикальными боковыми стенками $\xi = 0{,}7$ при сопряжении при помощи косых поверхностей $\xi = 0{,}4$ $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ — напор на водосливе

n — число сжатий

В случае отсутствия порога напор H можно считать равным глубине равномерного течения в канале

Выходная часть не считая водобойного колодца представляет собой так же как и входная лоток переменного сечения (в данном случае расширяющийся) Угол расходимости при малых скоростях течения принимают на практике до $\varphi = 25°$ (для выходных раскрылков) Во избежание отрыва струи от стенок угол φ следует назначать примерно не более 15° Во всех ответственных случаях надо рекомендовать прибегать к специальным лабораторным исследованиям выходной части быстротока

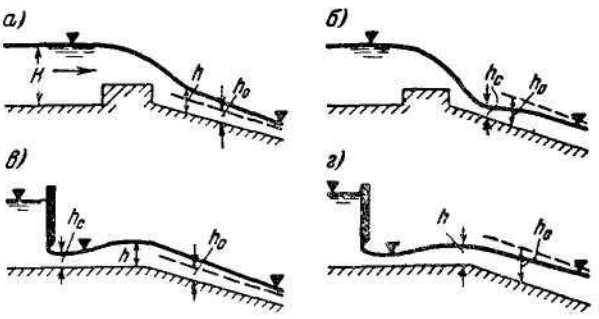


Рис 9 31

Быстроток В тех случаях когда построение линии свободной поверхности представляет технический интерес (например в целях назначения высоты боковых стенок) это построение производится по уравнению неравномерного движения причем для достаточно широких и неглубоких лотков гидравлическим показатель русла можно считать равным $x = 3{,}0$ Форма свободной поверхности зависит от глубины в начальном сечении В обычных условиях это будет критическая глубина и в этом случае на быстротоке устанавливается кривая спада

Если при входе устраивается порог то в зависимости от его высоты и величины уклона быстротока глубина за порогом как глубина h_c сжатого сечения, может быть либо больше либо меньше глубины h_0 равномерного течения и на быстротоке будет либо кривая спада (рис 9 31 *а*) либо кривая подпора (рис 9 31 б) То же может иметь место и при установке щитовых заграждений (рис 9 31,*в* и *г*)

При назначении высоты боковых стенок следует предусматривать аэрацию струи, что увеличивает глубину потока

Вопрос об аэрации не имеет достаточного разрешения и на практике пользуются относительно грубыми рекомендациями Например при скоростях до $v = 20$ *м/сек* можно принимать глубину аэрированного потока $h_{аэр}$ равной

$$h_{аэр} \approx h\left(1 + \frac{v}{100}\right), \qquad (9\,44)$$

где h — расчетная глубина неаэрированного потока

v — средняя скорость течения *м/сек*

По А А Ничипоровичу для определения глубины аэрированного потока следует вести гидравлический расчет обычными способами но при повышенном против нормы коэффициенте шероховатости n, равном

$$n' = bn \qquad (9\,45)$$

где n — действительный коэффициент шероховатости (см гл 3 и 4)

b — коэффициент зависящий от уклона канала и гидравлического радиуса

Для коэффициента b можно принять значения указанные в табл 9 4

Таблица 9-4

Гидравлический радиус, м \ Уклон быстротока	1,1—0,2	0,2—0,4	0,4
	Значения b		
$R = 0,1 - 0,3$	1,33	1,33	2,0
$R < 0,1$	1,33	2,0	3,30

По П. А. Воиновичу и А. И. Шварцу (1946 г.) глубина аэрированного потока для канала с прямоугольным сечением находится по формуле

$$h_{аэр} = h(1 + k), \tag{9-46}$$

где h — глубина в отсутствие аэрации, а

$$k = 770\left[\sqrt{1 + \frac{b}{\chi}\left(\frac{C}{C_a}\right)^2} - 1\right];$$

здесь b и χ — ширина канала и смоченный периметр;
C — коэффициент по Н. Н. Павловскому, равный

$$\frac{1}{n} R^y, \text{ а } C_a \approx 1\,942\ м^{1/2} \cdot сек.$$

Примечание. Величина $\sqrt{1 + \frac{b}{\chi}\left(\frac{C}{C_a}\right)^2}$ очень близка к единице и поэтому должна вычисляться с большой степенью точности. Например, при $\frac{b}{\chi} \sim 0,97$ и $C = 49,1$ получим:

$$\sqrt{1 + \frac{b}{\chi}\left(\frac{C}{C_a}\right)^2} = \sqrt{1 + 0,97 \cdot 0,025^2} = \sqrt{1,00062} = 1,00031*$$

В этом случае получим:

$$k = 770 \cdot 0,00031 = 0,24 \text{ и } h_{аэр} = 1,24h$$

б) Водобойный колодец на быстротоке

Быстроток на выходной части может быть устроен по двум основным схемам: 1) без стенки падения (рис 9-32,*а*) и 2) со стенкой падения (рис 9-32,*б*).

Глубина колодца в обоих случаях определяется по формуле

$$d = h_2 - t - z \tag{9-47}$$

или, пренебрегая перепадом z, по формуле

$$d = h_2 - t. \tag{9-47а}$$

Для предварительных расчетов глубина в сжатом сечении может приниматься равной глубине h_0 на быстротоке, что ведет к некоторому запасу, так как глубина в конце быстротока в условиях кривой спада всегда больше h_0. Глубина воды в колодце h_2, как и в других случаях устройства водобойных колодцев, принимается равной или немного большей раздельной глубины, т. е равной

$$h_2 = (1,05 \div 1,10)\frac{h_0}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_к}{h_0}\right)^3} - 1\right].$$

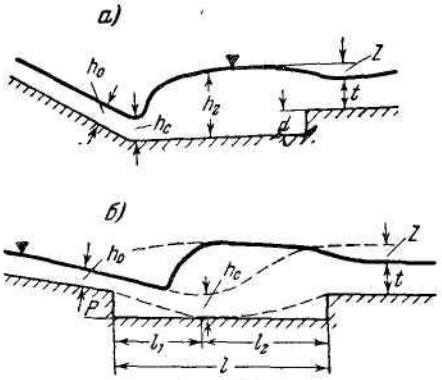


Рис. 9-32

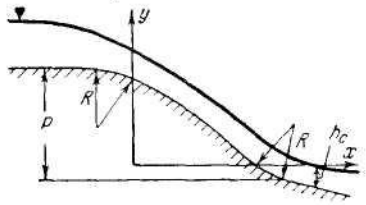


Рис. 9-33.

Длина колодца определяется обычным способом. При этом для схемы по рис. 9-32,*б* при определении дальности полета струи скорость в плоскости стенки падения v при уклонах $i < \frac{1}{10}$ считается направленной по горизонтали.

Примечание. Введение указанных запасов и тем самым назначение несколько преувеличенной глубины колодца может вызвать смещение прыжка на быстроток в направлении против течения, что должно учитываться при назначении высоты боковых стенок колодца и быстротока.

В целях увеличения эффекта гашения энергии на дне колодца иногда назначаются донные сопротивления или придают колодцу различные специальные формы. Во всех этих случаях, а равным образом при проектировании больших и ответственных сооружений работа проектируемого водобойного колодца должна быть проверена лабораторными опытами.

Замечание к проектированию продольного профиля

Если местность имеет сосредоточенное падение в начале склона, то первая часть быстротока может быть выполнена и с криволинейным продольным профилем (рис. 9-33).

Линию дна можно в этом случае очерчивать по параболе

$$x = 0,45v\sqrt{y}, \tag{9-48}$$

где v — средняя скорость в сечении перед изгибом профиля, *м/сек*;
y — в метрах.

в) Быстротоки криволинейные в плане

Все формулы и условия расчета для прямолинейных быстротоков применяют и к криволинейным, но дополнительно учитывают влияние кривизны лотка.

Для быстротоков с шириной до 3,0 *м* (рис. 9-34) поперечный уклон свободной поверхности приближенно можно считать равным

---

* В таком случае вычислять можно по приближенной формуле

$$\sqrt{a^2 + b} \cong a + \frac{b}{2a}.$$

Например

$$\sqrt{1,00062} = \sqrt{1^2 + 0,00062} = 1 + \frac{0,00062}{2 \cdot 1} = 1,00031.$$

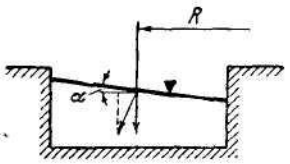


Рис. 9-34.

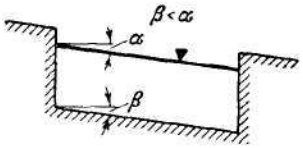


Рис. 9-35.

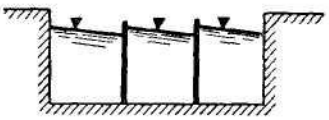


Рис. 9-36.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{v^2}{Rg}, \qquad (9\text{-}49)$$

где v — средняя скорость воды на повороте;

R — радиус закругления.

Для широких быстротоков, особенно при больших скоростях воды, дно делают наклонным (рис. 9-35) в поперечном направлении или делят быстроток продольными ребрами на несколько струй, как показано на рис. 9-36.

На повороте лотка возникает дополнительное сопротивление, которое оценивают, как указано в гл. 3, например, по формуле проф. А. Я. Миловича.

г) Быстротоки переменной ширины

В зависимости от постановки задачи расчет может быть направлен: а) к определению расстояния l между двумя сечениями, размеры которых известны, или б) к определению размеров одного из сечений по заданным размерам другого сечения и расстоянию между ними.

В обоих случаях основным уравнением будет:

$$\Delta H = \frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) + \frac{Q^2 \Delta l}{K_c^2} \qquad (9\text{-}50)$$

и расчет ведется по участкам. Так как изменение поперечного сечения происходит более интенсивно в начальной части быстротока, то расчетные длины участков Δl должны быть здесь небольшими и могут увеличиваться для лежащих ниже участков.

Решение задачи в ее второй постановке, как связанное с методом подбора, оказывается весьма трудоемким, поэтому рекомендуется всякий раз, если возможно по проектным условиям, сводить расчет к первой задаче.

Для быстротоков с постоянной глубиной $h = \text{const}$ наиболее удобны для расчета формулы проф. В. Д. Журина (см. г. 8), по которым расчет производится без подбора.

Пример. Построить план быстротока трапецеидального сечения с постоянной глубиной при следующих условиях: расход $Q = 5{,}6$ *м³/сек*; глубина $h = 0{,}8$ *м*; уклон $i = 0{,}143$; коэффициент откоса $m = 1{,}0$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}017$ и ширина по дну в начальном сечении $b_1 = 1{,}6$ *м*.

Расчет производим по формуле В. Д. Журина

$$s_2 - s_1 = \left(\frac{\alpha C^2}{g\chi}\right)_{\text{ср}} \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2}\left[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)\right],$$

где $\eta = \frac{K}{K_0}$ — отношение расходной характеристики данного сечения к таковой, отвечающей равномерному движению, $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$;

$\varphi(\eta)$ — функция, определяемая по таблицам для построения кривых подпора и спада при $i > 0$ и гидравлическом показателе русла $x = 2{,}0$ (табл. 8-3).

Находим $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5{,}6}{0{,}143} = 14{,}8$ *м³/сек*. Далее для построения быстротока в плане назначаются значения его ширины по дну для ряда сечений и вычисляются по указанной формуле В. Д. Журина расстояния до этих сечений от начального.

Расчет ведем в табличной форме (см. табл. 9-5), чем иллюстрируется весь ход расчета. По данным первого и последнего столбца таблицы строим план быстротока.

Таблица 9-5

Ширина по дну, *м*	χ, *м*	C^2	$\left(\frac{\alpha C^2}{g\chi}\right)$	$\left(\frac{\alpha C^2}{g\chi}\right)_{\text{ср}}$	K, *м³/сек*	$\eta = \frac{K}{K_0}$	$b_1 - b_2$	$\eta_1 - \eta_2$	$\varphi(\eta)$	$\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)$	$s_2 - s_1$ по формуле проф. В. Д. Журина
1,6	4,14	2 740	74,0	—	71,0	4,8	—	—	0,2122	—	—
1,4	3,94	2 710	76,0	75	63,5	4,28	0,20	0,52	0,2382	0,026	0,75
1,2	3,74	2 680	80,0	77	56,0	3,78	0,40	1,02	0,2722	0,066	1,82
1,0	3,54	2 640	83,2	78,6	49,1	3,31	0,60	1,49	0,3138	0,1016	3,20
0,8	3,34	2 600	86,5	80,2	42,0	2,84	0,80	1,96	0,3684	0,1562	5,14
0,6	3,14	2 540	90,5	82,1	35,2	2,38	1,00	2,42	0,4484	0,2362	8,01
0,4	2,94	2 470	93,0	88,5	28,6	1,89	1,20	2,91	0,5900	0,3778	14,80

Примечание. Расчет произведен по данным примера проф. М. Д. Чертоусова („Специальный курс гидравлики"), откуда были заимствованы числовые значения C и K.

д) Быстроток усиленной шероховатости

Для уменьшения скорости на быстротоках применяют искусственное повышение шероховатости. Слишком высокие выступы будут давать брызжущие, перепадные формы движения воды вместо предполагаемых быстроточных и, наоборот, слишком малые выступы будут слабо влиять на условия движения воды.

а) Опытные данные по исследованиям проф. Е. А. Замарина[1]

Степень шероховатости характеризуется величиной k, равной:

$$k = \frac{1}{C} = \frac{n}{\sqrt[6]{R}}, \qquad (9\text{-}51)$$

где C — коэффициент в формуле Шези

$$v = C\sqrt{Ri};$$

n — коэффициент шероховатости по табл. 3-8 и 3-9;

R — гидравлический радиус.

В дальнейшем k называется удельной шероховатостью.

[1] Проф. Е. А. Замарин, Гидротехнические сооружения, Сельхозгиз, 1940.

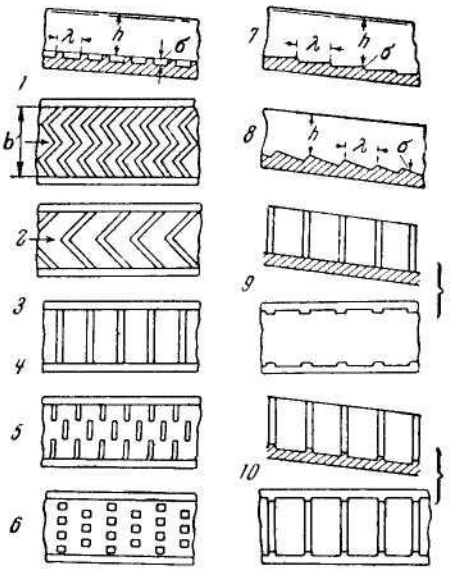


Рис 9-37

Обозначим:

$$\alpha = \frac{h}{\sigma}; \quad \beta = \frac{b}{h}, \tag{9-52}$$

где h — глубина воды над зубцом,
σ — высота зубца;
b — ширина прямоугольного быстротока.

Типы искусственной шероховатости указаны на рис 9 37 Приводимые ниже формулы относятся к уклону быстротока $\iota=0{,}15$

Тип 1 Двойной зигзаг

$$1\,000k = 116{,}1 - 6{,}1\alpha - 1{,}2\beta \tag{9-53}$$

Формула дана для $12 \geqslant \alpha \geqslant 5$ Эти пределы для α являются как пределами наибольшей эффективности действия искусственной шероховатости, так и пределами применимости уравнения (9 53)

Спокоиное движение будет наблюдаться еще при $\alpha=4{,}0$, для которого k будет то же, что и для $\alpha=6$ по уравнению (9-53)

Тип 2 Одиночный зигзаг

$$1\,000k = 85{,}8 - 3{,}9\alpha - 0{,}8\beta. \tag{9-54}$$

Формула дана для $8 \geqslant \alpha \geqslant 3\,5$ и $6 \geqslant \beta \geqslant 1{,}0$

Для иных уклонов ($\iota \neq 15\%$) k_ι в обоих случаях зубцов выбирается по табл 9 6

Таблица 9-6

ι, %	4	7	10	15
$\frac{k_\iota}{k}$	0,75	0,85	0,93	1,0

Например, для уклона $\iota=10\%$ удельная шероховатость найдется как произведение 0,93 на k, полученное по предыдущим формулам.

Тип 3 Нормальные бруски

$$1\,000k = 47{,}5 - 1{,}2\alpha + 0{,}1\beta. \tag{9-55}$$

Тип 4. Округленные бруски

$$1\,000k = 50{,}5 - 3{,}3\alpha + 0{,}2\beta. \tag{9-56}$$

Тип 5 Бруски в разбежку

$$1\,000k = 54\,5 - 2{,}1\alpha + 0{,}33\beta. \tag{9-57}$$

Формулы (9-55) и (9-56) даны для $8 \geqslant \alpha \geqslant 3$

Для иных уклонов (для $\iota \neq 15\%$) удельную шероховатость получим по формулам (9-55) и (9-56), пользуясь табл 9-7

Таблица 9-7

ι, %	4	7	10	15
$\frac{k_\iota}{k}$	0,9	1,0	1,06	1,0

Тип 6. Шашки

$$1\,000k = 52 - 5{,}1\alpha - 0{,}8\beta \tag{9-58}$$

Формула дана для $5 \geqslant \alpha \geqslant 2$ и $\lambda = 4\sigma$ (рис 9-37), причем

$$\beta = \frac{b - w\sigma}{h + \sigma} \tag{9-59}$$

где w — число шашек в ряду.

Шашки кубической формы ставятся в шахматном порядке

Для уклонов до 15% значения k_ι равны k по формулам (9 57) и (9 58), т е $k_\iota = k$

Шероховатость типов 1, 2, 3, 4, 5, 6 расположена в убывающем порядке по эффективности гашения энергии Значения α и β даются как пределы относительно спокойного движения воды и действительности уравнении При β и α, бóльших указанных выше, движение будет тоже спокойным, но при этом уравнения теряют свою точность, а шероховатость уменьшает свою эффективность

При $\lambda=8\sigma$ согласно лабораторным исследованиям получается наибольшее значение k

Произведенные опыты дают возможность внести уточнение в такие данные характеристики шероховатости при

$$7 \geqslant \alpha \geqslant 3.$$

Тип 7. Ступени по течению

$$1\,000k = 22 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0{,}67\alpha \quad \text{для } \iota = 12\%,$$

$$1\,000k = 21 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0{,}67\alpha \quad \text{для } \iota = 9\%,$$

$$1\,000k = 19 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0{,}67\alpha \quad \text{для } \iota = 6\%$$

Тип 8. Ступени против течения

$$1\,000k = 38 + 10\sqrt[9]{\beta} - 1{,}33\alpha \quad \text{для } \iota = 12\%,$$

$$1\,000k = 36 + 10\sqrt[9]{\beta} - 1{,}33\alpha \quad \text{для } \iota = 9\%,$$

$$1\,000k = 33 + 10\sqrt[9]{\beta} - 1{,}33\alpha \quad \text{для } \iota = 6\%$$

Бортовая шероховатость в форме нормальных брусков отдельно и совместно с донной (комбинированная шероховатость) получила следующую оценку в работе А. Я. Фальковича.

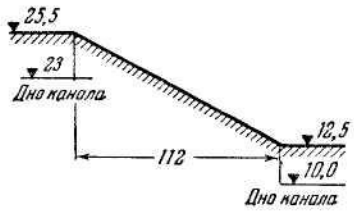


Рис. 9-38.

При

$$m = \frac{h}{b_c} \quad \text{и} \quad s = \frac{b}{b_c},$$

где h — глубина воды в лотке;

b — полная ширина лотка;

b_c — ширина лотка между зубцами, и при оптимальных пределах изменения m от 0,12 до 0,50, s от 1,08 до 1,2 и $\lambda = (10—12)\sigma$.

Тип 9. Для бортовой шероховатости

$$1\,000k = 59{,}5\sqrt{m} + 131\,(s-1) \quad \text{для } i = 15\%;$$

$$1\,000k = 39{,}5\sqrt{m} + 126\,(s-1) \quad \text{для } i = 10\%,$$

$$1\,000k = 35{,}5\sqrt{m} + 121\,(s-1) \quad \text{для } i = 6\%.$$

Тип 10. Для комбинированной шероховатости при $\lambda = 8\sigma$

$$1\,000k = 147s - 86 - 18{,}8\sqrt[3]{\alpha} \quad \text{для } i = 6\%;$$

$$1\,000k = 155s - 73 - 28{,}2\sqrt[3]{\alpha} \quad \text{для } i = 10\%;$$

$$1\,000k = 251s - 165 - 32\sqrt[3]{\alpha} \quad \text{для } i = 15\%.$$

Пример расчета. Спроектировать продольный профиль бетонного быстротока прямоугольного сечения шириной 4,6 *м* на пропуск расхода $Q = 18{,}5$ *м³/сек* при скорости не больше 6 *м/сек*.

Заданы: профиль местности вдоль быстротока, отметки дна верхнего и нижнего каналов (или реки) (рис. 9-38); ширина канала по дну 7,5 *м*; коэффициент откоса $m = 1$;

$$i = \frac{23-10}{112} = 0{,}116.$$

Проектируем лоток с постоянным уклоном дна. Для удовлетворения условию $v \leqslant 6$ *м/сек* снабжаем этот лоток искусственной шероховатостью.

Найдем сначала: 1) удельный расход

$$q = \frac{18.5}{4{,}6} = 4{,}02 \text{ м}^2/\text{сек}.$$

2) глубину

$$h = \frac{q}{v} = \frac{4{,}02}{6} = 0{,}67 \text{ м};$$

3) гидравлический радиус $R = 0{,}518$ *м*, после чего по формуле

$$v = C\sqrt{Ri} = \frac{\sqrt{Ri}}{k}$$

находим необходимую в данном случае удельную шероховатость k

$$k = \frac{\sqrt{Ri}}{v} = \frac{\sqrt{0{,}518 \cdot 0{,}116}}{6} = 0{,}040\text{5}.$$

Найдем далее размеры зубцов и их расстановку по лотку. Для этого воспользуемся формулой для донных зубцов против течения по типу 8 при $i = 12\%$. Эта формула имеет вид

$$1\,000k = 38 + 10\sqrt[9]{\beta} - 1{,}33\alpha. \qquad (*)$$

Находим далее

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{4{,}6}{0{,}67} = 6{,}88 \text{ и } \sqrt[9]{\beta} = 1{,}24.$$

Подставляя значения β и k в написанное выше уравнение (*), находим $\alpha = 7{,}2$ и, наконец, высоту зубцов

$$\sigma = \frac{h}{\alpha} = \frac{0{,}67}{7{,}2} = 10 \text{ см}.$$

Расстояние между зубцами принимаем равным $8\sigma = 80$ *см*. Так как в начале быстротока глубины больше, чем в его конце, то скорости здесь будут меньше допускаемых. Следовательно, в начале быстротока нет необходимости ставить искусственную шероховатость до тех пор, пока скорости не достигнут допускаемой величины (по заданию $v = 6$ *м/сек*).

Для нахождения длины начального участка без искусственной шероховатости воспользуемся уравнением

$$\frac{il}{h_0} = \eta_{i2} - \eta_{i1} - (1-j)\,[\varphi(\eta_{i2}) - \varphi(\eta_{i1})].$$

Последовательно найдем:

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 1{,}21 \text{ м};$$

$$h_0 = 0{,}36 \text{ м}$$

(при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}013$).

Затем для h_K и h_2 получаем:

$$\eta_{i1} = \frac{h_K}{h_0} = 3{,}36, \quad \eta_{i2} = \frac{h_2}{h_0} = \frac{0{,}67}{0{,}36} = 1{,}86,$$

после чего по таблице функций $\varphi(\eta)$ для гидравлического показателя русла $x = 3{,}0$ находим значения $\varphi(\eta_{i1})$ и $\varphi(\eta_{i2})$; подставляя их в указанное выше уравнение, находим искомую длину начального участка

$$L = 8{,}0 \text{ м}$$

Схему начального участка см. на рис. 9-39.

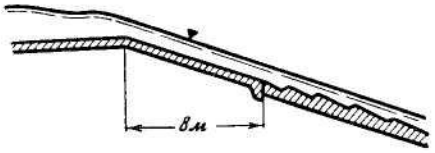


Рис. 9-39.

б) Исследования П. И. Гордиенко (МИСИ им. В. В. Куйбышева).

По исследованиям П. И. Гордиенко расчет быстротоков повышенной шероховатости производится по формуле Шези:

$$v = C\sqrt{hi} \text{ или } Q = \omega C\sqrt{hi}.$$

В этой формуле гидравлический радиус заменен глубиной h, а коэффициент C определяется по формуле П. И. Гордиенко:

$$C = \frac{1}{n}\beta^m.$$

Здесь n автор называет коэффициентом шероховатости и определяет его по составленной им специальной шкале (не совпадающей со шкалой к формуле Павловского, Маннинга и др.).

Далее здесь множитель

$$\beta = \frac{h}{\sigma},$$

где h — глубина потока над искусственной шероховатостью;

σ — высота выступов шероховатости согласно рис. 9-39а.

Таким образом, отношение $\beta = \dfrac{1}{\left(\dfrac{\sigma}{h}\right)}$ представляет собой величину, обратную относительной шероховатости

Таблица 9-7а

Значения коэффициента шероховатости n, коэффициента C к формуле Шези при оптимальном шаге шероховатости λ для быстротоков повышенной шероховатости (по П. И. Гордиенко)

№ п/п	Характер шероховатости	λ	n	C
1	Ребра (поперечные) квадратные .	8	0,054	18,5
2	Шашки-кубы в шахматном порядке .	6	0,045	22,2
3	Равнозернистое покрытие из окатанного камня	2	0,044	22,7
4	Плиты, уложенные ступенчато вдоль потока со скошенным торцом . . .	8	0 031	32,3
5	То же с прямым торцом . .	4	0,045	22,2

Показатель степени m по указанию П И Гордиенко, определяет собой характер течения При $m>0$ течение будет «перепадное», а при $m=0$ (а следовательно, и $C=\frac{1}{n}$) течение будет быстроточное

Перепадное движение имеет место при малых глубинах h С увеличением h, а следовательно, и с увеличением расходов на быстротоке, перепадное движение переходит в быстроточное Коэффициент C при этом достигает своего максимума и далее остается постоянным

Таким образом, при чисто быстроточном течении, т е при гладкой (не перепадной) форме свободной поверхности,

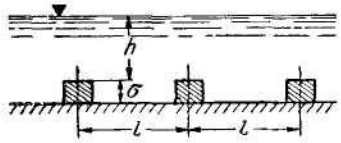


Рис 9 39а

$$C = C_{макс} = \text{const}$$

Итак, по П И Гордиенко коэффициент C формулы Шези не зависит ни от глубины потока h ни от высоты выступов шероховатости σ, он зависит только от характера шероховатости

Глубины (т е величины β), необходимые для образования быстроточного движения, зависят от уклона дна быстротока, густоты расположения выступов шероховатости и их формы

Густота расположения шероховатости характеризуется величиной шага λ

$$\lambda = \frac{l}{\sigma}$$

Коэффициент C к формуле Шези при оптимальном значении λ становится постоянным $C=\text{const}$

В указанной формуле l—расстояние между осями выступов шероховатости, σ—высоты выступов (рис 9 39а)

В табл 9 7а даны значения коэффициентов n и C, а также λ для быстроточного течения по данным П И Гордиенко

9-6 ПЕРЕПАДЫ

Перепады бывают одно и многоступенчатые, с водобойными колодцами и без них

Расчет входной и выходной частей производится точно так же, как и в случае быстротока, и зависит от их конструкции

а) Щелевой перепад

Если устраивается так называемый щелевой перепад, то входная часть перепада рассматривается как трапецеидальный водослив Откосы боковых стенок щели и ширина понизу назначаются в этом случае такой величины, чтобы в заданном диапазоне колебаний расхода глубины в канале поддерживались возможно более близкими к глубинам равномерного движения

Полагая, что в канале должно поддерживаться равномерное движение в пределах колебания глубины от $h_{макс}$ до $h_{мин}$, принимаем расчетные напоры щелевого водослива равными

$$\left.\begin{aligned} H_1 &= h_{макс} - 0{,}25\,(h_{макс} - h_{мин}),\\ H_2 &= h_{мин} + 0{,}25\,(h_{макс} - h_{мин}) \end{aligned}\right\} \qquad (9\text{-}60)$$

При этом расчетными расходами Q_1 и Q_2 будут те расходы канала, которые проходят в нем при равномерном движении с глубинами $h_1=H_1$ и $h_2=H_2$ [эти расходы могут быть найдены по формуле $v=C\sqrt{Ri}$ или по графику $Q=f(h)$, если таковой составлен для данного канала]

Тогда, пользуясь формулой расхода трапецеидального (щелевого) водослива (см гл 5 «Водосливы»), имеем два уравнения

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= m\,(b + 0{,}8H_1 \operatorname{tg}\alpha)\,H_1\sqrt{2gH_1},\\ Q_2 &= m\,(b + 0{,}8H_2 \operatorname{tg}\alpha)\,H_2\sqrt{2gH_2}, \end{aligned}\right\} \qquad (9\text{-}61)$$

из которых находим b и $\operatorname{tg}\alpha$, что и решает задачу (числовые значения коэффициента m см гл 5 «Водосливы»)

б) Многоступенчатый перепад с водобойными колодцами

Если водобойный колодец имеет прямоугольное сечение и его ширина B равна ширине входного отверстия b (длине порога водослива), то расчет производится обычным порядком

Если ширина $B>b$ то можно учитывать боковое растекание струи в полете По проф Замарину расширение струи при падении можно приближенно определять по формуле

$$b_{стр} = b + 0{,}1l, \qquad (9\text{-}62)$$

где $b_{стр}$ — ширина падающей струи, измеренная параллельно порогу водослива

b — ширина водослива (длина его порога)

l — дальность полета струи (горизонтальная проекция)

Если $B \geqslant b_{стр} = b + 0{,}1l$, то расход на 1 *пог м* ширины колодца определяют по формуле

$$q = \frac{Q}{b + 0{,}1b} \qquad (9\text{-}63)$$

Если же $B < b_{стр}$, то по формуле

$$q = \frac{Q}{B} \qquad (9\text{-}63а)$$

В случае трапецеидального сечения водобойного колодца (рис 9 40) при условии, что ширина колодца

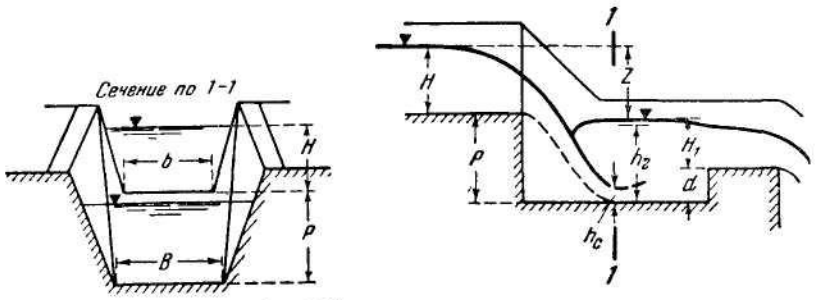


Рис. 9-40.

$B \geqslant b_{стр}$, расход на 1 *пог. м* определяют по формуле

$$q = \frac{Q}{(b + 0{,}8H \operatorname{tg}\alpha) + 0{,}1l}, \qquad (9\text{-}64)$$

где b — ширина трапецеидального водослива понизу;

$\operatorname{tg}\alpha$ — коэффициент откоса боковых стенок водослива;

H и l — напор на водосливе и дальность полета струи.

Сопряженные глубины в условиях $B > b_{стр}$ по проф. Е. А. Замарину можно находить (с учетом растекания) по общему уравнению прыжковой функции

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2, \qquad (9\text{-}65)$$

где ω_1 — площадь струи сжатого сечения (при ширине ее $b_{стр} = b + 0{,}1l$);

ω_2 — площадь сечения колодца при его фактической ширине по дну.

Глубина водобойного колодца d на практике определяется вообще по условию (рис. 9-40)

$$d + H_1 > h_2, \qquad (9\text{-}66)$$

где H_1 — геометрический напор на водосливной стенке колодца, равный:

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}} - \frac{v_к^2}{2g},$$

h_2 — глубина, сопряженная с глубиной h_c сжатого сечения у дна колодца;

$v_к$ — средняя скорость в колодце.

Примечание. Часто на практике в целях запаса при определении глубины колодца условие (9-66) заменяют условием

$$d + H_1 \geqslant (1{,}10 \div 1{,}15)\, h_2.$$

Однако по опытам В. А. Шаумяна устойчивая форма прыжка в колодце имеет место и при $d + H_1 = (0{,}9 \div 0{,}85)\, h_2$, в связи с чем указанные запасы кажутся излишними.

Длину колодца определяют обычным способом с учетом дальности полета струи, а именно:

$$l_{кол} \approx l_{пол} + 0{,}8l_{пр}.$$

Дальность полета для центральной струйки при этом равна:

$$l_{пол} \approx 0{,}45v\sqrt{y}, \qquad (9\text{-}67)$$

где v — средняя скорость на водосливе;

$y = p + \frac{H}{2}$ — высота падения центральной струйки.

При расчете многоступенчатых перепадов число ступеней и величина падения на каждой из них устанавливаются в зависимости от конфигурации продольного профиля местности. В этом случае вообще каждый колодец рассчитывается самостоятельно и их размеры будут различными. Если же общее падение может быть поровну разделено на каждую ступень, средние колодцы будут одинаковыми, размеры же водобойных колодцев первой и последней ступеней будут иными.

Если z — общий перепад (разность уровней верхнего и нижнего бьефов), а n — число ступеней, то перепад одной ступени будет равен

$$z_1 = \frac{z - z'}{n},$$

где z' — разность уровней свободной поверхности в последнем водобойном колодце и в начале выходного лотка.

Пренебрегая величиной z', можно считать $z_1 \approx \frac{z}{n}$.

В случае устройства перепадов большой ширины их иногда снабжают продольными стенками, делящими поток и препятствующими возникновению поперечной раскачки. Расстояние между этими стенками назначают от 2 до 4 *м*.

Пример. Проектируется перепад прямоугольного сечения с постоянной шириной.

Для канала в условиях равномерного течения дано

Q *м³/сек*	h_0, *м*	v, *м/сек*
11 (нормальный)	1,44	0,81
14 (максимальный)	1,66	0,87

Отметки для верхнего и нижнего участков канала соответственно равны 20 и 10 *м* (рис. 9-41). Число ступеней $n=4$.

Решение. Определяем ширину водослива по нормальному расходу:

$$B = \frac{Q}{\varepsilon M H_0^{3/2}} = \frac{11}{0{,}95 \cdot 1{,}62\,(1{,}44+0{,}06)^{3/2}} = 4{,}0\ м.$$

Здесь коэффициент сжатия ε определен по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1n\xi\frac{H}{B} = 1 - 0{,}1 \cdot 2 \cdot 0{,}75\,\frac{1{,}44}{4{,}0} = 0{,}95.$$

Ширину перепада принимаем равной ширине входа $b=4{,}0$ *м*. Тогда высота каждой ступени при глубине колодца $d=1{,}0$ *м* будет равна

$$p = \frac{20-10}{4} + 1 = 3{,}5\ м.$$

Первая ступень. Расчет ведем на $Q_{макс} = 14$ *м³/сек*. Находим глубину h_{c1} (глубину сжатого сечения) по формуле

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h_{c1}^2\,(p + H - h_{c1})$$

при $\varphi = 0{,}88$,

$$0{,}805 = h_{c1}^2\,(5{,}19 - h_{c1}),$$

откуда $h_{c1} = 0{,}41$ *м*.

При этом раздельная глубина будет:

$$h_{разд} = 0{,}5h_{c1}\left[\sqrt{1 + \frac{8}{gh_{c1}}\left(\frac{q}{h_{c1}}\right)^2} - 1\right] =$$

$$= 0{,}5 \cdot 0{,}41\left[\sqrt{1 + \frac{8}{9{,}81 \cdot 0{,}41}\left(\frac{3{,}5}{0{,}41}\right)^2} - 1\right] = 2{,}33\ м.$$

Глубина воды над порогом водослива (в конце ступени)

$$H_0 = \left(\frac{q}{M}\right)^{2/3} = \left(\frac{3{,}5}{1{,}86}\right)^{2/3} = 1{,}52\ м;$$

здесь коэффициент расхода принят как для водослива с острым порогом.

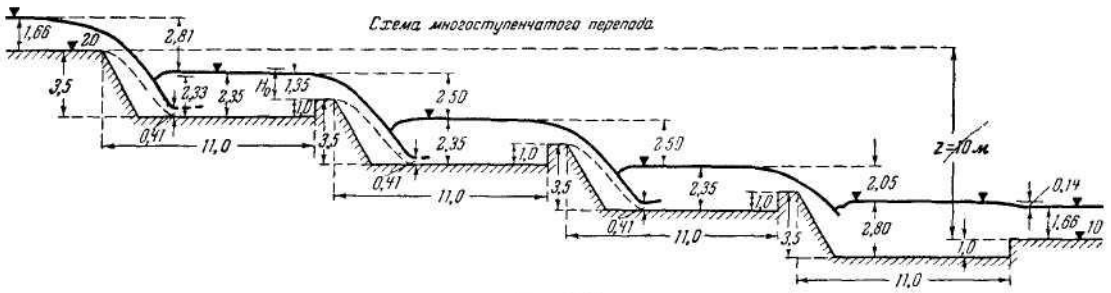


Рис. 9-41.

Для отыскания геометрического напора H определим скорость подхода, принимая глубину потока равной

$$0{,}5\,(h_{\text{разд}} + H_0)^*.$$

Тогда

$$H = H_0 - \frac{v_0^2}{2g} \approx H_0 - \frac{1}{2g}\left(\frac{2g}{h_{\text{разд}} + H_0}\right)^2 = 1{,}5 - 0{,}17 = 1{,}35\ м.$$

Таким образом, глубина колодца (высота первого порога) будет:

$$d = h_{\text{разд}} - H = 2{,}33 - 1{,}35 \approx 1{,}0\ м,$$

что соответствует принятому ранее.

Вторая и следующие ступени. Здесь также $H_0 = 1{,}52\ м$. По предыдущему находим h_{c1}, $h_{\text{разд}}$ и d.

$$h_{c1} = 0{,}41\ м,\quad h_{\text{разд}} = 2{,}33\ м,\quad d = 2{,}33 - 1{,}35 \approx 1{,}0\ м.$$

Длину ступеней определим по формуле В. А. Шаумяна:

$$L = l + l_{\text{пр}} \approx \sqrt{H_0(2p+H)} + 3{,}15h_2 \approx 11{,}0\ м^{**}$$

или по формуле акад. Н. Н. Павловского (9-28а).

Последняя ступень. Выход устраиваем в виде расширяющегося раструба от ширины $B = 4{,}0\ м$ до ширины $B = 8{,}0\ м$ (понизу). Подсчитаем перепад z в конце последней ступени (на выходе).

$$\sqrt{z_0} = \frac{Q}{\varphi bh\sqrt{2g}} = \frac{14}{0{,}95 \cdot 8 \cdot 1{,}66 \cdot 4{,}43} = 0{,}25,\quad z_0 = 0{,}5\ м,$$

$$v_0 \approx \frac{2q}{d+h} = \frac{2 \cdot 3{,}5}{1 + 1{,}66} \approx 2{,}65\ м/сек^{***},$$

$$\frac{v_0^2}{2g} \approx 0{,}36z = z_0 - \frac{v_0^2}{2g} = 0{,}14\ м.$$

Глубина воды в колодце равна:

$$t = d + h + z = 1{,}0 + 1{,}66 + 0{,}14 = 2{,}80\ м.$$

Коэффициент запаса в глубине колодца

$$\frac{t}{h_{\text{разд}}} = \frac{2{,}8}{2{,}33} = 1{,}21,$$

что гарантирует спокойный выход воды из колодца.

Пример 2**.** Произвести расчет перепада в канале трапецендального сечения при ширине по низу $b = 3{,}0\ м$, $m = 1{,}5$, глубине в канале $h = h_0 = 1\ м$, расходе $Q = 4{,}5\ м^3/сек$, высоте $p = 3\ м$ и $t = 1{,}5\ м$.

Проверяем сопряжение в нижнем бьефе без колодца. Скорость подхода

$$v_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{4{,}5}{(3+1{,}5)} = 1\ м/сек,\quad \frac{v_0^2}{2g} = 0{,}05\ м,$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 1{,}05\ м,\quad H_0 + p = 4{,}05\ м.$$

Глубину сжатого сечения h_c для трапецендального русла находим из

$$Q = \varphi\omega_c\sqrt{2g\,(H_0 + p - h_c)} =$$

$$= \varphi\,(b + mh_c)\,h_c\sqrt{2g\,(H_0 + p - h_c)}.$$

Получим $h_c = 0{,}11\ м$, тогда

$$\omega_c = (3 + 1{,}5 \cdot 0{,}11)\,0{,}11 = 0{,}348\ м^2.$$

Прыжковая функция глубины $h_c = 0{,}11\ м$ по уравнению (8-45) при этом будет равна:

$$\Pi(h_c) = \frac{\alpha Q^2}{g\omega_c} + y_c\omega_c = \frac{1{,}1 \cdot 4{,}5^2}{9{,}81 \cdot 0{,}348} + 0{,}0^{-} \cdot 0{,}348 = 5{,}94,$$

а прыжковая функция глубины нижнего бьефа $t = 1{,}5\ м$ соответственно

$$\Pi(t) = \frac{\alpha Q^2}{g\omega_t} + y_t\,\omega_t = \frac{1{,}1 \cdot 4{,}5^2}{9{,}81 \cdot 7{,}87} + 0{,}64 \cdot 7{,}87 = 5{,}32.$$

Из неравенства $\Pi(t) < \Pi(h_c)$ следует, что прыжок отогнан.

Задаемся глубиной колодца $d = 0{,}25\ м$

Определяем снова глубину в сжатом сечении h_c', но уже для $P' = P + 0{,}25 = 3{,}25\ м$; получим $h_c' = 0{,}105\ м$, тогда $\omega_c = 0{,}332\ м^2$ и потому

$$\Pi(h) = \frac{1{,}1 \cdot 4{,}5^2}{9{,}81 \cdot 0{,}85} + 0{,}05 \cdot 0{,}332 = 6{,}98.$$

Для новой глубины нижнего бьефа $t' = t + 0{,}25 = 1{,}75$ будем иметь $\omega_t = 9{,}85\ м^2$ и соответственно

$$\Pi(t') = \frac{1{,}1 \cdot 4{,}5^2}{9{,}81 \cdot 9{,}85} + 0{,}95 \cdot 0{,}074 = 9{,}58,$$

$\Pi(t) > \Pi(h_c')$ — прыжок затоплен и принятая глубина колодца $d = 0{,}25\ м$ достаточна.

Если бы мы здесь имели многоступенчатый перепад, то расчет можно произвести в такой же последовательности, как и для первой ступени

9-7. ПОВЕРХНОСТНЫЙ И ДОННЫЙ РЕЖИМЫ

А. Плотина с носком на водосливной грани

Если плотина имеет на водосливной грани уступ с изогнутым кверху носком (рис. 9-42а), то сопряжение с нижним бьефом может происходить в условиях так называемого поверхностного режима, при котором основное течение сосредоточивается в верхних слоях, а под ним располагается большой донный валец с относительно малыми скоростями. Струя основного течения, изгибаясь кверху, создает

---

* Так как для водобойных колодцев понятие о „скорости подхода" как $v_0 = \frac{Q}{\Omega} = \frac{Q}{bh_{\text{колодца}}}$ весьма условно и действительная средняя скорость струи больше, чем $v_0 = \frac{Q}{\Omega}$, то здесь приближенно толщина струи принята равной полусумме глубины воды в колодце и напора H. Такой прием расчета является также весьма условным.

** Здесь h_2 — вторая сопряженная глубина, в нашем случае равная $h_{\text{разд}}$.

*** Здесь скорость подхода оценена также весьма условно

**** Заимствовано из книги проф. А. Н. Ахутина «Специальный курс гидравлики», ОНТИ, 1935.

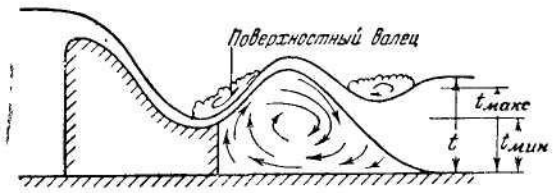


Рис 9-42а.

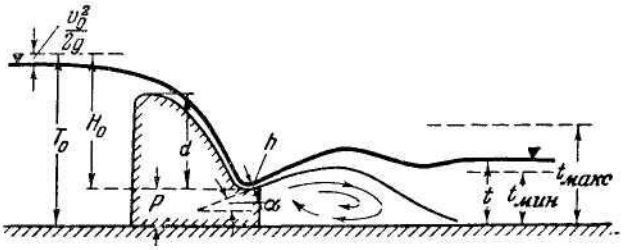


Рис 9-12б.

волну, плавно переходящую в свободную поверхность нижнего бьефа.

Это явление имеет место в том случае, если глубина нижнего бьефа t превышает некоторый определенный для каждого расхода минимум $t_{мин}$ и не превосходит соответствующего максимума $t_{макс}$. Поверхностный режим возникает при $t_{мин}$[1].

С увеличением глубины нижнего бьефа изгиб струи возрастает и наступает момент, когда верхние струйки, опрокидываясь, скатываются вниз (в обратном направлении), образуя поверхностный валец (рис. 9-42а).

Пропуск ледохода и других плавающих тел в таком случае оказывается не безопасным, поэтому на практике стремятся создать на период ледохода поверхностный режим без поверхностного вальца

Задача проектирующего заключается в определении такой высоты p расположения носка плотины над дном русла и такого угла α его наклона к горизонту в концевом сечении на сходе струи, при которых в пределах принятых расчетных максимального и минимального горизонтов ледохода удерживается необходимый поверхностный режим.

1) Определение величины высоты носка плотины и угла наклона его к горизонту

Решение этого вопроса дано впервые проф А А Сабанеевым (1929 г.). Позднее проф. М Д Чертоусов (1937 г) и проф И. И. Леви (1932 г.) предложили свои методы расчета, получившие широкое распространение. Эти методы предложены были в условиях плоской задачи. За последние годы Д. И Куминым были проведены обширные экспериментальные исследования (НИИГ), на базе которых проф М. Д. Чертоусовым (1947 г.) дано решение и для пространственной задачи.

Метод проф М Д. Чертоусова Весь расчет делится на две части

1 Сначала, задаваясь углом α, образуемым касательной к носку в концевом его сечении с горизонтом, находим высоту уступа p, решая совместно два уравнения (9-68) и (9-69)[2],

$$p^2 + Ap + B = 0; \qquad (9\text{-}68)$$

$$p = T_0 - h\cos\alpha - \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2}, \qquad (9\text{-}69)$$

где

$$A = 2h\cos\alpha$$

и

$$B = h^2\cos^2\alpha + \frac{2q^2}{ght}(t\cos\alpha - h) - t^2,$$

причем $T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g}$, p, h, α, φ и q соответственно обозначают полный запас удельной энергии верхнего бьефа относительно дна нижнего, высоту уступа, толщину слоя воды при сходе с носка, угол, образуемый касательной к носку с горизонтом, коэффициент скорости и расход на 1 *пог. м* водослива.

Решение этих уравнений (обычно графически) производится при минимальном расходе ледового периода и, следовательно, при минимальной глубине воды в нижнем бьефе в период ледохода.

Найденная таким способом высота уступа p обеспечивает образование поверхностного режима при расходе $Q_{мин\ лед}$ и при принятом угле α*.

Примечание Решать указанную систему уравнений удобно следующим образом Задаваясь рядом значений h, вычисляем по уравнению (9 68) ряд значений p и строим кривую I, а вычисляя по уравнению (9-69) h, строим кривую II Пересечение этих кривых дает искомое значение p (и одновременно h) (рис. 9-43)

Затем производим поверку, сохраняется ли этот поверхностный режим при увеличении расхода до $Q_{макс.лед}$.

С этой целью определяем ту наибольшую (предельную) глубину нижнего бьефа $t_{пред}$ и соответствующий ей расход $Q_{пред}$, при которых поверхностный режим еще сохраняется.

Если окажется, что глубина $t_{пред} > t_б$, т. е. более бытовой глубины нижнего бьефа при максимальном расходе ледоходного периода, то расчет можем считать-

[1] По принятой многими авторами терминологии — состояние потока при $t_{мин}$ (условие возникновения поверхностного режима) называется первым критическим режимом, а при глубине $t_{макс}$ — вторым критическим режимом.

[2] В этой системе имеются три неизвестных: p, α и h, по этому для решения необходимо задаться одной из них. Практически целесообразно задаться углом α, как указано выше, и определять h и p

* То есть обеспечивает образование «первого критического режима».

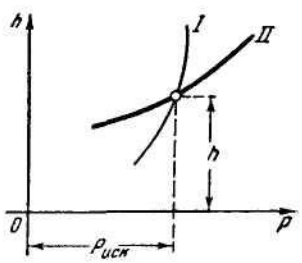


Рис 9-43.

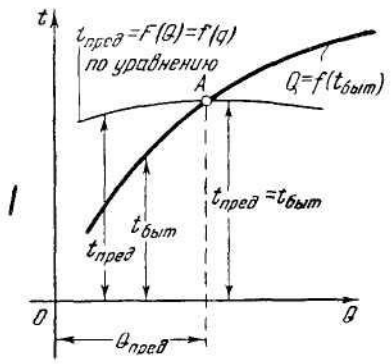


Рис. 9-44. $Q=f(t)$ — для бытовых условий нижнего бьефа.

законченным. В противном случае расчет надо повторить, задаваясь новым значением угла α.

Расчет производим, пользуясь предложенной проф. М. Д. Чертоусовым формулой для $t_{пред}=f(q)$ (в случае плоской задачи),

$$t_{пред}=1{,}96\frac{p}{d}\left(T_0-p-1{,}75\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}\right)+$$
$$+2{,}3\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}-p. \qquad (9\text{-}70)$$

Так как T_0 зависит от удельного расхода q, а следовательно, и от общего расхода Q, то предельная глубина $t_{пред}$ оказывается функцией расхода, т. е.

$$t_{пред}=f(q)=F(Q). \qquad (9\text{-}70')$$

В свою очередь бытовая глубина $t_б$ нижнего бьефа также зависит от расхода реки $Q_{реки}$:

$$Q_{реки}=f(t_б). \qquad (9\text{-}71)$$

Поэтому решение указанной задачи производим, начертив кривую $t_{пред}=F(Q)$ по уравнению (9-70), а также начертив на том же графике кривую $Q_{реки}=f(t_б)$ по данным для бытовых условий нижнего бьефа. Точка A пересечения этих двух кривых и дает нужный ответ (рис. 9-44).

Для предварительных и приближенных расчетов высоту уступа p можно определять по формуле Д. И. Кумина (в условиях плоской задачи)

$$\xi_1=1{,}74\eta(\xi_0-1{,}79)+2,$$

где

$$\xi_1=\frac{t_1+p}{h_к};$$

$$\xi_0=\frac{T_0-p}{h_к}$$

и

$$\eta=\frac{p}{d}.$$

Здесь $T_0=T+\frac{v_0^2}{2g}$ — полная удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа;

t_1 — глубина нижнего бьефа, отвечающая первому критическому режиму, т. е. та глубина нижнего бьефа, при которой по заданию надо с помощью уступа на низовой грани создать поверхностный режим;

p — высота уступа и $d=T_0-H_0-p$ представляет собой превышение порога водослива над носком уступа (см. рис. 9-42б).

По этой формуле Д. И. Кумина порядок расчета несколько иной, нежели указанный выше. Здесь, задаваясь рядом высот уступа $p(p', p'' \ldots)$, подбираем такое его значение, при котором вычисляемая по формуле глубина t станет равной глубине нижнего бьефа (сперва, конечно, вычисляется величина ξ, а затем из $\xi_1=\frac{t_1+p}{h_к}$ вычисляется и $t_1=\xi_1(h_к-p)$.

Эта же формула Д. И. Кумина при решении относительно высоты уступа p может быть написана и так:

$$p=\frac{A}{2}-\sqrt{\frac{A^2}{4}-B},$$

где

$$A=1{,}35(t_1+H_0)+T_0-6{,}95h_к;$$
$$B=1{,}35(T_0-H_0)(t_1-2h_к).$$

Здесь перед корнем надо брать знак минус (знак + приводит к конструктивно неприемлемому решению $p>t$).

Пример. Дано: $T_0=30$ м; $t_1=12$ м; $H_0=5{,}4$ м и $h_к=4$ м. Тогда

$$A=1{,}35(12+5{,}4)+30-6{,}95\cdot4\approx25{,}3\ м;$$
$$B=1{,}35(30-5{,}4)(12-2\cdot4)=133\ м^2$$

и необходимая высота уступа p будет равна:

$$p=\frac{25{,}3}{2}-\sqrt{\left(\frac{25{,}3}{2}\right)^2-133}=12{,}65-5{,}2=7{,}45\ м$$

(если перед корнем взять знак +, то $p=12{,}65+5{,}2=17{,}85>12$ м).

Метод проф. И. И. Леви. Как и в методе проф. М. Д. Чертоусова, расчет производится в два приема:

1) сначала по заданным условиям, назначая угол α, определяют высоту уступа p;

2) проверяют, сохраняется ли требуемый поверхностный режим (без поверхностного вальца) при колебаниях расхода (и глубины нижнего бьефа) в рамках принятых расчетных границ ледохода.

Расчет производится следующим образом.

Заданными являются такие величины:

T_0 — полный напор (считая над уровнем дна нижнего бьефа);

q_1 — расчетный расход (на 1 *пог. м* водослива) при ледоходе;

t_1 — глубина нижнего бьефа, соответствующая расходу q_1;

q_2 — максимальный расход ледоходного периода (на 1 *пог. м* водослива);

t_2 — глубина нижнего бьефа при расходе q_2 и ряде промежуточных значений $q_3, q_4, \ldots, q_n$ и им отвечающие глубины нижнего бьефа $t_3, t_4, \ldots, t_n$; зависимость $t_б=f(q)$ показана на рис. 9-45.

Находим сначала высоту уступа p, задавшись углом α (практически угол α выбирается в пределах 8 — 20°). Эту высоту уступа p и связанную с ним толщину струи на носке h определяем, пользуясь системой двух уравнений,

$$p=\sqrt{t^2-A}-h\cos\alpha, \qquad (9\text{-}72)$$

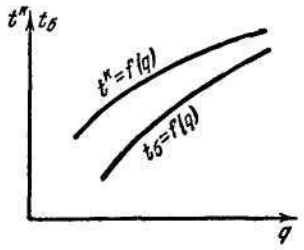


Рис. 9 45.

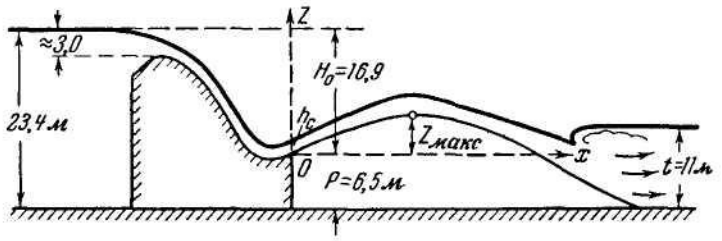


Рис 9-46

где

$$A=\frac{2q^2(t\cos\alpha-h)}{gth}$$

и

$$q=\varphi h\sqrt{2g(T_0-p-h)}, \qquad (9\text{-}73)$$

или, заменяя через $H_0=T_0-p$ (рис. 9-42б),

$$q=\varphi h\sqrt{2g(H_0-h)}, \qquad (9\text{-}73')$$

причем значение t (глубина нижнего бьефа) берется равным $t=t_1$ и $q=q_1$ (расчетный расход)

Решение этих двух уравнений дает искомую величину высоты уступа p и одновременно толщину струи на сходе с носка h

Далее производим поверочный расчет с тем, чтобы убедиться, что найденная высота уступа p обеспечивает поверхностный режим и при других расходах q_2, q_3, q_4,

С этой целью вычисляем предельные глубины t^k нижнего бьефа (верхняя граница поверхностного режима) для расходов q_2, q_3, q_4, , что позволяет построить кривую $t^k=f(q)$* (рис 9-45) Если эта кривая лежит выше кривой $t_б=f(q)$ бытовых условий нижнего бьефа, то найденная высота уступа p удовлетворяет заданным условиям В противном случае, подобно тому, как и в методе проф М Д Чертоусова, расчет надо произвести снова, но задавшись теперь новым значением угла α

Поверочный расчет производится в следующем порядке Находим значение h — толщины струи над донным вальцом (рис 9-42б), пользуясь формулой

$$q=\varphi\sqrt{\frac{g}{2}}\,h\left[\sqrt{H_0-h}+\sqrt{H_0-\sqrt{h\left(2\varphi^2H_0-\frac{q^2\sin\alpha}{gh^2}\right)}}\right], \qquad (9\text{-}74)$$

после чего, имея значение h, находим сначала значение h_0^k, отвечающее верхней границе поверхностного режима, по формуле

$$h_0^k\approx\sqrt{h\left(2\varphi^2H_0-\frac{v^2\sin^2\alpha}{g}\right)}, \qquad (9\text{-}75)$$

где $v=\frac{q}{h}$, а затем t^k — глубину верхней границы поверхностного режима, связанную с h_0^k. Глубину t^k находим (зная h_0^k), пользуясь уравнением

$$h_0(2p+h\cos\alpha)=(t^k)^2-(h\cos\alpha+p)^2-\frac{2q^2(t^k\cos\alpha-h)}{ght^k}, \qquad (9\text{-}76)$$

где

$$h_0=h_0^k-h\cos\alpha$$

(решение уравнения проще всего производить путем подбора)

Этот поверочный расчет по формулам (9 74) — (9 76) производим для заданного ряда расходов q_2, q_3, , что и дает возможность построить необходимую кривую $t^k=f(q)$ (рис 9-45) и дать ответ на второй вопрос об удовлетворительности найденной высоты уступа p

Надо отметить, что метод проф И И Леви позволяет, кроме того, построить всю струю (рис 9 46) по координатам z и x нижней ее поверхности

Решение этой дополнительной задачи производится так

1 Находим добавочное над гидростатическим давление h'_0 под струей в точке O (точка схода струи с носка) рис 9-46, пользуясь формулой (9-77),

$$h'_0=\frac{t^2-(h\cos\alpha+p)^2-\frac{2q^2(t\cos\alpha-h)}{gth}}{2p+h\cos\alpha}, \qquad (9\text{-}77)$$

где t и h — глубина нижнего бьефа и толщина струи при сходе с носка

2 Затем находим давление, добавочное над атмосферным, в той же точке O под струей, пользуясь формулой (9 78),

$$h_0=h'_0+h\cos\alpha, \qquad (9\text{-}78)$$

где h — глубина на сходе струи с носка.

3 Найдя h'_0 и h_0, построение линии нижней поверхности струи (как траектории ее нижней точки) производим, пользуясь формулами (9-79) — (9-83)

Для координаты z подъема струи

$$z=v\sin\alpha\sqrt{\frac{h}{g}}\sin\sqrt{\frac{g}{h}}\,t+(h_0-h)\left(1-\cos\sqrt{\frac{g}{h}}\,t\right)^*. \qquad (9\text{-}79)$$

Для вертикальной проекции скорости (9-80), равной $v_z=\frac{dz}{dt}$, получим из (9-79)

$$z'=\frac{dz}{dt}=v_z=\sqrt{\frac{g}{h}}\left[v\sin\alpha\sqrt{\frac{h}{g}}\cos\sqrt{\frac{g}{h}}\,t+(h_0-h)\sin\sqrt{\frac{g}{h}}\,t\right]. \qquad (9\text{-}80)$$

* На том же графике, на котором изображена кривая $t_б=f(q)$ для бытовых условий нижнего бьефа.

* В формулах (9 79)—(9 81) буквой t обозначено время

Таблица 9-8

По уравнению (*)					По уравнению (**)			
h	$\frac{25}{h}$	$\sqrt{123{,}34-\frac{25}{h}}$	$0{,}97h$	$p=\sqrt{123{,}34-\frac{25}{h}}-0{,}97h$	h^2	$\frac{7{,}07}{h^2}$	$23{,}4-h$	$p=23{,}4-h-\frac{7{,}07}{h^2}$
0,60	41,6	9,01	0,58	8,45	0,36	19,6	22,8	3,2
0,70	35,8	9,35	0,68	8,77	0,49	14,4	22,7	8,3
0,76	33,0	9,50	0,73	8,77	0,58	12,3	22,7	10,4

Для определения координаты x имеем $dx = v_x dt = \sqrt{v^2 - v_z^2}\cdot dt = f(t)\,dt$ и, интегрируя методом конечных разностей, получим:

$$x = \sum \frac{f_n(t) + f_{n+1}(t)}{2}\,\Delta t, \qquad (9\text{-}81)$$

где

$$f(t) = \sqrt{\varphi^2 2g(H_0 - h) - \left(\frac{dz}{dt}\right)^2} = \sqrt{\varphi^2 2g(H_0 - h) - v_z^2}.$$

Высота и время максимального подъема струи рис. 9-46 будут найдены по формулам:

$$z_{\text{макс}} = (h_0 - h) + \sqrt{(h_0 - h)^2 + \frac{h}{g}v^2\sin^2\alpha} \qquad (9\text{-}82)$$

и

$$t_к = \sqrt{\frac{h}{g}}\arcsin\left[\frac{v\sin\alpha\sqrt{\frac{h}{g}}}{\sqrt{\frac{v^2\sin^2\alpha}{g}h + (h_0 - h)^2}}\right]. \qquad (9\text{-}83)$$

Ниже на примерах показано практическое использование приведенных формул проф. И. И. Леви.

Пример 1. Дано: $q = 11{,}2$ *м*³/*сек*; $t = 11{,}0$ *м*; $T_0 = 23{,}4$ *м* и $\cos\alpha = 0{,}97$ (угол $\alpha = 14°$). Требуется определить высоту уступа, при которой будет иметь место поверхностный режим.

Решение. Предварительно выясним, не возникает ли отгон прыжка в нижнем бьефе в условиях отсутствия уступа (поверхностный режим можно создать только в случае сопряжения при затопленном прыжке):

1) Находим глубину сжатого сечения обычным способом по уравнению

$$q = \varphi h_c\sqrt{2g(T_0 - h_c)};$$

$$11{,}2 = 0{,}95h_c\sqrt{19.62\,(23{,}4 - h_c)},$$

откуда путем подбора получим $h_c = 0{,}55$ *м*.

Раздельная глубина будет:

$$h_{\text{разд}} = \frac{0{,}55}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{8\cdot 1{,}10\cdot 11{,}2^2}{9{,}81\cdot 0{,}55^2}} - 1\right] = 6\ м.$$

Таким образом, $h_{\text{разд}} < t$, что указывает на затопление прыжка, и, следовательно, решение возможно.

2) Определим теперь высоту уступа p и глубину потока над уступом h, решая совместно два уравнения — (9-72) и (9-73). Получим:

$$A = \frac{2\cdot 11{,}2^2(11\cdot 0{,}97 - h)}{9{,}81\cdot 11h} = \frac{25}{h} - 2{,}34$$

и тогда

$$p = \sqrt{123{,}34 - \frac{25}{h}} - 0{,}97h; \qquad (*)$$

$$11{,}2 = 0{,}95h\sqrt{2g\,(23{,}4 - p - h)}$$

или

$$p = 23{,}4 - h - \frac{7{,}07}{h^2}. \qquad (**)$$

Совместное решение уравнений (*) и (**) удобно произвести в табличной форме, задаваясь величиной h и вычисляя p (табл. 9-8).

Из табл. 9-8 видим, что высота уступа может быть принята равной: $p = 8{,}77$ *м*, при этом $h = 0{,}71$ *м*.

Пример 2*. Дано: $q = 11{,}2$ *м*³/*сек*; $h = 0{,}7$ *м*; $t = 11$ *м*; $v = \frac{q}{h} = 16{,}5$ *м*/*сек*; $p = 6{,}5$ *м*; $H_0 = 16{,}9$ *м*; $\cos\alpha = 0{,}97$ и $\sin\alpha = 0{,}25$. Требуется построить траекторию струи и найти глубины нижнего бьефа, при которых сохраняется устойчивый поверхностный прыжок (рис. 9-46).

Решение. 1) По формуле (9-77) найдем добавочное над гидростатическим давление под струей в точке O (точка схода струи с носка):

$$h_0' = \frac{t^2 - (h\cos\alpha + p)^2 - \frac{2q^2(t\cos\alpha - h)}{gth}}{2p + h\cos\alpha} \approx 2{,}70\ м.$$

2) Добавочное под атмосферным давление в той же точке определяется по формуле (9-78):

$$h_0 = h_0' + h\cos\alpha = 2{,}70 + 0{,}7\cdot 0{,}97 \approx 3{,}40\ м.$$

3) Высоту максимального подъема струи $z_{\text{макс}}$ находим по формуле (9-82):

$$z_{\text{макс}} = (h_0 - h) + \sqrt{(h_0 - h)^2 + \frac{h}{g}v^2\sin\alpha} =$$

$$= (3{,}4 - 0{,}7) + \sqrt{(3{,}4 - 0{,}7)^2 + \frac{0{,}7}{9{,}81}16^2\cdot 0{,}25^2} = 6{,}54\ м.$$

4) Время подъема до наивысшей точки по формуле (9-83) будет:

$$t_к = \sqrt{\frac{0{,}7}{9{,}81}}\arcsin\left[\frac{16\cdot 0{,}25\sqrt{\frac{0{,}7}{9{,}81}}}{\sqrt{\frac{16^2\cdot 0{,}25^2}{9{,}81}0{,}7 + (3{,}40 - 0{,}7)^2}}\right] =$$

$$= 0{,}27\arcsin\left(\frac{1{,}165}{2{,}92}\right) = 0{,}27\arcsin 0{,}4 =$$

$$= 0{,}27\cdot\frac{156{,}5}{180}\pi = 0{,}74\ сек.$$

5) Для вычисления координат струи z и x будем задаваться отрезками времени Δt, кратными 0,1 *сек*. Предварительно вычисляем:

а) величину угла $\varphi = \sqrt{\frac{g}{h}}\Delta t$ (соответственно $\Delta t = 0{,}1$ *сек*).

$$\varphi = \sqrt{\frac{9{,}81}{0{,}7}}\cdot 0{,}1 = 0{,}37 = 21°11';$$

* Заимствовано из работы проф. И. И. Леви «О теории поверхностного прыжка и о расчете поверхностном режиме». Известия НИИГ, т. VII.

Таблица 9-9

Таблица вычисления координат z и x для построения нижней поверхности струи в нижнем бьефе (к примеру 2)

t_0	$\sin \omega t$	$\cos \varphi t$	$A \sin \omega t$	$B(1-\cos \omega t)$	z	$A \cos \omega t$	$B \sin \omega t$	$z'=v_z$*	$f(t)$	Δx	x
0	0,0	1	0	0	0	1,165	0	4,3	15,5		0
0,1	0,36	0,935	0,42	0,18	0,60	1,09	0,98	7,65	14,2	1,49	1,49
0,2	0,67	0,74	0,78	0,70	1,48	0,86	1,81	9,8	12,7	1,35	2,84
0,3	0,89	0,455	1,04	1,48	2,52	0,53	2,4	10,8	11,8	1,23	4,07
0,4	0,99	0,093	1,15	2,45	3,60	0,11	2,67	10,3	12,2	1,20	5,27
0,5	0,96	—0,275	1,12	3,4	4,52	—0,32	2,79	8,4	13,6	1,29	6,54
0,6	0,80	—0,60	0,93	4,3	5,23	—0,70	2,16	5,33	15,10	1,44	8,01
0,7	0,52	—0,85	0,61	4,96	5,57	—0,99	1,42	1,56	15,9	1,55	9,55
0,74	0,40	—0,915	0,47	5,15	5,62	—1,07	1,07	0,00	16,0	0,65	10,20
0,8	0,19	—0,98	0,22	5,33	5,56	—1,14	0,51	—2,33	15,9	0,95	11,15
0,9	—0,16	—0,99	—0,19	5,38	5,19	—1,15	—0,43	—5,85	15,0	1,55	12,70
1,0	—0,50	—0,865	—0,58	5,04	4,46	—0,95	—1,35	—8,5	13,6	1,43	14,13
1,1	—0,78	—0,63	—0,91	4,41	3,60	—0,69	—2,10	—10,3	12,2	1,29	15,42

* $z'=\sqrt{\frac{g}{h}}\,(A\cos\omega t+B\sin\omega t)$, $A=v\sin\alpha\sqrt{\frac{h}{g}}$; $B=h_0-h$

б) величину коэффициентов

$$A = v \sin \alpha \sqrt{\frac{h}{g}} = 1{,}165 \text{ м/сек}$$

и

$$B = h_0 - h = 2{,}7 \text{ м}.$$

Дальнейший расчет сведен в таблицу, из которой видна последовательность вычислений (табл. 9-9)

6) Определяем далее глубину нижнего бьефа, отвечающую нижней границе поверхностного режима, т. е. глубину, при которой давление под струей равно гидростатическому.

Из формулы (9-77), полагая $h_0' = 0$, имеем:

$$(h \cos \alpha + p)^2 = t^2 - \frac{2q^2 (t \cos \alpha - h)}{gth},$$

откуда

$$t^2 - \frac{36{,}5\,(0{,}97t - 0{,}7)}{t} = 51{,}5 \text{ и } q = 9{,}2 \text{ м}.$$

7) Затем определяем глубину нижнего бьефа, при которой начинается затопление поверхностного прыжка. Для этого предварительно вычисляем толщину струи над вальцом, пользуясь формулой (9-74),

$$q = \varphi \sqrt{\frac{g}{2}}\, h_c \left[\sqrt{H_0 - h_c} + \sqrt{H_0 - \sqrt{h_c \left(2v^2 H_0 - \frac{q^2 \sin^2 \alpha}{g h_c^2} \right)}} \right].$$

Принимая $\varphi = 0{,}9$, получим:

$$11{,}2 = 0{,}9 \sqrt{\frac{9{,}81}{2}}\, h_c \left[\sqrt{16{,}9 - h_c} + \sqrt{16{,}9 - \sqrt{h_c \left(27{,}4 - \frac{0{,}8}{h_c^2} \right)}} \right],$$

откуда находим $h_c = 0{,}78$ м.

После чего, имея уже $h_c = 0{,}78$ м, вычисляем критическое значение $h_0^к$ по формуле (9-75), заменяя в нем $v = \frac{q}{h_c}$:

$$h_0^к = \sqrt{0{,}78 \left(27{,}4 - \frac{0{,}8}{0{,}78^2} \right)} = 4{,}5 \text{ м}.$$

Тогда критическое значение для h_0' получим равным

$$h_0' = h_0^к - h \cos \alpha = 4{,}5 - 0{,}75 = 3{,}75 \text{ м},$$

и окончательно находим соответствующее значение глубины нижнего бьефа, пользуясь формулой (9-77):

$$h_0' (2p + h \cos \alpha) = t^2 - (h \cos \alpha + p)^2 - \frac{2q^2 (t \cos \alpha - h)}{gth},$$

откуда подбором находим $t = 11{,}55$ м

Итак, при расходе $q = 11{,}2$ м³/сек и прочих данных по условию задачи незатопленный поверхностный режим будет устойчиво сохраняться при колебаниях глубины нижнего бьефа в пределах от 9,2 до 11,55 м.

2) Воронка размыва

Если устраивается быстроток с консольным сбросом или вертикальный уступ с носком на водосливной грани плотины с целью отбросить струю в нижнем бьефе на такое расстояние, чтобы образующийся в месте падения струи размыв русла был безопасным для устойчивости сооружения, то гидравлический расчет будет заключаться по существу в определении размеров воронки размыва и ее местоположения.

Способ такого расчета указан далее применительно к устройству вертикального уступа с носком (рис. 9-47).

Задача расчета состоит из:

1) выбора отметки носка и его очертания, отвечающих максимальной дальности полета струи,

2) определения зоны размыва и наибольшей возможной ее глубины.

Решение такой задачи до сих пор еще не разработано в должной мере, и при проектировании пользуются приближенными способами расчета.

Проф. А. Н. Патрашев, рассматривая вертикально падающую струю, получил в условиях несвязанного грунта следующую зависимость:

$$t_0 = \frac{\sigma}{\sqrt[4]{2g}} \sqrt{q} \sqrt[4]{\frac{d_к}{d_m}}\, z_0, \qquad (9\text{-}84)$$

где t_0 — полная глубина в нижнем бьефе с учетом глубины воронки размыва (т. е. считая от свободной поверхности);

q — расход водослива на 1 пог. м;

d_m — диаметр зерен грунта, причем под этим диаметром нужно понимать диаметр такого зерна, меньше которого в данном грунте содержится 90% зерен по весу, мм;

z_0 — перепад, исправленный на скорость подхода;

$d_к$ — критический диаметр зерен;

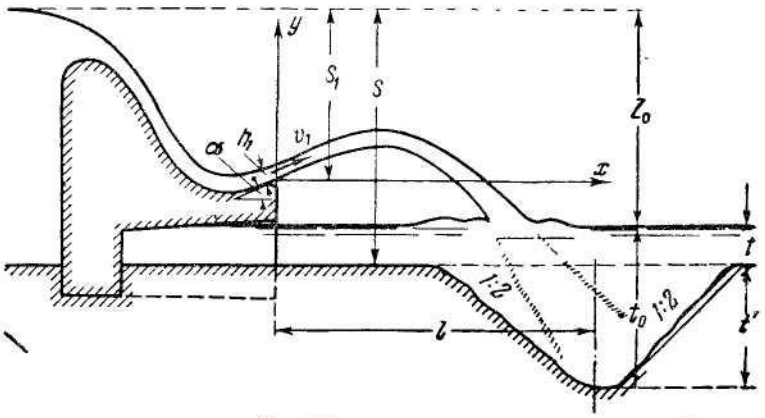


Рис. 9-47.

g — ускорение силы тяжести;
σ — постоянный коэффициент.

На основании опытов проф. А. Н. Патрашев принимает:

$$\sigma = 6{,}2 \text{ и } d_к = 3 \text{ мм}.$$

Формула (9-84) после подстановки значений постоянных величин может быть представлена в таком виде (причем здесь q — в $м^3/сек$; z_0 — в метрах и d_m — в миллиметрах):

$$t_0 = 3{,}9\sqrt{q}\sqrt[4]{\frac{z_0}{d_m}}. \qquad (9\text{-}85)$$

Формулы (9-84) и (9-85) получены для несвязного грунта, поэтому в условиях практики можно ожидать наличия в них некоторого запаса.

Расстояние центра воронки размыва l от сооружения можно определить по дальности полета струи, а именно:

$$l = 2\varphi^2 nS\cos\alpha\left(\sin\alpha + \sqrt{\sin^2\alpha + \frac{h\cos\alpha + 2S(1-n)}{2\varphi^2 nS}}\right), \qquad (9\text{-}85')$$

где φ — коэффициент скорости;

$$n = \frac{S_1}{S},$$

где S_1 — расстояние от горизонта верхнего бьефа до носка (по вертикали);
S — расстояние от горизонта верхнего бьефа до дна бьефа (полный напор);
α — угол наклона носка к горизонту (рис. 9-47).

Форму воронки в ее поперечном сечении можно принять в виде треугольника с откосами $m = 1{,}0$—$3{,}00$ в зависимости от рода грунта.

Кроме формулы проф. А. Н. Патрашева (9-84), известен и ряд других формул. Однако все они, как и формула (9-84), могут служить только для целей ориентировки.

По проф. Е. А. Замарину наибольшая глубина размыва, считая по направлению струи и от сечения при входе ее в поток нижнего бьефа, равна:

$$h = 4{,}6d\frac{v}{v_{дн}}\sqrt{\frac{v}{v_{дн}}}, \qquad (9\text{-}86)$$

где d — толщина струи во входном сечении;
v — скорость в том же входном сечении;
$v_{дн}$ — скорость струи у дна (т. е. на расстоянии l от входного сечения).

При определении h скорость $v_{дн}$ выбирается как наибольшая неразмывающая скорость, соответствующая данному грунту.

Приводим пример гидравлического расчета, заимствованный из практики производственных организаций.

Пример. Задано: отметка гребня водослива 123,5 *м*; отметка горизонта верхнего бьефа 138,0 *м*; отметка дна отводящего канала 67,0 *м*.

Расчетный расход $q = 115$ $м^3/сек$ на 1 *пог. м* соответствует отметке горизонта нижнего бьефа 84,60 *м*; характер грунта — трещиноватая скала, для которой допускаемая скорость $v = 8$ *м/сек*.

Решение: а) выбор отметки носка и угла наклона носка к горизонту.

Построим кривые дальности полета струи l в зависимости от высоты расположения носка для различных углов его наклона к горизонту (для $\alpha = 10$; 15 и 20°), причем на одном графике в относительных координатах $n = \frac{S_1}{S}$ и $\frac{l}{S_1}$ (рис. 9-48), а на другом в координатах «отметка носка» и «дальность полета l» (рис. 9-49) (табл. 9-10)

Примечание. Можно было бы ограничиться построением одного графика (например, рис. 9-49), но мы приводим оба для большей наглядности.

Из этих графиков можно видеть, что дальность полета струи заметно возрастает с увеличением угла наклона носка [например, при $n = 0{,}8$ имеем для $\alpha = 10$; 15; 20° соответственно $\frac{l}{S_1} \approx 1{,}10$; 1,27 и 1,43 (рис. 9-48)], влияние же высоты расположения носка проявляется главным образом при $\alpha = 10°$, а при $\alpha = 20°$ этим влиянием можно пренебречь [так, в диапазоне отметок носка от 75 до 95 *м* дальность полета струи изменяется в пределах от $l \approx 97$ *м* до $l \approx 102$ *м* (рис. 9-49)].

На основании этого приходим к заключению, что в данном случае целесообразно принять отметку носка около 80,0 *м* при угле наклона направляющей $\alpha = 20°$. Дальность полета струи при этом будет равна $l = 100$ *м*.

б) Определение возможной максимальной глубины воронки размыва (в качестве грубой ориентировки).

Расчет производим по формуле проф. А. Н. Патрашева (9-85).

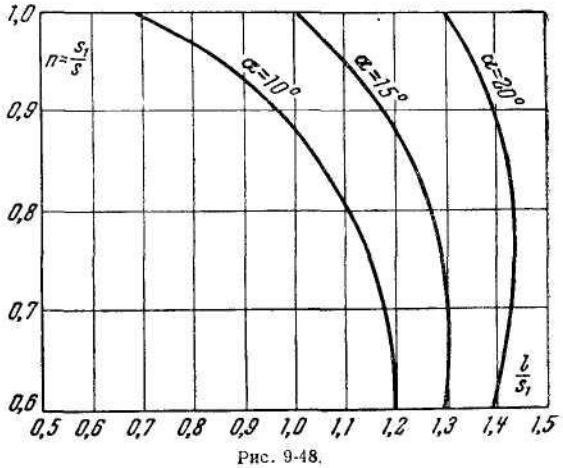


Рис. 9-48.

Таблица 9-10

Таблица для построения графиков рис. 9-48 и 9-49 (при выборе отметки носка плотины)

$n=\frac{S_1}{S}$	S_1, м	Отметка носка, м	l/S			l, м		
			α			α		
			10°	15°	20°	10°	15°	20°
0,6	42,6	95,4	1,193	1,294	1,385	84,5	91,9	98,3
0,7	49,7	88,3	1,174	1,308	1,424	83,1	92,4	101,1
0,8	56,8	81,2	1,108	1,270	1,426	78,7	90,2	101,7
0,9	63,9	74,1	0,974	1,183	1,388	69,2	84,0	98,5
1,0	71,0	69,0	0,684	1,00	1,786	48,6	71,0	91,3

В этой таблице величина S принята согласно заданию равной $S=138-67=71$ м

Для определения эквивалентной крупности d_m несвязного грунта, соответствующего по прочности заданному скальному

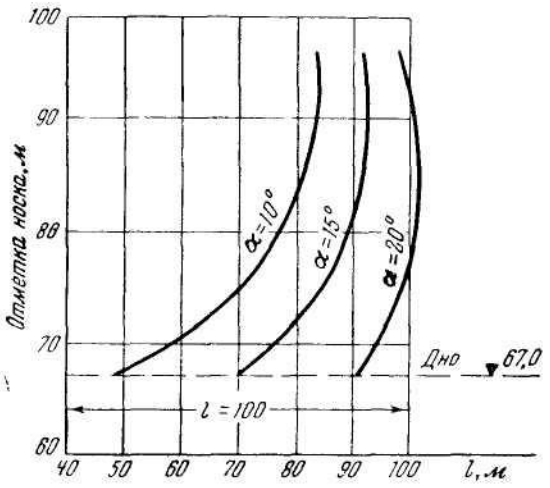


Рис 9-49

грунту с допускаемой неразмывающей скоростью 8 м/сек, можно привести такие соображения.

Известно, что все имеющиеся данные о неразмывающих скоростях относятся к случаю, когда направление течения параллельно дну русла. Если же струя направлена к нему под некоторым углом (как то имеем в нашем случае, $\varphi\approx25-35°$), то размывающая способность струи значительно возрастет, поэтому допускаемые предельные неразмывающие скорости потока должны быть снижены. Однако по этому вопросу не имеется необходимых данных, вследствие чего приходится руководствоваться общими соображениями и вводить повышенные коэффициенты запаса.

Например, допустим в первом приближении, что в случае удара струи о дно под углом 25—30° неразмывающая скорость снижается в 5 раз, т. е. для данного случая (трещиноватая скала) указанная выше скорость 8 м/сек уменьшается до 1,5 м/сек. Можно предполагать, что допущение принято с достаточным запасом. Примем далее, что для неразмывающей скорости 1,5—1,7 м/сек крупность несвязных грунтов — эквивалентная крупность — составляет около 40—75 мм, а в среднем около $d_m=50$ мм. Тогда по формуле проф. А. Н. Патрашева (9-85) найдем:

$$t_0=3{,}9\sqrt{q}\sqrt[4]{\frac{z_0}{d_m}}=3{,}9\sqrt{115}\sqrt[4]{\frac{54}{50}}=42{,}6\ м.$$

Вычитая теперь из этой глубины t_0 глубину нижнего бьефа $t=17{,}6$ м, получим максимальную глубину размыва дна русла $t'=42{,}6-17{,}6=25{,}0$ м.

Принимая, что откос размыва в сторону сооружения составит 1 : 2, находим, что размыв будет начинаться не ближе $100-25\cdot2=50$ м от основания водосброса, что может быть допущено.

Примечание. Указанный выше расчет произведен для $Q_{макс}$; при меньших расходах дальность полета струи почти не уменьшается, так как скорость струи на сходе с носка изменяется незначительно, если отметка свободной поверхности верхнего бьефа остается неизменной (как очень часто принимается на практике). Поэтому проверка на $Q<Q_{макс}$ не рассматривается

Б. Наклонный многоступенчатый водобой

По исследованиям канд. техн. наук П. И. Гордиенко[1] сохранение поверхностного режима при сопряжении бьефов в условиях перелива воды через плотину возможно не только путем устройства на низовой грани «носка» (или «уступа»), но и путем устройства наклонного многоступенчатого водобоя (рис. 9-49а).

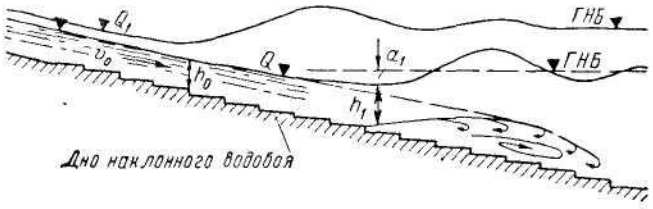


Рис 9-49а.

Уклон водобоя должен быть больше критического и находиться приблизительно в пределах от $i_1=0{,}17$ до $i_2=0{,}085$. При больших удельных расходах эти пределы сокращаются до $i_1=0{,}14$ и до $i_2=0{,}10$

Особенность сопряжения бьефов на наклонном водобое заключается в том, что с изменением расхода или с изменением отметки горизонта воды в нижнем бьефе поверхностный режим сохранится, а изменится только место, где произойдет это сопряжение

Сопряжение происходит в форме прыжка-волны, причем под основной струей, несущей расход потока, располагается так называемый донный валец

Высота прыжка-волны определяется следующим образом.

Если обозначить через h_0 глубину воды на водобое (которую можно здесь рассматривать как нормальную глубину водобоя), через h_1 — глубину воды непосредственно перед прыжком и через a_1 — разность отметок свободной поверхности воды в нижнем бьефе и непосредственно перед прыжком (что представит собой искомую высоту прыжка), то величина a_1 может быть вычислена приближенно по следующей формуле (9-86) П. И. Гордиенко:

$$a_1=0{,}6h_0\left(\frac{v_0^2}{gh_0}\right)^{0{,}64}. \qquad (9\text{-}86')$$

Длина прыжка определится по формуле (9-86″):

$$l_{пр}=(6\div7)\,a_1. \qquad (9\text{-}86'')$$

[1] П. И Гордиенко, Сопряжение бьефов поверхностных режимов с помощью наклонного многоступенчатого водобоя, Научные доклады высшей школы 1958 г., исследования проведены в гидротехнической лаборатории МИСИ имени В. В. Куйбышева.

9-8. ШАХТНЫЙ ВОДОСБРОС (по проф. А. Н. АХУТИНУ)

Шахтный водосброс представляет собой водослив кругового в плане очертания (воронку), сбрасывающий воду в нижний бьеф через вертикальную шахту и отводящий туннель.

В состав шахтного водосброса входят:

1) собирательная воронка (с плоским гребнем или без такового) (рис. 9-50—9-52);

2) переходный участок — шахта переменного диаметра;

3) вертикальная шахта;

4) колено, соединяющее шахту с отводящим туннелем.

Расход через шахтный водосброс определяется по формуле водослива:

$$Q = m 2\pi R \sqrt{2g}\, H^{3/2}, \qquad (9\text{-}87)$$

где m, R и H — соответственно коэффициент расхода, радиус водослива и напор на водосливе.

а) Воронка с плоским гребнем

Воронка с плоским наклонным гребнем (рис. 9-53) применяется обычно для водосливов больших размеров, если

$$R \geqslant (6 \div 7) H. \qquad (9\text{-}88)$$

Коэффициент расхода при условии (9-88) $m = 0{,}36$.

Радиус воронки при отсутствии бычков на гребне определяется для заданного Q и H по формуле

$$R = \frac{Q}{m 2\pi \sqrt{2g}\, H^{3/2}}, \qquad (9\text{-}89)$$

а при наличии на гребне бычков — по формуле

$$R = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{Q}{\varepsilon m \sqrt{2g}\, H^{3/2}} + n_0 S\right), \qquad (9\text{-}90)$$

где n_0, S и ε — соответственно число бычков, ширина бычка в верхней части гребня и коэффициент сжатия, равный в среднем 0,90.

Длина плоского гребня, считая по течению, принимается в пределах

$$B = (3 \div 4) H \text{ или } B = (0{,}4 \div 0{,}5) R, \qquad (9\text{-}91)$$

а угол наклона плоского гребня в пределах $\alpha = 6 — 9°$.

Глубина потока в конце плоского гребня по данным опыта равна:

$$h = 0{,}65H, \qquad (9\text{-}92)$$

поэтому среднюю скорость в конце гребня можно определить по формуле

$$v = \frac{Q}{2\pi r \cdot 0{,}65H}, \qquad (9\text{-}93)$$

где $r = R - B - 0{,}325H \sin\alpha$ (рис. 9-53).

Для построения средней струйки потока на параболическом участке воронки служит уравнение (9-94) (принятая система координат указана на рис. 9-53):

$$y = \frac{gx^2}{2v_r^2 \cos^2\alpha} + x \operatorname{tg}\alpha, \qquad (9\text{-}94)$$

где x изменяется в пределах от 0 до r.

Скорость в любой точке по длине средней струйки определится по формуле

$$v_n = \sqrt{v_r^2 + 2gy_n + 2v_r \sin\alpha \sqrt{2gy_n}}, \qquad (9\text{-}95)$$

а глубина потока (считая по перпендикуляру к направлению средней струйки) — по формуле

$$h_n = \frac{Q}{2\pi (r - x) v_n}. \qquad (9\text{-}96)$$

Поверхность воронки и свободная поверхность потока на параболическом участке могут быть построены после построения средней струйки по вычисленным для ряда сечений глубинам h_n.

Пересечение в воронке свободных поверхностей потока определяет точку схода струй, лежащую на оси воронки с координатой $y_{макс}$.

Здесь скорость равна:

$$v_y' = 0{,}98 \sqrt{2g y_{макс}}, \qquad (9\text{-}97)$$

поэтому диаметр воронки при $y_{макс}$ определяется по формуле

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_y}}, \qquad (9\text{-}98)$$

где v_y принимается по формуле (9-97).

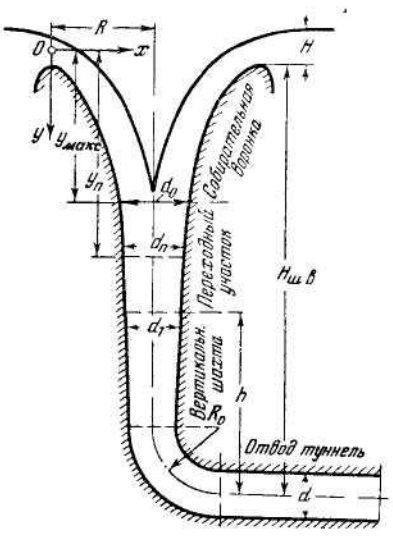


Рис. 9-50.

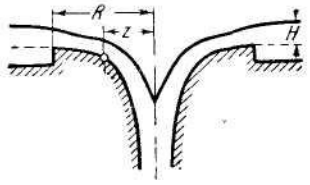


Рис. 9-51.

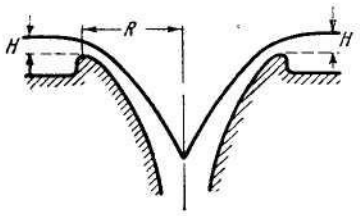


Рис. 9-52.

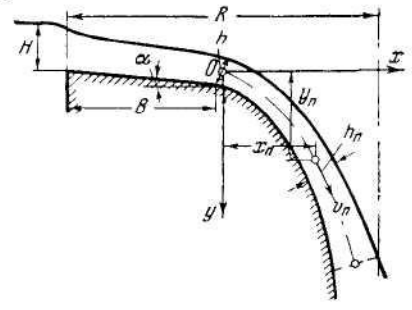


Рис. 9-53.

б) Воронка с плавным очертанием без плоского гребня

Воронки плавного очертания без плоского гребня (рис. 9-54) применяются, если

$$2H < R \leqslant 5H. \qquad (9\text{-}99)$$

Коэффициент расхода к формуле (9-87) $m = 0{,}46$. Радиус воронки определяется по формуле (9-90).

Средняя скорость на гребне определяется по рис. 9-54.

$$v_R = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0{,}75H}. \qquad (9\text{-}100)$$

Построение параболического участка производится так же, как и в предыдущем случае. Но уравнение для построения центральной струйки в принятой системе координат (рис. 9-54) будет:

$$y = \frac{gx^2}{2v_R^2}. \qquad (9\text{-}101)$$

Средняя скорость v_n в любой точке центральной струйки равна:

$$v_n = \sqrt{v_R^2 + 2gy}. \qquad (9\text{-}102)$$

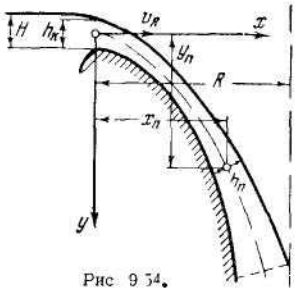


Рис 9 54.

Определение глубины потока h_n для построения параболического участка и установления диаметра в месте схода струй производится так, как указано выше.

в) Переходный участок шахты

Начальным сечением переходного участка является сечение с диаметром d_0, определяемым по формуле (9-98) (у места схода струй) (рис 9-50 и 9 51)

Для построения переходного участка вычисляются скорости по формуле

$$v_n = 0{,}98\sqrt{2gy_n} \qquad (9\text{-}102а)$$

и диаметры d_n в соответствующих сечениях

$$d_n = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_n}}.$$

Там, где $d_n = d$ *, переходный участок заканчивается и переходит в вертикальную цилиндрическую шахту либо непосредственно в отводящий туннель.

г) Вертикальная шахта и отводящий туннель

В концевом сечении переходного участка гидродинамическое давление p_n должно быть равно атмосферному Поэтому его высотное положение относительно уровня свободной поверхности нижнего бьефа[1] представляет собой свободный напор h, расходуемый на преодоление сопротивлении на пути до конца отводящего туннеля. В нормальных условиях работы сооружения $h = \Sigma h_w$.

Если условие $h = \Sigma h_w$ не соблюдается и Σh_w будет меньше h, например в случае, если диаметр туннеля d назначен больше необходимого, то в пределах вертикального участка образуется вакуум в трубе и нарушается устойчивость течений, в трубу прорывается воздух и создаются условия для возникновения вибраций Если, наоборот, Σh_w будет больше h, то воронка окажется затопленной, причем может оказаться затопленным и основной водослив.

Нарушение условия $h = \Sigma h_w$ в эксплуатационных условиях будет иметь место при пропуске расхода Q, не равного расчетному $Q_р$, при этом затопление появится при $Q > Q_р$.

Наибольший расход шахтного водосброса при наибольшем допустимом затоплении будет равен:

$$Q_{макс} = Q_р \sqrt{\frac{H_{ш\,в}}{\Sigma h_w}},$$

где $H_{ш.в}$ — общая высота водосброса (рис. 9-50),

Σh_w — суммарные потери напора при пропуске расчетного расхода.

Вычисление гидравлических сопротивлений h_w производится по общим формулам гидравлики.

Коэффициенты сопротивлений на коленах при соединении вертикального и горизонтального участков можно принять равными

при $\frac{R_0}{d} = 2{,}5 \quad \xi = 0{,}35;$

при $\frac{R_0}{d} = 4{,}0 \quad \xi = 0{,}25$

д) Подвод воды к воронке

При расположении воронки вблизи берега или грани плотины целесообразно устройство раздельной стенки, соединяющей гребень воронки с берегом или устройством выемки, чем улучшается подвод воды.

Очертание раздельной стенки можно установить по уравнению

$$\beta - \alpha_1 = C', \qquad (9\text{-}103)$$

где β и α_1 — углы, определяющие точки кривой раздельной стенки в плане (рис. 9-55);

C' — постоянная, принимаемая на практике в пределах от 5 до 15°.

Приняв C' и задаваясь различными значениями угла α_1 от 0 до 70°, находим по уравнению (9-103) углы β.

Пересечение линий, проведенных из точек *2* и *1* при различных углах β и α, дает ряд точек, определяющих очертание раздельной стенки или границу выемки (рис. 9-55).

В случае расположения воронки вблизи твердой стенки, имеющей прямолинейное очертание по оси y—y

* Диаметр d определяется например, по формуле Шези при гидравлическом уклоне $i = 1{,}0$, т. е. по формуле $Q = \frac{\pi d^2}{4} C\sqrt{R}$.

[1] При затопленном выходном сечении или относительно от метки наивысшей точки этого сечения при истечении в атмосферу

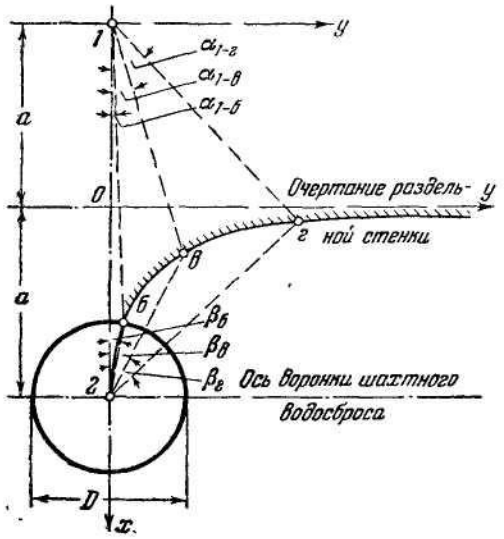


Рис. 9-55.

(рис. 9-56), скорости на гребне в различных его точках находим по формулам:

$$v_{R\,вод} = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0{,}75H} \cdot \frac{2K_1}{K_1 + K_2}; \qquad (9\text{-}104)$$

$$v_{R\,выем} = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0{,}75H} \cdot \frac{2K_2}{K_1 + K_2}, \qquad (9\text{-}105)$$

где $v_{R\,вод}$ и $v_{R\,выем}$ — скорости на гребне в точке c со стороны водохранилища и в точке b со стороны выемки (рис. 9-56);

R — радиус воронки;

K_1 и K_2 — коэффициенты, определяются по рис. 9-57 в зависимости от радиуса воронки, выраженного в долях расстояния a.

Скорость в других точках гребня можно определить в функции угла φ (рис. 9-56 и 9-57):

$$v_R^{\varphi} = v_{R\,выем} + \frac{\pi - \varphi}{\pi}(v_{R\,вод} - v_{R\,выем}), \qquad (9\text{-}106)$$

где φ изменяется в пределах от 0 до π.

Примечание. При проектировании воронки шахтного водосброса в условиях, когда скорости входа (скорости на гребне) различны и определены по формуле (9-106), возможно проектировать воронку и переходный участок асимметричными в соответствии с неодинаковыми начальными условиями (скоростью на гребне).

Порядок расчета каждой радиальной секции воронки и переходного участка останется тот же.

9-9. СИФОННЫЙ ВОДОСБРОС

На гидроэлектрических станциях сифонные водосбросы устраиваются для автоматического сброса воды из водохранилищ и напорных бассейнов. Такие водосбросы обладают большой чувствительностью и вступают в работу даже при небольшом подъеме горизонта воды верхнего бьефа (рис. 9-58 и 9-59).

Коэффициент расхода достигает порядка $\mu = 0{,}70$—$0{,}85$ (для напоров до 10 *м*). При колебаниях расхода иногда нарушается устойчивость работы сифона. По опытам В. И. Туманяна сифон периодически включается и выключается, как только сбросный расход уменьшается на 25% по сравнению с расчетным. Для повышения устойчивой работы сифона устанавливают во входной его части особый регулятор расхода.

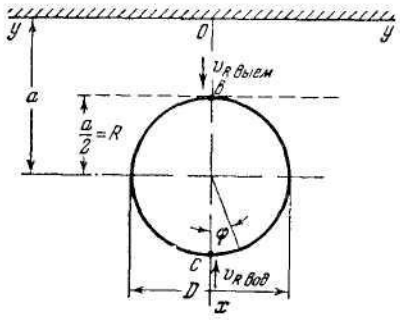


Рис. 9-56

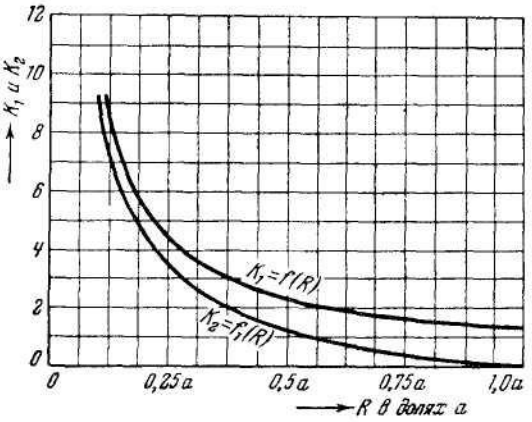


Рис. 9-57.

а) Расход сифона и скорость в выходном его сечении находим по формулам:

$$Q = \mu\omega_{вых}\sqrt{2gH_0}; \qquad (9\text{-}107)$$

$$v = \sqrt{\frac{2gH_0}{1 + \Sigma\zeta}}, \qquad (9\text{-}108)$$

где μ — коэффициент расхода сифона;

$\omega_{вых}$ — площадь выходного сечения;

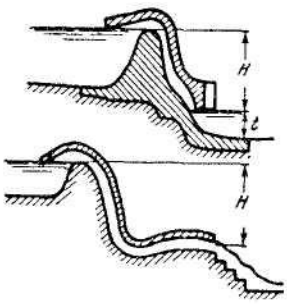


Рис 9-58.

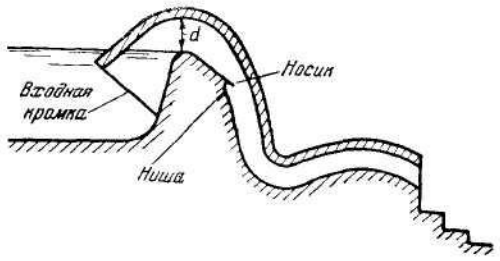


Рис 9-59

$H_0=H+\frac{v_0^2}{2g}$ — напор (рис. 9-58 и 9-59), равный разности горизонта перед входом и выходом из сифона с учетом скоростного напора в сечении перед сифоном;

$\Sigma\zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления (местных и по длине).

Коэффициент расхода можно определить или по формуле (9-109)

$$\mu=\frac{Q}{\omega_{вых}\sqrt{2gH_0}}, \qquad (9\text{-}109)$$

или по формуле (9-110)

$$\mu=\frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta}}. \qquad (9\text{-}110)$$

По формуле (9-109) коэффициент расхода μ определяется в том случае, когда величины Q, H_0 и $\omega_{вых}$ известны (например, когда они были определены путем непосредственных измерений в натуре), или в том случае, когда при проектировании сифонного водосброса заданы величины H_0 и $\omega_{вых}$ и для обеспечения заданного расхода Q требуется подобрать соответствующие сопротивления сифона В этом случае определенный по формуле (9-109) коэффициент μ будет необходимым для данной конструкции

По формуле (9-110) коэффициент расхода μ определяется в том случае, когда для заданной конструкции сифона вычисляется расход Q

Коэффициент μ, определенный по формуле (9-110), будет действительным, зависящим от существующих в данном случае гидравлических сопротивлений.

Местные потери напора слагаются из

1) потерь при входе,

2) потерь в местах изменения площади поперечного сечения трубы сифона,

3) потерь на закруглениях,

4) потерь от зарядного носика (для некоторых типов сифона),

5) потерь от специальных зубцов (если таковые устраиваются),

6) потерь на выходе

Все местные потери напора вычисляются по общей формуле

$$h_\omega=\zeta\frac{v^2}{2g}, \qquad (9\text{-}111)$$

где ζ — коэффициент сопротивления;

v — скорость потока за этими сопротивлениями.

Числовые значения ζ. Коэффициент сопротивления во входном сечении можно приближенно принять равным $\zeta_{вх}=0{,}1$.

Потери на сужение и на закруглениях можно определить, как указано в гл 3

Сопротивления от зарядного носика учитываются только в том случае, если носик устраивается на прямом участке трубы сифона, и тогда коэффициент сопротивления принимают равным таковому при сужении:

$$\zeta_{нос}=\zeta_{суж}.$$

Коэффициент сопротивления специальных зубьев на гребне водослива в первом приближении можно считать равным $\zeta_г=0{,}1$ (уточнить его можно путем лабораторных опытов).

Коэффициент сопротивления на выходе при затопленном выходном сечении определяется по формуле

$$\zeta_{вых}=\left(1-\frac{\omega_{вых}}{\omega_{кол}}\right)^2, \qquad (9\text{-}112)$$

где $\omega_{вых}$ и $\omega_{кол}$ — площадь выходного сечения сифонной трубы и площадь живого сечения колодца нижнего бьефа.

Коэффициент сопротивления по длине сифонной трубы определяется по формуле

$$\zeta_{тр}=\frac{2gL}{C^2R}, \qquad (9\text{-}113)$$

где L — длина участка сифонной трубы;

R — гидравлический радиус

C — коэффициент, по Н Н. Павловскому равен $C=\frac{1}{n}R^y$

Если прямолинейный участок сифонной трубы имеет переменное сечение, то величины R и C в формуле (9-113) можно брать по среднему сечению и определять коэффициент сопротивления по формуле

$$\zeta'_{тр}=\frac{2gL}{C_{ср}^2R_{ср}}. \qquad (9\text{-}114)$$

Величина спада горизонта верхнего бьефа перед сифоном определяется как разность скоростных напоров по формуле

$$\delta_z=\frac{v_{вх}^2-v_0^2}{2g}, \qquad (9\text{-}115)$$

где $v_{вх}$ и v_0 — скорость во входном сечении трубы и скорость подхода воды к сифону.

Зарядный носик Для ускорения включения сифона в работу в его трубе устраивают так называемый зарядный носик (рис 9-60, 9 61). Действие зарядного носика заключается в том, что струя, отклоняясь от него в точке O (рис 9-61), достигает противоположной стенки трубы сифона в точке A и, таким образом, замыкает все пространство, занятое воздухом внутри сифона до его зарядки В таких условиях струя быстро отсасывает оставшийся внутри воздух, и сифон приходит в действие

Угол наклона носика β при заданном расстоянии его от выходного сечения или заданном расстоянии от уровня нижнего бьефа (рис 9-61) определяется из уравнения

$$2v^2\cos\beta(y\cos\beta-x\sin\beta)=gx^2, \qquad (9\text{-}116)$$

при этом величины x и y находим по уравнениям

$$x=l\sin\alpha+a_{вых}\cos\alpha; \qquad (9\text{-}117)$$

$$y=l\cos\alpha-a_{вых}\sin\alpha. \qquad (9\text{-}118)$$

Скорость струи на сходе с носика равна

$$v=\varphi\sqrt{2gz},$$

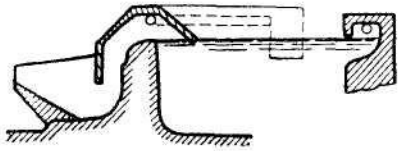


Рис. 9-60.

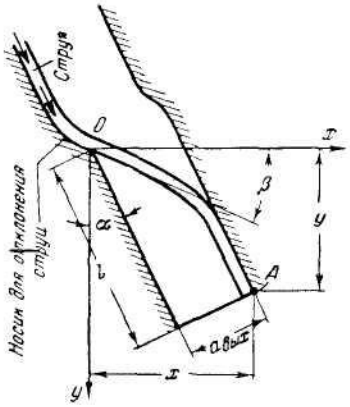


Рис. 9-61.

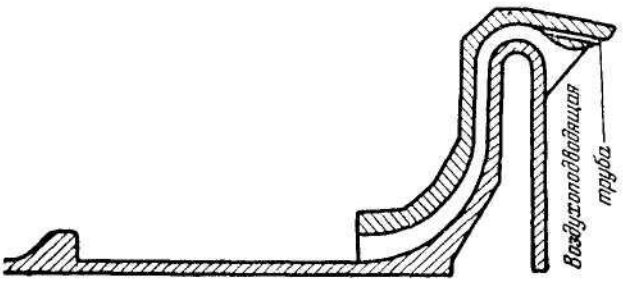


Рис. 9-62

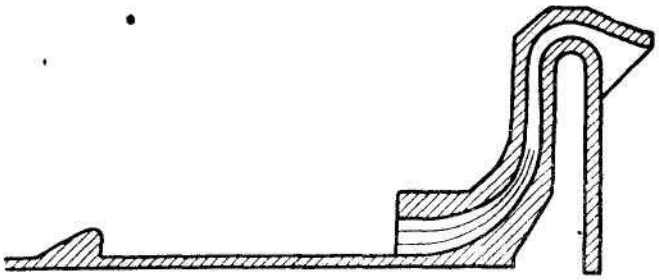


Рис 9-63.

где φ — коэффициент скорости, равен 0,6 — 0,8;

z — расстояние от гребня оголовка до носика, считая по вертикали.

Если величина l (или y) была принята слишком малой, то может оказаться, что уравнение (9-117) не имеет решения. В таком случае при любых значениях угла β струйка не прижимается к наружной стенке трубы, и тогда необходимо увеличить расстояние l и повторить расчет.

Опыты показали, что наименьшие потери напора, вызываемые наличием носика, получаются при

$$y = (0{,}4 \div 0{,}5)\,H. \qquad (9\text{-}119)$$

Вакуум в сифоне. В трубе сифона всегда имеет место вакуум (как недостаток давления до атмосферного), поэтому необходимо всякий раз определять его максимальное значение для данной конструкции

Если высота сечения сифонной трубы в ее горловине невелика, $a \approx 1{,}0$ *м* (рис 9-59), то $h_{вак}$ можно определять, пользуясь уравнением Бернулли и предполагая гидростатический закон распределения давления в сечении горловины.

Тогда $h_{вак}$ определится по формуле

$$h_{вак} = \Delta h + \frac{Q^2}{2g\omega_{горл}^2}(1 + \Sigma\zeta); \qquad (9\text{-}119')$$

здесь Δh — превышение самой высокой точки сечения горловины над уровнем свободной поверхности верхнего бьефа;

$\omega_{горл}$ — площадь поперечного сечения сифонной трубы в горловине (часто прямоугольной формы, $\omega_{горл} = a \times b$);

$\Sigma\zeta$ — сумма всех коэффициентов сопротивления местных и по длине (если таковые исчисляются независимо от местных) на участке сифона от входного сечения в горловине, где определяется $h_{вак}$.

Максимальное значение вакуума может и не быть в горловине сифона, а быть в каком-либо другом месте.

Величину максимума $h_{вак}$ и то сечение, в котором он возникает, можно установить, определяя $h_{вак}$ последовательно для ряда сечений и сопоставляя их друг с другом. В таком случае полезно построить график зависимости $h_{вак} = f(s)$,

где $h_{вак}$ — величина вакуумметрической высоты, определенная по формуле (9-119');

s — расстояние от центра тяжести входного сечения до центра тяжести того сечения, для которого вычисляется $h_{вак}$ (расстояние s измеряется вдоль „оси" сифона).

Величину расчетного максимума $h_{вак}$ нельзя допускать равной ее физическому пределу *пред.* $h_{вак}$ в данных конкретных условиях, которая равна

$$\textit{пред.}\ h_{вак} = h_{атм.\ дав} - h_{упр.вод.паров}.$$

Упругость водяных паров в зависимости от температуры указана в табл. 13-2.

Задачи расчета сифона. Общее уравнение для сифона, написанное в форме уравнения расхода,

$$Q = \omega_{вых}\sqrt{\frac{2gH_0}{1 + \Sigma\zeta + \dfrac{2gl}{C^2R}}} = \mu\omega_{вых}\sqrt{2gH_0}$$

определяет собой три основные задачи. 1) найти расход Q; 2) найти напор H_0; 3) найти форму и размеры поперечных сечений сифона.

Первые две задачи (при заданной конструкции) решаются прямым вычислением по указанной формуле. Третья задача, т. е. установление конструктивных форм и размеров сифона, в общем случае является задачей неопределенной (допускающей бесчисленное множество решений) и решается конструктором.

Конструкция предложенная проф. А. Я. Миловичем (рис. 9-62 и 9-63), является гид-

равлически лучшей среди других. Во входной части сифон снабжен воздухопроводящей трубой, направление которой совпадает с направлением скоростей в трубе сифона.

Коэффициент расхода определяется по формуле

$$\mu = \frac{Q}{\omega_{\text{горла}} \sqrt{2g\,(H_s + \Delta h)}}, \qquad (9\text{-}120)$$

где $\omega_{\text{горла}}$ — площадь живого сечения горла трубы;

H_s — напор, равный разности горизонтов (верхнего и нижнего бьефов;

Δh — является эффектом расширения трубы.

Проф. А. Я. Милович даст для величины Δh (теория отсасывающих труб водяных турбин) такое выражение.

$$\Delta h = \alpha \Delta H, \qquad (9\text{-}121)$$

где $\alpha = \frac{2}{m+1}$ — к. п. д. расширения струи;

$$\Delta H = \frac{1}{2g\omega_{\text{вх}}^2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} Q^2, \qquad (9\text{-}122)$$

где $m = \frac{\omega_{\text{вых}}}{\omega_{\text{вх}}}$ — отношение площади выходного и площади входного сечения трубы,

Q — расход.

Результативно величина Δh равна.

$$\Delta h = \alpha \Delta H = \frac{Q^2 (m-1)}{g\omega_{\text{вх}}^2 m^2}. \qquad (9\text{-}123)$$

Коэффициенты расхода, определенные по формуле А. Я. Миловича, оказываются на 20—25% больше по сравнению с таковыми для сифонов иных типов [1].

а) Определение давления в различных точках сечений сифона по способу канд. техн. наук В. И. Туманяна. Движение потока через горло трубы рассматривается как движение отдельных струек по концентрическим окружностям. Для определения давления вдоль этих струек (в различных сечениях) применяется закон площадей.

В таких условиях давление можно определять, применяя уравнение Бернулли с учетом коэффициента α на неравномерность распределения скоростей.

$$\frac{p_0}{\gamma} = E_2 - y_0 - \frac{\alpha v_m^2}{2g} - \alpha \left(\Sigma\zeta \frac{v_m^2}{2g} \right)_{2-3} =$$

$$= E_2 - y_0 - \frac{\alpha v_m^2}{2g} [1 + (\Sigma\zeta)_{2-3}], \qquad (9\text{-}124)$$

где (рис. 9-64) $\frac{p_0}{\gamma}$ — давление на оси трубы сифона в сечении *3—3*;

y_0 — половина высоты трубы сифона в сечении *3—3*;

E_2 — величина удельной энергии в сечении *2—2* перед началом закругления относительно горизонтальной плоскости порога сифона, равная

$$E_2 = \frac{p_{\text{ат}}}{\gamma} \pm \Delta z - \alpha \left(\Sigma\zeta \frac{v^2}{2g} \right)_{1-2}, \qquad (9\text{-}125)$$

[1] По вычислениям канд. техн. наук В. И. Туманяна.

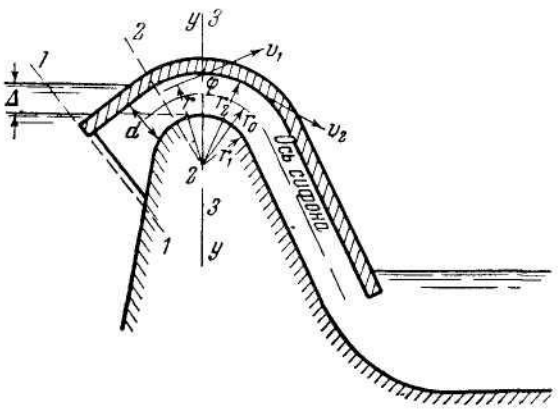


Рис. 9-64.

причем здесь Δz есть превышение свободной поверхности верхнего бьефа над порогом сифона;

v_m — средняя скорость в горловине сифона (сечение *3—3*);

α — корректив скоростного напора (коэффициент Кориолиса) при распределении скоростей по закону площадей ($vr = \text{const}$), по вычислениям Туманяна при высоте сифона d (рис 9-64) равен.

$$\alpha = \frac{d^2 \left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right)}{2r_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3}; \qquad (9\text{-}126)$$

$(\Sigma\zeta)_{2-3}$ — сумма коэффициентов сопротивлений на участке от сечения *2—2* до сечения *3—3*, равная $\zeta_{\text{закр}} + \eta_{\text{зуб}}$.

Для определения давления в любой точке горловины сифона по Туманяну получим уравнение

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y - \frac{\alpha v_m^2}{2g} \cdot \frac{r_0}{r_1 + y} [1 + (\Sigma\zeta)'_{2-3}], \qquad (9\text{-}127)$$

а для определения давления в любом сечении (под углом φ к вертикали) и с учетом (9-126)

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y\cos\varphi -$$

$$- \frac{v_m^2}{2g} \cdot \frac{r_0 d^2 (r_2^2 - r_1^2)}{2r_1^2 r_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3} [1 + (\Sigma\zeta)_{2-3}], \qquad (9\text{-}128)$$

по которому и производится соответствующий расчет.

Пример определения давления в горловине трубки сифона (по примеру, заимствованному из книги В. И. Туманяна «Гидравлика сифонных водосбросов», Госэнергоиздат, 1949)

Применительно к рис 9-65 имеем заданным: расход одной трубы сифонной батареи $Q = 19{,}58$ *м*³/*сек*, высота горловины $d = 0{,}85$ *м*, ширина трубы $b = 2{,}65$ *м*, радиус закругления гребня сифона $r_1 = 0{,}92$ *м*; радиус закругления внутренней поверхности сифона $r_2 = 1{,}77$ *м* и радиус средней струйки

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = 1{,}345 \text{ м}.$$

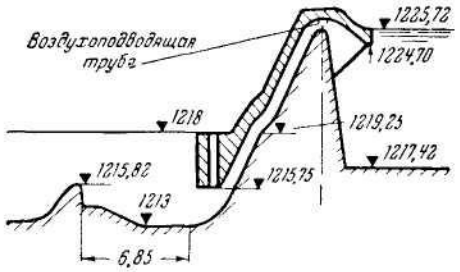


Рис 9-65.

Распределение давлений в горловом сечении найдем по формуле (9-127):

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y - \frac{\alpha v_m^2 r_0}{2g\,(r_1 + y)}\,[1 + (\Sigma\zeta)_{2-3}].$$

Вычисляем последовательно.

Корректив скоростного напора по формуле (9-126):

$$\alpha = \frac{d^2\left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1\right)}{2r_2^2\left(\ln\frac{r^2}{r_1}\right)^3} = \frac{0{,}85^2\left(\frac{1{,}77^2}{0{,}92^2} - 1\right)}{2\cdot 1{,}77^2\left(\ln\frac{1{,}77}{0{,}92}\right)^3} = 1{,}11;$$

$$E_2 = \frac{P_{ат}}{\gamma} - \Delta z - \alpha\left(\Sigma\zeta\,\frac{v^2}{2g}\right)_{1-2} =$$

$$= 9{,}38 - 0{,}13 - \alpha\left(\Sigma\zeta\,\frac{v^2}{2g}\right)^{*}_{1-2};$$

$$\alpha\Sigma\zeta\,\frac{v^2}{2g} = h_{вх} + h_{суж} = \zeta_{вх}\,\frac{\alpha v_{вх}^2}{2g} +$$

$$+ \zeta_{суж}\,\frac{\alpha v_{суж}^2}{2g} = 0{,}0132 + 0{,}83 = 0{,}8432\ м.$$

Следовательно,

$$E_2 = 9{,}38 - 0{,}13 - 0{,}8432 = 8{,}408\ м.$$

Далее находим величину средней скорости v_m:

$$v_m = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q}{db} = \frac{19{,}58}{0{,}85\cdot 2{,}65} = 8{,}7\ м/сек.$$

Определяем затем $(\Sigma\zeta)_{2-3}$. На участке 2—3 местные сопротивления состоят из сопротивлений на повороте и сопротивлений, вызываемых зубьями на пороге.

Принимаем $\zeta_{повор\ 32°} = 0{,}23$, $\zeta_{зуб} = 0{,}10$ и $\Sigma\zeta = 0{,}23 + 0{,}10 = 0{,}33$

Составляем расчетную формулу:

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y - \frac{\alpha v_m^2 r_0}{2g\,(r_1 + y)}[1 + (\Sigma\zeta)_{2-3}] =$$

$$= 8{,}408 - y - \frac{1{,}10\cdot 8{,}7^2\cdot 1{,}345}{19{,}62\,(0{,}92 + y)}(1 + 0{,}33) =$$

$$= 8{,}408 - y - \frac{7{,}66}{0{,}92 + y}.$$

Пользуясь полученным выражением, находим абсолютное давление в любой точке горлового сечения, давая соответствующие значения y:

1) на пороге $y = 0$,

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_0 = 8{,}408 - 8{,}320 = 0{,}88\ м;$$

2) для средней струйки $y = 0{,}425$ м,

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_{0{,}425} = 2{,}288\ м;$$

3) для самой верхней струйки $y = 0{,}85$ м,

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_{0{,}85} = 3{,}223\ м.$$

Соответственно в этих же точках получим величину вакуума:

1) при $y = 0$

$$(h_{вак})_0 = 9{,}38 - 0{,}88 = 9{,}292\ м;$$

2) при $y = 0{,}425$ м

$$(h_{вак})_{0{,}425} = 7{,}092\ м;$$

3) при $y = 0{,}85$ м

$$(h_{вак})_{0{,}85} = 6{,}157\ м.$$

Примечание. Устройство сифона при разности горизонтов верхнего и нижнего бьефов более 10 м вполне возможно. Однако в таком случае необходимо предусмотреть в конструкции дополнительные сопротивления (в виде сопротивления от специальных зубьев или постепенного сужения трубы в направлении к нижнему бьефу).

Это даст возможность избежать образования чрезмерного вакуума, который в противном случае может быть причиной разрыва сплошности течения.

Для предварительных расчетов сифонов при перепадах $z < 10$ м коэффициент расхода μ можно принимать равным

$$\mu = 0{,}75 - 0{,}85$$

и для сифонов при $z > 10$ м

$$\mu = 0{,}6 - 0{,}7.$$

9-10. ПРЕГРАЖДЕНИЕ ПОТОКА НАБРОСКОЙ КАМНЯ В ТЕКУЩУЮ ВОДУ

(по проф. С. В. ИЗБАШУ)

Гидравлический расчет наброски камня в текущую воду имеет целью определить режим водотока и конфигурацию наброски в различные стадии производства работ. На основе этих расчетов определяется необходимое количество камня для создания нужного подпора как для случая перелива через верх наброски, так и для полного перекрытия потока.

Для проектирования преграждения реки (или иного водотока) наброской камня необходимо иметь гидрологические данные о режиме потока в период производства работ (расход воды Q, $м^3/сек$, глубину h и ширину B потока), а также данные о камне, используемом для наброски (объемный вес камня и размеры камня, приведенные к диаметру шара).

* В примере В. И. Туманяна атмосферное давление равно 9,38 м вод. ст. и $\Delta z = 0{,}13$ м.

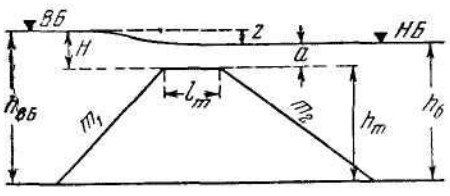
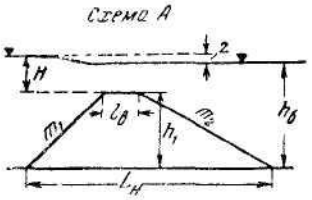


Рис 9 66.



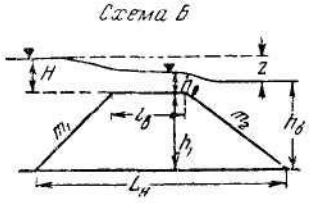


Рис. 9-67.

Прегражденне русла наброской камня возможно при условии, если бытовая скорость потока $v_б$ будет меньше той наименьшей скорости $v_{мин}$, которая способна вывести из равновесия камень, лежащий на отсыпке, т. е. если $v_б < v_{мин}$.

Значение $v_{мин}$ определяется по формуле проф. С. В. Избаша:

$$v_{мин} = Y_c П \sqrt{D}, \qquad (9\text{-}129)$$

где Y_c — коэффициент устойчивости камня на сдвиг, принимаемый на практике равным 0,86;

$П = \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}$ — коэффициент, характеризующий соотношение объемных весов жидкости и камня;

γ и γ_1 — вес единицы объема воды и камня;

D — диаметр камня, приведенного к шару, определяемый по формуле

$$D = \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi}}, \qquad (9\text{-}130)$$

где W — объем камня.

а) Явления, наблюдающиеся при наброске камня в текущую воду

В начальной стадии производства работ отсыпь, образуемая наброской камня, характеризуется очертанием, близким к равнобедренному треугольнику с уклоном откосов 1 : 1,25 (первая конфигурация, рис. 9-66).

При увеличении высоты отсыпи форма ее сохраняется лишь до некоторого предела, за которым дальнейшее повышение отсыпи замедляется вследствие сдвига и сноса отдельных камней с вершины отсыпи. Камень перемещается по откосу, пока не найдет себе упора (гнезда), после чего его устойчивость определяется не сдвигом, а выкатыванием (из гнезда)

Максимальная скорость, которой камень способен сопротивляться в этом случае, определяется по формуле

$$v_{макс} = Y_в П \sqrt{D} \sqrt{\cos\alpha}, \qquad (9\text{-}131)$$

где $Y_в$ — коэффициент устойчивости камня на выкатывание из гнезда, в среднем равный 1,20.

Значения $П$ и D те же, что и для формулы (9-129). При малых углах α (угол выкатывания камня к горизонту) можно считать $\cos\alpha \approx 1{,}0$ и

$$v_{макс} = Y_в П \sqrt{D} \qquad (9\text{-}132)$$

или

$$v_{макс} = 1{,}2 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}} \sqrt{D}. \qquad (9\text{-}132а)$$

В этот период возведения отсыпи низовой откос ее приобретает большую пологость в сравнении с начальной, а верховой продолжает сохранять прежний уклон (около 1 1,25)

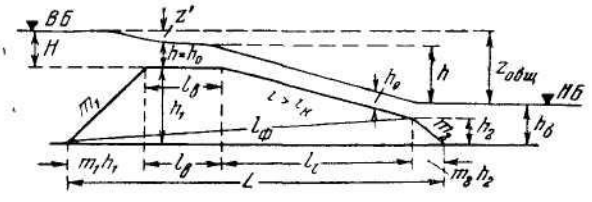


Рис. 9-68.

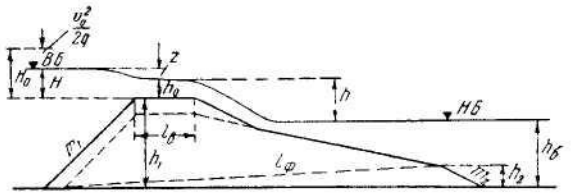


Рис. 9 69

Таким образом, контур отсыпи постепенно переходит в трапецеидальную форму (вторая конфигурация, рис. 9-67), создавая затем на низовом откосе быстроток (третья конфигурация, рис. 9-68).

В дальнейшем отсыпь начинает интенсивно расти по высоте, причем возводимое наброской преграждение начинает отсыпаться с более крутыми откосами, вследствие чего на низовом откосе образуется точка перегиба (четвертая конфигурация отсыпки, рис. 9-69).

б) Гидравлический расчет

В условиях плоского потока основная задача гидравлического расчета состоит в следующем.

При заданном расходе q_0 на 1 *пог м*, ширине русла, бытовой глубине $h_б$ и диаметре камня (приведенного к шару) D надо определить размеры поперечного профиля наброски для каждой характерной стадии производства работ, т. е. для каждой из указанных конфигураций, и установить площадь поперечного сечения этой наброски.

Первая и вторая конфигурации наброски могут рассматриваться как водослив с широким порогом и округленным входным ребром при среднем значении коэффициента расхода

$$m = 0{,}35$$

или

$$M = m \sqrt{2g} = 1{,}55$$

при коэффициенте скорости $\varphi = 0{,}92$.

Третья и четвертая конфигурации относятся к быстротоку.

Для четвертой конфигурации может быть принят повышенный коэффициент расхода

$$m = 0{,}385$$

и

$$M = m \sqrt{2g} = 1{,}72.$$

Расчетная схема первой конфигурации (рис 9 66) составлена для момента, когда достигнут тот предел роста высоты отсыпи h_m, при котором скорости потока увеличиваются до значения $v_{мин}$ [формула (9-129)] и начинают сдвигать камни, лежащие на вершине отсыпи.

Вторая расчетная схема (рис. 9-67) относится к моменту, когда отсыпь достигает высоты h_1, при которой скорость над отсыпью равна $v_{макс}$ по формуле (9-131) или (9-132).

Третья конфигурация отсыпи составляется из двух частей

а) головной части, представляющей собой водослив с широким порогом длиной $l_в$,

б) быстротока, по которому поток движется со скоростью $v_{макс}$.

При расчете третьей и четвертой конфигураций необходимо учитывать фильтрацию воды через тело отсыпи

При расчете первой и второй конфигураций фильтрационный расход принимается равным $q_ф = 0$.

Последовательность расчета. Первая конфигурация. Расчетная схема указана на рис. 9-66.

1) Величины коэффициентов m_1 и m_2 могут быть приняты равными:

$$m_1 = m_2 = 1{,}25.$$

2. Длина горизонтальной площадки l_m определяется по формуле

$$l_m \approx 3h_к,$$

где $h_к$ — критическая глубина для русла прямоугольного сечения,

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q_0^2}{g}}.$$

3) Глубина воды на пороге a равна:

$$a = \frac{q_0}{v_{мин}}.^*$$

где $q_0 = \frac{Q}{B}$ — удельный расход.

Глубина a при $v_{мин}$ в процессе возведения отсыпи из каменной наброски в текущую воду представляет собой наименьшую глубину воды над гребнем наброски в период первой конфигурации, т. е. глубину, имеющую место при наибольшей высоте отсыпки за этот период.

После достижения наибольшей высоты отсыпи (и наименьшей глубины на пороге a) наброска переходит во вторую стадию конфигурации.

Скорость $v_{мин}$ находим по формуле (9-129) или по формуле

$$v_{мин} = 0{,}86\sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}\sqrt{D} = 4{,}25\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1}\sqrt[6]{W}\ [м/сек], \qquad (9\text{-}133)$$

где W — средний объем отдельного камня, $м^3$.

Если $\gamma_1 = 2{,}6\ т/м^3$ и $\gamma = 1{,}0\ т/м^3$, то вместо (9-133) получим:

$$v_{мин} = 5{,}36\sqrt[6]{W}\ [м/сек]. \qquad (9\text{-}133а)$$

4) Наибольшая высота наброски первой конфигурации равна:

$$h_m = h_б - a.$$

5) Глубина верхнего бьефа определится по перепаду z, а именно:

$$h_{в\,б} = h_б + z,$$

причем перепад z определяется, как для водослива с широким порогом:

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{мин}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} \approx \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{мин}^2}{2g} - \frac{v_б^2}{2g}. \qquad (9\text{-}134)$$

Так как v_0 мало, то можно считать приближенно

$$z \approx \frac{1}{\varphi^2}\frac{v_{мин}^2}{2g}. \qquad (9\text{-}134а)$$

6) Ширина отсыпи по низу

$$L = l_m + (m_1 + m_2)h_m \approx l_m + 2{,}5h_m. \qquad (9\text{-}135)$$

Площадь поперечного сечения наброски первой конфигурации к моменту перехода в стадию второй конфигурации равна:

$$\Omega = (l_m + 1{,}25h_m)h_m.$$

Вторая конфигурация. Вторая конфигурация начинается с момента достижения отсыпи указанной выше своей наибольшей высоты.

В момент перехода от второй конфигурации к третьей устойчивость камня на гребне определяется его сопротивляемостью на выкатывание, в соответствии с чем скорость на пороге достигает величины $v_{макс}$, а глубина h становится равной:

$$h = \frac{q_0}{v_{макс}}$$

Для этой конфигурации возможны две гидравлические схемы.

Схема *А* (рис. 9-67) — водослив затоплен и схема *Б* — водослив не затоплен.

Расчет производим в следующем порядке [1]:

1. Определяем максимальную скорость, которой может сопротивляться камень на выкатывание, по формуле

$$v_{макс} = 1{,}2\sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}\sqrt{D}, \qquad (9\text{-}132а)$$

или, полагая $\gamma_1 = 2{,}6\ т/м^3$ и $\gamma = 1{,}0\ т/м^3$ и используя формулу (9-130), получим:

$$v_{макс} = 7{,}46\sqrt[6]{W}\ [м/сек], \qquad (9\text{-}132б)$$

где W — средний объем отдельных камней, $м^3$.

2. Определяем так называемый предельный расход по формуле

$$q_{пред} = \frac{v_{макс}^3}{g} = v_{макс}h_к \qquad (9\text{-}136)$$

или приближенно по формуле (9-136а)

$$q_{пред} \approx 43{,}3\sqrt{W}. \qquad (9\text{-}136а)$$

Предельный расход — это расход при глубине потока, равной критической глубине, и при скорости, равной максимальной, которой данный камень еще может сопротивляться на выкатывание.

3. Выясняем гидравлическую схему.

Если $q_0 > q_{пред}$, то при той же скорости $v_{макс}$ глубина на пороге $h_0 > h_к$ и водослив затоплен (схема *А*);

если $q_0 < q_{пред}$, то водослив не затоплен (схема *Б*).

4. Определяем глубину на пороге водослива:

$$h_0 = \frac{q_0}{v_{макс}}.$$

5. Высота каменной отсыпи для схемы *А* равна:

$$h_1 = h_б - h_0.^*$$

---

* Глубина воды на пороге не может быть меньше $a = \frac{q_0}{v_{мин}}$, так как иначе скорость на пороге должна быть больше, чем $v_{мин}$. Но при большей скорости произойдут размыв и снос камня с гребня, вследствие чего глубина воды возрастет до указанной величины a.

[1] Порядок расчета один и тот же для обеих схем.

* Для схемы *Б* (схемы незатопленного водослива) можно принять приближенно $h_1 \approx h_б - h_0$.

6. Перепад

$$z \approx \frac{1}{\varphi^2}\frac{v_{макс}^2}{2g} - \frac{v_б^2}{2g}$$

для схемы *А* (для схемы *Б* см. ниже п. 8).

7. Длину порога водослива, так же как для первой конфигурации, получим:

$$l_в = 3h_к \approx 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q_0^2}{g}}.$$

8. Напор на водосливе

$$H_0 \approx \sqrt[3]{\frac{\alpha q_0^2}{m^2 2g}} - \frac{v_б^2}{2g} \text{ при } \sigma = 1{,}10.$$

Глубина верхнего бьефа

$$h_{в.б} = H + h_1.$$

Перепад z для схемы *Б* равен:

$$z = H + h_1 - h_б = H - h_0.$$

9. Ширина каменной отсыпи по низу

$$L_н = 3\sqrt{\frac{\alpha q^2}{g}} + (m_1 + m_2)h_1.$$

Третья конфигурация характеризуется наличием быстротока на низовом откосе (рис. 9-68).

Третья конфигурация возникает вслед за второй тогда, когда при продолжающейся наброске камня камни сносятся с гребня и отлагаются на низовом откосе, образуя быстроток. Третья конфигурация переходит в четвертую, когда каменная отсыпь, достигнув в своем росте наибольшей возможной длины быстротока и одновременно наибольшей разности верхнего и нижнего бьефов, начинает интенсивно нарастать по высоте вследствие резкого уменьшения скорости и расхода на гребне за счет увеличения фильтрационного расхода через наброску и расхода через те или иные сбросные сооружения (если они имеются).

Расчет третьей конфигурации производится последовательно для ряда повышающихся отметок уровня верхнего бьефа, до установления такой разности уровней верхнего и нижнего бьефов, при которой длина быстротока l_i достигает своего максимума.

В этой стадии возведения насыпи возможны также две схемы: *А*—схема с затопленным водосливом и схема *Б* — схема незатопленного водослива. Как и во второй конфигурации, схема *А* с затопленным водосливом имеет место тогда, когда действительный расход q больше предельного расхода:

$$q > q_{пред} = v_{макс}h_к,$$

и наоборот, схема *Б*, т. е. схема незатопленного водослива, имеет место, если $q < q_{пред}$.

Расчет третьей конфигурации (для любой промежуточной отметки уровня верхнего бьефа) по схеме *А* (рис. 9-68).

Пусть $q > q_{пред}$, тогда $h_0 > h_к$ и уклон быстроточного участка $i < i_к$.

Отметку верхнего бьефа считаем заданной

Расчет ведется подбором, так как неизвестен фильтрационный расход[1], он определяется в процессе расчета.

Порядок расчета

Определяем общий перепад $z_{общ}$:

$$z_{общ} = \nabla_{в.б} - \nabla_{н.б}$$

и часть этого перепада h, приходящуюся на быстроток:

$$h = z_{общ} - z',$$

где

$$z' = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{макс}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} \approx \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v_{макс}^2}{2g}.$$

2. Далее назначаем произвольное значение фильтрационного расхода $q'_ф$, которое определит расход проходящей через гребень отсыпи,

$$q' = q_0 - q'_ф.$$

Примечание. Здесь q_0 — суммарный расход, проходящий по руслу в створе каменной наброски. Если нет специальных дополнительных водосбросных сооружений, то он равен расходу реки (или канала), отнесенному к единице длины порога наброски. В ином случае для определения q_0 надо вычесть из расхода реки расход, уходящий через эти сбросные сооружения.

3. Определяем глубину воды на пороге:

$$h'_0 = \frac{q'}{v_{макс}},$$

уклон на быстротоке i' и его длину l'_i:

$$i' = \frac{n^2 q'^2}{h'^{10/3}} \text{ и } l'_i = \frac{h}{i'}.$$

4. Затем вычисляем остальные геометрические элементы наброски и другие величины, необходимые для определения фильтрационного уклона и расхода $q''_ф$, который должен быть равен ранее принятому расходу $q'_ф$. Таким образом, получим:

высоту наброски с низовой стороны

$$h'_2 = h_б - h'_0;$$

высоту наброски с верховой стороны

$$h'_1 = h'_2 + h;$$

длину гребня наброски

$$l'_в = 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q'^2}{g}}$$

и длину пути фильтрации

$$l'_ф = \sqrt{h'^2_2 + (l'_в + l'_i + m_1 h'_1)^2}.$$

5. Расчетный гидравлический уклон (для фильтрационного потока) будет равен:

$$i' = \frac{h}{l'_ф}.$$

6. Для определения фильтрационного расхода найдем сперва скорость фильтрации (турбулентной)

$$v_ф = C_0 p\sqrt{Di'} \ [см/сек],$$

где C_0 и p — коэффициенты, соответственно равные 20 и 0,37.

Величину фильтрационного расхода вычисляем по формуле

$$q''_ф = v'_ф h'_1.$$

[1] В третьей и четвертой конфигурациях нельзя пренебрегать фильтрационным расходом.

* Здесь и далее все расчетные величины, связанные с предположенным фильтрационным расходом, сопровождаются знаком „прим" ($q'_ф$, q', z' и т. д.)

Полученный таким образом фильтрационный расход $q''_ф$ должен быть равен ранее предположенному $q'_ф$. В противном случае расчет повторяется.

Если $q''_ф = q'_ф$, то расчет при заданной отметке верхнего бьефа закончен и вновь производится при следующей (новой) отметке $\nabla_{в.б}$ и так далее до достижения условий перехода третьей конфигурации в четвертую.

Для окончательно установленной (предельной для третьей конфигурации) отметки $\nabla_{в.б}$, а следовательно, и для ее предельного профиля определяем площадь профиля наброски по формуле

$$\Omega = m_1 \frac{h_1^2}{2} + m_2 \frac{h_2^2}{2} + l_в h_1 + l_i \left(h_2 + \frac{h}{2}\right).$$

Для схемы *Б* порядок расчета будет таков.

Задаваясь $q'_ф$, последовательно найдем.

расход через гребень отсыпи

$$q' = q_0 - q'_ф;$$

глубину воды на пороге

$$h'_0 = \frac{q'}{v_{макс}};$$

напор на водосливе

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{(q')^2}{2gm^2}} = \sqrt[3]{\left(\frac{q'}{1{,}55}\right)^2};$$

перепады

$$z'_0 = H'_0 - h_0 \quad \text{и} \quad z' = z'_0 - \frac{v_0^2}{2g};$$

падения на быстротоке

$$h' = \nabla_{в.б} - \nabla_{н.б} - z.$$

В остальном расчет по схеме *Б* не отличается от расчета по схеме *А*.

Четвертая конфигурация (рис. 9-69). Критерием перехода третьей конфигурации в четвертую служит условие

$$hq^{4/3} < h_a q_a^{4/3},$$

где h_a и q_a — максимальное падение на быстротоке (т. е. при $l_{i\,макс}$) и соответствующий расход на гребне.

Достижение $hq^{4/3}$ своего максимального значения (т. е. величины $h_a q_a^{4/3}$) рекомендуется определять построением графика для

$$hq^{4/3} = f(\nabla_{в.б} - \Delta_{н.б})$$ (рис. 9-70).

Порядок расчета. Назначая $q'_ф$, последовательно находим:

$$q' = q_0 - q'_ф;$$

$$H'_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{q}{M}\right)^2} \quad \text{при } M = 1{,}72,$$

затем

$$h'_0 = \frac{q'}{v_{макс}};$$

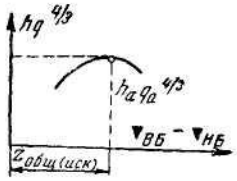


Рис 9-70

$$z' = H'_0 - h'_0 - \frac{v_0^2}{2g};$$

$$h'_1 = \nabla_{в.б} - \nabla_{н.б} - H'_0 - \frac{v_0^2}{2g};$$

$$h' = \nabla_{в.б} - \nabla_{дна} - z'.$$

Затем находим средний градиент для фильтрационного потока.

$$i' = \frac{h'}{l_ф}, \quad q'_р \text{ и т. д. до } q''_ф = q'_ф.$$

Далее находим уклон крутой части низового откоса и длину порога $l_в$, пользуясь формулами

$$i = \frac{n^2 q^2}{h_0^{16/3}};$$

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

Заключительным этапом гидравлического расчета наброски является расчет в момент выхода наброски из воды, который сводится к определению $\nabla_{в.б}$ путем решения двух уравнений:

$$q_ф = v_ф H = C_0 p \sqrt{Di}\,(\nabla_{в.б} - \nabla_{дна});$$

$$i = \frac{\nabla_{в.б} - \nabla_{н.б}}{l_ф}.$$

Значения величин, встречающихся при различных диаметрах камня наброски, приведены в табл. 9-11.

Примечание. *При проектировании преграждения русла неправильной формы можно приближенно заменить такое руслом прямоугольной формы по формуле*

$$B_0 = \frac{\Omega}{H_{макс}}.$$

Пример расчета. Характеристика створа:

$$Q = 76\ м^3/сек,\ B = 18\ м,\ v_б = 0{,}99\ м/сек.$$

Отметка уровня нижнего бьефа 103,18 *м*, отметка дна 104,00 *м*.

$$h_б = \nabla_{н.б} - \nabla_{дна} = 4{,}18\ м.$$

Применяемый для наброски камень:

$$D = 0{,}25\ м,\ \gamma_1 = 2{,}60\ т/м^3.$$

По табл. 9-11 находим для данного камня следующие необходимые величины:

$$v_{мин} = 2{,}42\ м/сек \quad \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{мин}^2}{2g} = 0{,}35\ м,$$

$$v_{макс} = 3{,}37\ м/сек; \quad \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{макс}^2}{2g} = 0{,}63\ м;$$

$$q_{пр} = 3{,}91\ м^3/сек,\ nv_{макс}^{10/3} = 0{,}144\ м/сек.$$

Последовательность расчета и расчетные формулы излагаются ниже

Первая конфигурация

$$v_{мин} = 2{,}42 > v_б = 0{,}99\ м/сек;$$

$$q_0 = \frac{Q}{B} = \frac{76}{18} = 4{,}2\ м^3/сек;$$

$$a = \frac{q_0}{v_{мин}} = \frac{4{,}20}{2{,}42} = 1{,}72\ м;$$

$$h_m = h_б - a = 4{,}18 - 1{,}72 = 2{,}46\ м;$$

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{мин}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}.$$

Таблица 9-11

Числовые значения главнейших расчетных величин

Наименование величин	Значение при диаметре камня D, м				Формула, по которой вычислена величина	Принятое значение коэффициентов, входящих в формулу
	0,15	0,20	0,25	0,30		
$v_{макс}$, м/сек	2,62	3,02	3,37	3,69	$v_{макс} = y_в П \sqrt{D}$	$y_в = 1,2$; $П = \sqrt{2g\frac{\gamma_1-\gamma}{\gamma}}$
$v_{мин}$, м/сек	1,88	2,17	2,42	2,65	$v_{мин} = y_с П \sqrt{D}$	$y_с = 0,86$; $\gamma_1 = 2,6$ т/м³; $\gamma = 1,0$ т/м³
$q_{пр}$, м³/сек, для $v_{макс}$	1,84	2,81	3,91	5,15	$\frac{v^3_{макс}}{g}$	$g = 9,81$ м/сек²
$q_{пр}$, м³/сек, для $v_{мин}$	0,67	1,04	1,44	1,90	$\frac{v^3_{мин}}{g}$	$g = 9,81$ м/сек²
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{мин}}{2g}$	0,21	0,28	0,35	0,42	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{мин}}{2g}$	$\varphi = 0,92$
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{макс}}{2g}$	0,41	0,55	0,68	0,82	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{макс}}{2g}$	$\varphi = 0,92$
$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{макс}}{2g}$	0,35	0,46	0,58	0,69	$\frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{макс}}{2g}$	$\varphi = 1,0$
$n^2 v^{10/3}_{макс}$	0,062	0,099	0,144	0,193	$n^2 v^{10/3}_{макс}$	$n = 0,05$

Примечание. В случае, если в расчете принят какой-либо иной диаметр камня, отличный от приведенных в таблице, ни интерполяции данных таблиц, ни тем более экстраполяции производить не рекомендуется. В таких случаях следует вычислять необходимые величины по исходным формулам, так как точность вычисления этих величин существенно влияет на точность результата. К непосредственному вычислению по формулам следует обратиться и в случае принятых иных расчетных коэффициентов, чем приведенные в таблице.

Принимая $v_0 = v_б$, получим $\frac{v_0^2}{2g} = 0,05$ м, и тогда

$$z = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ м}.$$
$$L = l + 2,5h_m = 1,0 + 2,5\cdot 2,45 = 7,17 \text{ м}$$

Вторая конфигурация.
При $q_0 = 4,2 > q_{пр} = 3,91$ водослив затоплен, тогда

$$h_0 = \frac{q_0}{v_{макс}} = \frac{4,2}{3,37} = 1,25 \text{ м},$$
$$h_1 = h_б - h_0 = 4,18 - 1,25 = 2,93 \text{ м};$$
$$l_в = 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 3,65 \text{ м}^*,$$
$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{v^2_{макс}}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} = 0,68 - 0,05 = 0,63 \text{ м}$$

$\left(\frac{v_0^2}{2g}\right.$ по первой конфигурации$\left.\right)$.

* Здесь q принято равным 4,0 м³/сек, т. е. с учетом фильтрации, можно считать приближенно $q = q_0$, и тогда

$$l_в = 3\sqrt{\frac{1,1\cdot 4,2^2}{9,81}} = 3,77 \text{ м}.$$

Третья конфигурация.
Пусть отметка верхнего бьефа задается равной 109,67 м.

$$\nabla_{в.б} - \nabla_{дна} = 109,67 - 104,00 = 5,67 \text{ м},$$
$$v_0 = \frac{q_0}{\nabla_{в.б} - \nabla_{дна}} = \frac{4,20}{5,67} = 0,74 \text{ м/сек};$$
$$z = \frac{1}{\varphi^2}\cdot\frac{v^2_{макс}}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} = 0,68 - 0,03 = 0,65 \text{ м},$$
$$h = \nabla_{в.б} - \nabla_{н.б} - z = 109,67 - 108,18 - 0,65 = 0,84 \text{ м}.$$

Задаемся фильтрационным расходом $q'_ф = 0,20$ м³/сек, тогда

$$q' = q_0 - q'_ф = 4,0 \text{ м}^3/\text{сек}$$

и далее

$$h'_0 = \frac{q'}{v_{макс}} = \frac{4,0}{3,37} = 1,19 \text{ м};$$
$$i' = \frac{n^2 v^{10/3}_{макс}}{q'^{4/3}} = \frac{0,144}{\sqrt[3]{256}} = 0,0226;$$
$$l'_i = \frac{h}{i'} = \frac{0,84}{0,0226} = 37,2 \text{ м},$$
$$h'_2 = h_б - h'_0 = 4,18 - 1,19 = 2,99 \text{ м};$$

$$H' = h'_2 + h = 2{,}99 + 0{,}84 = 3{,}83 \text{ м},$$

$$i'_в = 3\sqrt[3]{\frac{\alpha q'^2}{g}} = 3{,}66$$

$$l'_ф = \sqrt{h'^2_2 + (l'_i + l'_в + m_1 H')^2} = 45{,}68 \text{ м}.$$

Гидравлический уклон фильтрации

$$J' = \frac{h}{l_ф} = \frac{0{,}84}{45{,}68} = 0{,}0184.$$

Скорость турбулентной фильтрации

$$v' = C_0 p \sqrt{DJ'} = 20 \cdot 0{,}37 \sqrt{25 \cdot 0{,}0184} = 5 \text{ м/сек};$$

$$q'_ф = v'H' = 0{,}19 \text{ м}^3/\text{сек};$$

полученное значение $q''_ф$ близко к заданному $q'_ф$, так как $0{,}19 \approx 0{,}20$.

Принимая полученные значения H, h_2, $l_в$ и l_i, находим ширину наброски по основанию и площадь ее поперечного сечения.

$$L_0 = m_1 H = m_2 h_2 + l_в + l_i = 4{,}79 + 3{,}74 + 3{,}65 + 37{,}2 = 49{,}39 \text{ м};$$

$$\Omega = m_1 \frac{H^2}{2} + m_2 \frac{h_2^2}{2} + l_в h_1 + l_i \left(h_2 + \frac{h}{2}\right) = 155{,}45 \text{ м}^2.$$

Четвертая конфигурация.

Расчет ведется аналогично расчетам по предыдущей конфигурации.

9-11. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ВОДОСЛИВНОЙ ЭЖЕКЦИИ (ПО С. М. СЛИССКОМУ)

Повышение уровня нижнего бьефа на гидроэлектростанциях в период весеннего паводка вызывает уменьшение перепада и уменьшение расхода турбин. При этом снижается к. п. д. турбин, падают мощность и выработка электроэнергии на ГЭС.

Частичное восстановление рабочего напора и увеличение мощности достигаются на так называемых «совмещенных» гидроэлектростанциях, у которых пропуск сбросных расходов осуществляется через водослив (или иной водосброс), совмещенный со зданием ГЭС в единое сооружение (например, по схеме рис. 9-71, где ГЭС совмещена с водосливной плотиной). В таких случаях давление при выходе потока из отсасывающей трубы турбины будет меньше, чем в случае устройства водослива независимо от здания ГЭС, в стороне и на большем от него удалении. Действующим напором тогда будет не перепад z, а напор $H_m > z$ (рис. 9-71), который позволит повысить мощность ГЭС.

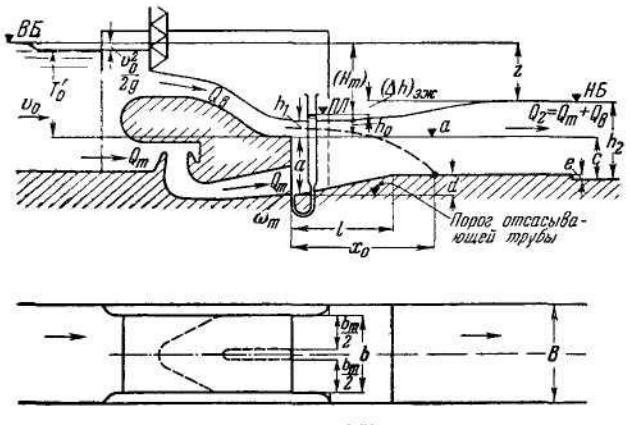


Рис. 9-71.

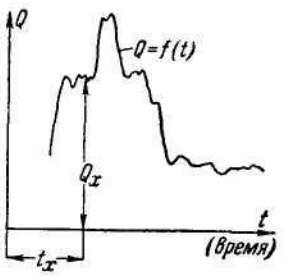


Рис. 9-72.

Процесс введения сбросного расхода (идущего через водослив) в рабочий поток (идущий от турбин) с подсасывающим на него воздействием со стороны сбросного расхода именуется в современной технической литературе «эжекцией в нижний бьеф».

Задача гидравлического расчета эжекции заключается в определении величины эжекционного эффекта для данной конструктивной схемы совмещенной ГЭС при заданном расходе паводка Q_x и его распределении между расходом водосброса ГЭС $Q_в$, турбин $Q_т$ и водосливной плотины.

Очевидно, если мы определим увеличение рабочего напора турбин в момент t_x, возникающего вследствие эжекции, то, имея гидрограф паводка $Q = f(t)$ (рис. 9-72), мы можем последовательно определить увеличение мощности и выработки ГЭС за весь период паводка (что является конечной целью проектного гидравлического расчета эжекции в совмещенных ГЭС).

Ниже приводим гидравлические расчеты эжекции по предложению С. М. Слисского [1] применительно к наиболее часто встречаемой на практике схеме компоновки блока сооружений по схеме водосливной эжекции (рис. 9-71).

Основные обозначения и зависимости

Действующий напор турбины $H_т$ при отсутствии эжекции определяется по формулам (рис. 9-71):

$$H_т = \nabla_{в.б} - \nabla_{п.л} = z + \Delta h^*; \qquad (9\text{-}137)$$

то же при наличии эжекции

$$(H_т)_{эж} = \nabla_{в.б} - \nabla_{п.л} = z + (\Delta h)_{эж}^*, \qquad (9\text{-}137')$$

где $\nabla_{в.б}$ — отметка верхнего бьефа;

$\nabla_{п.л}$ — отметка пьезометрической линии в выходном сечении отсасывающей трубы (рис. 9-71);

z — перепад, т. е. разность отметок верхнего и нижнего бьефов;

Δh — перепад восстановления, т. е. повышение пьезометрической линии на участке от выходного сечения отсасывающей трубы до сечения в конце рисбермы, где отметка свободной поверхности считается отметкой нижнего бьефа (при отсутствии эжекции), $\Delta h = \nabla_{н.б} - \nabla_{п.л}$;

$(\Delta h)_{эж}$ — то же при наличии эжекции.

Величина $(\Delta h)_{эж}$ называется по С. М. Слисскому „пьезометрическим эффектом эжекции".

[1] С. М. Слисский. Эжекция в нижний бьеф на совмещенных гидроэлектростанциях, Госэнергоиздат, 1953, и другие работы.

* При значительных потерях h_w в водоприемнике машинного здания действующий напор турбины равен:

$$H_1 = z + \Delta h - h_w; \; (H_т)_{эж} = z + (\Delta h)_{эж} - h_w.$$

Увеличение действующего напора турбины за счет эжекции, очевидно, равно:

$$\Delta H = (H_т)_{эж} - H_т = (\Delta h)_{эж} - \Delta h; \qquad (9\text{-}138)$$

при этом мощность ГЭС за счет эжекции повысится на величину

$$\Delta N = 9{,}81 Q \Delta H \eta \ [квт]^*.$$

Все дальнейшие расчеты направлены к определению именно ΔH путем вычисления Δh и $(\Delta h)_{эж}$ для данных конкретных условий и для заданного расхода $Q_х$. Вычислив ΔH для ряда расходов $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$, по заданному гидрографу паводка решается задача (как сказано выше) о величине эжекции проектируемой совмещенной ГЭС.

Из формулы (9-138) видим, что для определения искомого увеличения напора ΔH надо предварительно определить две величины: Δh — «перепад восстановления» и $(\Delta h)_{эж}$ — пьезометрический эффект эжекции.

Определение этих величин производится следующим образом:

1. Определение Δh перепада восстановления.

В условиях работы всех блоков данной ГЭС (или нескольких соседних) перепад восстановления вычисляется по следующим формулам:

$$\Delta h = \nabla_{н.б} - \nabla_{порог\ отс.тр} - h_{н.тр}, \qquad (9\text{-}139)$$

где $h_{н.тр}$ — глубина воды в створе непосредственно за выходным сечением отсасывающей трубы, равная:

$$h_{н.тр} = \frac{d}{2} + \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 + (d - 2e)\, h_2 + h_2^2 - (d - e)\, e - A_0}. \qquad (9\text{-}140)$$

В формуле (9-139) отметка нижнего бьефа ($\nabla_{н.б}$) и отметка порога отсасывающей трубы в выходном сечении ($\nabla_{порог\ отс.тр}$) известны[1] и вычислять надо только $h_{н.тр}$.

В формуле (9-140) величины d, e и h_2 также известны (рис. 9-71), и для определения $h_{н.тр}$, следовательно, надо предварительно найти величину A_0, которая по С. М. Слисскому находится по формуле

$$A_0 = \frac{2Q_т^2}{Bg}\left(\frac{\tau}{\omega_т} - \frac{\alpha_2}{h_2 B}\right), \qquad (9\text{-}141)$$

где $Q_т$ — расход через одну турбину;

B — ширина одного блока, равная расстоянию между осями двух соседних быков (рис. 9-71);

g — ускорение силы тяжести;

$\omega_{тр}$ — площедь выходного сечения отсасывающей трубы;

h_2 — глубина нижнего бьефа (рис. 9-71) при заданном суммарном расходе блока $Q = Q_в + Q_т$;

$\alpha_{тр}$ и α_2 — коэффициенты (Буссинеска), учитывающие неравномерное распределение скоростей в выходном сечении отсасывающей трубы и в створе, где глубина нижнего бьефа равна h_2.

Для предварительных расчетов можно принимать $\alpha_{тр} = 1{,}37$ и $\alpha_2 = 1{,}05$.

После подстановки в формулу (9-141) постоянных величин эта формула получит вид;

$$A_0 = 0{,}205 \frac{Q_г^2}{\omega}\left(\frac{1{,}37}{\omega_{тр}} - \frac{1{,}05}{h_2 B}\right). \qquad (9\text{-}141')$$

Подсчитав по формуле (9-141) величину A_0 и по формуле (9-140) величину $h_{н.тр}$ мы находим по формуле (9-139) необходимую нам величину Δh перепада восстановления для некоторого заданного расчетного расхода реки $Q_к$.

Примечание. Предполагается, что деление расхода реки $Q_х$ на расход, проходящий через водослив, и расход, проходящий через турбины, известно для любого момента времени $t_х$ в течение всего расчетного периода паводка

2. Определение пьезометрического эффекта эжекции $(\Delta h)_{эж}$.

Пьезометрический эффект эжекции равен:

$$(\Delta h)_{эж} = \nabla_{н.б} - \nabla a - h_0, \qquad (9\text{-}142)$$

где $\nabla_{н.б}$ — отметка нижнего бьефа (известна для данного расчетного расхода по зависимости $Q = f(\nabla_{н.б})$];

∇a — отметка водосливной кромки носка (известна для данной проектной схемы сооружения, рис. 9-71);

h_0 — пьезометрический напор в выходном сечении отсасывающей трубы, отсчитанный от сливной кромки носка (со знаком плюс — вверх от кромки и со знаком минус — вниз; следовательно, может быть $h_0 \gtrless 0$).

Таким образом, для определения $(\Delta h)_{эж}$ необходимо определить h_0.

Величина пьезометрического напора h_0 вычисляется по одной из формул, приведенных в табл. 9-12.

Выбор расчетной формулы для h_0 надо сделать в зависимости от условий сопряжения в нижнем бьефе (будет ли поверхностный режим с затопленным или незатопленным поверхностным прыжком), а также в зависимости от соотношения дальности полета свободной струи x_0 и длины наклонного участка водобоя l, т. е. от условия $x_0 \gtrless l$ (рис. 9-73).

Во все формулы для h_0, приведенные в табл. 9-12, входит слагаемое, обозначенное буквой A.

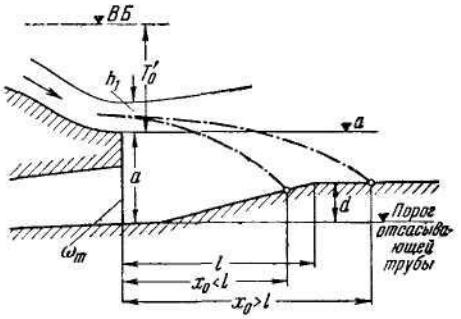


Рис. 9-73.

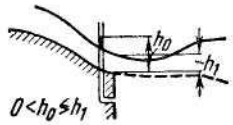
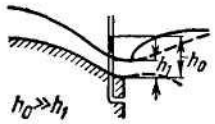
---

* При неизменных значениях Q и η. Если учитывать изменение Q и η, то

$$\Delta N = 9{,}81\ (\Delta Q H \eta + Q \Delta H \eta + Q \Delta H \eta) \ [квт].$$

[1] Известны по заданию, так как расчет производится для заданной конструктивной схемы ГЭС для некоторого выбранного расхода $Q_х$; отметка нижнего бьефа определяется по кривой $Q_т = f(\nabla_{н.б})$.

Таблица 9-12

	Донный режим[1]	Поверхностный режим с незатопленным прыжком[2]	Поверхностный режим с затопленным прыжком
Положение наклонного участка на водобое			
Полностью в донном вальце: $x_0 \geqslant l$	$h_0 = \dfrac{-(a-d)+\sqrt{(a-d)^2-K\left[(a-d)^2+\frac{\beta h_1^2}{2}-(h_2-e)^2+A\right]}}{K}$ (9-143)	$h_0 = \dfrac{(h_2-e)^2-(a-d)^2-A}{2a-2d+h_1}$ (9-144)	
Частично или полностью за пределами донного вальца: $x_0 < l$	$h_0 = \dfrac{-(2a-d)+\sqrt{(2a-d)^2-4K\left[a^2-(a-e)d-dh_2+\frac{\beta h_1^2}{2}-(h_2-e)^2+A\right]}}{2K}$ (9-143′)	$h_0 = \dfrac{(a-e)d-a^2+dh_2+(h_2-e)^2-A}{2a-d+h_1}$ (9-144′)	$h_0 = \dfrac{(h_2+d-e)^2-a^2-A}{2a+h_1}$ (9-145)
Наклонный участок отсутствует	$h_0 = \dfrac{-a+\sqrt{a^2-K\left[a^2+\frac{\beta h_1^2}{2}-(h_2-e)^2+A\right]}}{K}$ (9-143″)	$h_0 = \dfrac{(h_2-e)^2-a^2-A}{2a+h_1}$ (9-144″)	

[1] При расчете в первом приближении принимать $K = 1-\beta$.

[2] В некоторых случаях при поверхностном режиме может иметь место $h_0 < 0$. Если при расчете первого приближения по формулам (9-107) получается $h_0 < 0$, то расчет второго приближения следует производить по формулам донного режима, принимая $K = 1$.

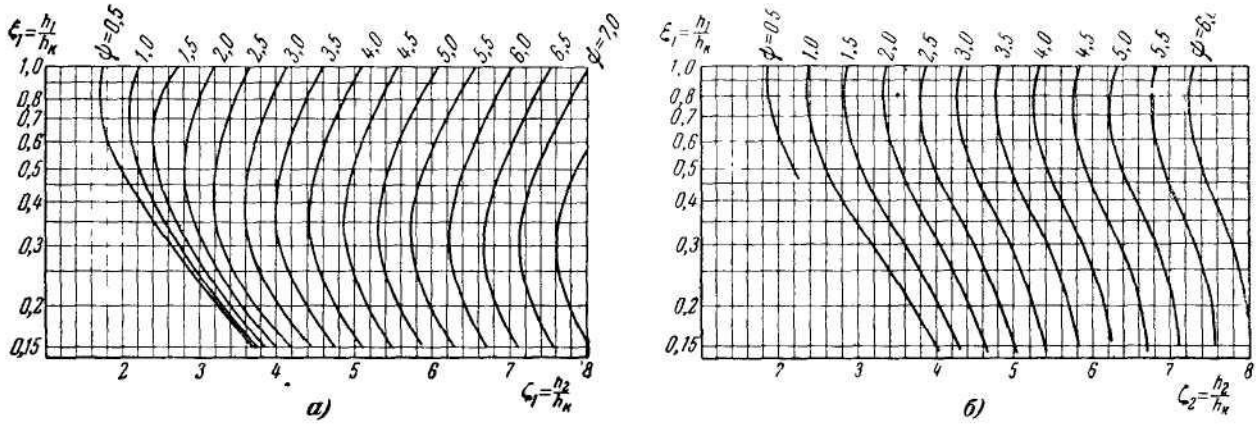


Рис 9-74.

Величина A всякий раз вычисляется по формуле

$$A=\frac{2}{gB}\left[\frac{\alpha_в Q_в^2}{h_1 b}+\frac{\alpha_т Q_т^2}{\omega_{тр}}+\frac{\alpha_2 (Q_в+Q_т)^2}{h_2 B}\right], \quad (146)$$

где $Q_в$ и $Q_т$ — соответственно расходы, идущие через водослив и через турбину (одного блока сооружения);

h_1 и h_2 — глубина потока соответственно на носке водослива и в нижнем бьефе;

b — ширина водослива, т. е. длина сливной кромки уступа водослива в одном блоке;

B — ширина одного блока;

$\alpha_в$, $\alpha_т$ и α_2 — коэффициенты (Буссинеска) при исчислении количества движения по средней скорости в сечениях соответственно: на сходе с носка, на выходе из отсасывающей трубы и в нижнем бьефе; для практических расчетов их можно принимать равными:

$$\alpha_в=1{,}0,\ \alpha_т=1{,}37 \quad \text{и} \quad \alpha_2=1{,}05;$$

$\omega_{тр}$ — площадь поперечного сечения отсасывающей трубы на выходе.

В формулы для h_0 входит, кроме A, еще величина h_1, которую следует рассматривать как глубину в сжатом сечении на носке. Она может быть определена по формуле

$$h_1=\frac{Q_в}{\varphi b\sqrt{2g(T_0'-h_1)}},$$

где T_0' — запас удельной энергии водосливного потока относительно горизонта сливной кромки носка (рис. 9-73). Обозначения других величин указаны выше.

Более точное значение h_1 С. М. Слисский считает возможным определить по формуле

$$h_1=\frac{Q_в\sqrt{2}}{b\sqrt{g}}\cdot\frac{1}{\sqrt{T_0'-h_1}+\varphi\sqrt{T_0'-h_0}}. \quad (9\text{-}147)$$

принимая в первом приближении неизвестную пока величину h_0 равной h_1.

При выборе расчетной формулы для h_0 нужно знать дальность полета свободной струи x_0. Ее можно определить из выражения

$$x_0=2\varphi\sqrt{l_0'[a-0{,}5(h_1-d)]}, \quad (9\text{-}148)$$

где a — высота носка, считая от дна выходного сечения отсасывающей трубы (обозначения остальных величин указаны на рис. 9-73).

Характер сопряжения бьефов

Расчет сопряжения бьефов рекомендуется производить по графикам Б. Т. Емцева и П. М. Слисского (рис. 9-74,*а* и *б*).

Эти графики составлены для определения глубины нижнего бьефа h_2, отвечающей первому критическому режиму (рис. 9-74,*а*) и второму критическому режиму при отсутствии эжекции (рис. 9-74,*б*). Графики составлены в координатах $\xi_1=\frac{h_1}{h_к}$, $\zeta_1=\frac{h_1}{h_к}$ и $\zeta_2=\frac{h_2}{h_к}$, где $\zeta_1=\frac{h_2}{h_к}$ определяет h_2 первого критического режима; $\zeta_2=\frac{h_2}{h_к}$ определяет h_2 второго критического режима.

Величина h_2 для первого критического режима при наличии эжекции уточняется по формуле

$$h_2=\zeta_1 h_к-0{,}35(\zeta_1 h_к-c), \quad (9\text{-}149)$$

где c — превышение водосливной кромки носка над рисбермой, $\psi=\frac{c}{h_к}$ (рис. 9-71);

$h_к$ — критическая глубина на носке водослива, определяемая по формуле $h_к=\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$.

Примечание. Если h_0 окажется отрицательным, то надо в проекте предусмотреть меры для подвода воздуха под водосливную струю

Пример. Определить увеличение рабочего напора турбины ΔH при следующих данных (рис. 9-75):

Отметка верхнего бьефа $\nabla_{в.б}$, *м* . . . 100,10
" нижнего бьефа $\nabla_{н.б}$, *м* . . . 85,77
" сливной кромки носка, *м* . 82,90
" дна нижнего бьефа, *м* 72,15
" порога водобоя, *м* . . . 72,22
" порога отсасывающей трубы (в выходном сечении), *м* 70,45

Расчетный расход водослива одного блока $Q_в=400$ *м³/сек*

Расход турбины (по кривой ограничения пропускной способности турбины рис. 9-76, при $z_т=14{,}33$ *м*) $Q_т=163$ *м³/сек*.

Размеры элементов рассчитываемого сооружения (блока): $R=16{,}0$ *м*, $b=12{,}35$ *м*; $a=12{,}45$ *м*; $d=2{,}77$ *м*, $e=1{,}07$ *м*; $c=10{,}75$ *м*; $\omega_{тр}=79$ *м²*, $l=20{,}0$ *м*, $h_1=85{,}77-72{,}15=13{,}62$ *м*.

Коэффициент скорости для сливной грани плотины $\varphi = 0{,}90$

$$T_0' = \nabla_{в.б} - \nabla a = 17{,}20 \text{ м}.$$

Увеличение действующего напора на турбину равно [см. формулу (9-138)]

$$\Delta H = (\Delta h)_{эж} - \Delta h.$$

Определение перепада восстановления Δh

Перепад восстановления Δh определяется по формуле (9-139):

$$\Delta h = \nabla_{н.б} - \nabla_{порог\ отс.\ тр} - h_{тр} = 85{,}77 - 70{,}45 - h_{тр} = 15{,}32 - h_{тр};$$

по формуле (9-140)

$$h_{тр} = \frac{d}{2} + \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 + (d-2e)\,h_2 + h_2^2 - (d-e)\,e - A_0} =$$

$$= \frac{2{,}77}{2} + \sqrt{\frac{2{,}77^2}{2} + (2{,}77 - 2\cdot 1{,}07)1{,}36 + 13{,}6^2 - (2{,}77 - 1{,}07)1{,}07 - A_0} =$$

$$= 1{,}385 + \sqrt{193{,}76 - A_0}.$$

Вычисляем A_0 по формуле (9-141):

$$A_0 = \frac{2\cdot 163^2}{9{,}81\cdot 16}\left(\frac{1{,}37}{79} - \frac{1{,}05}{13{,}6\cdot 16{,}0}\right) = 4{,}22 \text{ м}.$$

Таким образом

$$h_{тр} = 1{,}385 + \sqrt{193{,}76 - 4{,}22} = 1{,}385 +$$

$$+ \sqrt{189{,}54} = 1{,}385 + 13{,}76 = 15{,}08 \text{ м}.$$

Итак, перепад восстановления равен:

$$\Delta h = 15{,}32 - 15{,}08 = 0{,}24 \text{ м}.$$

Определение пьезометрического эффекта эжекции $(\Delta h)_{эж}$

Определим теперь пьезометрический эффект эжекции. По формуле (9-142)

$$(\Delta h)_{эж} = \nabla_{н.б} - \nabla a - h_0 = 85{,}77 - 82{,}90 - h_0 = 2{,}87 - h_0.$$

1. Определяем предварительно глубину воды на носке h_1 по формуле (9-147), полагая в первом приближении $h_0 \approx h_1$ или $h_0 \approx 0$:

$$h_1 = \frac{Q_в \sqrt{2}}{b\sqrt{g}} \frac{1}{\sqrt{T_0' - h_1} + \varphi\sqrt{T_0' - h_0}} =$$

$$= \frac{400\sqrt{2}}{12{,}35\sqrt{9{,}81}} \frac{1}{\sqrt{17{,}30 - h_1} + 0{,}90\sqrt{17{,}3 - h_1}}.$$

Решая уравнение, получим:

$$h_1 = 1{,}97 \text{ м}.$$

2. Определяем дальность полета свободной струи по формуле (9-148):

$$x = 2\varphi\sqrt{T_0'\,[a - 0{,}5\,(h_1 - d)]} =$$

$$= 2\cdot 0{,}90\sqrt{17{,}3\,[12{,}45 - 0{,}5\,(1{,}97 - 2{,}77)]} = 26{,}8 \text{ м} > l = 20 \text{ м}.$$

Таким образом, дальность полета больше длины наклонного участка рисбермы $x_0 > l$.

3. Определяем характер сопряжения водосливной струи с нижним бьефом, пользуясь графиком рис. 9-74. С этой целью определим:

а) критическую глубину

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\left(\frac{400}{12{,}35}\right)^2 \frac{1}{9{,}81}} = 4{,}75 \text{ м};$$

б) отношение

$$\zeta_1 = \frac{h_1}{h_к} = \frac{1{,}97}{4{,}75} = 0{,}415;$$

в) отношение

$$\phi = \frac{c}{h_к} = \frac{10{,}75}{4{,}75} = 2{,}25.$$

Далее по графику рис. 9-74 при $\zeta_1 = 0{,}415$ для $\phi = 2{,}25$ находим значение

$$\zeta_2 = \frac{h_2}{h_к} = 3{,}00,$$

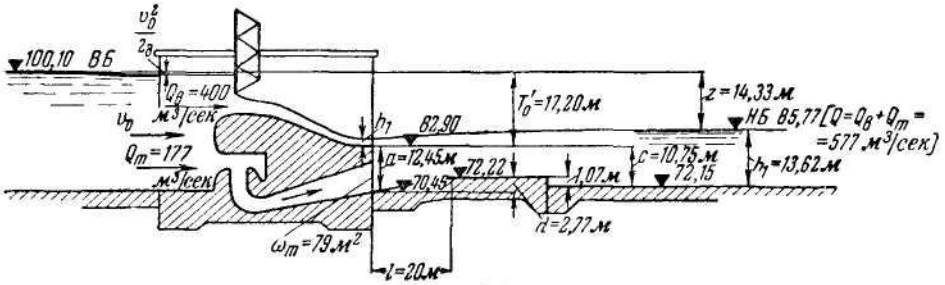


Рис. 9-75

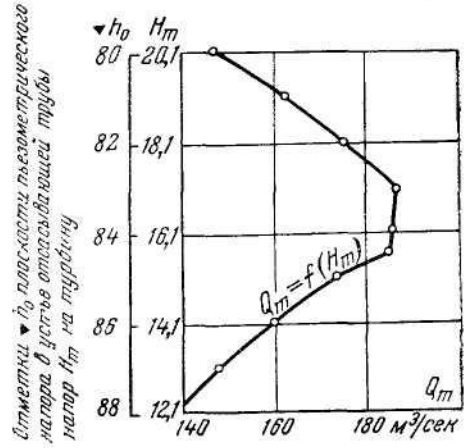


Рис. 9-76.

откуда находится глубина нижнего бьефа, обеспечивающая сопряжения по типу первого поверхностного режима (поверхностный режим с незатопленным поверхностным прыжком) с уточнением по С. М. Слисскому:

$$h_2 = \zeta_1 h_к = 3{,}00\cdot 4{,}75 = 14{,}25 \text{ м};$$

$h_2 = \zeta_1 h_к - 0{,}35\,(\zeta_1 h_к - c) = 3{,}00\cdot 4{,}75 - 0{,}35\,(3{,}00\cdot 4{,}75 - 10{,}75) = 13$ м, что меньше заданной глубины h_2 (существующей в действительности) и равной 13,62 м. Следовательно, сопряжение будет происходить в условиях первого поверхностного режима. Имея это в виду, а также учитывая то, что $x_0 > l$ (26,8 > 20 м, см. выше), находим по табл. 9-12 расчетную формулу для h_0 (9-144).

В формуле (9-144) все величины, кроме A, известны. Вычисляем A:

$$A = \frac{2}{Bg}\left[\frac{\alpha Q_в^2}{h_1 b} + \frac{\alpha_т Q_т^2}{\omega_т} - \frac{\alpha_2 (Q_в + Q_т)^2}{h_2 B}\right] =$$

$$= \frac{2}{16\cdot 9{,}81}\left[\frac{1{,}0\cdot 400^2}{1{,}97\cdot 12{,}35} + \frac{1{,}37\cdot 167^2}{79{,}0} - \frac{1{,}05\,(400 + 167)^2}{13{,}62\cdot 16{,}0}\right] = 70{,}1.$$

Определяем h_0:

$$h_0 = \frac{(h_2 - e)^2 - (a - d)^2 - A}{2a - 2d + h_1} =$$

$$= \frac{(13{,}62 - 1{,}07)^2 - (12{,}45 - 2{,}77)^2 - 70{,}1}{2\cdot 12{,}45 - 2\cdot 2{,}77 + 1{,}97} = -0{,}30 \text{ м}.$$

Пьезометрический эффект эжекции составит:

$$(\Delta h_{эж}) = 2{,}87 - h_0 = 2{,}87 - (-0{,}30) = 3{,}17 \text{ м}.$$

Увеличение действующего напора на турбине

$$\Delta H = (\Delta h)_{эж} - \Delta h = 3{,}17 - 0{,}24 = 2{,}93 \text{ м}.$$

Примечания: 1. Полученный результат можно уточнить путем уточнения величины h_1, которую выше мы определили по формуле (9-147), полагая в ней $h_0 = h_1$. В действительности, как это следует из расчета, $h_0 \neq h_1$. Расчет во втором приближении дает:

$$h_1 = 1{,}90 \text{ м и } \Delta H = 3{,}06 \text{ м}.$$

2. Увеличение напора турбины приводит к увеличению расхода турбины и, следовательно, пьезометрического эффекта эжекции, что учитывается повторным расчетом.

ГЛАВА ДЕСЯТАЯ

НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ

А. ВОЛНОВЫЕ ЯВЛЕНИЯ

10-1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВОЛН [1] В ОТКРЫТЫХ ВОДОЕМАХ

а) Элементы волны (рис. 10-1)

К элементам волны относятся: длина волны $2L$, высота $2h$, период волны $2T$, равный промежутку времени между появлением в данном створе двух смежных гребней, и скорость распространения волны c, с которой перемещается гребень волны.

б) Виды волн

Волны обычно делятся на три вида: а) колебательные, б) поступательные, в) смешанного типа.

В состав колебательных волн входят волны зыби, плеска, стоячие волны и др

Колебательные волны Волны зыби являются наиболее типичными для колебательных волн. Они возникают после прекращения действия ветра: 1) при подходе к берегу или гидротехническому сооружению, лицевая грань которого имеет уклон к горизонту менее 45° (положе 1 1), и 2) при подходе к сооружению из наброски массивов независимо от уклона лицевой грани

Интерферированная стоячая волна возникает в результате сложения волн двух систем. прямых, подходящих к сооружению, и отраженных от него, распространяющихся в обратном направлении.

Волны зыби и стоячие могут иметь место при $H>H_к$ (значение $H_к$ см. ниже). При $H\leqslant H_к$ происходит обрушение (разбивание) волны, причем она продолжает дальше двигаться уже в виде разбитой поступательной волны

Волны плеска (толчея) по своей природе не отличаются от волн зыби и возникают вследствие отражения последних от вертикальной преграды и интерференции их с вновь подходящими волнами, при этом волны зыби увеличивают вдвое свою высоту, но сохраняют постоянными прочие характеристики

При недостаточной глубине у отвесной стены (рис. 10-2) масса воды, под воздействием волнения получившая в момент встречи со стеной направление вниз, может достичь дна и вызвать подмыв сооружения; это явление носит название *донной волны.*

Поступательные волны наблюдаются в условиях, когда глубина моря в данном месте H меньше некоторого критического ее знаечния $H_к$, зависящего от размеров элементов волны. Величина $H_к$:

а) для волны зыби

$$H_к=\frac{T\sqrt{gh}}{2\pi}\ln\frac{T\sqrt{g}+\pi\sqrt{h}}{T\sqrt{g}-\pi\sqrt{h}}; \qquad (10\text{-}1)$$

б) для волны плеска

$$H_к=\frac{T\sqrt{2gh}}{2\pi}\ln\frac{T\sqrt{g}+\pi\sqrt{2h}}{T\sqrt{g}-\pi\sqrt{2h}} \qquad (10\text{-}2)$$

(обозначения см. рис. 10-1);

$T=\sqrt{\frac{\pi L}{g}\{\operatorname{cth}\pi\frac{H^*}{L}}$ — полупериод волны. Принимая $\pi\approx\sqrt{g}$, формулы (10-1) и (10-2) примут вид:

а) для волны зыби

$$H_к=\frac{T\sqrt{h}}{2}\ln\frac{T+\sqrt{h}}{T-\sqrt{h}}; \qquad (10\text{-}3)$$

б) для волны плеска

$$H_к=\frac{T\sqrt{2h}}{2}\ln\frac{T+\sqrt{2h}}{T-\sqrt{2h}}. \qquad (10\text{-}4)$$

[1] В § 10-1—10-4 рассматриваются волны, возникшие на свободной поверхности воды под влиянием сил ветра и называемые ветровыми волнами.

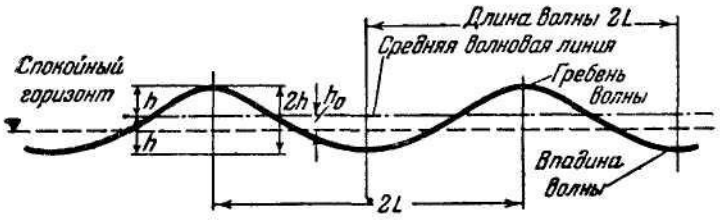


Рис 10-1.

* Для определения значения гиперболических функций можно пользоваться графиками рис. 10-10—10-12.

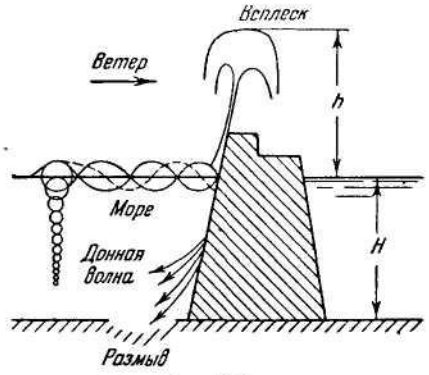


Рис. 10-2.

Приближенно значение $H_к$ можно принять:
для равного и пологого дна $H_к=3h$;
для дна с повышенной шероховатостью $H_к=4h$;
для дна озерных водоемов $H_к=2h$.

Чем меньше глубина, тем резче проявляется поступательный характер движения частиц (волна прибоя), что приводит к разбиванию волны, при котором ее гребень, опережая подошву, обрушивается на берег, вкатываясь по нему до тех пор, пока запас живой силы воды не будет израсходован, после чего волна откатывается обратно.

в) Определение размеров элементов ветровой волны по эмпирическим формулам

1. *Формула П. Кузнецова* для разгона волны $D>1\,500$ *км:*

$$2h=(\lg D)^2-\frac{1}{\lg D}. \qquad (10\text{-}5)$$

2. *Для разгона волны* $1\,500>D>60$ *км:*

$$2h=\frac{\frac{1}{3}W_{\text{макс}}}{\left(1+\frac{3{,}62}{D}W_{\text{макс}}\right)\left(1-\frac{1{,}86}{t}\right)}; \qquad (10\text{-}6)$$

$$2L=\frac{12{,}34W_{\text{макс}}}{\left(1+\frac{25{,}83W_{\text{макс}}}{D}\right)\left(1+\frac{13{,}31}{t}\right)}, \qquad (10\text{-}7)$$

где $W_{\text{макс}}$ — максимальная скорость ветра, *м/сек*;
D — длина разгона, миль (1 миля = 1,853 *км*);
t — продолжительность действия ветра, *ч*;
$2h$ — высота волны, *м*;
$2L$ — длина волны, *м*.

3. *Для малого разгона волны* $D<60$ *км* обычно считают (обозначения те же):

$$2h=0{,}45\sqrt{D}+(0{,}75-0{,}3\sqrt[4]{D}). \qquad (10\text{-}8)$$

4. *Формула В. Г. Андреянова для малого разгона волны* $3<D<30$ *км.*

$$2h=0{,}0208W^{5/4}D^{1/3}. \qquad (10\text{-}9)$$

Отношение длины волны к ее высоте $\frac{2L}{2h}$ для максимальных высот волн колеблется в пределах от 8 до 12 для озер, водохранилищ и внутренних морей и в пределах от 12 до 25 — для открытых морей и океанов.

г) Скорость распространения волны зыби может быть определена по формуле

$$c=\sqrt{\frac{gL}{\pi}\operatorname{th}\frac{\pi H}{L}}; \qquad (10\text{-}10)$$

при $H>L$ можно принять $c=\sqrt{\frac{gL}{\pi}}$.

10-2. ВОЗДЕЙСТВИЕ ВОЛНЫ ВСПЛЕСКА НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СТЕНКИ ИЛИ НА СТЕНКИ С УКЛОНОМ КРУЧЕ 1:1

При глубине воды перед сооружением с вертикальной стенкой больше критической $H>H_к$ и при протяженности стенки по фронту более L (длина полуволны), когда перед стенкой возникает интерферированная стоячая волна, волновое воздействие определяется по формуле (10-11).

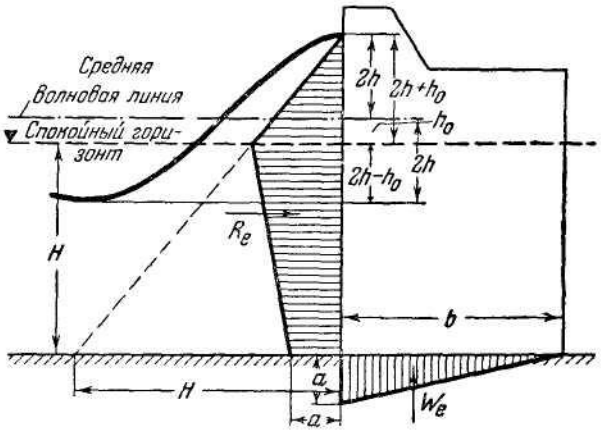


Рис. 10-3.

Волновое давление достигает своего максимума, когда непосредственно у стенки располагается гребень волны, и достигает минимума, когда у стенки образуется ложбина.

Очевидно, наименее выгодным случаем, подлежащим расчету, будет наличие гребня с одной стороны сооружения и ложбины — с другой (зона голозы оградительного сооружения).

а) Избыточное давление на стенку при подходе гребня волны к стенке. Эпюра имеет вид, показанный на рис. 10-3.

Полное боковое избыточное давление, действующее на 1 *пог. м* стенки, определяется по формуле

$$R_e=\gamma\left[\frac{(H+h_0+2h)^2(H+a)}{2}-\frac{H^2}{2}\right], \qquad (10\text{-}11)$$

где

$$h_0=\frac{4\pi h^2}{2L}\operatorname{cth}\frac{\pi H}{L};$$

$$a=\frac{2h}{\operatorname{ch}\frac{\pi H}{L}}.$$

Опрокидывающий момент этого давления

$$M_e=\gamma\left[\frac{(H+h_0+2h)^2(H+a)}{6}-\frac{H^3}{6}\right]. \qquad (10\text{-}12)$$

Взвешивающее (сверх обычного гидростатического) волновое давление (в случае возведения сооружения на каменной наброске или на ином водопроницаемом основании):

$$W_e=\gamma\frac{ab}{2}, \qquad (10\text{-}13)$$

где a — по формуле, указанной выше;
b — ширина, *м*.

б) Полное боковое избыточное давление на 1 *пог. м* при подходе впадины волны к стенке (рис. 10-4), действующее в этом случае в обратном направлении, —со стороны, противоположной воздействию волны, — определяется по формуле

$$R_i=\gamma\left[\frac{H^2}{2}-\frac{(H+h_0-2h)(H-a)}{2}\right]. \qquad (10\text{-}14)$$

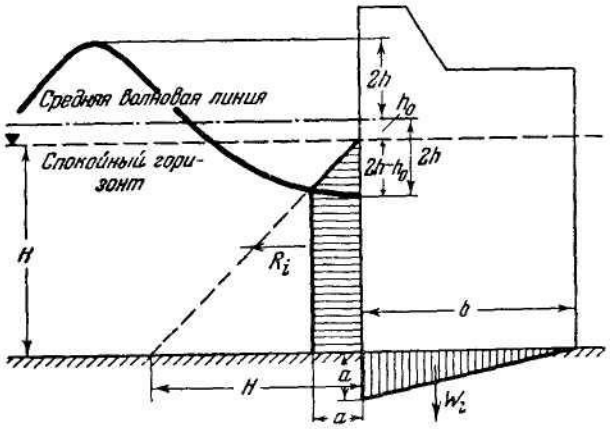


Рис. 10-4.

Опрокидывающий момент этого давления

$$M_i = \gamma\left[\frac{H^3}{6} - \frac{(H + h_0 - 2h)^2 (H - a)}{6}\right], \quad (10\text{-}15)$$

где h_0 и a см. выше.

Взвешивающее волновое давление W_i при подходе впадины волны к стенке действует в обратном направлении, т. е. будет уменьшать гидростатическое давление, соответствующее спокойному горизонту воды, и по величине равно величине W_e по формуле (10-13).

Высшая отметка гребня волны при вертикальной стенке возвышается над спокойным горизонтом воды на величину $h' = 2h + h_0$.

Наинизшая отметка впадины волны у стенки ниже спокойного горизонта воды определяется величиной $h'' = (2h - h_0)$.

Максимальная донная скорость перед сооружением определяется по формуле

$$v_{макс} = \frac{2\pi hn}{\sqrt{\frac{\pi L}{2g}\,\mathrm{sh}\,\frac{2\pi H}{L}}}, \quad (10\text{-}16)$$

где n — коэффициент, равный 0,6—0,9 в зависимости от длины волны и характера грунта водоема.

Скорость $v_{макс}$ относится к точке первого узла стоячей волны, которая отстоит от стенки на расстояние $\frac{L}{2}$ (длины четверти волны).

в) Если гребню с внешней стороны соответствует ложбина с ее внутренней стороны, то при этом результирующее волновое давление определяется по формуле

$$R_к = 2hH + a(H + h_0). \quad (10\text{-}17)$$

Соответствующий опрокидывающий момент

$$M_к = \frac{a(H + h_0)^2 + 4h(H^2 + Hh_0 + ha)}{3}. \quad (10\text{-}18)$$

Эпюра результирующего давления в этом случае выразится заштрихованной площадью (рис. 10-5).

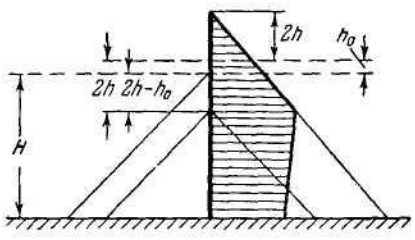


Рис. 10-5.

10-3. ВОЗДЕЙСТВИЕ РАЗБИТЫХ ВОЛН НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СТЕНКИ ИЛИ НА СТЕНКИ С УКЛОНОМ КРУЧЕ 1 : 1

а) Волна разбивается непосредственно о вертикальную стенку.

Полное боковое избыточное давление (при $H > H_к > H_1$) может быть определено по эмпирической формуле (рис. 10-6)

$$R_e = p(H_1 + Z), \quad (10\text{-}19)$$

где $p = 3\gamma h$ — давление воды в данной точке, $т/м^2$;

$Z = 2h\left(1{,}5 + \frac{\pi h^2}{4L}\right)$ — возвышение гребня волны над спокойным горизонтом воды в момент удара ее о стенку, $м$.

б) Волна разбивается перед вертикальной стенкой (при $H < H_к$ на расстоянии от нее не менее L).

Полное боковое избыточное давление может быть определено по эмпирической формуле проф. Н. Н. Джунковского (рис. 10-7):

$$R_e = p_1\left(H + \frac{Z_1}{2}\right), \quad (10\text{-}20)$$

где $p_1 = \gamma\left[\frac{(0{,}75c + v)^2}{2g}\right]$ — давление воды в данной точке ниже уровня спокойного горизонта, $т/м^2$;

$c = \sqrt{gH}$ — скорость перемещения разбитой поступательной волны, $м/сек$;

$v = h\sqrt{\frac{\pi g}{L}\,\mathrm{cth}\,\frac{\pi H}{L}}$ — орбитальная скорость движения частиц воды, $м/сек$;

$Z_1 = 1{,}5h + \frac{(0{,}75c + v)^2}{2g}$ — повышение гребня волны над спокойным горизонтом воды в момент удара ее о стенку, $м$.

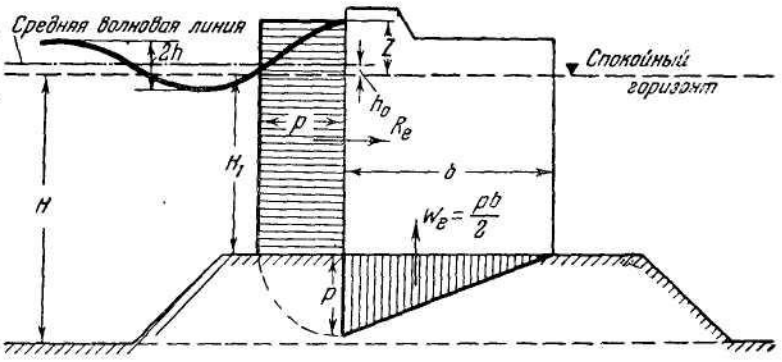


Рис. 10-6.

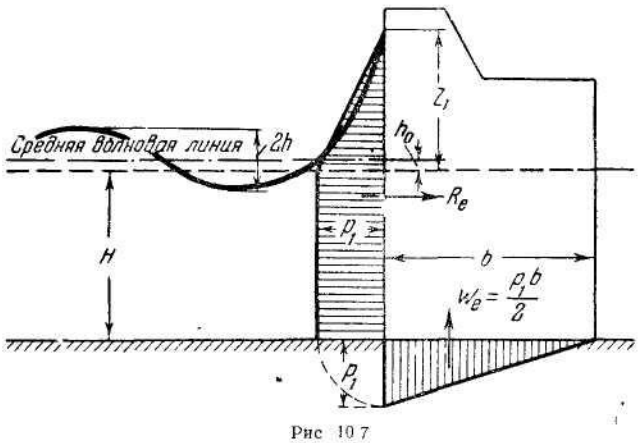


Рис 10 7

10-4. ВОЗДЕЙСТВИЕ РАЗБИТЫХ ВОЛН ЗЫБИ НА СООРУЖЕНИЕ С НАКЛОННОЙ СТЕНКОЙ С УКЛОНОМ ПОЛОЖЕ 1 : 1

Максимальное давление по проф. Н. Н. Джунковскому на наклонной стенке (откос) будет в точке B с координатами x_B и y_B, находящейся ниже уровня воды на величину $2h - y_B$ (рис. 10-8), определяется по формуле

$$p = k\gamma \frac{u^2 + \left(\frac{gx_B}{u}\right)^2}{2g} \sin^2(\alpha + \beta) = k\gamma \frac{v_B^2}{2g} \cos^2 \varphi, \qquad (10\text{-}21)$$

где k — коэффициент, равный 1,7;

u — скорость частицы на гребне волны в момент ее обрушения:

$$u = n \sqrt{\frac{gL}{\pi} \operatorname{th} \frac{\pi H}{L}} + h \sqrt{\frac{\pi g}{L} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L}},$$

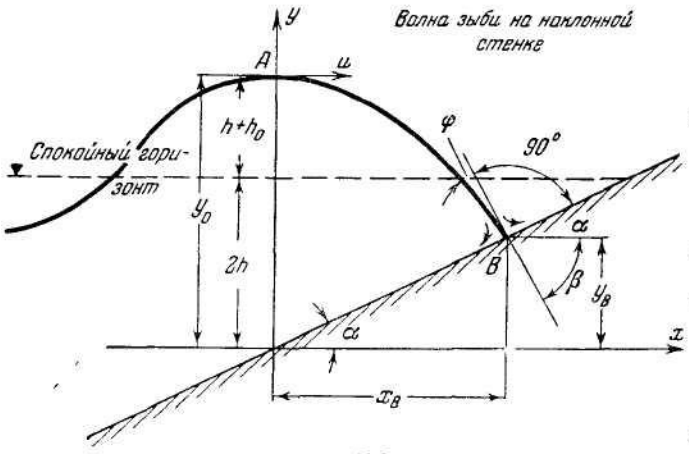


Рис. 10-8.

где $n = 0$ — для откосов с уклоном от 1 : 1 до 1 . 2,5 и $n = 0{,}75$ для откосов с уклоном от 1 : 2,5 до 1 : 4;

x_B — абсцисса точки встречи струи с откосом при разрушении волны:

$$x_B = \frac{-u^2 \operatorname{tg} \alpha \pm u \sqrt{u^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2gy_0}}{g},$$

где y_0 — ордината высшей точки гребня волны в момент ее разрушения:

$$y_0 = 3h + \frac{\pi h^2}{2L} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L};$$

α — угол наклона стенки к горизонту;

β — угол между касательной к направлению струи в точке встречи ее с откосом и горизонталью (рис. 10-8), вычисляемой по формуле

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha \pm \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{2gy_0}{u^2}};$$

φ — угол между касательной к направлению струи в точке встречи ее с откосом и нормалью к нему;

v_B — скорость струи при ударе ее об откос в точке с координатами x_B и y_B:

$$v_B = \sqrt{u^2 + \left(\frac{gx_B}{u}\right)^2}.$$

Скорость движения волны параллельно откосу (рис. 10-9) для любой его точки выше спокойного уровня воды (без учета влияния трения) определяется по формуле

$$v_n = \sqrt{v_B^2 - 2g \sin \alpha \xi}, \qquad (10\text{-}22)$$

где ξ — расстояние, измеряемое по откосу от уровня воды в спокойном состоянии до искомой точки.

Высота вкатывания волны на откос $h_в$ определяется по эмпирической формуле

$$h_в = 3{,}2k(2h) \operatorname{tg} \alpha, \qquad (10\text{-}23)$$

где k — коэффициент, зависящий от степени шероховатости откоса;

$k = 1$ для гладкой поверхности (бетонные стенки, земляные плотины с мощеным передним откосом);

$k = 0{,}77$ для шероховатой поверхности (каменная наброска из крупного рваного камня или из массивов).

Максимальная донная скорость перед сооружением определяется:

$$v_{макс} = \frac{\pi h n}{\sqrt{\frac{\pi L}{2g} \operatorname{sh} \frac{2\pi H}{L}}}, \qquad (10\text{-}24)$$

где $n = 0{,}6 - 0{,}9$.

Высшая отметка гребня волны зыби над спокойным горизонтом воды

$$h' = h + \frac{\pi h^2}{2L} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L}. \qquad (10\text{-}25)$$

Значения гиперболических функций, входящих в выражения формул, даны на графиках рис. 10-10 — 10-12.

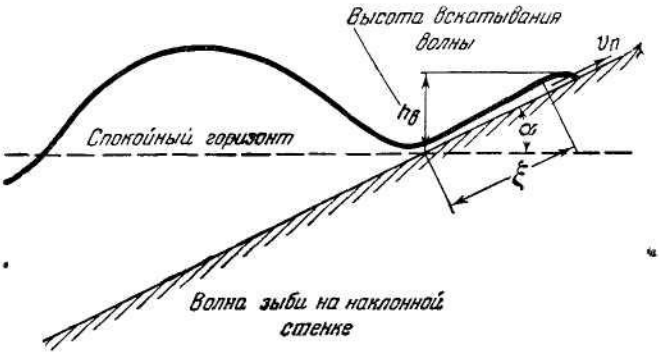


Рис 10 9.

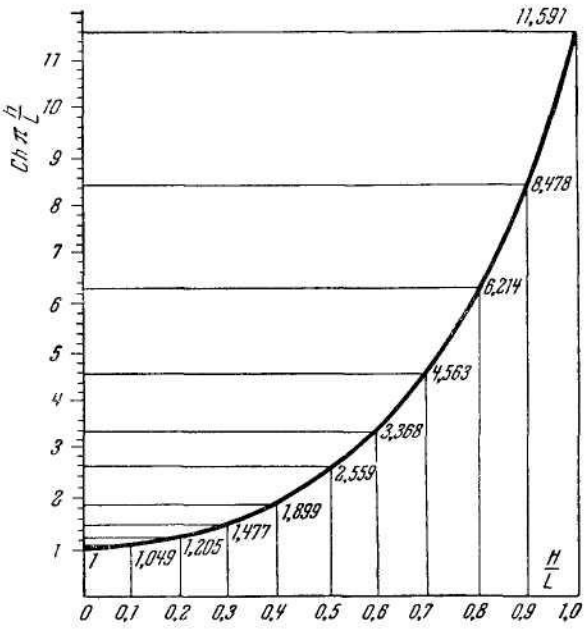


Рис 10-10 График для определения гиперболического котангенса (cth).

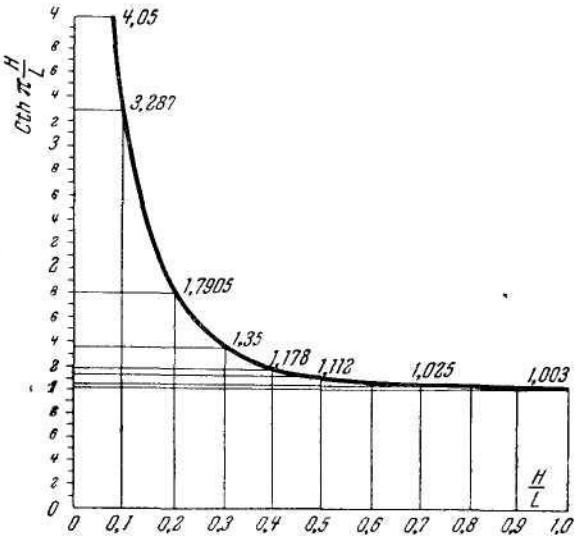


Рис 10-11. График для определения гиперболического косинуса (ch).

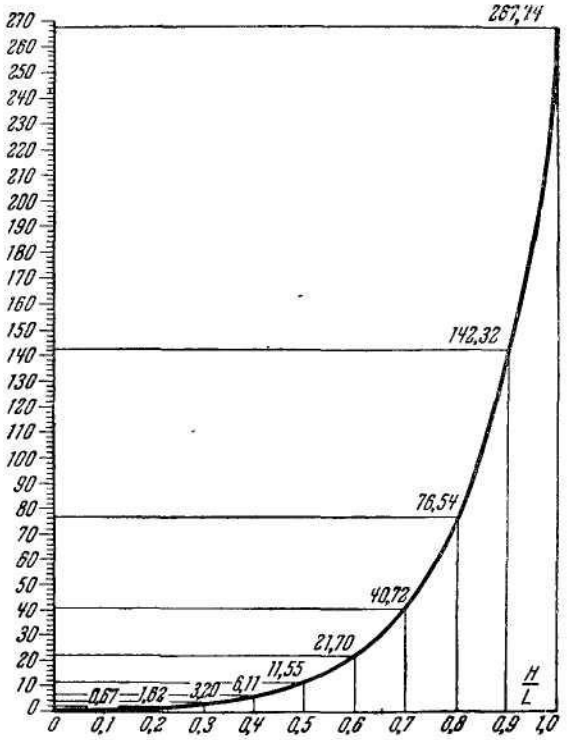


Рис 10-12. График для определения гиперболического синуса (sh)

10-5. ВОЛНОВЫЕ ЯВЛЕНИЯ В ОТКРЫТЫХ ДЕРИВАЦИОННЫХ КАНАЛАХ ГЭС

а) Предварительные замечания

Возникновение волновых явлений в открытых деривационных каналах гидроэлектрических станций вызывается их работой в суточном графике нагрузки энергосистемы, случайными внезапными сбросами и набросами нагрузки и другими причинами. Эти явления наблюдаются как в форме перемещения волны на поверхности вдоль канала, так и в форме колебания уровня воды в данном створе канала.

Согласно ТУ-24-108-48 Главгидроэнергостроя (утвержденным 15/VII 1947 г.) при расчете деривационного канала в условиях неустановившегося движения требуется определить наибольшие и наименьшие отметки уровня свободной поверхности воды в отдельных створах деривационного канала, а также построить суточные графики колебаний расхода и отметок уровня воды, в частности для створа гидроэлектростанции (напорного бассейна).

В стадии проектного задания, а для каналов III класса и в стадии технического проекта разрешается ограничить расчет определением наибольшей и наименьшей отметок в конце деривационного канала без построения графиков колебания расхода и отметок свободной поверхности, пользуясь при этом прибли-

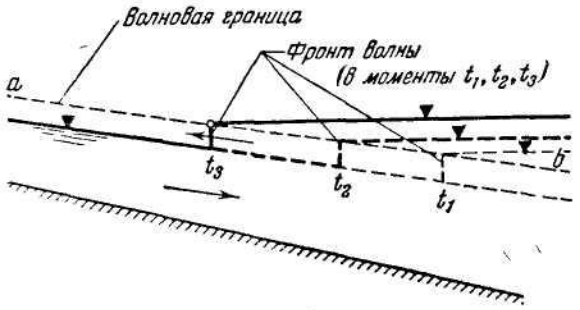


Рис 10-13.

женными методами, в частности рекомендуемым техническими условиями методом проф. М. Д. Чертоусова. Здесь мы приводим сведения, относящиеся к этим более простым случаям. О построении графиков колебаний расходов и колебаний отметок уровня воды, а также о подробных расчетах см упомянутые ТУ, а также: проф. М. Д. Чертоусов, Специальный курс гидравлики, Госэнергоиздат, 1949

б) Обозначения, термины и основные зависимости

Волна перемещения может быть прямой (идущей вниз по течению) и обратной (идущей вверх по течению), положительной (повышение уровня) и отрицательной (понижение).

В своей начальной (головной) части профиль положительной волны, могущий быть почти вертикальным, называется фронтом волны. Линия ab называется волновой границей (рис. 10-13).

Скорость перемещения фронта волны называется скоростью распространения волны, а переносимый расход—волновым расходом.

Основное дифференциальное уравнение неустановившегося движения в открытом русле имеет вид:

$$i - \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \alpha\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} + i_f, \qquad (10\text{-}26)$$

где i и i_f — уклон дна русла и гидравлический уклон, равный $\frac{Q^2}{K^2}$;

h и v — глубина и средняя скорость потока в данном сечении;

α — корректив скоростного напора (например, $\alpha = 1{,}10$).

Уравнение неразрывности

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0, \qquad (10\text{-}27)$$

где ω и Q — площадь живого сечения и расход.

Принятые условные обозначения[1]:

Скорость распространения волнового фронта в данном створе — $\bar{c}$.

То же средняя для данного участка — $\bar{c}$.

Высота волны — ζ.

Ширина сечения канала поверху на высоте половины волны — B'.

Волновой расход — ΔQ.

[1] Здесь приняты обозначения согласно ТУ-24-108-48 Главгидроэнергостроя.

Все гидравлические элементы, относящиеся к первоначальному режиму, обозначаются соответственной буквой с индексом «0».

Скорость распространения положительной волны. Для русла с сечением произвольной формы

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{B'}{\omega_0}\zeta + \frac{1}{2}\frac{B'^2}{\omega_0^2}\zeta^2\right)} \pm v_0, \qquad (10\text{-}28)$$

где обозначения даны согласно рис. 10-14. Знак плюс для v_0 берется для прямой волны и знак минус — для обратной.

Для прямоугольного сечения $\frac{\omega_0}{B'} \approx h_0$ и формула (10-28) получает вид

$$c = \sqrt{gh_0\left[1 + \frac{3}{2}\frac{\zeta}{h_0} + \frac{1}{2}\left(\frac{\zeta}{h_0}\right)^2\right]} \pm v_0. \qquad (10\text{-}28')$$

В практических расчетах можно принимать (пренебрегая величиной $\frac{\zeta^2}{h_0^2}$):

для сечения произвольной формы

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{B'}{\omega_0}\zeta\right)} \pm v_0; \qquad (10\text{-}29)$$

для прямоугольного сечения

$$c = \sqrt{gh_0\left(1 + \frac{3}{2}\frac{\zeta}{h_0}\right)} \pm v_0. \qquad (10\text{-}29')$$

Скорость распространения отрицательной волны для русла с сечением произвольной формы определяется по сокращенной формуле

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 - \frac{3B'}{2\omega_0}\zeta\right)} \pm v_0. \qquad (10\text{-}29'')$$

Знак при v_0 берется так же, как и в формуле (10-28).

При малой высоте волны ζ (при $\zeta \leqslant 0{,}10h_0$) для сечения произвольной формы выражение представляется в еще более простом виде:

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}} \pm v_0 \qquad (10\text{-}30)$$

и соответственно для прямоугольного сечения

$$c = \sqrt{gh_0} \pm v_0. \qquad (10\text{-}30')$$

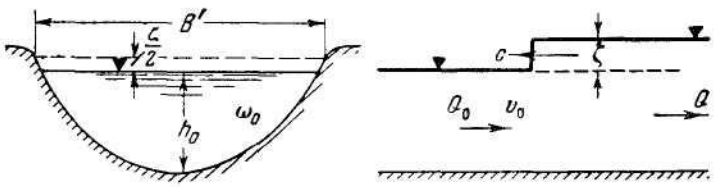


Рис. 10-14.

Для случая распространения волны в покоящейся жидкости, когда $v_0 = 0$, при малой высоте волны получим:

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}} \text{ и } c = \sqrt{gh_0}. \qquad (10\text{-}31)$$

Приведенные формулы определяют собой скорость распространения фронта волны, т. е. всей волны в целом.

Значения c по формуле $c = \sqrt{gh_0}$ см. табл. 10-1).

Таблица 10-1

h_0, м	c, м/сек	h_0, м	c, м/сек	h_0, м	c, м/сек
0,5	2,22	1,0	3,13	2,0	4,43
0,6	2,42	1,2	3,43	2,5	4,95
0,7	2,62	1,4	3,70	3,0	5,42
0,8	2,80	1,6	3,96	4,0	6,25
0,9	2,97	1,8	4,20	5,0	7,0

Волновой расход, т. е. расход, переносимый волной, определяется по формуле

$$\Delta Q = Q - Q_0 = cB'\zeta. \qquad (10\text{-}32)$$

Примечание. О. Ф. Васильев (Изв. Академии наук СССР, Отд. техн. наук, 1958, № 6) отмечает, что при больших значениях волнового расхода в целях более точного решения задач о волновом движении надо скорость распространения волны определять по предложенной им формуле, а именно:

$$c = \sqrt{gh_0}\sqrt{1 - \frac{\zeta}{2(h_0 - \zeta)}}, \qquad (10\text{-}32')$$

взамен указанных выше формул (10-29) и (10-30), принятых в ТУ-24-108-48.

При малой высоте волны ζ формула (10-32') может быть заменена выражениями (10-31)

В дальнейшем изложении поправка О. Ф. Васильева не введена и материал излагается в соответствии с указаниями ТУ, однако следует рекомендовать формулы О. Ф. Васильева.

Введение поправки не отражается на последовательности расчетов по указанному ниже методу проф. М. Д. Чертоусова.

в) Определение наибольших отметок уровня воды при внезапном уменьшении нагрузки ГЭС (метод проф. М. Д. Чертоусова)

При внезапном уменьшении нагрузки на гидроэлектростанции и, следовательно, при внезапном уменьшении ее расхода от Q_0 (равного расходу деривационного канала) до Q_0' разность $\Delta Q = Q_0 - Q_0'$ идет на наполнение канала, которое вызывает повышение уровня воды в канале. Это повышение уровня, начавшееся в напорном бассейне ГЭС, распространяется вверх по каналу до его головы (начального створа). При этом в напорном бассейне ГЭС (конец канала) уровень продолжает повышаться как в течение того времени, пока возникшая здесь волна не добежит до головы канала, так и в последующее время, пока отразившаяся у питающего канал бассейна отрицательная волна, распространяющаяся вниз по течению, не достигнет напорного бассейна. Этому моменту отвечает максимальная отметка уровня воды в напорном бассейне.

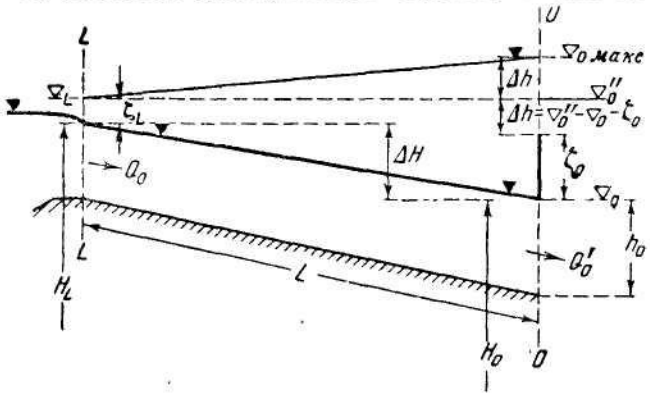


Рис. 10-15.

Приближенный расчет. Расчет ведется по двум створам: по створу $O—O$ (створ напорного бассейна) и створу $L—L$ (головное сечение канала, рис. 10-15). Время T пробега положительной волны от напорного бассейна до головы канала принимается равным T' — времени пробега отраженной волны.

Наибольшая отметка в створе $O—O$ определяется при этом по формуле

$$\nabla_{0макс} = \nabla_0'' + (\nabla_0'' - \nabla_0 - \zeta_0), \qquad (10\text{-}33)$$

где $\nabla_{0макс}$ — искомая наибольшая отметка в створе $O—O$;

∇_0'' — отметка горизонта воды в створе $O—O$ в тот момент времени, когда возникшая здесь волна добежит до створа $L—L$ (пройдет всю длину канала от напорного бассейна до головного сооружения);

∇_0 — отметка горизонта воды в створе $O—O$ в начальный момент;

ζ_0 — высота волны в створе $O—O$ в начальный расчетный момент, в момент внезапного изменения расхода.

Отметка ∇_0 горизонта воды в створе $O—O$, отвечающая начальному моменту, является заданной, отметка ∇_0'' и высота волны ζ_0 должны вычисляться.

Порядок расчета

1. Вычисляем сначала высоту волны ζ_0 и скорость ее распространения c_0 для створа $O—O$, т. е. в начальный момент ее возникновения, решая совместно два уравнения:

$$\Delta Q_0 = Q_0 - Q_0' = c_0 B_0' \zeta_0; \qquad (10\text{-}34)$$

$$c_0 = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B_0'}\left(1 + \frac{3}{2}\cdot\frac{B_0'}{\omega_0}\zeta_0\right)} - v_0, \qquad (10\text{-}35)$$

где ω_0, B_0' и v_0 относятся к начальному моменту створа $O—O$.

Решение ведем подбором или графоаналитически.

2. Вычисляем затем значение высоты волны ζ_L для створа $L—L$, т. е. высоту, которую волна приобретает до головного сооружения.

Задавшись произвольным значением искомой высоты ζ_L, находим последовательно:

а) Площадь поперечного сечения волны f_0 в створе $O—O$ и f_L — в створе $L—L$ по формулам:

$$f_0 = [B_0 + m(\zeta_L + \Delta H)](\zeta_L + \Delta H), \qquad (10\text{-}36)$$

где m — коэффициент откоса; ΔH — общее падение свободной поверхности канала до возникновения волны (т. е. разность отметок свободной поверхности у головы канала и у напорного бассейна в начальный момент); B_0 — ширина поверху в створе $O—O$, и

$$f_L = (B_L + m\zeta_L)\zeta_L, \qquad (10\text{-}37)$$

где m — коэффициент откоса канала;

B_L — начальная ширина поверху в створе $L-L$, т. е. до того момента, когда сюда добежит волна.

б) Объем призмы наполнения W в канале

$$W = \frac{1}{3} L (f_0 + f_L + \sqrt{f_0 f_L}) \qquad (10\text{-}38)$$

или менее точно [по формуле (10-38')]

$$W = \frac{1}{2} (f_0 + f_L) L. \qquad (10\text{-}38')$$

в) Вычисляем скорость волны для створа $L-L$ параллельно по двум формулам:

$$c_L = \frac{2L(Q_0 - Q_0')}{W} - c_0; \qquad (10\text{-}39)$$

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_L}{B_L'} \left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{B_L'}{\omega_L} \zeta_B\right)} - v_L, \qquad (10\text{-}40)$$

причем если c_L, подсчитанные по (10-39) и (10-40), окажутся достаточно близкими друг к другу, то выбранное значение ζ_L принимается, в противном случае задаемся новым его значением и расчет повторяем снова.

3. Определяем отметку $\nabla_0'' = \nabla_L$ (рис. 10-15):

$$\nabla_0'' = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L, \qquad (10\text{-}41)$$

где ∇_0 и ΔH известны по заданию, а ζ_L найдено, как указано в п. 2 данного расчета.

Найдя, таким образом, величины ζ_0, ζ_L и ∇_0'', находим окончательно наибольшую отметку в створе $O-O$, как указано выше по формуле (10-33), т. е. $\nabla_{0\text{макс}} = 2\nabla_0'' - \nabla_0 - \zeta_0$.

Для ориентировочных расчетов согласно ТУ скорости волны в сечениях $O-O$ и $L-L$ можно определять по формуле (10-31), тогда средняя скорость для всего канала будет равна:

$$\overline{c} = \frac{c_0 + c_L}{2}. \qquad (10\text{-}42)$$

Высота волны в створе $O-O$ находится по упрощенной формуле

$$\zeta_0 = \frac{\Delta Q_0}{c_0 B_0'}. \qquad (10\text{-}43)$$

Высота волны в створе $L-L$ находится по формуле

$$\zeta_L = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{B_{\text{ср}}^2}{m^2} + 4 \frac{\Delta Q_0}{mc}} - \frac{B_{\text{ср}}}{m} - \Delta H \right), \qquad (10\text{-}44)$$

после чего по предыдущему

$$\nabla_0'' = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L;$$

$$\nabla_{0\text{макс}} = 2\nabla_0'' - \nabla_0 - \zeta_0,$$

на чем расчет и заканчивается.

Примечание. В случае внезапной остановки ГЭС расход $Q_0' = 0$ и $\Delta Q = Q_0 - Q_0' = Q_0$. В остальном порядок расчета сохраняется.

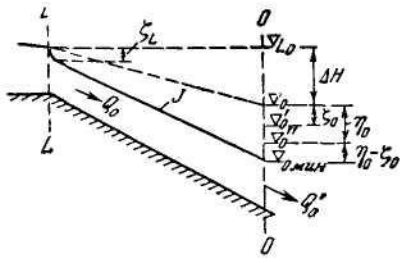


Рис 10-16.

г) Определенние наименьших отметок уровня воды при внезапном увеличении нагрузки ГЭС (метод проф. М. Д. Чертоусова и проф. Б. Д. Кочановского)

При внезапном увеличении нагрузки ГЭС расход, потребляемый гидроэлектростанцией, внезапно увеличивается от первоначального Q_0 (равного расходу канала) до Q_0', вследствие чего возникает отрицательная волна с высотой ζ_0 и волновым расходом $Q = Q_0' - Q_0$. Отрицательная волна вызывает понижение уровня, которое распространяется вверх по течению до головы канала. Понижение уровня воды в створе $O-O$ [т. е. в напорном бассейне (рис. 10-16)] будет продолжаться до тех пор, пока отраженная волна (появившаяся у головы канала, т. е. в створе $L-L$ в момент прихода сюда отрицательной волны) не дойдет до напорного бассейна (створа $O-O$). Этому моменту отвечает искомая наименьшая отметка уровня воды в напорном бассейне.

Порядок расчета:

1. Находим высоту волны ζ_0 и скорость c_0 для створа в напорном бассейне $O-O$ в начальный момент по формулам:

$$\Delta Q = Q_0' - Q_0 = c_0 B_0' \zeta_0^* \qquad (10\text{-}45)$$

и

$$c_0 = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B_0'} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{B_0'}{\omega_0} \zeta_0\right)} - v_0, \qquad (10\text{-}46)$$

решая эти два уравнения с двумя неизвестными c_0 и ζ_0 методом подбора или графоаналитически.

2. Определяем высоту волны в головном створе $(L-L)$, производя вычисления методом последовательного приближения в следующем порядке:

а) Задаем произвольное значение высоты волны ζ_L и находим скорость волны c_L:

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_L}{B_L'} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{B_L'}{\omega_L} \zeta_L\right)} - v_L.$$

б) Определяем среднюю глубину для всего канала:

$$h_{\text{ср}} = h_{\text{ср}_0} - \frac{2(Q_0' - Q_0)}{\overline{c}(B_L + B_0)}, \qquad (10\text{-}47)$$

где $h_{\text{ср}0}$ — первоначальная средняя глубина в канале (т. е. до появления волны);

* Значение B_0' то же, что было указано выше.

$\overline{c}$ — средняя скорость, равная:

$$\overline{c} = \frac{c_L + c_0}{2}. \qquad (10\text{-}48)$$

в) Вычисляем среднее для всего канала значение расходной характеристики (модуля расхода):

$$\overline{K} = \overline{\omega}\,\overline{C}\sqrt{\overline{R}}, \qquad (10\text{-}49)$$

где $\overline{\omega}$, $\overline{C}$ и $\overline{R}$ — площадь живого сечения, коэффициент C в формуле скорости равномерного движения (формула Шези) и гидравлический радиус, подсчитанные для средней глубины $h_{ср}$.

г) Подсчитываем величину η_0 — понижения уровня воды в створе напорного бассейна, отвечающего моменту прихода волны к головному створу, по формуле

$$\eta_0 = \frac{4(Q_1' - Q_0)}{\overline{c}(B_L + B_0)} - \zeta_L. \qquad (10\text{-}50)$$

д) Вычисляем волновой расход для головного створа ΔQ_L:

$$\Delta Q_L = 2(\overline{K}\sqrt{J} - Q_0) - \Delta Q_0 \qquad (10\text{-}51)$$

или

$$\Delta Q_L = 2\overline{K}\sqrt{J} - (Q_0' + Q_0), \qquad (15\text{-}51')$$

причем средний уклон свободной поверхности в канале J, отвечающий моменту прихода волны к головному створу, может определяться по формуле

$$J = \frac{\eta_0 + \Delta H - \zeta_L}{L}, \qquad (10\text{-}52)$$

где η_0 уже известно как вычисленное по формуле (10-50); ζ_L (вообще искомая нами величина) равна величине, которую мы предварительно назначили выше, а ΔH—начальная разность отметок свободной поверхности воды в канале в створах L—L и O—O.

е) После указанных подсчетов определяем величину высоты волны в головном створе ζ_L по формуле

$$\zeta_L = \frac{\Delta Q_L}{c_L \omega_L}. \qquad (10\text{-}53)$$

Если полученное по (10-53) значение ζ_L окажется равным тому, которое мы назначили, то вычисление ζ_L произведено правильно, в противном случае расчет надо повторить.

Эту задачу можно решить и графоаналитически, назначая для ζ_L ряд значений ζ_L', ζ_L'', ..., вычисляя указанным здесь способом ряд значений ζ_L' [результативно по формуле (10-53)] и строя график $\zeta_x = f(\zeta_L)$ (рис. 10-17).

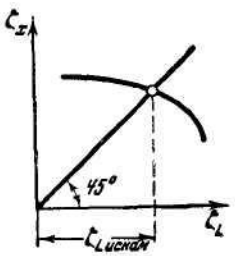


Рис. 10-17.

3. Находим отметку уровня воды ∇_L в головном створе в момент прихода сюда отрицательной волны по формуле

$$\nabla_L = \nabla_{L_0} - \zeta_L, \qquad (10\text{-}54)$$

где ∇_{L_0} — отметка уровня воды в головном створе до прихода волны;

ζ_L — высота волны.

4. Вычисляем отметку ∇_0'' уровня воды в створе напорного бассейна в момент прихода отрицательной волны к головному створу:

$$\nabla_0'' = \nabla_0 - \eta_0, \qquad (10\text{-}55)$$

где ∇_0 — начальная отметка в створе напорного бассейна;

η_0 — понижение этой отметки за время пробега волны по каналу, определяемое формулой (10-50).

5. Полагая время пробега отраженной волны от головного створа до напорного бассейна равным времени пробега отрицательной волны от напорного бассейна до головного створа, находим значение наименьшей отметки уровня воды в створе напорного бассейна при внезапном увеличении нагрузки ГЭС по формуле

$$\nabla_{0\,мин} = 2\nabla_0'' - \nabla_0 + \zeta_0, \qquad (10\text{-}56)$$

где ∇_0'' — отметка уровня воды в створе напорного бассейна, полученная по формуле (10-55);

∇_0 — отметка начального уровня воды в створе напорного бассейна, т. е. до внезапного изменения нагрузки ГЭС;

ζ_0 — высота волны в створе напорного бассейна в момент ее возникновения.

Примечание Согласно ТУ-28-108-48 Главгидроэнергостроя 1947 г определение максимальных отметок в деривационном канале производится для случая внезапного сброса всей нагрузки ГЭС, т. е для случая ее полной остановки (при этом $\Delta Q = Q_0$), а определение минимальных отметок — для случая внезапного увеличения нагрузки в размере мощности одного агрегата ГЭС. В том случае, если данная ГЭС входит в состав энергосистемы, возможное внезапное увеличение нагрузки устанавливается путем анализа условий работы всей энергосистемы.

Б. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР

10-6. ОСНОВНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ

Гидравлическим ударом называется изменение давления в напорных водоводах в период неустановившегося движения жидкости. Удар распространяется по трубопроводу, как упругая волна, со скоростью a[*м/сек*], зависящей от сжимаемости жидкости и от упругости трубопровода.

Величина ударного давления ΔH[*м*] в трубопроводе определяется разностью давлений при неустановившемся движении. Если $\Delta H > 0$, то удар называется положительным, а при $\Delta H < 0$ — отрицательным Напором H[*м*], действующим в трубопроводе, называется высота пьезометрического уровня, отсчитанная от уровня нижнего бьефа При расчете удара в турбинных трубопроводах потеря напора и скоростной напор обычно не учитываются и принимаются равными нулю В этом случае при установившемся движении во всех сечениях трубопровода напор будет одинаковым, равным статическому H_0 (рис 10-22). В период неустановившегося движения $H = H_0 + \Delta H$.

Давление P[*м*], действующее в данном сечении трубопровода, будет равно напору минус высота данного сечения над уровнем нижнего бьефа: $P^B = H^B - Z^B$ [*м вод. ст*] (рис. 10-22)

Скорость в трубопроводе V[*м/сек*] зависит от открытия турбины Максимальному открытию соответствует наибольшая скорость $V_{макс}$.

Определение величины удара производится для расчета трубопроводов на прочность и для проверки возможности образования вакуума на некоторых участках трубопровода. Гидравлический удар вызывает увеличение временной неравномерности хода агрегатов ГЭС и должен учитываться при подборе величины маховых масс.

Явление гидравлического удара необходимо учитывать при расчете трубопроводов насосных станций.

В практике применяются два метода определения величины удара: а) *аналитический*, который сразу дает величину наибольшего ударного давления, и б) *графический или численный*, которые сводятся к построению всей эпюры изменения ударного давления в данных сечениях трубопровода по времени. Графические и численные методы расчета удара следует применять в случае сложных схем трубопроводов и для получения более полных результатов расчета при простых схемах трубопроводов.

10-7. ИСХОДНЫЕ УСЛОВИЯ РАСЧЕТА УДАРА

Энергетические задания для расчета гидравлического удара на гидроэлектростанциях зависят от возможного мгновенного изменения нагрузки на агрегат. Реальна возможность мгновенного сброса полной мощности, чему соответствует закрытие турбины, осуществляемое регулятором за время $T_з$ [*сек*] от полного открытия до нулевого открытия (в действительности открытие турбины установится на открытии, соответствующем холостому ходу, но возможно временное полное закрытие направляющего аппарата).

Можно создать наброс нагрузки на агрегат, которому будет соответствовать изменение открытия турбины от открытия холостого хода до полного открытия. Время полного открытия турбины $T_о$ [*сек*].

Закрытие турбины вызывает положительный удар в трубопроводе, а открытие — отрицательный удар. Величина удара зависит от времени закрытия и открытия. Кроме того, величина удара существенно зависит от изменения закрытия турбины по времени.

Скорость распространения волны удара по трубопроводу a с постоянными по длине диаметром и толщиной стенки (стальной, чугунный, резиновый).

Величина a определятся по формуле Н. Е. Жуковского

$$a = \frac{U_{зв}}{\sqrt{1 + \frac{\mathcal{E}}{E} \cdot \frac{D}{\delta}}} \ [м/сек], \qquad (10\text{-}57)$$

где $U_{зв}$ — скорость звука в жидкости, определяемая выражением $U_{зв} = \sqrt{\frac{g\mathcal{E}}{\gamma}}$ и равная для воды 1 425 *м/сек*;

$\mathcal{E}$ — модуль упругости жидкости, равный для воды $2{,}1 \cdot 10^4$ *кг/см*^{2};

E — модуль упругости материала стенок трубопровода, равный: для стали $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ *кг/см*^{2}; для чугуна $E = 1 \cdot 10^6$ *кг/см*^{2}; для бетона $E = 2 \cdot 10^5$ *кг/см*^{2}; для резины $E = 20 - 60$ *кг/см*^{2};

D — диаметр трубопровода;

δ — толщина стенок трубопровода;

γ — объемный вес жидкости;

g — ускорение силы тяжести.

Для железобетонного трубопровода

$$a = \frac{1\,425}{\sqrt{1 + \frac{\mathcal{E}}{E_б} \cdot \frac{D}{\delta(1 + 9{,}5\alpha)}}} \ [м/сек], \qquad (10\text{-}58)$$

где $E_б$ — модуль упругости бетона;

D — внутренний диаметр трубопровода;

δ — толщина стенки трубы,

α — коэффициент армирования кольцевой арматурой, равный $\frac{f}{\delta}$, где f — площадь сечения кольцевой арматуры на 1 *пог. м* длины стенки трубы. Обычно $\alpha = 0{,}015 - 0{,}05$.

Для деревянного трубопровода

$$a = \frac{1\,425}{\sqrt{1 + \frac{240}{P}}} \ [м/сек], \qquad (10\text{-}59)$$

где P — величина давления, на которое рассчитано сечение трубопровода, *м вод. ст.*

Фазой удара называется время, которое необходимо для пробега ударной волной удвоенной длины трубопровода:

$$t_ф = \frac{2L}{a} \ [сек]. \qquad (10\text{-}60)$$

Безразмерные коэффициенты при расчетах удара

Относительная величина открытия

$$\tau = \frac{a}{a_{макс}}, \qquad (10\text{-}61)$$

где a — открытие направляющего аппарата в момент времени t, *мм* или *см*;

$a_{макс}$ — наибольшая величина открытия направляющего аппарата.

Режим изменения открытия может быть задан произвольной функцией времени

$$\tau = f(t). \qquad (10\text{-}62)$$

Часто при расчетах удара принимается линейный закон изменения открытия турбины по времени

$$\tau = \tau_н \pm \frac{t}{T}, \qquad (10\text{-}63)$$

где для случая открытия берется знак плюс и $T = T_о$, а для закрытия берется знак минус и $T = T_з$. Выражение (10-63) предполагает, что скорость смещения штока сервомотора регулятора постоянна и не зависит от изменения мощности.

Относительная величина удара

$$\xi = \frac{H - H_0}{H_0} = \frac{\Delta H}{H_0}. \qquad (10\text{-}64)$$

Следовательно, если известно ξ, то ударное давление определяется из (10-64) так:

$$\Delta H = \xi H_0. \qquad (10\text{-}65)$$

Относительная величина скорости

$$v = \frac{V}{V_{макс}}, \qquad (10\text{-}66)$$

где V — скорость в данном сечении трубопровода в период неустановившегося движения;

$V_{макс}$ — наибольшая скорость в период установившегося течения, соответствующая максимальному расходу в трубопроводе.

При вычислении удара существенное значение имеют следующие величины:

коэффициент трубопровода σ:

$$\sigma = \frac{LV_{макс}}{gH_0 T}; \qquad (10\text{-}67)$$

коэффициент сечения трубопровода μ:

$$\mu = \frac{aV_{макс}}{2gH_0}, \qquad (10\text{-}68)$$

где $V_{макс}$ — наибольшая скорость воды в трубопроводе, *м/сек*;

L — длина трубопровода, *м*;

H_0 — статический напор, *м*;

a — скорость распространения удара по трубопроводу, *м/сек* [формулы (10-57) — (10-59)];

g — ускорение силы тяжести, равное 9,81 *м/сек²*;

T — время закрытия $T_з$ или открытия $T_о$ направляющего аппарата или затвора на трубопроводе.

10-8. АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ УДАРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Ударное давление в концевом сечении А трубопровода приближенно может быть определено без учета упругости воды и стенок водовода на основании следующего выражения:

$$\Delta H = \frac{L}{g} \cdot \frac{dV}{dt}, \qquad (10\text{-}69)$$

где L — длина трубопровода. Если принимать, что скорость в трубопроводе за время закрытия турбины изменяется линейно по времени, то $\frac{dV}{dt} = \frac{V_н - V_к}{T}$ и тогда

$$\Delta H = \frac{L(V_н - V_к)}{gT} \text{ или } \xi = \sigma(v_н - v_к), \qquad (10\text{-}69')$$

где T — время закрытия ($T_з$) или открытия ($T_о$) направляющего аппарата;

$V_н$ и $V_к$ — начальные и конечные значения скорости в трубопроводе;

$v_н$ и $v_к$ — их относительные величины по формуле (10-66).

Формулы (10-69) могут использоваться лишь для ориентировочной оценки величины ударного давления в трубопроводах. Расчет без учета упругих деформаций дает достаточно точные результаты в случае коротких трубопроводов.

Более точные результаты ударного давления должны производиться с учетом упругих деформаций воды и стенок водовода и характеристики турбины (регулирующего органа).

Если время закрытия или открытия турбины $T \leqslant t_ф = \frac{2L}{a}$, то удар называется *прямым*.

Величина прямого удара в случае полного закрытия ($v_к = 0$) определяется по формуле Н. Е. Жуковского:

$$\Delta H = \frac{av_н}{g} \text{ или } \xi = 2\mu\tau_н. \qquad (10\text{-}70)$$

В формуле (10-70) $v_н$ — скорость воды в трубопроводе к моменту начала закрытия; $\tau_н$ — начальное открытие турбины. Второе написание формулы (10-70) будет правильно лишь при условии, что расход, пропускаемый задвижкой или турбиной, линейно зависит от открытия. Из формул (10-70) следует, что величина прямого удара не зависит от изменения открытия по времени.

Если время закрытия или открытия турбины (время изменения расхода трубопровода) $T_з$ или $T_о$ больше фазы: $T > t_ф = \frac{2L}{a}$ [*сек*], то удар называется *непрямым*. В этом случае относительная величина скорости в трубопроводе в сечении A у спиральной камеры для n-й фазы (v_n^A) может быть определена следующим выражением:

$$v_n^A = v_н^A - \frac{\xi_n}{2\mu} - \frac{1}{\mu}\sum_{i=1}^{n-1}\xi_i, \qquad (10\text{-}71)$$

где ξ_n — относительная величина удара в сечении A к концу n-й фазы;

ξ_i — соответствующие значения к концу 1-й, 2-й, ..., i-й фазы;

v_n^A — начальная величина скорости в сечении A трубопровода.

Расход, пропускаемый турбиной при постоянном числе оборотов, а следовательно, и относительная величина скорости в трубопроводе могут приближенно определяться по выражению

$$v_t^A = \tau\sqrt{1 + \frac{\xi_t}{1 - h^0}}, \qquad (10\text{-}72)$$

где τ — относительное открытие турбины;

h^0 — коэффициент, учитывающий характеристику пропускной способности турбины (для реактивных турбин)[1], приближенно равен:

$$h^0 = 0{,}5 - \frac{n_s}{600}. \qquad (10\text{-}72')$$

Для активных турбин и для затворов $h^0 = 0$.

Для случая закрытия турбины после сброса нагрузки, т. е. в условиях повышения числа оборотов, коэффициент h^0 можно приближенно принимать равным нулю ($h^0 = 0$).

Путем совместного решения уравнений (10-71) и (10-72) для заданного закона изменения открытия турбины (10-62) можно определить величину ударного давления в концевом сечении A трубопровода. Однако для этого систему нужно решать последовательно для 1-й, 2-й,..., n-й фаз.

Для упрощения при аналитических расчетах приближенно считают, что открытие турбины изменяется линейно по времени.

При этом существуют два характерных случая: либо наибольшая величина удара наступает к концу 1-й фазы ($\xi_{макс} = \xi_1$), а все последующие фазы дают меньшее значение удара (рис. 10-18,*а*) — *первофазный удар*, либо давление нарастает со временем и наибольшее значение удара достигается к концу закрытия или открытия ($\xi_{макс} = \xi_m$) (рис. 10-18,*б*) — *предельный удар*.

[1] Величина коэффициента быстроходности n_s может ориентировочно приниматься по табл. 13-4.

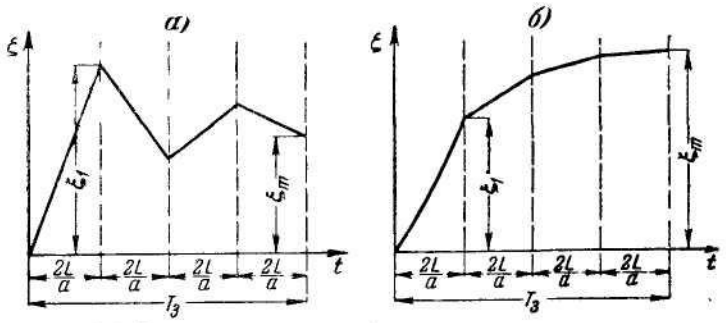


Рис. 10-18 Изменение относительной величины удара при линейном закрытии турбины
а — первофазный удар, *б* — предельный удар

Формулу для первофазного удара легко получить из уравнений (10-71) и (10-72):

$$\xi_1 = 2\mu\left[\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_1^2}{1-h^0}\right) - \sqrt{\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_1^2}{1-h^0}\right)^2 - \tau_н^2 + \tau_1^2}\right]. \quad (10\text{-}73)$$

Пользуясь формулой (10-73) для случая закрытия $\tau_1 < \tau_н$, получим: $\xi_1 > 0$ — положительный удар, а для случая открытия ($\tau_1 > \tau_н$) получим $\xi_1 < 0$ — отрицательный удар. При этом τ_1 — открытие к концу первой фазы—определяется либо по (10-62), либо по (10-63).

Более точные результаты могут быть получены, если в выражение (10-73) вместо τ подставить значения относительной величины пропускной способности турбины q, соответствующей каждому открытию, т. е. расхода при данном открытии, числе оборотов и при расчетном напоре.

Величина предельного удара определяется по следующей приближенной формуле:

$$\xi_т = \frac{\sigma}{2}\left[\frac{\sigma}{1-h^0} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{1-h^0}\right)^2 + 4}\right]. \quad (10\text{-}74)$$

В формуле (10-74) знак плюс соответствует случаю положительного удара (закрытие), а минус — отрицательному удару (открытие). Формула (10-74) не учитывает упругих свойств трубопровода и воды, поэтому, если число фаз мало $\left(\frac{aT_з}{2L} \leqslant 3\right)$, более точные результаты будут получены непосредственно из совместного решения уравнений (10-71) и (10-72).

Практически расчеты удара производят так: если удар непрямой $\left(T_з \text{ или } T_0 > \frac{2L}{a}\right)$, то вычисляют ударное давление к концу первой фазы по (10-73) и ударное давление к концу закрытия или открытия турбины по (10-74); большее по абсолютной величине принимают за расчетное значение. Для облегчения расчетов на рис. 10-19 приведен график, из которого по соотношению величин $q_н\mu$ и σ можно определить, какой из формул для каждого данного случая пользоваться. Если же удар прямой $\left(T_з \text{ или } T_0 \leqslant \frac{2L}{a}\right)$, то для случая полного закрытия турбины расчеты производятся по формуле Н. Е. Жуковского (10-70), а для открытия — по формуле (10-73), в которой τ_1 заменяется на $\tau_к$ ($\tau_к$ — конечное открытие турбины). С целью облегчения расчетов приведена сводная таблица формул (табл. 10-2) для определения величины ударного давления в концевом сечении трубопровода.

Для проектирования трубопроводов важно знать, какому расчетному случаю соответствует наибольшая величина гидравлического удара. Для отрицательного удара при открытии турбины таким невыгодным случаем является мгновенный наброс полной мощности, т. е. открытие турбины от $\tau_{х.х}$ (открытие, соответствующее холостому ходу агрегата) до $\tau_к = 1$. Для положительного удара иногда считают, что наибольшая величина удара соответствует случаю частичного сброса нагрузки и равна:

$$\xi_{макс} = 2\sigma = \frac{2LV_{макс}}{gH_0T'_з}. \quad (10\text{-}75)$$

Однако формула (10-75) правильна лишь в том случае, если считать, что скорость закрытия турбины регулятором сохраняется постоянной независимо от величины сброса нагрузки (10-63). При таком предположении время частичного закрытия турбины ($T'_з$ от $\tau_п$ до $\tau_к = 0$) получается равным.

$$T'_з = \tau_п T_з, \quad (10\text{-}76)$$

где $T_з$ — время полного закрытия турбины от $\tau_п = 1$ до $\tau_к = 0$. Однако в действительности регуляторы гидротурбин не дают точно такого изменения открытия по времени, особенно в зоне малых открытий ($\tau_п$ мало), так как скорость закрытия с уменьшением величины сброса нагрузки убывает и, следовательно, время частичного закрытия почти всегда будет больше, чем по формуле (10-76). В случае неправильной настройки

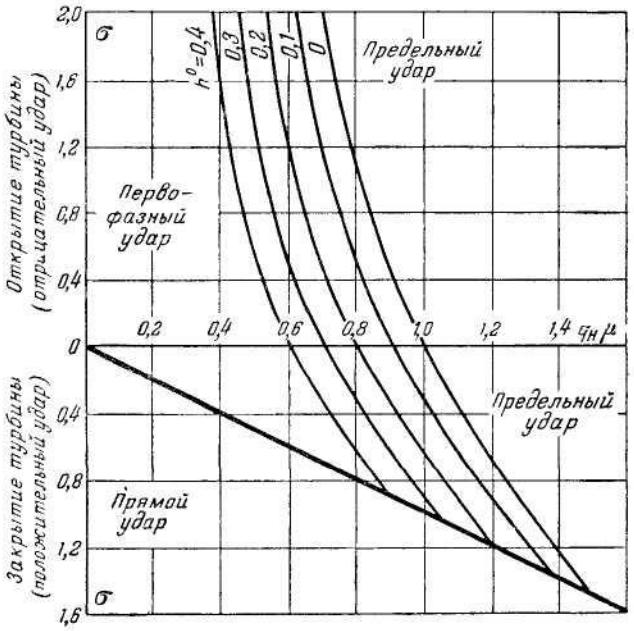


Рис 10-19 График для определения вида удара.

Таблица 10-2

Сводная таблица формул для расчета гидравлического удара в неразветвленных трубопроводах при линейном изменении открытия во времени

Вид удара	Условия возникновения	Расчетная величина удара	№ формул	Условия применения	Значения коэффициентов
Прямой удар	$T_з$ или $T_0 \leqslant \frac{2L}{a}$	$\Delta H = \frac{av_н}{g}$ или $\xi = 2\mu\tau_н$	(10-70)	Только для полного закрытия турбины $\tau_к = 0$, $V_к = 0$	$\xi = \frac{H - H_0}{H_0} = \frac{\Delta H}{H_0}$
		$\xi = 2\mu\left[\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_к^2}{1-h^0}\right) - \sqrt{\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_к^2}{1-h^0}\right)^2 - \tau_н^2 + \tau_к^2}\right]$	(10-73) для прямого удара $\tau_1 = \tau_к$	Для открытия турбины и для случая неполного закрытия $\tau_к < 0$	$\mu = \frac{aV_{макс}}{2gH_0}$
					$\sigma = \frac{LV_{макс}}{gH\,(T_з \text{ или } T_0)}$
Непрямой удар	$T_з$ или $T_0 > \frac{2L}{a}$	$\xi_1 = 2\mu\left[\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_1^2}{1-h^0}\right) - \sqrt{\left(\tau_н + \frac{\mu\tau_1^2}{1-h^0}\right)^2 - \tau_н^2 + \tau_1^2}\right]$	(10-73)	В случае первофазного удара (рис. 10-19)	h^0 — по формуле (10-72′) для реактивных турбин и $h^0 = 0$ для активных турбин и для задвижки
		$\xi_m = \frac{\sigma}{2}\left[\frac{\sigma}{1-h^0} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{1-h^0}\right)^2 + 4}\right]$	(10-74)	В случае предельного удара (рис. 10-19)	

Примечание. В случае трубопровода, диаметр и толщина стенок которого изменяются по длине, достаточно точные результаты могут быть получены, если в расчет по формулам, приведенным в табл. 10-2, подставлять при определении μ, $\frac{2L}{a}$ и σ осредненные величины, которые вычисляются по следующим формулам:

$$(aV_{макс})_{ср} = \frac{\Sigma V^i_{макс} a_i l_i}{L}; \quad a_{ср} = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{a_i}}.$$

Здесь $V^i_{макс}$ и a_i — максимальная скорость течения и скорость волны для каждого участка длиной l_i; L — полная длина трубопровода.

регулятора может оказаться, что при частичных изменениях нагрузки ударное давление превышает случай полного сброса и тогда $\xi_{макс}$ может приближаться к (10-75).

Идеальный и совершенный режимы изменения открытия турбин, установленные Г. И. Кривченко, позволяют отыскать наиболее выгодный вид зависимости

$$q_0^A = f(t),$$

где q_0^A относительная величина пропускной способности турбины при H и $n = \text{const}$ (в первом приближении можно считать, что $q_0^A = \tau$).

Абсолютный минимум ударного давления в концевом сечении трубопровода для данного времени закрытия турбины (задвижки) может быть получен при условии, что ударное давление за время закрытия или открытия турбины будет постоянно (рис. 10-20,*в*, линия *I*). При этом открытие турбины должно изменяться скачкообразно. В качестве примера на рис. 10-20 приведен идеальный режим закрытия.

В случае идеального режима закрытия турбины величина ударного давления в концевом сечении A трубопровода при полном закрытии ($\tau_к = 0$) определится из следующего выражения:

$$\xi_н^A = \frac{2\mu}{2m+1}, \qquad (10\text{-}77)$$

где m — число фаз, равное $\frac{aT_з}{2L}$.

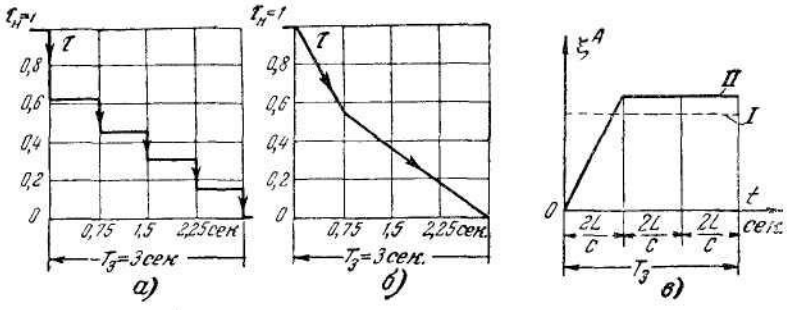


Рис. 10-20. Идеальный и совершенный режимы закрытия.

При идеальном режиме закрытия величина ударного давления по всей длине трубопровода получается одинаковой, равной $\xi_и^A$ (аналогично случаю мгновенного закрытия). Идеальный режим закрытия позволяет значительно уменьшить величину ударного давления, но практическое его осуществление невозможно.

Совершенный режим закрытия (эпюра удара — рис. 10-20,*в*, линия *II*) дает несколько большую величину ударного давления, чем идеальный, зато практическое осуществление такого режима возможно. На рис. 10-20,*б* показан совершенный режим закрытия, который определен для тех же условий, что и идеальный на рис. 10-20.*а*. Величина ударного давления в случае совершенного режима изменения открытия для концевого сечения A трубопровода определяется следующим выражением:

$$\xi_c^A = \xi_0^A \left[\left(\tau_н + \frac{\tau_к^2 \xi_0^A}{2(1-h^0)} \right) - \sqrt{\left(\tau_н + \frac{\tau_к^2 \xi_0^A}{2(1-h^0)} \right)^2 - \tau_н^2 + \tau_к^2} \right], \quad (10\text{-}78)$$

где ξ_0^A — величина ударного давления при полном закрытии турбины [легко видеть, что при $\tau_к = 0$ из формулы (10-78) получаем $\xi_c^A = \xi_0^A \tau_н$]:

$$\xi_0^A = \frac{2\mu}{2m-1}. \quad (10\text{-}78')$$

Формула (10-78) универсальна и пригодна для расчета любого случая удара. Следует лишь учитывать, что при прямом ударе, когда $T < \frac{2L}{a}$, величину m следует принимать равной единице. Вид совершенного режима закрытия устанавливается расчетом. В случае совершенного режима изменения открытия ударное давление по длине трубопровода линейно убывает по мере приближения к верховому концу трубопровода.

Выравнивание давления в трубопроводе после окончания закрытия или открытия турбины. При расчете трубопроводов необходимо учитывать характер неустановившегося режима не только в период времени, когда происходит изменение открытия турбины или задвижки ($t \leqslant T_з$ или $T_о$), но и в период после окончания процесса открытия или закрытия ($t > T_з$ или $T_о$). Формулы (10-74) и 10-78) показывают, что к концу закрытия (открытия) давление в трубопроводе не равно давлению, соответствующему установившемуся режиму. Выравнивание давления в трубопроводе после окончания закрытия происходит постепенно, причем во всех последующих фазах сохраняется соотношение

$$\frac{\xi_{m-1}}{\xi_m} = \frac{\xi_{m+2}}{\xi_{m+1}} = \frac{\xi_{m\ 3}}{\xi_{m+2}} = \ldots = \frac{\mu\tau_к - 1}{\mu\tau_к + 1}. \quad (10\text{-}79)$$

В этом выражении ξ_m — относительная величина удара, соответствующая концу закрытия (открытия) задвижки либо турбины.

Возможны два случая:

1. Если $\mu\tau_к \geqslant 1$, то $\frac{\mu\tau_к - 1}{\mu\tau_к + 1} > 0$. Следовательно, выравнивание давления происходит путем постепенного уменьшения величины удара — апериодически (рис. 10-21,*а*).

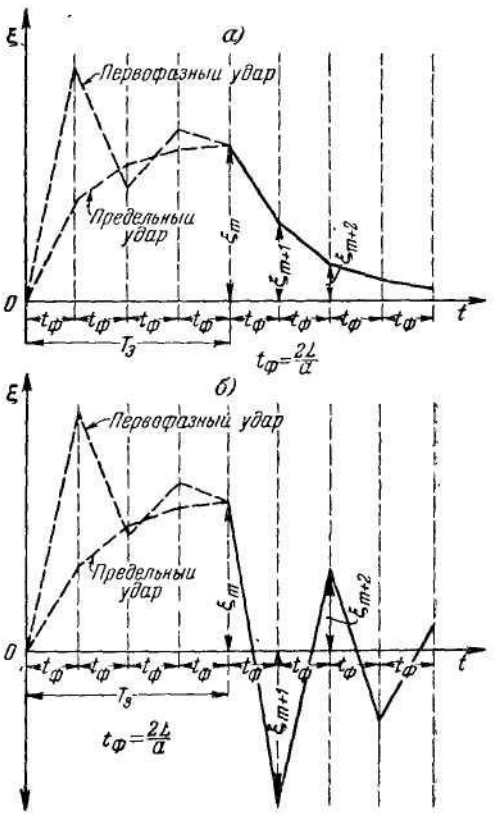


Рис. 10-21. Выравнивание давления в трубопроводе.
а — апериодическое $\mu\tau_к \geqslant 1$; *б* — колебательное $\mu\tau_к < 1$.

2. Если $\mu\tau_к < 1$, то $\frac{\mu\tau_к - 1}{\mu\tau_к + 1} > -1$. Следовательно, величина удара в каждой последующей фазе меняет знак, т. е., если в результате закрытия мы имели $\xi_m > 0$ (положительный удар), то в следующей фазе будем иметь $\xi_{m+1} < 0$ (отрицательный удар). Процесс выравнивания давления состоит из периодических затухающих колебаний давления в трубопроводе (рис. 10-21,*б*). Положительный удар будет сопровождаться отрицательным и наоборот. Величина удара обратного знака в следующей фазе после окончания изменения открытия турбины иногда называется противоударом.

Особенно важен случай противоудара при полном закрытии турбины или задвижки, когда $\tau_к = 0$. Тогда по формуле (10-79) получаем:

$$\frac{\xi_{m+1}}{\xi_m} = \frac{\xi_{m+2}}{\xi_{m+1}} = \ldots = -1, \quad (10\text{-}79')$$

т. е. при полном закрытии противоудар в трубопроводе равен по абсолютной величине ξ_m, и выравнивание давления в этом случае представляет процесс незатухающих колебаний давления. В реальных условиях, конечно, эти колебания все же затухают в результате рассеяния энергии, что не учитывается при расчетах удара.

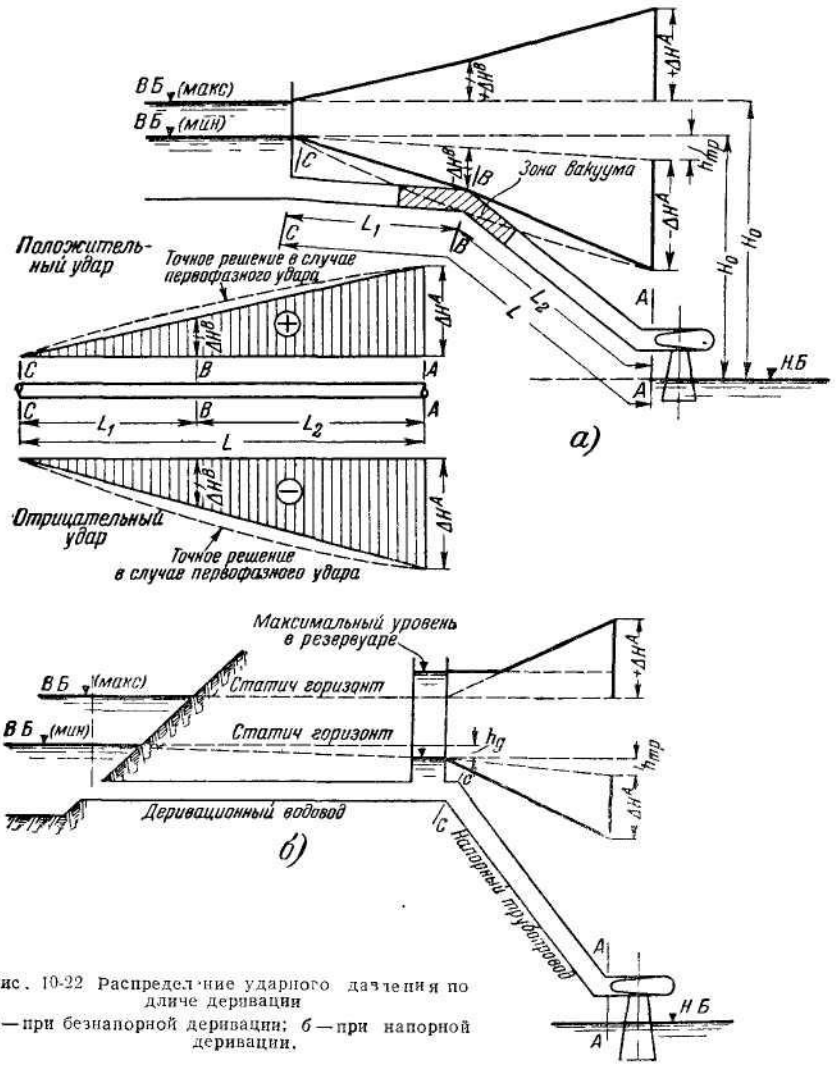


Рис. 10-22 Распределение ударного давления по длине деривации

а — при безнапорной деривации; *б* — при напорной деривации.

Построение пьезометрической линии напоров по длине трубопровода. Все расчетные формулы для определения гидравлического удара дают величину его в концевом сечении трубопровода *A* (рис. 10-22). Между тем для проектирования трубопроводов необходимо знать давление в любом сечении по длине

Для предельного положительного и отрицательного удара, а также для совершенного режима изменения открытия величина ударного давления (ΔH) изменяется по длине трубопровода линейно Для построения эпюры трубопровод спрямляется и в сечении A откладывается величина ΔH_A, полученная расчетом из (10-74) или (10-78) (рис 10-22,*а*). Величина удара в других сечениях (например, ΔH^B в сечении B) находится из прямоугольного треугольника Полученная таким образом эпюра положительного удара ΔH откладывается вверх от линии статического уровня верхнего бьефа (уровня в напорном бассейне) В случае напорной деривации с уравнительным резервуаром эпюру также откладывают вверх от статического уровня (рис. 10-22,*б*). При очень большой длине деривации и значительных гидравлических потерях в ней это может приводить к некоторому завышению давления в трубопроводе В таких случаях можно рекомендовать строить эпюру удара от уровня в резервуаре, соответствующего моменту достижения максимума удара, или от начального При отрицательном ударе эпюру ΔH строят при минимальном уровне верхнего бьефа[1] и откладывают вниз от линии пьезометрических напоров в трубопроводе с учетом потери напора в нем В случае напорной деривации с уравнительным резервуаром эпюра отрицательного удара откладывается вниз от пьезометрической линии с учетом потери напора в деривации и в напорном трубопроводе Более точные результаты могут быть получены путем учета величины снижения уровня в резервуаре за время открытия турбины

Иногда и для первофазного удара приближенно принимают линейное распределение ударного давления по длине трубопровода. Более точное определение величины давления в любом сечении для первофазного отрицательного удара производится по той же формуле (10-73), но при этом ее следует относить к рассматриваемому сечению, совершенно не учитывая лежащего ниже участка трубопровода Так, если необходимо найти величину удара в сечении B (рис. 10-22,*а*), то значение коэффициента μ не меняется При определении же σ и длительности фазы t_Φ нужно под-

Величину ξ_m нужно определять по выражению (10-70) в случае прямого удара и по формулам (10-74) и (10-78) — для непрямого удара. Часто может оказаться, что отрицательный удар, полученный в результате закрытия трубопровода (противоудар), превышает величину отрицательного удара, соответствующего открытию. Это соображение накладывает также ограничение на максимально допустимую величину положительного удара Например, пусть при напоре $H_0=60$ *м* при полном закрытии турбины ($\tau_к=0$) получилось $\xi_m=1{,}3$. Это значит, что в нижнем сечении трубопровода максимальное давление составит $H=60\ (1+1{,}3)=138$ *м*.

Величина же противоудара при этом оказывается равной $\xi_{m+1}=-1{,}3$, т е вакуум в нижнем сечении трубопровода в конце фазы, следующей после конца закрытия турбины, достигнет своего предела, так как $(1-1{,}3)60=-18$ *м*, что указывает на неизбежность разрыва колонны воды в трубопроводе Недопустимость последнего вызывает необходимость принятия мер для снижения положительного удара.

[1] При расчете удара следует учесть, что при этом скорость в трубопроводе, а следовательно, и удар иногда получаются несколько меньше, чем при наибольшем напоре; однако с точки зрения возможности образования вакуума этот случай будет более опасным

ставлять вместо длины L длину L_1. Порядок расчета удара при этом сохраняется.

Для первофазного положительного удара расчет производится по формуле (10-73), причем, например, для сечения B $\Delta H^B_{\text{макс}} = \Delta H^A_{\text{макс}} - \Delta H^{AB}$, где ΔH^{AB} определяется по формуле (10-73) при значениях σ и t_ϕ, соответствующих длине трубопровода между сечениями A и B, т. е. L_2 (рис. 10-22,*а*).

Пример. Длина трубопровода $L = 400$ *м*, скорость $V_{\text{макс}} = 3{,}5$ *м/сек*, напор $H_0 = 100$ *м*; $n_s = 200$; время закрытия и открытия турбины $T = 3$ *сек*; скорость распространения удара $a = 1\,000$ *м/сек*. Определить величину гидравлического удара при закрытии турбины от $\tau_н = 1$ до $\tau_к = 0$ и при открытии от $\tau_н = 0{,}2$ до $\tau_к = 1$ в концевом сечении A трубопровода и в сечении B на расстоянии $L_1 = 150$ *м* от напорного бассейна (схема рис. 10-22):

1. $\mu_A = \mu_B = \dfrac{aV_{\text{макс}}}{2gH_0} = \dfrac{1\,000 \cdot 3{,}5}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 100} = 1{,}78;$

$$\sigma_A = \frac{LV_{\text{макс}}}{gH_0T};\quad \sigma_A = \frac{400 \cdot 3{,}5}{9{,}81 \cdot 100 \cdot 3} = 0{,}475;$$

$$\sigma_B = 0{,}475\,\frac{150}{400} = 0{,}17;$$

по (10-72′) $h^0 = 0{,}5 - \dfrac{200}{600} = 0{,}17$.

2. По диаграмме рис. 10-19 по σ и $\tau_н$ находим, что наибольшее значение удара при закрытии соответствует предельному удару [расчетная формула (10-74)], а для случая открытия — первофазному удару [расчетная формула (10-73)].

3. Положительный удар

$$\xi^A_m = \frac{0{,}475}{2}\left[\frac{0{,}475}{1-0{,}17} + \sqrt{\left(\frac{0{,}425}{1-0{,}17}\right)^2 + 4}\,\right] = 0{,}625;$$

$$\Delta H^A = 100 \cdot 0{,}625 = 62{,}5\ м.$$

Из подобия треугольников получаем:

$$\Delta H^B = 62{,}5\,\frac{150}{400} = 23{,}5\ м.$$

4. Отрицательный удар.

Длительность фазы

$$t^A_\phi = \frac{2L}{a};\quad t^A_\phi = \frac{2 \cdot 400}{1\,000} = 0{,}8\ сек;$$

$$t^B_\phi = \frac{2 \cdot 150}{1\,000} = 0{,}3\ сек.$$

Открытие к концу первой фазы.

Для сечения A по (10-63)

$$\tau_1 = 0{,}2 + \frac{t_\phi}{T_0} = 0{,}2 + \frac{0{,}8}{3} = 0{,}467.$$

Для сечения B

$$\tau_1 = 0{,}2 + \frac{0{,}3}{3} = 0{,}3.$$

По формуле (10-73)

$$\xi^A_1 = 2 \cdot 1{,}78\left[\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}467^2}{1-0{,}17}\right) - \sqrt{0{,}2 + \left(\frac{1{,}78 \cdot 0{,}467^2}{1-0{,}17}\right)^2 - 0{,}2^2 + 0{,}467^2}\,\right] = -0{,}427;$$

$$\xi^B_1 = 2 \cdot 1{,}78\left[\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}3^2}{1-0{,}17}\right) - \sqrt{\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}3^2}{1-0{,}17}\right)^2 - 0{,}2^2 + 0{,}3^2}\,\right] = -0{,}21$$

или

$\Delta H^A = -100 \cdot 0{,}427 = -42{,}7$ *м* и $\Delta H^B = -100 \cdot 0{,}21 = -21$ *м*

Если считать по треугольнику, то получим:

$$\Delta H^B = -42{,}7\,\frac{150}{400} = -16\ м,$$

т. е. меньшую величину отрицательного удара, чем дает более точное решение.

Определим, какая получилась бы величина удара в случае совершенного режима изменения открытия турбины.

Для условий полного закрытия по (10-78)

$$m = \frac{aT_з}{2L} = \frac{1\,000 \cdot 3}{2 \cdot 400} = 3{,}75;$$

$$\xi^A_c = \frac{2 \cdot 1{,}78}{2 \cdot 3{,}75 - 1} = 0{,}548$$

или

$$\Delta H^A_c = 100 \cdot 0{,}548 = 54{,}8\ м,$$

т. е. меньше, чем по формуле (10-74).

Для открытия турбины по формуле (10-78)

$$\xi^A_c = 0{,}548\left[\left(0{,}2 + \frac{1 \cdot 0{,}548}{2\,(1-0{,}17)}\right) - \sqrt{\left(0{,}2 + \frac{1 \cdot 1{,}548}{2\,(1-0{,}17)}\right) - 0{,}2^2 + 1}\,\right] = -0{,}321$$

или

$$\Delta H^A_c = -100 \cdot 0{,}321 = -32{,}1.$$

Ударное давление получается меньше, чем при линейном открытии по формуле (10-73).

10-9. ГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ УДАРНОГО ДАВЛЕНИЯ

Наиболее универсальным методом, позволяющим не только определить максимальную величину давления при гидравлическом ударе, но и построить полную эпюру изменений давления в трубопроводе за время существования в нем неустановившегося режима, является метод графического решения[1]. Кроме этого, преимущество графического метода состоит в том, что он дает возможность без усложнения построений учитывать целый ряд факторов, которые в аналитическом решении учитываются очень грубо или даже совсем не принимаются в расчет. Например, при графическом методе легко построить эпюру удара при реальном режиме изменения открытия турбины $\tau = f(t)$ даже в случае, если он задан не в виде функции, а в форме графика, в то время как в аналитических формулах принимается линейное изменение открытия по времени. Графический метод позволяет учесть реальную характеристику турбины, что особенно важно для реактивных турбин, для которых принимаемая в аналитических расчетах пропорциональность расхода турбины корню квадратному из напора и величине открытия турбины в действительности не соблюдается. Графический метод удобен при расчетах удара в сложных трубопроводах (телескопические и разветвленные).

Построение эпюры гидравлического удара графическим методом базируется на применении цепных уравнений, которые вытекают из общего решения уравнений удара, полученного Н. Е. Жуковским. Если взять трубопровод любого вида (например, показанного на рис. 10-23), то для каждого участка, на котором диаметр и толщина стенок трубопровода сохраняются постоянными (участки AC, CD и DE), можно написать следующие две группы цепных уравнений:

[1] Более подробно о графическом расчете удара см. Г. И. Кривченко, Гидравлический удар и рациональные режимы регулирования турбин гидроэлектростанций, Госэнергоиздат. 1951, о численном (табличном) методе расчета удара — М. А. Мостков, Гидравлический справочник, Стройиздат, 1954.

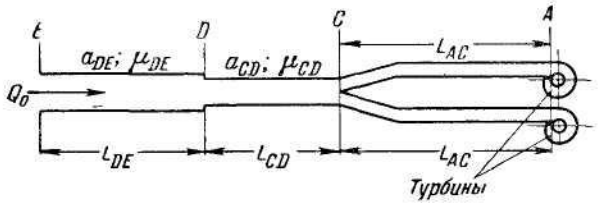


Рис. 10-23. Расчетная схема сложного трубопровода.

$$
\left.\begin{aligned}
&\xi_0^C - \xi_t^D = 2\mu_{CD}(v_0^C - v_t^D),\\
&\xi_t^C - \xi_{2t}^D = 2\mu_{CD}(v_t^C - v_{2t}^D),\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&\xi_{nt}^C - \xi_{(n+1)\,t}^D = 2\mu_{CD}(v_{nt}^C - v_{(n+1)\,t}^D),\\
&\xi_0^D - \xi_t^C = -2\mu_{CD}(v_0^D - v_t^C),\\
&\xi_t^D - \xi_{2t}^C = -2\mu_{CD}(v_t^D - v_{2t}^C),\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&\xi_{nt}^D - \xi_{(n+1)\,t}^C = -2\mu_{CD}(v_t^D - v_{(n+1)\,t}^C).
\end{aligned}\right\} \qquad (10\text{-}80)
$$

В уравнениях (10-80), написанных для участка CD трубопровода, ξ — относительная величина удара ($\xi = \Delta H : H$) в сечении трубопровода, обозначенном верхним индексом, и в момент времени, соответствующий нижнему индексу, v — относительная величина средней скорости течения в данном сечении трубопровода:

$$v = \frac{V}{V_{макс}} = \frac{Q}{Q_{макс}} = q; \qquad (10\text{-}81)$$

μ — постоянная сечения трубопровода, определяемая по формуле (10-63), которая вычисляется для каждого участка. Так, для участка CD

$$\mu_{CD} = \frac{a_{CD} V_{макс}^{CD}}{2gH_0};$$

t — время, за которое упругая волна пробегает рассматриваемый участок; так, для участка CD

$$t = \frac{L_{CD}}{a_{CD}} \text{ [сек]}.$$

С геометрической точки зрения каждое из цепных уравнений представляет собой уравнение прямой в координатных осях (ξ, v), что и используется для графического построения эпюры удара.

Для графического расчета удара строятся координатные оси и на оси абсцисс откладывают v, а на оси ординат ξ. Масштабы по осям v и ξ желательно выбирать кратные. В координатном поле ($v\xi$) строятся кривые относительной величины расхода турбины $q = \frac{Q}{Q_{макс}} = f(\xi, \tau)$. Так как согласно (10-81) $q = v^A$, то зависимость $q = f(\xi, \tau)$ изобразится в виде системы кривых, для которых τ является параметром. Если принимать пропускную способность турбины по аналогии с соплом ($h^\circ = 0$)

$$q = \tau\sqrt{1+\xi}, \qquad (10\text{-}82)$$

то линии $q = f(\xi, \tau)$ при $\tau = \text{const}$ будут представлять собой параболы, выходящие из точки $\xi = -1$ (этой точке соответствует нулевой напор на турбине)

Кривые $q = f(\xi, \tau)$ можно построить на основании универсальной характеристики турбины. При этом иногда считают $n_1' = \text{const}$, что приблизительно отвечает условию отключения агрегата от системы. Можно выполнять расчет и для условий постоянства числа оборотов, что отвечает реальным условиям работы агрегата в сеть. В последнем случае для реактивных турбин линии $q = f(\xi, \tau)$ не будут представлять собой парабол; для соответственных величин открытия расстояния между линиями q по сравнению с формулой (10-82) изменятся, а именно — уменьшатся в зоне больших открытий и увеличатся в зоне малых открытий, и, наконец, кривые будут сходиться не к нулевому напору ($\xi_0 = -1$), а к напору нулевого расхода, величина которого зависит от быстроходности турбины (чем меньше быстроходность турбины, тем ξ_0 больше). В качестве иллюстрации на рис 10-24 нанесены кривые $q = f(\xi, \tau)$ по формуле (10-20) и согласно характеристике турбины РО100.

Если расчет удара производится для условий сброса нагрузки с агрегата, сопровождающегося значительным отклонением скорости вращения от нормального значения, это изменение скорости необходимо учитывать при определении пропускной способности турбины При таких условиях во многих случаях удовлетворительные результаты получаются, если определять пропускную способность турбины по условию $n_1' = \text{const}$ (см. гл. 13).

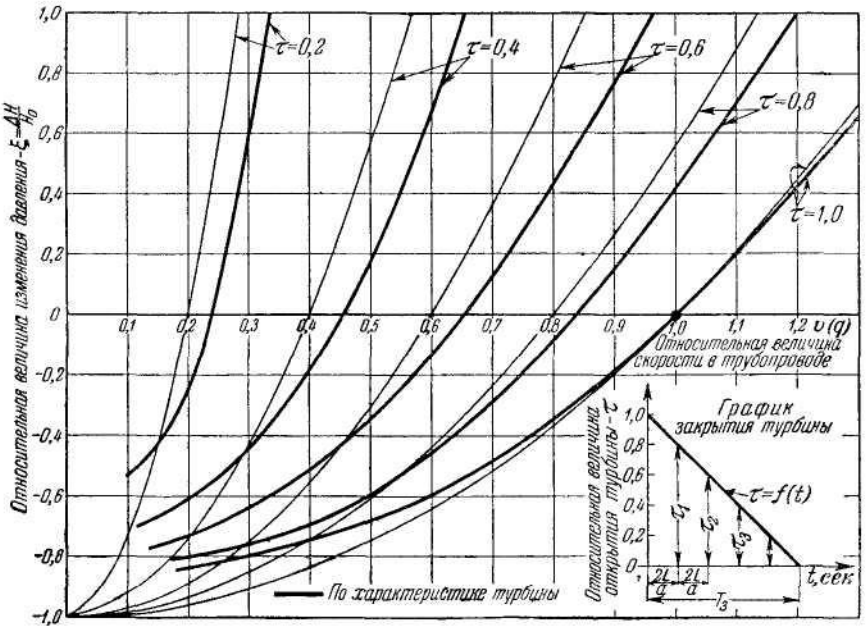


Рис. 10-24. Кривые относительной пропускной способности турбины $q = f(\xi\tau)$.

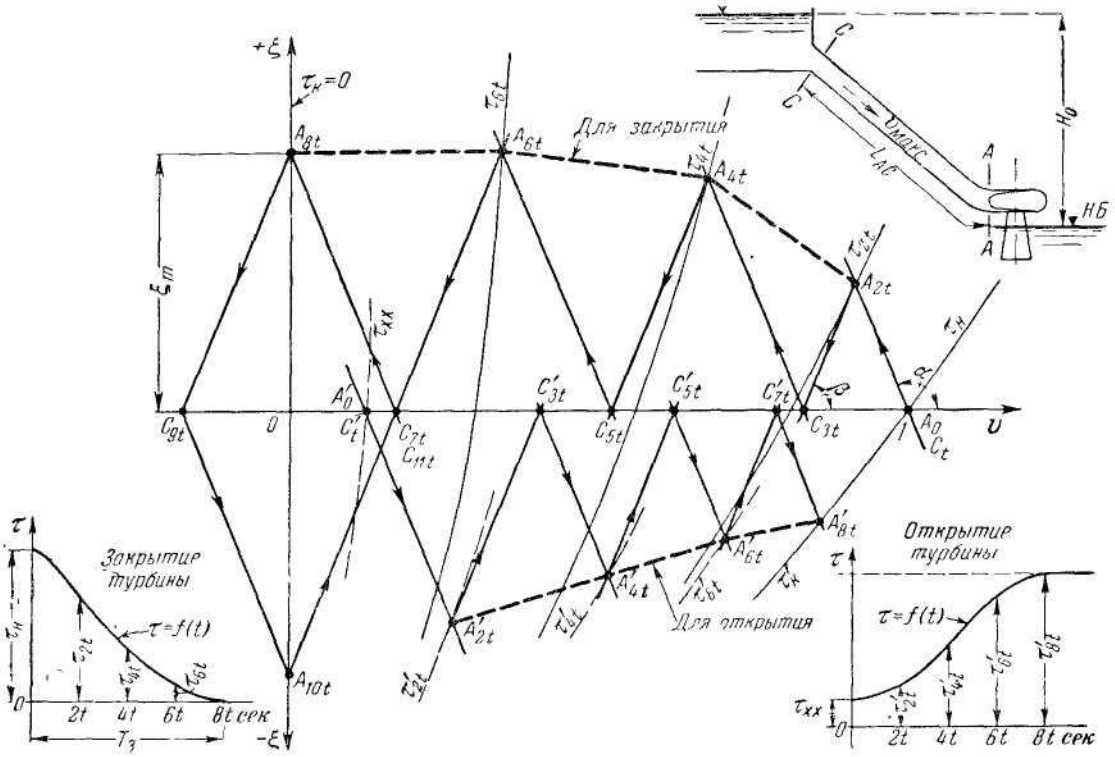


Рис. 10-25 Графическое построение для определения величины гидравлического удара (простой трубопровод).

Для иллюстрации практического использования цепных уравнений (10-80) при графических расчетах гидравлического удара рассмотрен пример построения для простого трубопровода (рис. 10-25). Пусть требуется построить эпюру удара в концевом сечении трубопровода для случая полного закрытия турбины. Время закрытия $T_з$. Режим закрытия задан графиком $\tau=f(t)$. Кривые расхода турбины построены для $\tau_н$, τ_{2t} τ_{4t}, τ_{6t}. Линия нулевого открытия совпадает с осью ординат. Каждая точка в поле координат ξ, υ дает режим, характеризующийся давлением и скоростью в сечении трубопровода. Точка A_0, соответствующая режиму в концевом сечении трубопровода в начальный момент времени, определяется координатами $\upsilon=1$ или $V=V_{макс}$ и $\xi=0$. Режим в сечении C характеризуется постоянством давления $\xi^c=0$. Следовательно, все режимные точки сечения C должны лежать на оси абсцисс υ.

Первое уравнение из системы (10-80) дает:

$$\xi_0^A - \xi_t^C = 2\mu(\upsilon_0^A - \upsilon_t^C), \qquad (10\text{-}83)$$

откуда из равенства $\xi_0^A = \xi_t^C$ следует, что $\upsilon_0^A = \upsilon_t^C$, т. е. точка C_t совпадает с точкой A_0.

Далее пишем уравнение из второй группы (10-80):

$$\xi_t^C - \xi_{2t}^A = -2\mu(\upsilon_t^C - \upsilon_{2t}^A). \qquad (10\text{-}84)$$

Это уравнение прямой, проходящей через точку C_t и образующей с осью абсцисс угол α, причем $\operatorname{tg}\alpha=-2\mu$. Определив по исходным данным по (10-68) величину μ, можно провести искомую прямую. При этом обязательно соблюдать соотношения масштабов ξ и υ Согласно уравнению (10-84) точка A_{2t} должна находиться где-то на этой прямой. В то же время очевидно, что точка A_{2t} должна находиться на кривой $q=f(\xi, \tau_{2t})$ при открытии τ_{2t}. Следовательно, точка A_{2t} находится на пересечении прямой (10-84) и кривой $q=f(\xi, \tau_{2t})$.

Отсюда можно сделать важный вывод: в поле ξ, υ эпюра удара за первую фазу изображается прямой.

Зная A_{2t}, легко определить положение точки C_{3t} из уравнения

$$\xi_{2t}^A - \xi_{3t}^C = 2\mu(\upsilon_{2t}^A - \upsilon_{3t}^C).$$

Это уравнение прямой, проходящей через точку A_{2t} и пересекающей ось абсцисс под углом β, причем $\operatorname{tg}\beta=2\mu$. Зная, что ξ^C всегда равно нулю, находим точку C_{3t} на пересечении прямой с осью абсцисс.

Дальше можно уравнения не выписывать, так как порядок нахождения следующих точек A и C сохраняется тем же и осуществляется проведением наклонных прямых под углами α и β. По точкам A_0—A_{8t} пунктиром проведена эпюра удара за время закрытия $T_з$.

Можно продолжать построение и далее. В этом случае открытие турбины равно нулю ($\tau=\text{const}=0$) и точки A_{8t}, C_{9t}, A_{10t}, C_{11t} замкнутся в ромб, что указывает на существование незатухающих колебаний давления с амплитудой $\pm\xi_m$. Точка A_{10t} характеризует противоудар, что имеет большое значение для оценки возможности образования вакуума и его величины в водоводе. Если закрытие неполное ($\tau_к>0$), то колебания давления будут затухающими и величина противоудара будет меньше.

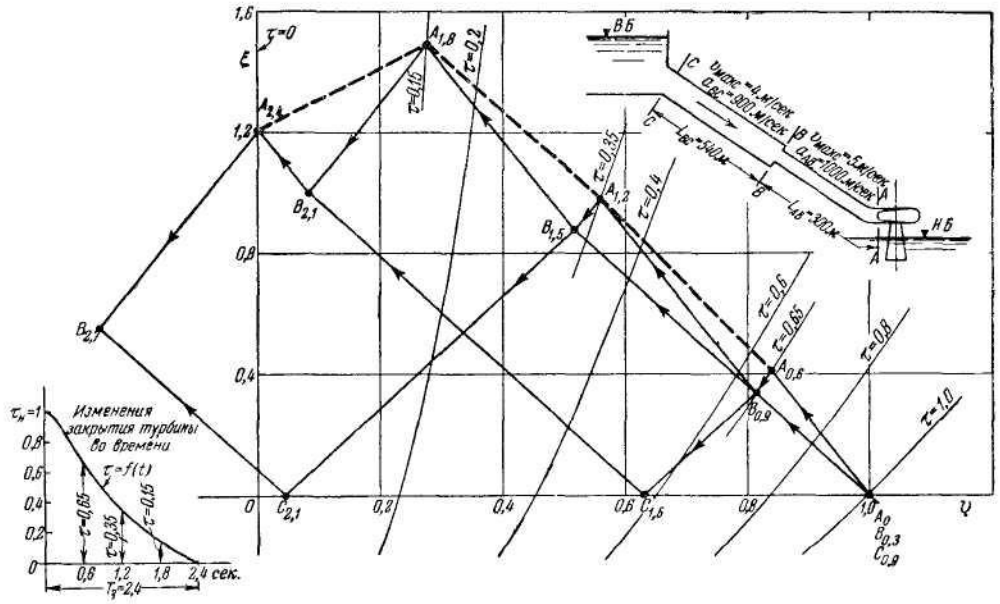


Рис. 10-26. Графическое построение для определения величины гидравлического удара (сложный трубопровод).

Зная длительность фазы $2t=\frac{2L}{a}$, найденную эпюру можно развернуть в кривые $\xi^A=f(t)$ и $v^A=f(t)$.

Графическое построение для случая открытия турбины (рис. 10-25) принципиально не отличается от рассмотренного выше случая закрытия. Пусть требуется построить эпюру удара для открытия турбины за время T_0 от открытия холостого хода $\tau_{х.х}$ до полного $\tau_к$. Изменение открытия направляющего аппарата турбины задано графиком $\tau=f(t)$. По интерполяции находим положение кривой, соответствующей $\tau_{х.х}$. Точки A'_0 и C'_t будут находиться на пересечении кривой $q=f(\xi, \tau_{х.х})$ с осью абсцисс. Написав уравнение, аналогичное (10-84), находим точку A'_{2t} на пересечении кривой $q=f(\xi, \tau)$ для открытия τ'_{2t}, которую также можно определить интерполяцией. Далее находятся точка C'_{3t} и все последующие точки до A'_{8t}. По точкам $A'_0-A'_{8t}$ можно провести эпюру удара в сечении A. Если продолжать построение дальше при $\tau=\text{const}=\tau'_к$, то постепенно величина удара затухнет и режим придет в точку A_0.

В качестве более сложного случая на рис. 10-26 приведен пример определения удара в телескопическом трубопроводе. Все необходимые расчетные данные показаны на чертеже. Порядок построения и расчетные уравнения для этого случая приведены ниже.

1. Из $\xi^B_{0,3}-\xi^A_{0,6}=-2\mu_{AB}(v^B_{0,3}-v^A_{0,6})$ и $q=f(\xi, \tau_{0,6})$ находим $A_{0,6}$.

2. Из $\xi^A_{0,6}-\xi^B_{0,9}=2\mu_{AB}(v^A_{0,6}-v^B_{0,9})$ и $\xi^C_{0,3}-\xi^B_{0,9}=-2\mu_{BC}(v^C_{0,3}-v^B_{0,9})$ находим $B_{0,9}$.

3. Из $\xi^B_{0,9}-\xi^C_{1,5}=2\mu_{BC}(v^B_{0,9}-v^C_{1,5})$ и условия $\xi^C=0$ находим $C_{1,5}$.

4. Из $\xi^B_{0,9}-\xi^A_{1,2}=-2\mu_{AB}(v^B_{0,9}-v^A_{1,2})$ и $q=f(\xi\tau_{1,2})$ находим $A_{1,2}$.

5. Из $\xi^A_{1,2}-\xi^B_{1,5}=2\mu_{AB}(v^A_{1,2}-v^B_{1,5})$ и $\xi^C_{0,9}-\xi^B_{1,5}=-2\mu_{BC}(v^C_{0,9}-v^B_{1,5})$ находим $B_{1,5}$.

6. Из $\xi^B_{1,5}-\xi^C_{2,1}=2\mu_{BC}(v^B_{1,5}-v^C_{2,1})$ находим $C_{1,5}$.

7. Из $\xi^B_{1,5}-\xi^A_{1,8}=-2\mu_{AB}(v^B_{1,5}-v^B_{1,8})$ и $q=f(\xi\tau_{1,8})$ находим $A_{1,8}$.

8. Из $\xi^A_{1,8}-\xi^B_{2,1}=2\mu_{AB}(v^A_{1,8}-v^B_{2,1})$ и $\xi^C_{1,5}-\xi^B_{2,1}=-2\mu_{BC}(v^C_{1,5}-v^B_{2,1})$ находим $C_{2,1}$.

9. Из $\xi^B_{1,2}-\xi^A_{2,4}=-2\mu_{AB}(v^B_{2,1}-v^A_{2,4})$ и $q=f(\xi\tau_{2,4})$ находим $A_{2,4}$.

В результате построения одновременно получаем эпюру гидравлического удара в сечениях A и B.

Из рассмотренного примера легко уяснить методику построения для случаев сложных трубопроводов, которая в общем виде состоит в следующем. положение точек, соответствующих крайним сечениям трубопровода, определяется по одному уравнению из системы (10-80) и по граничным условиям: для сечений со свободным уровнем $\xi=0$, для сечений у турбин по зависимости $q=f(\xi, \tau)$ и для сечений, расположенных у тупиков (закрытая задвижка или турбина), $v=0$, положение точек, соответствующих промежуточным сечениям трубопровода, находится по двум или нескольким уравнениям из системы (10-80), написанным для участков трубопровода, которые примыкают к рассматриваемому сечению Если время пробега волны (удара) для различных участков трубопровода t', t'', t''', то расчетным интервалом построения должен быть принят общий наибольший делитель величин t', t'', t'''.

Однако при этом очень часто оказывается необходимым выполнять расчеты по весьма малым интервалам

времени. В итоге число построений резко возрастает, что увеличивает трудоемкость расчета и снижает его точность.

Этот недостаток может быть устранен, если расчет выполнять не по фактической величине скорости упругой волны, определенной по (10-57), а по меньшему значению этой скорости, но выбранному таким образом, чтобы за время изменения положения регулирующего органа число фаз удара на данном участке было не менее 5—7. Многочисленные расчеты показали, что в условиях плавного изменения расхода получаемая при этом ошибка пренебрежимо мала.

В. УРАВНИТЕЛЬНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

10-10. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

Уравнительные резервуары устанавливаются в гидроэлектростанциях с напорной деривацией (рис. 10-27) с целью избежать возникновения в последней гидравлического удара и с целью снижения ударного давления в турбинном трубопроводе.

Раньше принимали, что уравнительный резервуар целесообразно устанавливать в случае выполнения следующего неравенства:

$$\sum_{0}^{L} L_i V_i > (15 \div 20) H_0, \qquad (10\text{-}85)$$

где $\sum_{0}^{L} L_i V_i$ — сумма произведений длин участков напорного водовода (трубопровода), имеющих постоянную величину сечения, на среднюю скорость на каждом таком участке при максимальной мощности турбин. Сумма берется по всей длине напорного водовода.

Однако в последнее время в связи со значительным повышением допускаемых значений временной неравномерности хода агрегата при сбросах нагрузки и, следовательно, увеличении времени закрытия турбины часто отказываются от установки уравнительных резервуаров и при значительно бо́льших величинах ΣLV. Имеются примеры, когда уравнительные резервуары не устанавливаются при $\Sigma LV = (50 \div 60) H_0$. Обоснование необходимости уравнительного резервуара или возможности отказа от него решается технико-экономическим расчетом.

Наибольшее применение могут иметь следующие типы уравнительных резервуаров (рис. 10-28):

а) простой цилиндрический (рис. 10-28,*а*);

б) цилиндрический с соединительным патрубком, если сечение патрубка значительно больше сечения деривации (рис. 10-28,*б*);

в) резервуар с камерами (рис. 10-28,*в*); такие резервуары обычно устраиваются в высоконапорных установках в виде шахты, соединяющей верхнюю и нижнюю камеры; камеры часто выполняются как короткие боковые штольни;

г) резервуар с водосливом (рис. 10-28,*г*); часто водослив устраивается при верхней камере (рис. 10-28,*д*), что позволяет не сбрасывать перелившуюся воду и в то же время несколько уменьшить объем верхней камеры по сравнению с типом, показанным на рис. 10-28,*в*;

д) дифференциальный резервуар (рис. 10-28,*е*);

е) резервуар с дополнительным сопротивлением (рис. 10-28,*ж*);

ж) пневматический резервуар (рис. 10-28,*з*).

Все основные размеры уравнительного резервуара определяются гидравлическим расчетом. При этом ставятся следующие требования:

а) Резервуар должен обеспечить возможность устойчивого регулирования агрегата, т. е. не допускать возникновения резонанса колебаний. Всякие возмущения, сопровождающиеся колебаниями уровня в резервуаре, обязательно должны иметь характер затухающих колебаний. Это достигается пу-

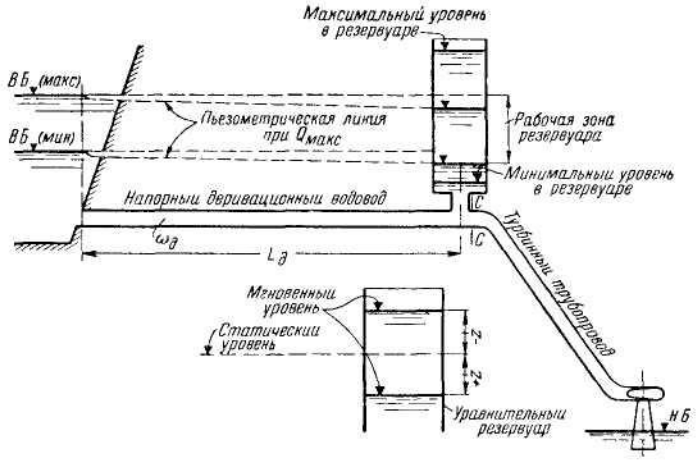


Рис. 10-27. Схема установки с уравнительным резервуаром.

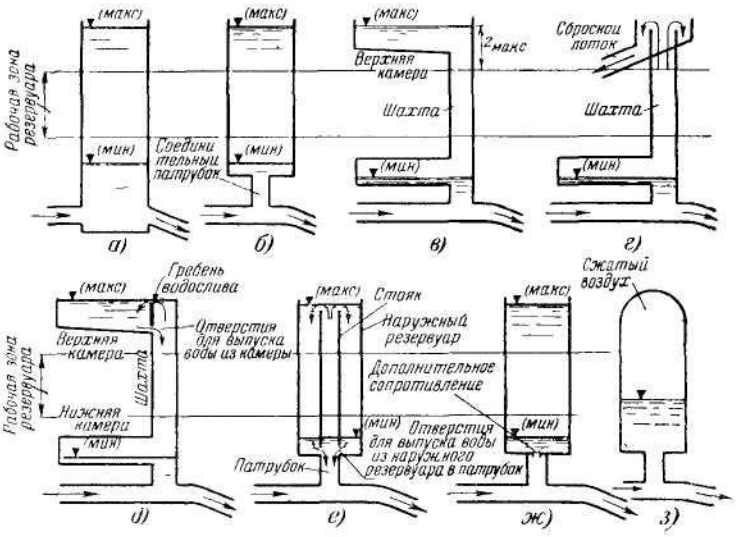


Рис. 10-28. Типы уравнительных резервуаров.

тем принятия достаточно большой по величине площади поперечного сечения резервуара в пределах рабочей зоны (рис. 10-27 и 10-28).

б) В любых возможных эксплуатационных условиях недопустим подъем уровня воды выше кромки резервуара, т. е. недопустим перелив через резервуар, если он не предусмотрен его конструкцией

в) Ни при каких эксплуатационных условиях недопустимо попадание воздуха в турбинный трубопровод, что может иметь место в случае недостаточности объема резервуара или его нижней камеры. Попадание воздуха может вызвать серьезные затруднения в эксплуатации и даже аварию с турбинным трубопроводом

В соответствии с этими условиями гидравлический расчет уравнительного резервуара состоит из определения минимальной величины площади его поперечного сечения в рабочей зоне, удовлетворяющей требованию устойчивой работы, определения максимального подъема в резервуаре при внезапном закрытии турбины и наибольшего снижения уровня в резервуаре в результате быстрого открытия или закрытия турбины. Наибольшее снижение уровня при закрытии турбины имеет место в начале второго полупериода

10-11. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА РЕЗЕРВУАРОВ

При построении простейшей расчетной схемы пренебрегают влиянием турбинных трубопроводов и считают, что изменение расхода производится непосредственно за уравнительным резервуаром, причем, учитывая относительную быстроту закрытия и открытия турбины регулятором, часто принимают, что изменение расходов производится мгновенно Последний фактор в большинстве случаев идет в запас расчета.

Стенки напорной деривации и вода рассматриваются как тела неупругие и несжимаемые

Движение в рассматриваемой системе полностью описывается следующими двумя дифференциальными уравнениями:

1. Динамическое уравнение

$$\frac{dV}{dt} = \frac{g}{L_д}(z - h_п). \qquad (10\text{-}86)$$

2. Уравнение неразрывности

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{F_р}(Q_{тр} - V\omega_д). \qquad (10\text{-}87)$$

В этих уравнениях V — средняя скорость воды в деривации, *м/сек*,

$V = \dfrac{Q_д}{\omega_д}$ (где $Q_д$ — расход деривации, *м³/сек*, а $\omega_д$ — площадь ее поперечного сечения, *м²*), предполагается, что $\omega_д$ постоянно по всей длине деривации;

$L_д$ — длина деривации, *м*. Если сечение деривации переменно по длине, то, принимая расчетную скорость деривации V по сечению у резервуара, расчетную длину деривации можно определить по формуле

$$L_д = \frac{\Sigma L_i V_i}{V},$$

где $L_i V_i$ — длины участков деривации и скорости на них;

z — координата, характеризующая мгновенное положение уровня воды в резервуаре; величина z измеряется в метрах от уровня верхнего бьефа (рис. 10-27), причем z считается положительным, если уровень в резервуаре находится ниже уровня верхнего бьефа;

$F_р$ — площадь сечения резервуара;

$Q_{тр}$ — расход трубопроводов, берущих начало в рассчитываемом резервуаре (их может быть один или несколько); $Q_{тр}$ может быть либо постоянной величиной, либо функцией времени t или z;

$h_п$ — суммарные потери напора, *м*, от водоприемника до уравнительного резервуара, включая потери на вход в резервуар.

При выборе исходных данных для расчета необходимо учитывать следующее:

1. Для определения наибольшего подъема уровня в резервуаре и расчета на устойчивость работы невыгодным случаем является минимальная величина потерь напора в деривации, а для расчета на максимальное понижение горизонта в резервуаре невыгодным случаем является наибольшая величина потерь напора в деривации. Поэтому, учитывая невозможность заранее точно предвидеть величину коэффициентов шероховатости деривационных водоводов и изменяемость их со временем, в расчете вводят предельные значения их. Ожидаемые наименьшие значения коэффициента шероховатости назначаются для расчета сброса нагрузки и площади поперечного сечения резервуара в рабочей зоне по условиям устойчивости и наибольшие — при расчете на включение нагрузки. Выбор расчетных коэффициентов шероховатости должен быть обоснован конструкцией водовода и способом производства работ.

2 Энергетическим заданием для определения наибольшего подъема уровня в резервуаре является аварийное закрытие турбин, которые питаются от данного уравнительного резервуара, что соответствует мгновенному изменению расхода $Q_{тр}$ с максимальной величины до нуля. Расчет ведется при максимальном уровне верхнего бьефа Если к одному резервуару присоединено несколько турбин, то при расчете на сброс нагрузки можно принимать, что часть из них закрывается только до холостого хода. В этом случае конечный расход будет больше нуля.

3. Предельно худшими для определения минимального уровня в резервуаре является включение полной мощности, т. е. увеличение расхода от расхода турбин при холостом ходе $Q_{тр\ х\ х}$ до $Q_{тр.\ макс}$. Однако учитывая, что в условиях эксплуатации такой наброс мощности является мало вероятным, иногда рассчитывают резервуар на меньшую величину мгновенного наброса нагрузки (например, с 50% мощности до 100%). Расчеты по определению наибольшего снижения уровня в резервуаре производятся при минимальном уровне верхнего бьефа.

В расчетной практике применяются аналитический и графический методы решения уравнений (10-86) и 10-87). Первый удобен для предварительных расчетов, необходимых для назначения исходных размеров резервуара принятой конструкции, второй, позволяя решить задачу с более полным учетом действующих факторов, может применяться для окончательной проверки принятых размеров резервуара.

10-12. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МИНИМАЛЬНОЙ ПЛОЩАДИ РЕЗЕРВУАРА

Аналитические формулы для определения минимальной (критической) величины площади сечения резервуара $F_к$, удовлетворяющей условию устойчивой работы ГЭС, выведены исходя из следующих положений:

а) мощность турбин, питающихся от данного резервуара, поддерживается постоянной,

б) автоматические регуляторы турбин идеальны и обеспечивают точное поддержание заданной мощности турбины,

в) возмущающие импульсы малы,

г) ГЭС работает на изолированную сеть или ведет в сети частоту, т. е. воспринимает все изменения нагрузки.

Величина критической площади резервуара может быть определена по следующей формуле:

$$F_к = \frac{L_д \omega_д}{2kg\left(H_0 - 2h_{тр} + 2\frac{V^2}{2g}\right)}, \qquad (10\text{-}88)$$

в которой величина k определяется из следующего соотношения:

$$k = \frac{h_д}{V^2}. \qquad (10\text{-}89)$$

В формулах (10-88) и (10-89) $h_д$ — разность уровней воды в верхнем бьефе и в уравнительном резервуаре, *м*, при установившемся режиме ($h_д$ равно сумме потерь напора в деривации плюс скоростной напор $\frac{V^2}{2g}$, соответствующий скорости V в месте соединения резервуара с деривацией);

H_0 — напор нетто на турбине при установившемся режиме,

$h_{тр}$ — потеря напора в турбинном трубопроводе. Обычно наибольшие значения $F_к$ получаются при режимах, соответствующих минимальной величине напора.

Действительная площадь поперечного сечения резервуара должна быть несколько больше критической при любом режиме работы ГЭС.

Для дифференциальных резервуаров площадь $F_р$ считается равной площади наружного резервуара без вычета площади стояка.

Площадь сечения резервуара $F_р$ рекомендуется принимать на 10—15% больше критической площади, что обеспечивает требуемую скорость затухания переходных процессов.

10-13. АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ

а) Цилиндрический резервуар (рис. 10-28, *а* и *б*)

Уравнения (10-86) и (10-87) допускают точное решение, если предположить, что $h_п = 0$, т. е. если пренебречь потерями на трение в системе деривация — уравнительный резервуар. Несмотря на явное несоответствие такого решения реальным условиям работы резервуара, оно оказывается полезным для грубых предварительных расчетов и для определения длительности периода колебаний в резервуаре.

Если потери на трение не учитываются, то колебания в резервуаре получаются незатухающими, причем амплитуда колебаний выражается следующей формулой:

$$z_{макс} = \frac{Q_д^к - Q_д^н}{\omega_д}\sqrt{\frac{L_д \omega_д}{gF_р}}, \qquad (10\text{-}90)$$

где $Q_д^н$ и $Q_д^к$ — начальный и конечный расходы деривации.

Период колебаний в резервуаре в случае отсутствия трения определяется из следующего выражения.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_д F_р}{g\omega_д}}\ [сек]. \qquad (10\text{-}91)$$

Время, за которое уровень в резервуаре достигает наибольшего подъема или снижения, составляет $\frac{T}{4}$.

Для цилиндрического резервуара аналитическое решение уравнений (10-86) и (10-87) для случая полного мгновенного закрытия турбины может быть получено и с учетом потерь на трение. При этом наибольшее повышение уровня в резервуаре, соответствующее полному сбросу нагрузки, точнее полному закрытию турбин ($Q_0^к = 0$), может быть определено из следующего уравнения.

$$\frac{h_д}{\lambda} = -\ln\left(1 + \frac{z_{макс}}{\lambda}\right) + \frac{z_{макс}}{\lambda}, \qquad (10\text{-}92)$$

где $z_{макс}$ — искомая величина, которую приходится вычислять подбором или по графику из рис. 10-29 (кривые *А*). При этом следует учитывать, что если уровень в резервуаре поднимается выше отметки верхнего бьефа (это всегда имеет место при полном сбросе нагрузки) то $z_{макс}$ нужно брать со знаком минус. $h_д$ — разность уровней в верхнем-бьефе и в уравнительном резервуаре при расходе деривации до сброса. На рис. 10-29 даны абсолютные значения $\left|\frac{z_{макс}}{\lambda}\right|$, где

$$\lambda = \frac{L\omega_д}{2kgF_р}$$

(обозначения те же, что и в предыдущем параграфе).

Наибольшее понижение уровня z_2, соответствующее полному сбросу нагрузки (вторая полуволна), можно определить из следующего выражения:

$$\frac{z_{макс}}{\lambda} + \ln\left(1 - \frac{z_{макс}}{\lambda}\right) = \ln\left(1 - \frac{z_2}{\lambda}\right) + \frac{z_2}{\lambda}. \qquad (10\text{-}93)$$

Искомую величину z_2 по (10-93) приходится вычислять подбором после предварительного определения $z_{макс}$ по графику (10-29). Для облегчения расчетов величину z_2 можно определять по графику (кривые *Б*).

Наибольшее понижение уровня воды в резервуаре $z_{мин}$ при мгновенном набросе нагрузки (увеличение расхода от $Q_д^н$ до $Q_{макс}$) определяется по следующей приближенной формуле.

$$\frac{z_{мин}}{h_{д\,макс}} = 1 + \left(\sqrt{\varepsilon - 0{,}275\sqrt{m}} + \frac{0{,}05}{\varepsilon} - 0{,}9\right)\times$$
$$\times (1-m)\left(1 - \frac{m}{\varepsilon^{0{,}62}}\right), \qquad (10\text{-}94)$$

где $h_{д\,макс}$ — разность уровней в верхнем бьефе и в резервуаре при наибольшем расходе в деривации,

$$m = \frac{Q_д^н}{Q_{макс}},$$

где $Q_д^н$ — расход деривации перед включением нагрузки.

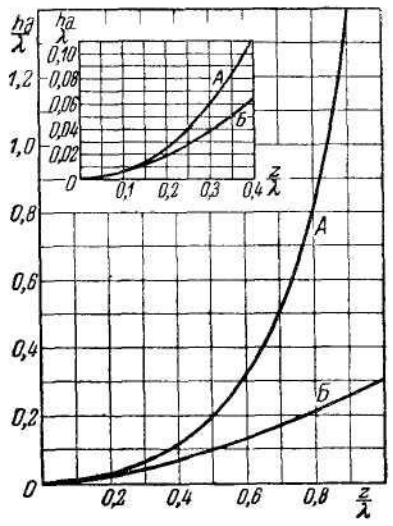


Рис 10-29. График для определения колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при закрытии турбин.

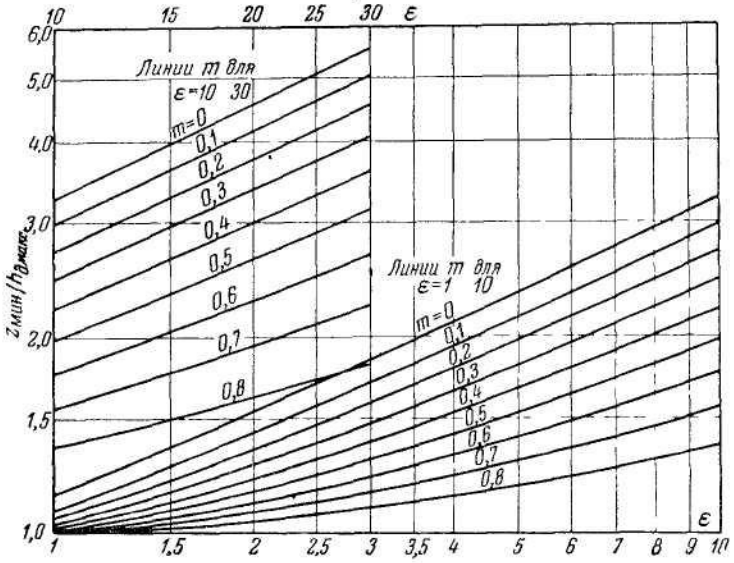


Рис. 10-30. График для определения падения уровня в цилиндрическом резервуаре при открытии турбин

Наименьшее возможное значение $Q_д^н$ — расход холостого хода турбин ($Q_{х.х}$):

$$\varepsilon = \frac{L_д \omega_д V^2_{макс}}{g F_р h^2_{д\,макс}}. \qquad (10\text{-}95)$$

В (10-95) величину $V_{макс}$ и $h_{д\,макс}$ должны соответствовать расходу $Q_{макс}$. Решение уравнения (10-94) может быть найдено при помощи кривых рис. 10-30.

б) Двухкамерный резервуар и резервуар с водосливом (рис. 10-28,*г* и *д*)

Высота гребня водослива в камере над уровнем верхнего бьефа $z_в$. Наибольшее поднятие уровня в резервуаре для случая сброса нагрузки равно:

$$|z_{макс}| = |z_в| + h_в, \qquad (10\text{-}96)$$

где $h_в$ — максимальный переливающийся слой на гребне водослива.

Величина $h_в$ находится гидравлическим расчетом водослива по наибольшему расходу $Q_в$, переливающемуся через гребень водослива, который можно вычислить по формуле

$$Q_в = Q_{макс} \sqrt{x_в + \frac{\varepsilon}{2} - \frac{\varepsilon}{2} e^{\frac{-2x_в - 2}{\varepsilon}}}. \qquad (10\text{-}97)$$

В (10-97)

$$x_в = \frac{z_р}{h_{д.макс}}, \quad e = 2{,}718;$$

$z_в$ берется со знаком минус.

Величина ε вычисляется по (10-95).

В случае резервуара с верхней камерой (рис. 10-28,*д*) объем ее $W_в$ должен соответствовать полному объему воды, перелившейся через водослив.

Для резервуара с водосливом (рис. 10-28,*г*) $Q_э$ по (10-97) представляет наибольший расход, на который необходимо рассчитывать водоотводящие сооружения.

Задавшись наибольшим поднятием уровня в резервуаре (рис. 10-28,*в*) $z_{макс}$, можно для случая полного сброса нагрузки по (10-98) определить необходимый объем верхней камеры $W_в$, который весь должен располагаться ниже уровня $z_{макс}$:

$$W_в = \frac{L_д \omega_д V^2_{макс}}{2g h_{д\,макс}} \ln\left(1 - \frac{1}{x_{макс}}\right), \qquad (10\text{-}98)$$

где $x_{макс}$ — относительная величина поднятия уровня в резервуаре, равная $\frac{z_{макс}}{h_{д\,макс}}$; правило знаков для $x_{макс}$ такое же, как и для z, следовательно, для случая сброса нагрузки $x_{макс}$ будет отрицательно;

$V_{макс}$ и $h_{д\,макс}$ — величины, соответствующие наибольшему расходу деривации $Q_{макс}$.

Для расчета нижней камеры сначала назначают минимальную отметку воды в резервуаре $z_{мин}$. Дно камеры принимают несколько ниже с целью обеспечения некоторого запаса воды в ней.

Необходимый объем нижней камеры $W_н$ для случая мгновенного наброса нагрузки определяется по следующей формуле:

$$W_н = \frac{L_д \omega_д V^2_к}{2g h_{д\,к}} \cdot \frac{1}{2} \ln\left[\frac{x_{мин} - 1}{x_{мин} - m^2} \times \right.$$

$$\left. \times \left(\frac{\sqrt{x_{мич}} + 1}{\sqrt{x_{мин}} - 1} \cdot \frac{\sqrt{x_{мин}} - m}{\sqrt{x_{мин}} + m}\right)^{\frac{1}{\sqrt{x_{мин}}}}\right], \qquad (10\text{-}99)$$

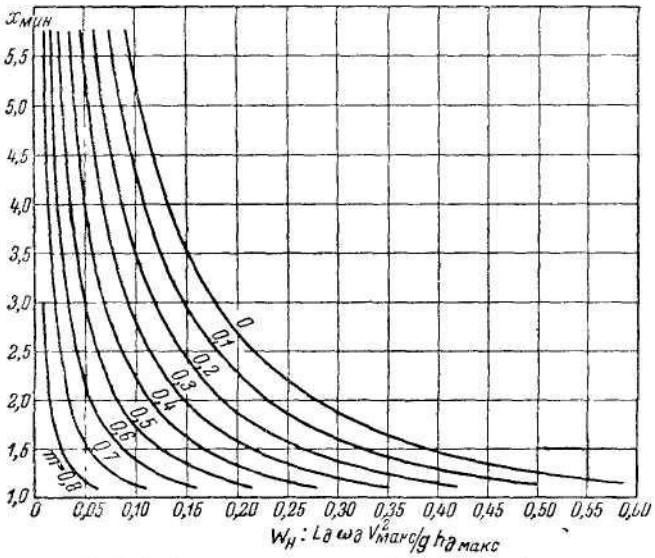


Рис 10-31 График для определения объема нижней камеры уравнительного резервуара

где $x_{мин}$ — относительное понижение уровня в резервуаре, равное $\frac{z_{мин}}{h_{д.к}}$;

величина m — отношение $Q^н_д : Q^к_д$ начального расхода деривации к конечному;

$h_{д.к}$ — разность уровней воды в резервуаре и в верхнем бьефе при прохождении по деривации расхода $Q^к_д$.

Весь объем нижней камеры $W_н$ должен располагаться выше уровня $z_{мин}$ и ниже наинизшего уровня воды в резервуаре, соответствующего расходу $Q_{макс}$.

Для облегчения расчетов по формуле (10-99) на рис. 10-31 приведен график, который дает величину

$$\frac{W_н}{\frac{L_д \omega_д V^2_{макс}}{g h_{д.макс}}}$$

в функции от величин $x_{мин}$ и m.

в) Дифференциальный резервуар (рис. 10-28,*е*)

Существенное влияние на работу дифференциального уравнительного резервуара оказывает пропускная способность отверстий в нижней части стояка.

Потеря напора в отверстиях $h_{отв}$ в относительных величинах δ равна:

$$\delta = \frac{h_{отв\,макс}}{h_{д\,макс}} = \frac{Q^2_{макс}}{2g h_{д\,макс} \mu^2 f^2}, \qquad (10\text{-}100)$$

где f — площадь отверстий, $м^2$;

μ — коэффициент расхода отверстий; для предварительных расчетов можно принимать $\mu = 0{,}6$—$0{,}8$.

Учитывая, что для случаев сброса и наброса нагрузки принимают различные значения коэффициента расхода μ (бо́льшие для сброса нагрузки), величина δ для этих расчетных случаев будет разной (соответственно δ' и δ'').

Пропускная способность отверстий определяется из условия наброса нагрузки. Относительную величину потерь для этого случая нужно принимать по следующему выражению:

$$\delta'' = \frac{x_{мин} - m^2}{(1-m)^2}, \qquad (10\text{-}101)$$

где $x_{мин} = \frac{z_{мин}}{h_{д.макс}}$ определяют, назначая величину $z_{мин}$ (наибольшее падение уровня в стояке при минимальной отметке в верхнем бьефе), а $m = Q^н_д : Q_{макс}$.

Определив по (10-101) δ'', находят по отношению $\frac{\delta'}{\delta''} = \frac{\mu_2^2}{\mu_1^2}$, полученному из (10-100), δ' для случая сброса нагрузки. *После этого нужно задаться наибольшей* величиной подъема уровня в резервуаре над уровнем верхнего бьефа $z_{макс}$ или $x_{макс} = \frac{z_{макс}}{h_{д.макс}}$ (с учетом правила знаков для z). Гребень стояка располагается ниже отметки $z_{макс}$ на величину $h_в$. Глубина на кольцевом водосливе (стояк) $h_в$ берется при переливе наибольшего расхода $Q_в$:

$$Q_в = Q_{макс}\left(1 - \sqrt{\frac{1 - x_{макс}}{\delta'}}\right). \qquad (10\text{-}102)$$

Размер стояка можно принимать таким, чтобы площадь сечения его была равна или на 20—25% больше площади сечения турбинных трубопроводов, отходящих от данного резервуара. Зная диаметр стояка, можно определить $h_в$, считая модуль расхода водослива равным 1,75 — 1,85 $м^{1/2}/сек$.

Может оказаться, что $1 - x_{макс} \geqslant \delta'$. В этом случае формула (10-102) теряет смысл. Это указывает на то, что перелива воды через верх стояка не будет и вся вода поступает во внешний резервуар через нижние отверстия стояка.

При сбросе нагрузки вода через нижние отверстия и через верх стояка заполняет внешний резервуар. Наибольший объем воды W, который поступает в него, можно определить по формуле (10-103):

$$W = \frac{L_д \omega_д V^2_{макс}}{2g h_{д.макс}} \times \times \frac{\ln\left[1 + \frac{1}{-x_{макс} - 0{,}15(x_в - x_{макс})}\right]}{1 - \frac{0{,}3 - x_{макс}}{0{,}3 - 2x_{макс}} \cdot \frac{F_{ст}\,(F_{ст} + f_р)}{1 - \frac{2}{3}\sqrt{\frac{1 - x_{макс}}{\delta'}}}}, \qquad (10\text{-}103)$$

где $x_в = \frac{z_в}{h_{д.макс}}$;

$z_в$ — превышение верха стояка над статическим горизонтом, имеет знак минус, $|z_в| = |z_{макс}| - h_в$;

$F_р$ — площадь внешнего резервуара (без стояка);

$F_{ст}$ — площадь стояка.

Весь объем воды W по (10-103) должен разместиться во внешнем резервуаре между отметками, соответствующими начальному уровню воды в нем ($h_{д\ макс}$) и максимальному уровню ($z_{макс}$). Из этого соображения можно найти диаметр внешнего резервуара. При этом следует иметь в виду, что размер внешнего резервуара должен удовлетворять условию устойчивой работы агрегата (10-88).

Величина падения уровня в стояке при включении нагрузки была принята при определении δ'' по (10-101) Желательно, чтобы размер резервуара обеспечивал такое же понижение уровня во внешнем резервуаре Для этого соотношение размеров стояка и внешнего резервуара должно удовлетворять следующему выражению:

$$x_{мин} = 1 + \left[\sqrt{0{,}5\varepsilon_1 - 0{,}275\sqrt{m}} + \frac{0{,}1}{\varepsilon_1} - 0{,}9\right] \times (1-m)\left(1 - \frac{m}{0{,}65\varepsilon_1^{0{,}62}}\right), \quad (10\text{-}104)$$

где

$$\varepsilon_1 = \frac{\dfrac{L_д \omega_д |'^2_{макс}}{g\,(F_{ст} + F_р)\,h^2_{д\,макс}}}{1 - \dfrac{F_{ст}\cdot(F_{ст}+F_р)}{2\left[1 - \frac{2}{3}(1-m)\right]}}, \quad (10\text{-}105)$$

$$m = Q^н_д : Q_{макс}$$

Зная $x_{мин}$ и имея размер стояка $F_{ст}$, можно по (10-104) и (10-105) определить $F_р$. Если фактически принят размер резервуара больше полученного из (10-104) и (10-105) значения, значит падение уровня в нем при включении нагрузки будет меньше, чем в стояке.

г) Резервуар с сопротивлением (рис. 10-28,*ж*)

Для уменьшения амплитуды колебаний уровня воды в резервуаре при сбросах и набросах нагрузки ($z_{макс}$ и $z_{мин}$) иногда вводят дополнительное сопротивление, например в виде диафрагмы либо за счет уменьшения сечения (диаметра) соединительного патрубка между резервуаром и деривационным водоводом В результате этого получают уменьшение высоты уравнительного резервуара, т е его удешевление Однако введение дополнительного сопротивления в соединительном патрубке приводит к увеличению давлений в напорной деривации в период неустановившегося режима В силу этого выбор и обоснование величины дополнительного сопротивления требуют детального анализа условий работы всей напорной водоподводящей системы в периоды неустановившегося режима. Величина гидравлических потерь на узле сопротивления слагается в основном из потерь на поворот, на сжатие струи и на внезапное расширение струи при выходе ее в цилиндр резервуара. Значение этих потерь можно определить приближенно по формулам гидравлики

Для случая резервуара с сопротивлением в уравнении (10-86)

$$h_п = h_д + h_{сопр}, \quad (10\text{-}106)$$

где $h_д$ — разница уровней между верхним бьефом и резервуаром, соответствующая скорости V при установившемся режиме, $h_{сопр}$ — потери напора на узле сопротивления, причем $h_{сопр}$ положительно, когда течение через узел направлено в резервуар, и отрицательно при обратном направлении течения

Наибольшая величина подъема уровня в резервуаре с сопротивлением для случая *полного сброса* нагрузки ($Q_д = Q^н_{макс}$, $Q^к_д = 0$) получается из следующего уравнения:

$$\frac{x_{макс}}{1+\eta} = \frac{\varepsilon}{2}\frac{1}{(1+\eta)^2}\left(1 - \frac{\varepsilon}{2(1+\eta)} - \frac{1}{1+\eta}\right) e^{-\frac{2(1+\eta)}{\varepsilon}(x_{макс}+1)}. \quad (10\text{-}107)$$

В (10-107) $x_{макс} = \dfrac{z_{макс}}{h_{д\,макс}}$ берется со знаком, соответствующим знаку $z_{макс}$, т. е. в данном случае с минусом; величина $\eta = \dfrac{h_{сопр\,макс}}{h_{д\,макс}}$; $h_{сопр\,макс}$ — потеря напора на узле сопротивления при прохождении через него расхода $Q_{макс}$. Величина ε определяется по (10-95).

Решение уравнения (10-107) относительно $x_{макс}$ возможно только подбором. Для облегчения расчетов на

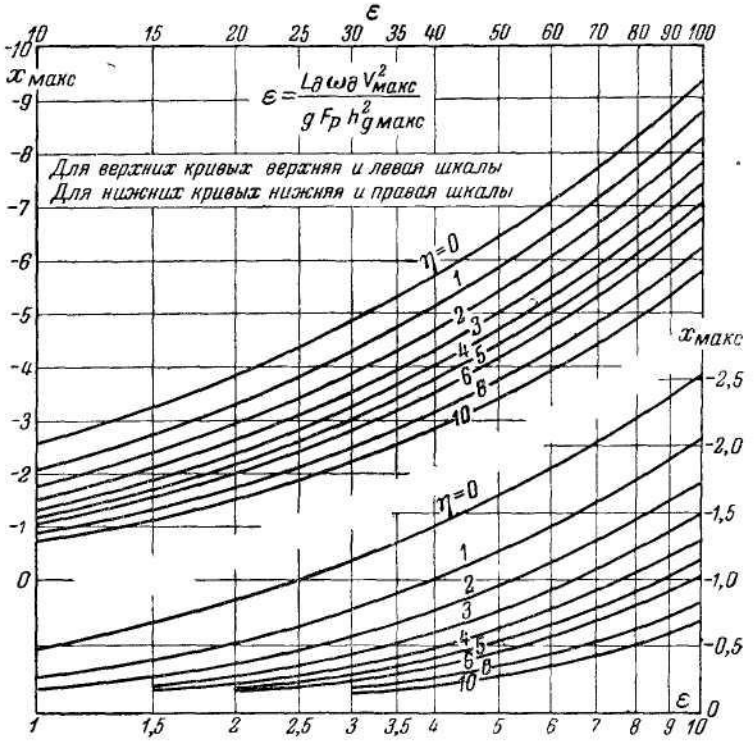


Рис 10-32. График для определения подъема уровня в резервуаре с дополнительным сопротивлением при мгновенном закрытии турбин.

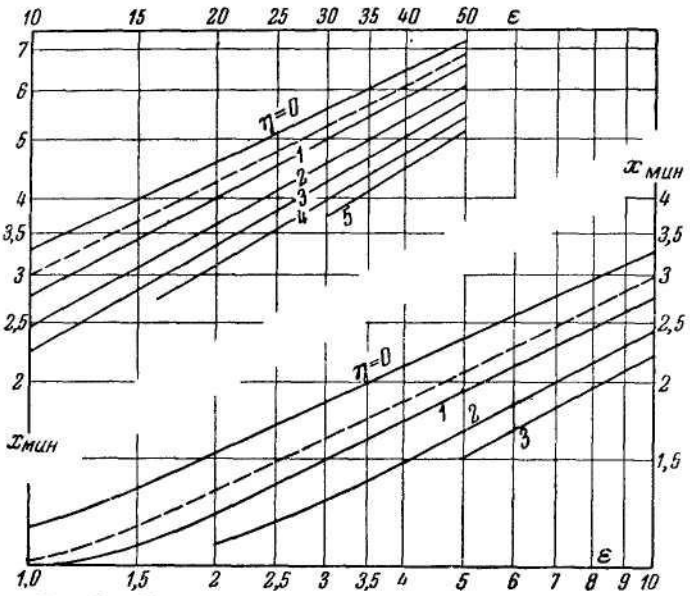


Рис. 10-33 График для определения падения уровня в резервуаре с дополнительным сопротивлением при открытии турбин.

рис. 10-32 приведены графики для непосредственного определения $x_{макс}$ согласно (10-107) по ε и η. Линия $\eta = 0$ на графике рис. 10-32 соответствует простому цилиндрическому резервуару.

Следует отметить, что в данном случае принимается мгновенное изменение расхода трубопровода. Между тем одной из особенностей резервуаров с сопротивлением является, как показал В. А. Орлов, то, что наибольший подъем уровня в них получается не при мгновенном закрытии турбин т. е. для этих резервуаров при точных расчетах рекомендуется учитывать время закрытия турбины, что можно сделать, например, путем использования графических методов

Необходимо также учитывать, что, как показывают модельные и натурные испытания, фактический подъем уровня при сбросе нагрузки получается меньшим, чем по данным формулы (10-107) и по графическим расчетам (§ 10-4), не учитывающим инерцию воды в уравнительном резервуаре, которая в данном случае оказывает влияние на результат расчета.

Определение максимального понижения уровня в резервуаре с сопротивлением для случая наброса полной мощности можно производить по графику на рис. 10-33.

10-14. ГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ

Сущность графического и численного метода состоит в решении системы уравнений (10-86) и (10-87), написанных в конечных разностях:

$$\Delta V = \frac{g}{L_д}(z - h_п)\,\Delta t; \qquad (10\text{-}108)$$

$$\Delta z = \frac{1}{F_р}(Q_{тр} - V\omega_д)\,\Delta t. \qquad (10\text{-}109)$$

Точность решения при этом существенно зависит от длительности расчетного интервала времени Δt При правильном выборе величины Δt число точек в построении кривой уровня в резервуаре от исходного до наибольшего отклонения должно быть не менее 8—10 Можно ориентировочно принимать $\Delta t = \frac{T}{25} - \frac{T}{30}$, где T определяется по формуле (10-91).

Следует учитывать, что графический расчет требует знания всех размеров резервуара, которые предварительно могут быть определены аналитическим расчетом

Ниже дано подробное описание метода графических построений применительно к цилиндрическому резервуару. Для остальных типов указываются лишь особенности построения.

а) Цилиндрический резервуар (рис. 10-28,*а* и *б*) Для определения наибольшего поднятия уровня в резервуаре производится расчет для мгновенного полного закрытия всех турбин, питающихся от данного резервуара при максимальной отметке верхнего бьефа. Это соответствует мгновенному изменению расхода в начальном сечении турбинного трубопровода (сечение *C*, рис. 10-27) с $Q_{макс}$ до нуля Для построения принимается следующая система координат: по оси абсцисс откладывается скорость в деривационном водоводе, по оси ординат — расстояния в метрах от статического уровня верхнего бьефа. При этом необходимо строго соблюдать правило знаков. Скорость считается положительной, если течение направлено от верхнего бьефа к резервуару, а расстояния, измеряемые от статического уровня, считаются положительными, если они откладываются вниз от него (рис. 10-27 и 10-34). Для удобства точка $z=0$ совмещается с точкой пересечения осей, что геометрически означает совмещение оси абсцисс со статическим уровнем верхнего бьефа Масштабы для V и z выбираются в соответствии с размером чертежа и исходя из ориентировочных соображений о величине наибольшего подъема уровня в резервуаре по одной из аналитических формул. Порядок построений следующий:

1. Строится кривая $h_п = f(V)$. Величина потери напора включает потерю на вход в деривацию и в решетках, потерю по длине деривации и потерю скоростного напора, который практически полностью теряется в резервуаре, на удар и на поворот.

Если принимать квадратичную зависимость потерь напора от скорости, то

$$h_п = \zeta_{вх}\frac{V^2}{2g} + \frac{L_д V^2}{C^2 R} + \frac{V^2}{2g}, \qquad (10\text{-}110)$$

где C — коэффициент потерь по длине;

$\zeta_{вх}$ — коэффициент входных потерь;

R — гидравлический радиус деривации.

Иногда потерю по длине считают по специальным формулам для напорных трубопроводов.

При расчетах на сброс нагрузки следует принимать минимальное значение коэффициентов потерь $\zeta_{вх}$ и коэффициента шероховатости n, возможных для данных условий.

Вычисленные по (10-110) $h_п$ откладываются вниз от статического уровня со знаком плюс по оси z для положительных значений V и со знаком минус для отрицательных значений (течение от резервуара к водохранилищу) (рис. 10-34).

2. Строится зависимость $\Delta V = f(z - h_п)$ по (10-108). Зная расчетную величину Δt, назначают произвольно разность $(z - h_п)$ [*м*] и вычисляют ΔV. Полученное значение ΔV откладывают по оси плюс V от начала координат, а $(z - h_п)$ — по оси плюс z.

3. Строят зависимость $\Delta z=f(V)$, по (10-109), полагая $Q_{тр}=0$. Искомая зависимость представляет собой прямую, проходящую через начало координат и через точку, соответствующую наибольшей скорости в деривации (рис. 10-34).

Пусть требуется построить кривую колебаний уровня в резервуаре при мгновенном сбросе полной нагрузки, т. е при изменении расхода с $Q_{макс}$ до $Q_{х\,х}$ (индекс «х х» означает холостой ход) или скоростей с $V_{макс}$ до $V_{х\,х}$. Откладывают на оси V величины $V_{макс}$ и $V_{х\,х}$. Через точку $V_{х\,х}$ проводят прямую, параллельную оси z (пунктирная линия AA, рис. 10-34), и прямую, параллельную линии $\Delta z=f(V)$, которую можно назвать $\Delta z_{х\,х}=f(V)$. В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке I. К концу первого интервала времени Δt уровень поднимется на Δz_1, величина которого находится по прямой $\Delta z_{х\,х}$. Откладывают вверх от точки I Δz_1 (точка z_1) и, проводя через I прямую, параллельную линии $\Delta V=f(z-h_п)$, находят точку II, соответствующую уровню и скорости в деривации к концу первого интервала времени Δt. Для отыскания следующей точки из II проводят прямую, параллельную оси z, и находят величину Δz_2, которую откладывают от точки II вверх (точка z_2).

Величина $(z-h_п)$ для второго интервала времени изображается отрезком $II'-z_2$. Проведя через точку II' прямую, параллельную линии $\Delta V=f(z-h_п)$, находят точку III. Повторяя построение, находят следующие точки: IV, V, до пересечения с прямой AA. Правее линии AA Δz меняет знак и его нужно откладывать вниз. В результате построения получается кривая $z=f(V)$ (по точкам I, II, III, ..), представляющая спираль, сходящуюся к точке B, т. е. уровню, соответствующему установившемуся режиму при расходе $Q_{х\,х}$. При вычерчивании кривой $z=f(V)$ следует иметь в виду, что во всех точках пересечения ее с прямой AA касательная к кривой должна быть параллельна оси V, а в точках пересечения с линией $h_п=f(V)$ касательная должна быть параллельной оси z. Спираль $z=f(V)$ легко перестроить в случае необходимости в зависимость $z=f(t)$, имея в виду, что интервал времени между любыми двумя смежными точками построения одинаков и равен Δt.

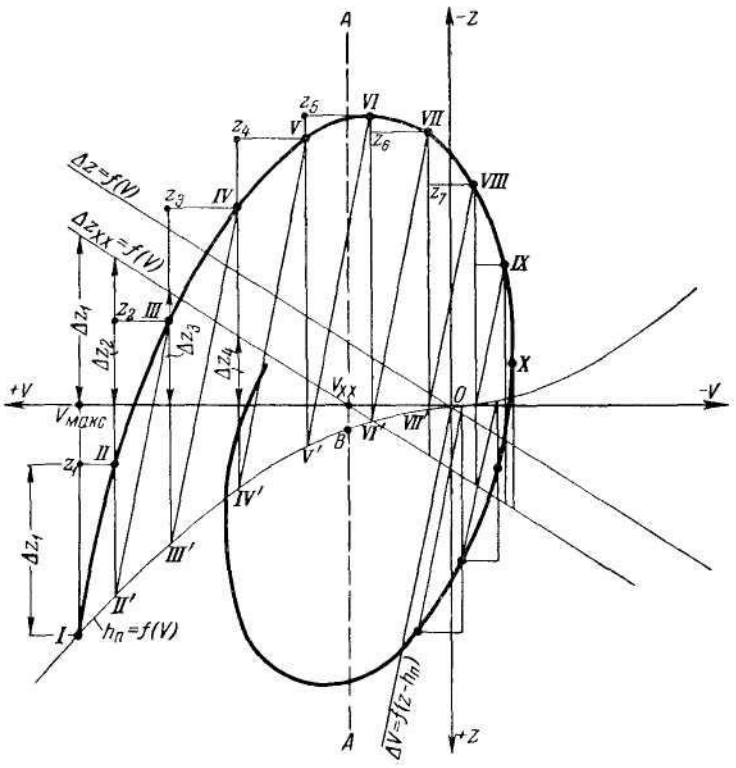


Рис. 10-34. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при сбросе нагрузки

В случае, если конечный расход после сброса нагрузки равен нулю, линия AA совпадает с осью z.

Построение для случая увеличения (наброса) нагрузки производится в тех же координатах, что и для сброса нагрузки. Расчет следует вести при минимальном уровне верхнего бьефа, с которым совмещается ось V. Тем же методом наносится линия $\Delta V=f(z-h_п)$. Линия $\Delta z=f(V)$ строится по (10-109) при $Q_{тр}=Q_{макс}$ (рис. 10-35). При расчете на увеличение нагрузки значения коэффициентов гидравлических потерь ζ и коэффициента шероховатости n следует принимать максимально возможными для данных условий.

Пусть требуется построить режим в резервуаре при набросе нагрузки, соответствующем мгновенному изменению расхода

$$\text{с } Q_{тр}=Q_д^н \text{ до } Q_{тр}=Q_д^к<Q_{макс}$$

или

$$\text{с } V_н \text{ до } V_к<V_{макс}.$$

Через точку $V_к$ на оси абсцисс проводят прямую CC, параллельную оси z (пунктирная линия на рис. 10-35), и прямую, параллельную линии $\Delta z=f(V)$, которую можно назвать $\Delta z_к=f(V)$.

В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке I. К концу первого интервала времени Δt уровень в резервуаре опустится на величину Δz_1, которая находится между осью V и линией $\Delta z_к=f(V)$. Положение искомого уровня определится, если из точки I отложить вниз Δz_1 (точка z_1). Точка II, соответствующая уровню и скорости в деривации, к концу первого интервала времени Δt находится проведением прямой через точку I параллельно линии $\Delta V=f(z-h_п)$ до пересечения с горизонтальной прямой, проходящей через точку z_1. Через точку II проводят прямую, параллельную оси z, до пересечения с осью V. Находят величину Δz_2 и, отложив ее от точки II вниз, определяют положение уровня в резервуаре к концу второго интервала времени Δt (точка z_2). Величина $(z-h_п)$ для второго интервала времени определяется отрезком z_2-II'. Проведя из точки II' прямую, параллельную линии $\Delta V=f(z-h_п)$, находят точку III. Повторяя построение дальше, находят точки IV, V и т. д. Следует учитывать, что слева от линии CC знак Δz меняется и его нужно откладывать вверх для нахождения уровня в резервуаре. Проведя по данным точкам I, II, III, плавную кривую, получают искомую зависимость $z=f(V)$ для заданных исходных условий. Зависимость $z=f(V)$ представляет спираль, выходящую из точки I и сходящуюся к точке D, отвечающей конечному установившемуся режиму. Следует учитывать, что в точках пересечения спирали с линией CC касательные к ней должны быть параллельны оси V.

б) *Резервуар с камерами* (рис. 10-28,*в*). Для гра-

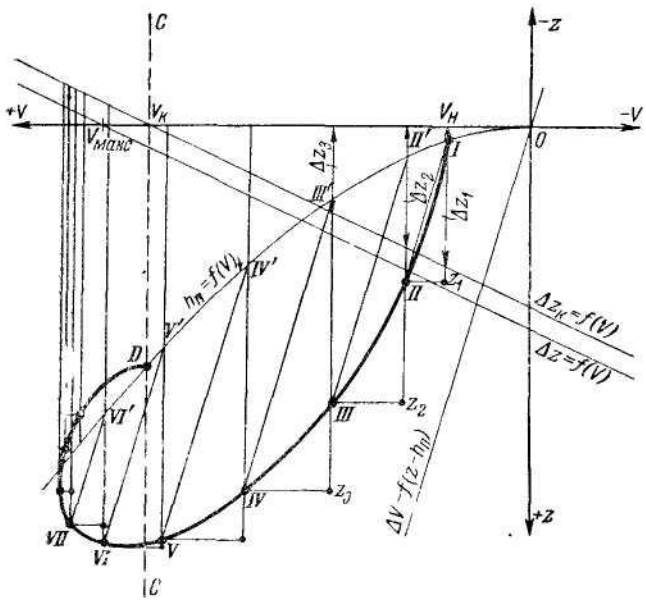


Рис. 10-35. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при набросе нагрузки.

фического расчета резервуара с камерами выбор осей координат и построения линий $h_п=f(V)$ и $\Delta V=f(z-h_п)$ производится так же, как и в случае цилиндрического резервуара

При расчете на сброс нагрузки вместо линии Δz в данном случае удобнее пользоваться линиями Δw, представляющими объем воды, поступающий в резервуар за интервал времени Δt в функции скорости в деривации:

$$\Delta w = \omega_д V \Delta t \ [м^3]. \quad (10\text{-}111)$$

При расчете резервуара с камерами следует принимать два расчетных интервала времени: более малый для периода, пока уровень воды находится ниже дна камеры, и больший — для периода, когда происходит заполнение камеры В соответствии с этим получают расчетные линии $\Delta V=f(z-h_п)$; $\Delta V_ш$ и $\Delta V_{кам}$ и две линии $\Delta w=f(V)$ для шахты $\Delta w_ш$ и для камеры $\Delta w_{кам}$ (рис. 10-36). Справа от оси z строится график нарастания объема резервуара по высоте $w=f(z)$. Начинать его построение нужно с уровня, лежащего ниже $h_{п\ макс}$. Необходимо, чтобы масштабы объемов для построения линий Δw (объемы откладываются по вертикали) и графика суммарных объемов w (объемы откладываются по оси абсцисс) были одинаковы.

Пусть требуется построить подъем уровня в резервуаре при мгновенном уменьшении расхода трубопровода с $Q_{макс}$ до нуля, чему соответствуют $V_н=V_{макс}$ и $V_к=0$ (рис. 10-36). В начальный момент уровень в резервуаре находится в точке *I*. Проводя из точки *I* линию параллельную оси z, находят $\Delta w_{ш1}$ (приток воды в резервуар за первый интервал времени Δt) и циркулем откладывают найденную величину вправо от точки *I''*, которая находится проведением из точки *I* прямой параллельной оси абсцисс, до пересечения с линией $w=f(z)$ Проведя из конца отрезка $\Delta w_{ш1}$ вертикальную прямую до пересечения с линией $w=f(z)$, находят новую точку *II''*, соответствующую подъему уровня за первый интервал времени. Из точки *II''* проводят горизонтальную прямую до пересечения с вертикалью, ранее проведенной из точки *I* (точка пересечения z_1). Из точки *I* проводят прямую, параллельную линии $\Delta V_ш$, и находят точку *II*. На вертикали, проведенной из точки *II*, находят $\Delta w_{ш2}$, циркулем откладывают найденную величину $\Delta w_{ш2}$ вправо от точки *II''* и на линии $w=f(z)$ находят точку *III''*, соответствующую уровню z_2 к концу второго интервала времени Δt. Проведя из точки *II'* [на линии $h_п=f(V)$] прямую, параллельную линии $\Delta V=f(z-h_п)$, находят точку *III*. Продолжая построения, находят следующие точки, пока кривая, соединяющая их, $z=f(V)$ не пересечет линии *AA* (отметка для камеры) в точке *V* (ставят следующий порядковый номер) Из точки *V'* [на кривой $h_п=f(V)$], продолжая построения тем же порядком, пользуясь линиями $\Delta w_{кам}$ и $\Delta V_{кам}$, находят положения последующих точек *VI*, *VII*,... Обычно построение кончают в точке *B* (наибольшее наполнение камеры); однако, если хотят полностью исследовать режим затухания колебаний, то построение продолжают до тех пор, пока кривая не приблизится к точке, соответствующей конечному установившемуся режиму (в данном случае точка *O*). При построении следует учитывать, что справа от оси величины Δw имеют знак

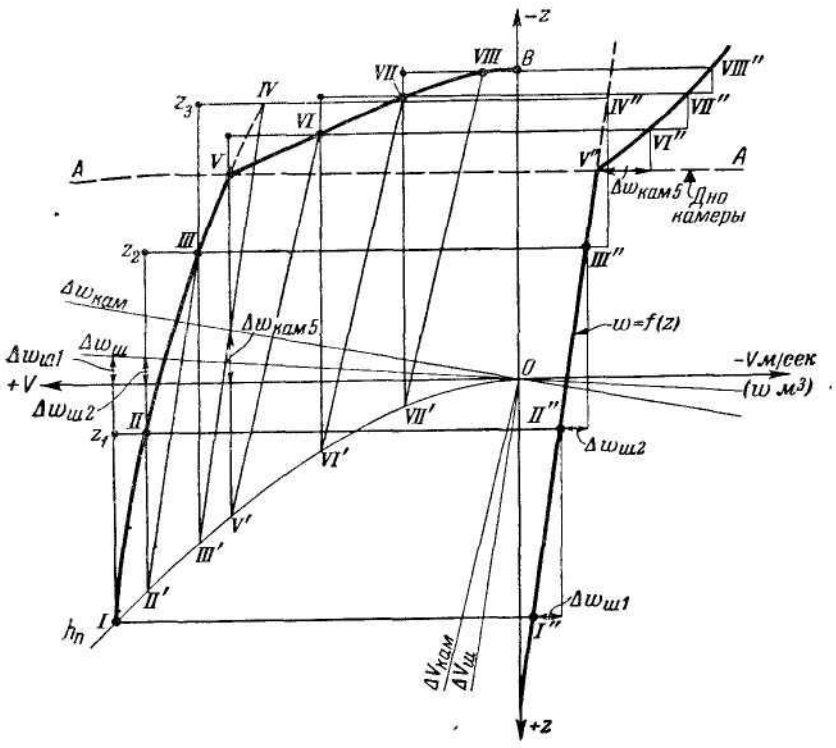


Рис. 10-36. Построение колебаний уровня в резервуаре с верхней камерой при сбросе нагрузки

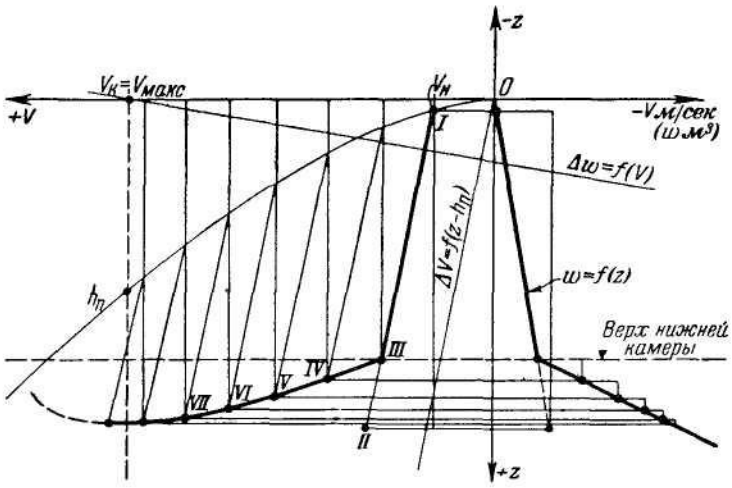


Рис 10-37. Построение колебаний уровня в резервуаре с нижней камерой при набросе нагрузки

минус (опорожнение резервуара за время Δt) и их нужно откладывать влево от кривой $w=f(z)$

Когда конечный расход не равен нулю, то построение не меняется, нужно лишь линии $\Delta w_ш$ и $\Delta w_{кам}$ перенести параллельно себе так, чтобы они проходили через точку $V_к$ на оси абсцисс.

Графический расчет колебаний в резервуаре с нижней камерой при набросе нагрузки (открытие турбины) принципиально не отличается от построения на случай сброса нагрузки и здесь подробно не излагается Для этого случая линии Δw строятся по уравнению

$$\Delta w = \omega_д (V_{макс} - V)\,\Delta t \ [м^3]. \qquad (10\text{-}112)$$

На рис. 10-37 дано построение для наброса нагрузки, соответствующего изменению скорости в деривации с $V_н$ до $V_{макс}$ В случае, если конечная скорость $V_к < V_{макс}$, порядок построения не меняется, нужно лишь линии Δw перенести параллельно себе так, чтобы они проходили через точку $V_к$ на оси абсцисс.

в) *Резервуар с водосливом* (рис. 10-28,*г* и *д*). При расчете на сброс нагрузки резервуара с водосливом выбор координатных осей и построение линий

$$\Delta z = f(V),\ \Delta V = f(z - h_п) \text{ и } h_п = f(V)$$

производятся так же, как и для случая цилиндрического резервуара Иногда бывает целесообразно принимать различные расчетные интервалы времени более короткий для шахты и более длительный для периода, когда происходит перелив через водослив. В этом случае строятся две системы линий $\Delta V_ш$ и $\Delta V_{вод}$.

На оси z откладывают отметку водослива $z_в$ и на этом уровне проводят горизонтальную линию AA (пунктир, рис. 10-38). От AA вверх строится кривая CC $h_в=f(V)$, где $h_в$ — высота над водосливом в том же масштабе, что и z Построение ведется по формулам гидравлики в зависимости от вида водослива (кольцевой, прямолинейный).

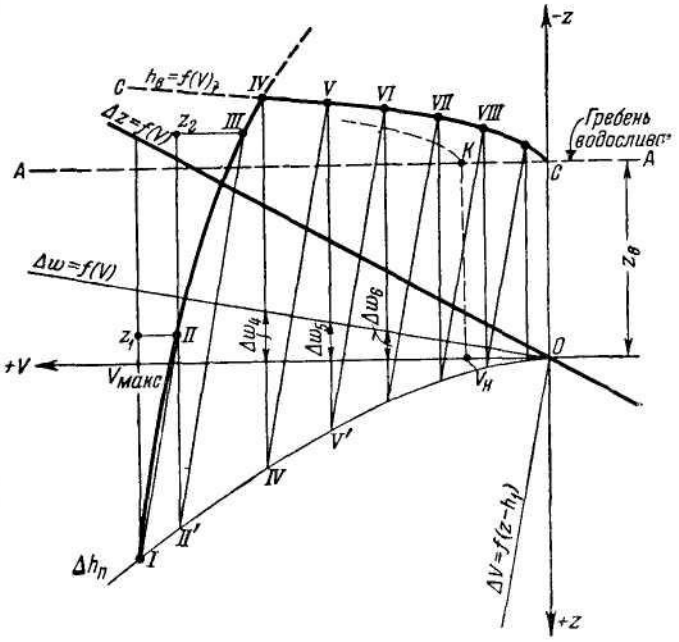
Определим изменение уровня воды в резервуаре с водосливом при полном сбросе нагрузки, соответствующем изменению скорости в деривации $V_н=V_{макс}$ до $V_к=0$ Построение начинают из точки I и производят совершенно так же, как для цилиндрического резервуара, до тех пор, пока линия $z=f(V)$, проведенная по точкам I, II, III, , не пересечет кривую CC. В точке пересечения ставят номер следующей по порядку точки (в данном случае IV), проводят вертикаль до пересечения с линией $h_п=f(V)$, из точки IV' продолжают построение, порядок которого ясен из чертежа (рис. 10-38). Наивысший подъем уровня в резервуаре определяется точкой IV, наибольший расход водослива равен:

$$Q_в = V_{IV}\omega_д.$$

Для случая, если перелившаяся через водослив вода не сбрасывается, а поступает в камеру, нужно определить объем ее. Для этого строят дополнительно линию $\Delta w=f(V)$ по (10-11) (правило построения описано при графическом расчете резервуаров с камерами) и на основании этого построения строят график $w=f(t)$, где w — объем воды, поступившей через водослив за время t. Способ построения $w=f(t)$ ясен из чертежа. Если конечная скорость $V_к$ не равна нулю, то все построение сохраняется, нужно лишь линию $h_в=f(V)$ построить от точки K (рис. 10-38), соответствующей величине конечной скорости $V_к$.

При набросе нагрузки резервуар с водосливом работает либо как цилиндрический, либо как резервуар с нижней камерой

г) ***Резервуар с сопротивлением*** (рис. 28,*ж*). Для резервуара с сопротивлением порядок и правила построения остаются совершенно теми же, что и для



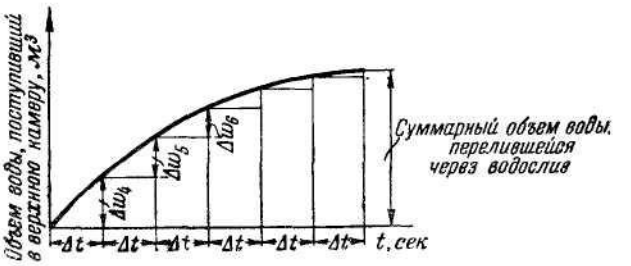


Рис. 10-38 Построение колебаний уровня в резервуаре с водосливом при сбросе нагрузки

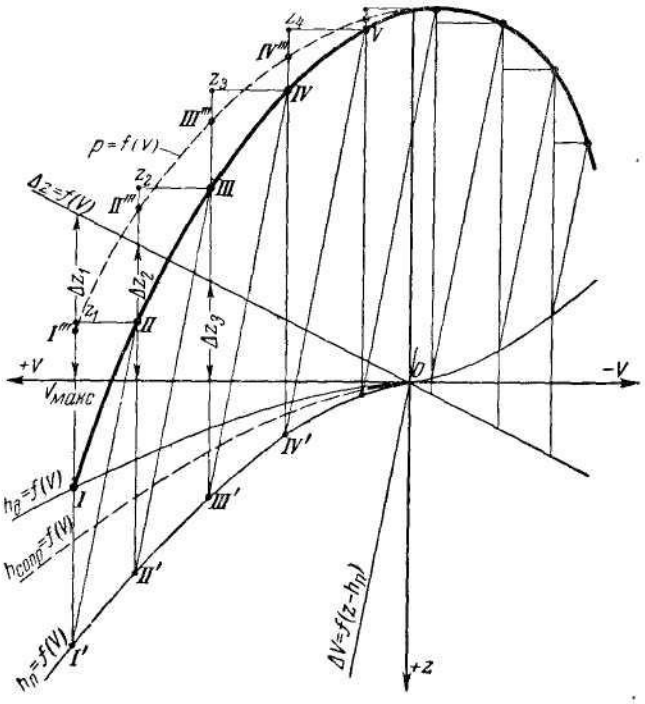


Рис. 10-39 Построение колебаний уровня в резервуаре с сопротивлением при сбросе нагрузки.

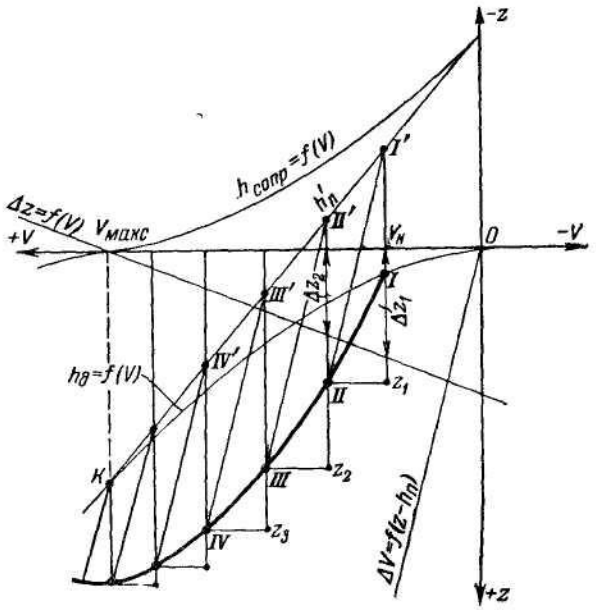


Рис. 10-40. Построение колебаний уровня в резервуаре с сопротивлением при набросе нагрузки.

цилиндрического резервуара. Исключение составляет лишь построение кривой потерь. Сначала отдельно строится кривая потерь только для деривации $h_д$ с учетом скоростного напора. Затем отдельно наносится кривая дополнительных потерь напора в сопротивлении $h_{сопр}=f(V)$. Для удобства строится кривая суммарных потерь $h_п=h_д+h_{сопр}$ (рис. 10-39).

Определим подъем уровня в резервуаре для случая сброса нагрузки, соответствующего изменению скорости в деривации с $V_н=V_{макс}$ до $V_к=0$ (рис. 10-39). Начальный уровень находится в точке *I*. Положение точки *II* находят проведением линии, параллельной прямой $\Delta V=f(z-h_п)$, из точки *I'*, так как для первого интервала времени $(z-h_п)$ представляется отрезком $I'-z_1$. Тем же способом находится положение последующих точек. Если $V_к>0$, то построение ведется так же, с тем лишь изменением, что кривая $h_{сопр}$ переносится влево с сохранением величины ординат всех ее точек, так чтобы она пересекала ось абсцисс в точке $V_к$.

Для проектирования деривационного водовода важно знать, насколько возрастает давление в его концевом сечении при сбросе нагрузки.

Кривую давления в концевом сечении деривационного трубопровода $p=f(V)$ легко построить от кривой *I*, *II*, *III*,... $z=f(V)$, откладывая от нее с соответствующим знаком ординаты $h_{сопр}$ (точки *I'''*, *II'''*, *III'''*, .). При этом следует иметь в виду, что в период закрытия турбины за счет сопротивления и действия инерционных сил при быстром возрастании скорости движения воды в резервуар от нулевой до максимума давления в концевом сечении деривации могут иметь несколько большее значение, чем дают результаты данного расчета.

Для расчета на б р о с нагрузки (открытие турбины) построение мало отличается от описанного выше для цилиндрического резервуара. Кривая потерь напора на сопротивлении $h_{сопр}=f(V)$ строится по уравнению $h_{сопр}=\zeta_{сопр}\frac{(V_к-V)^2}{2g}$. Таким образом, кривая $h_{сопр}$ пересекает ось абсцисс в точке $V_к$. Для удобства построения строят вспомогательную кривую $h'_п$, откладывая от ординаты $h_д$ вверх соответствующие ординаты $h_{сопр}$ (на рис. 10-40 $V_к=V_{макс}$).

Построение начинают из точки *I* (начальный уровень в резервуаре). Для нахождения точки *II* проводят из точки *I* вертикаль до пересечения с кривой $h'_п$ (точка *I'*) и откладывают из *I* вниз соответствующую величину Δz_1 (точка z_1); отрезок z_1-I' представляет $z-h_п$ для первого интервала времени. Из точки *I'* проводят прямую, параллельную линии Δv, на которой и находится искомая точка *II*. Продолжая построение, находят последующие точки, пока кривая придет в точку *K*, соответствующую уровню при установившемся режиме $V_к=V_{макс}$.

д) *Дифференциальный резервуар* (рис. 10-28,*д*). При расчете дифференциального резервуара на с б р о с нагрузки в первом приближении можно рассматривать его, как резервуар с водосливом, предполагая, что вся вода поступает во внешний резервуар через верх стояка.

При необходимости более точного решения задачи на сброс нагрузки строят одновременно линии уровня в стояке $z_{ст}=f(V)$ и линию уровня во внешнем резервуаре $z_р=f(V)$ (рис. 10-41). Для этого в основных координатах (z, V) проводят линию потерь напора $h_п=f(V)$ по (10-110) и справа от оси z строят графики изменения объема стояка $\omega_{ст}$ и объема внешнего резервуара $\omega_р$. После этого, приняв расчетный интервал времени Δt, проводят прямую $\Delta\omega=\omega_д V\Delta t$ Масштаб объемов для $\Delta\omega$ нужно брать таким же, как и для графиков $\omega_{ст}$ и $\omega_р$. По уравнению (10-108) проводят прямую $\Delta V=f(z-h)$ и на отметке верха стояка наносят

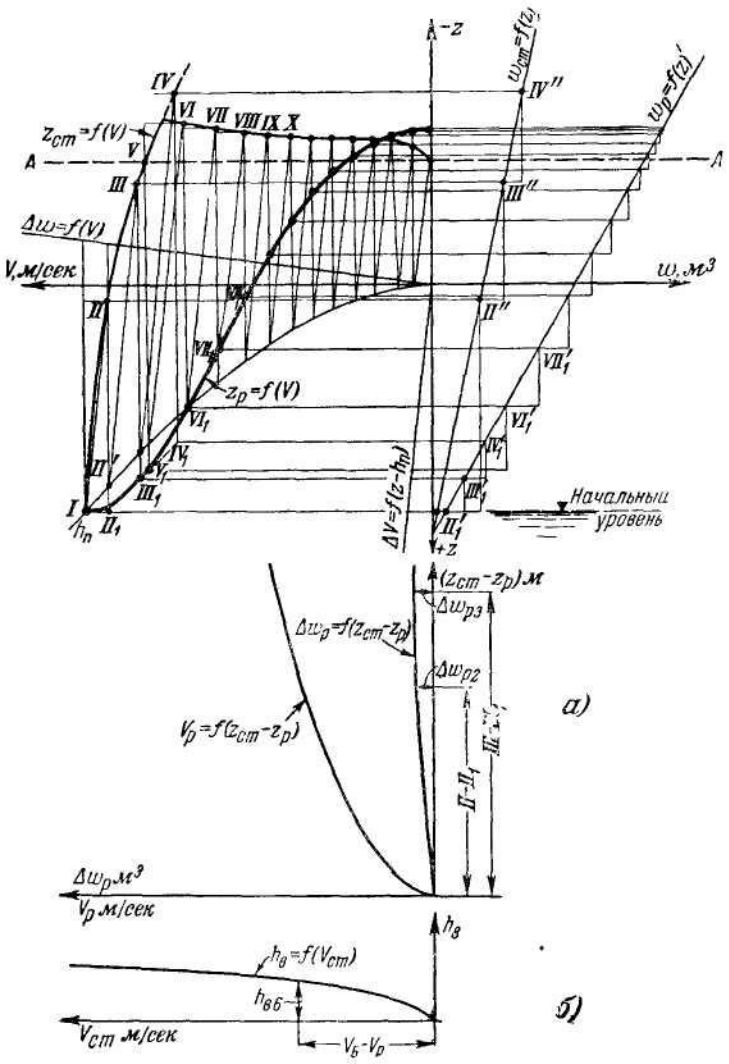


Рис. 10-41. Построение колебаний уровня в дифференциальном резервуаре при сбросе нагрузки.

пунктирную линию AA. После этого нужно построить два вспомогательных графика:

1. Характеристика отверстий (рис. 10-41,*а*)

$$\Delta w_p = \Delta t f \mu \sqrt{2g\,(z_{ст} - z_p)}$$

и

$$V_p = \frac{f\mu}{\omega_д}\sqrt{2g\,(z_{ст} - z_p)},$$

где f — площадь отверстий, $м^2$;
$z_{ст}$ — уровень в стояке;
z_p — уровень во внешнем резервуаре;
μ — коэффициент расхода отверстий;
$\omega_д$ — площадь сечения деривации, $м^2$.

2. Характеристика водослива стояка $h_в = f(V_{ст})$, где $h_в$ — высота на водосливе (рис. 10-41,*б*).

При построении этих графиков (*а* и *б*) нужно все масштабы сохранять теми же, что и в основном построении

Все построение разбивается на два этапа: 1) уровень в стояке $z_{ст}$ ниже линии AA, когда вода во внешний резервуар поступает только через отверстия; 2) уровень в стояке выше линии AA и вода во внешний резервуар поступает через отверстия и переливаясь через верх стояка.

Определим изменения уровня воды в дифференциальном резервуаре при сбросе нагрузки, соответствующем мгновенному уменьшению скорости деривации с $V_н = V_{макс}$ до $V_к = 0$.

Первый этап. Построение начинают из точки I и, предполагая, что за первый интервал времени Δt вся вода из деривации поступает только в стояк, находят положение точки II (см. резервуар с камерами). Отрезок $II—II_1$ соответствует разности уровней между стояком и внешним резервуаром ($z_{ст}$ и z_p) в течение второго интервала времени. По вспомогательной кривой (*а*) находят $\Delta w_p = f(z_{ст} - z_p)$ — объем воды, поступившей в резервуар за второй интервал времени Δw_{p2}, и по нему, пользуясь прямой Δw_p, определяют подъем уровня в резервуаре за этот же интервал времени (точка III'_1) Объем воды, поступившей в стояк за этот же интервал времени, определится по разности $\Delta w_2 — \Delta w_{p2}$, и по нему на линии $w_{ст}$ находят подъем уровня в стояке (точка III''). Проведя из II' прямую, параллельную линии $\Delta V = f(z — h_п)$, находят положение точек III (стояк) и III_1 (резервуар). Порядок построения для нахождения всех последующих точек первого этапа (пока $z_{ст}$ находится ниже линии AA) сохраняется таким же.

Второй этап Точку пересечения кривой $z_{ст} = f(V)$, проведенной по точкам I, II, III, ..., с линией AA помечают очередным номером (в данном случае V) Проводят через нее вертикальную прямую до кривой $h_п = f(V)$ (точка V'). Пересечение линии $V — V'$ с кривой уровней в резервуаре (II, III, IV) помечают точкой V_1. Отрезок $V — V_1$ принимают равным $z_{ст} — z_p$ для следующего интервала времени. По вспомогательной кривой (*а*) $V_p = f(z_{ст} — z_p)$ определяют V_p, а по вспомогательной кривой (*б*) по абсциссе $V_{ст} = V_5 — V_p$, где V_5 — скорость, соответствующая точке V, находят высоту на гребне $h_{вб}$, которую откладывают вверх от AA. Из точки V' проводят прямую, параллельную $\Delta V = (z — h_п)$, и по $h_{вб}$ находят положение точки VI. Подъем уровня во внешнем резервуаре за этот интервал времени находят, откладывая от линии w_p отрезок Δw целиком, так как теперь вся вода поступает только во внешний резервуар. Найдя положение точки VI, таким же способом переходят к построению последующих точек, пока кривая $z_{ст} = f(V)$ не придет к оси z ($V_к = 0$).

Здесь важно обратить внимание на следующее из построения наглядно видно, как используется объем внешнего резервуара. Может оказаться, что за время полного падения скорости в деривации он не успеет наполниться или, наоборот, уровень в нем поднимется выше отметки кромки стояка и начнет подтапливать водослив. Если это подтопление к концу второго этапа подъема уровня превысит $h_{в\,макс}$, значит стояк слишком короток или мал объем внешнего резервуара.

С целью большей точности построения можно рекомендовать принятие расчетных интервалов времени Δt более короткого — для первого этапа построений и более длительного — для второго этапа.

Расчет дифференциального резервуара на увеличение нагрузки с достаточной для практических целей точностью может производиться точно таким же способом, как производится расчет на увеличение нагрузки резервуара с сопротивлением. При этом важно только, чтобы уровень в стояке не падал слишком низко Для проверки можно построить дополнительно кривую давления в концевом сечении деривационного водовода, для чего от линии $z=f(V)$ откладываются вниз ординаты кривой $h_{\text{сопр}}=f(V)$ — потери напора в отверстиях. Коэффициент расхода отверстий для случая увеличения нагрузки в первом приближении можно считать равным 0,6—0,7.

10-15. ГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЕБАНИЙ УРОВНЯ В УРАВНИТЕЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРАХ С УЧЕТОМ РАБОТЫ АВТОМАТИЧЕСКИХ РЕГУЛЯТОРОВ ТУРБИН

Графический расчет позволяет оценить амплитуду колебаний и скорость затухания конечных возмущений в системе деривация — уравнительный резервуар — турбинный трубопровод — турбина с регулятором. Такие построения целесообразно производить в тех случаях, когда площадь резервуара близка к критической по (10-88). Основная особенность расчетов колебаний с учетом работы автоматических регуляторов заключается в том, что при этом расход, потребляемый турбиной после сброса или наброса некоторой части мощности, не остается постоянным. Постоянной сохраняется мощность агрегата N·

$$N = 9{,}8Q_{\text{тр}}H_{\text{н}}\eta, \qquad (10\text{-}113)$$

где $H_{\text{н}}$ — напор нетто у турбины и η — к. п. д. агрегата. Колебания уровня в резервуаре вызывают изменения действующего напора $H_{\text{н}}$, что при условии $N=\text{const}$ приводит к соответствующему изменению $Q_{\text{тр}}$ (η меняется весьма мало с изменением $H_{\text{н}}$).

Наиболее невыгодными условиями расчета на резонанс колебаний являются минимальная отметка верхнего бьефа (точнее, минимальная величина напора, под которым работают турбины) и наименьшее значение коэффициентов потерь напора в деривации.

Для расчета назначают некоторый сброс или наброс нагрузки, который вызывает возникновение колебаний, и исследуют ход кривой $z=f(V)$. Если получающаяся спираль сходится к точке, соответствующей конечному установившемуся режиму, то колебания затухают и условие устойчивой работы обеспечено. Если же спираль получается расходящаяся или превращается в замкнутую кривую, то это свидетельствует о наличии незатухающих колебаний, т. е о неустойчивой работе системы. Одновременно производится проверка амплитуды колебаний, поскольку учет действия автоматического регулятора приводит к некоторому ее увеличению.

Метод построения в данных условиях мало отличается от описанных выше построений режимов при сбросах и набросах нагрузки.

Построим кривую колебаний в цилиндрическом резервуаре при сбросе нагрузки с $N_{\text{н}}$ до $N_{\text{к}}$ (рис. 10-42). Начальной мощности $N_{\text{н}}$ соответствовала скорость в деривации по (10-110), а для конечной мощности

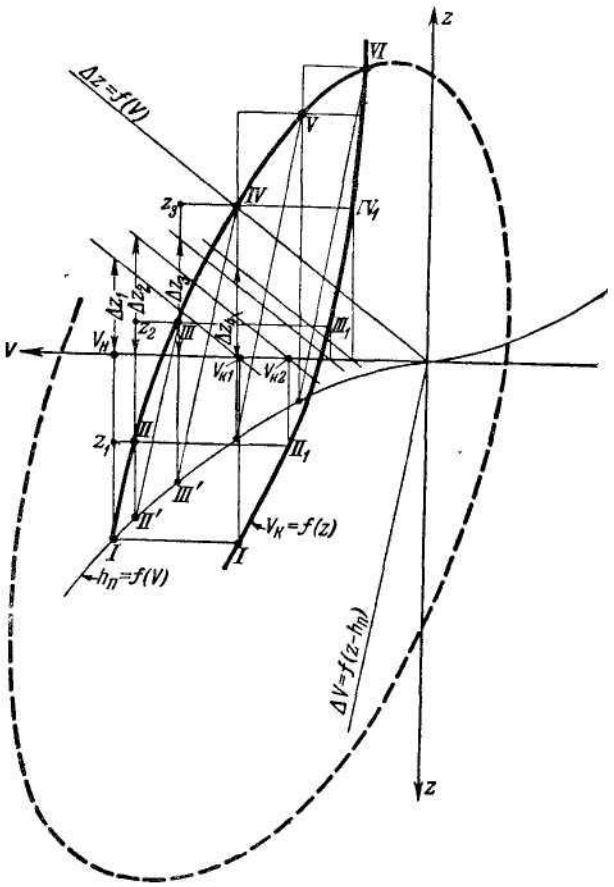


Рис. 10-42. Построение колебаний уровня в цилиндрическом резервуаре при сбросе нагрузки и при условии поддержания постоянства мощности турбины.

$N_{\text{к}}$ скорость в деривации будет зависеть от напора. Положим для простоты, что к. п. д. агрегата $\eta=\text{const}$, тогда по (10-113) $V_{\text{к}}=\dfrac{N'_{\text{к}}}{9{,}81\eta\omega_{\text{д}}H_{\text{к}}}$ (гипербола). Строят кривую $V_{\text{к}}=f(z)$ в координатах (V, z). Приняв длительность расчетного интервала времени, проводят линии ΔV по (10-108) и Δz по (10-109) при $Q_{\text{тр}}=0$. Построение начинают из точки I. Проводя прямую I—I, определяют $V_{\text{к1}}$. Через точку $V_{\text{к1}}$ на оси абсцисс проводят прямую, параллельную линии Δz, по которой находят Δz_1, и строят точку II. Дальше опять определяют $V_{\text{к2}}$, проводят прямую, параллельную Δz, и находят Δz_2, при помощи которого строится точка III из II', и т. д. В результате получают искомую линию $z=f(V)$. На рис. 10-42 кривая получилась расходящейся, что указывает на недостаточность размеров резервуара.

Если требуется еще более точный расчет, то можно учесть и изменяемость к. п. д. турбины с изменением напора и открытия при построении линии $V_{\text{к}}=f(z)$.

Такое построение иногда производят с целью более точного определения высоты подъема воды в уравнительном резервуаре с учетом работы регулятора гидротурбины.

ГЛАВА ОДИННАДЦАТАЯ

ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

А. ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ, УРАВНЕНИЯ ДВИЖЕНИЯ, ФОРМУЛЫ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ КРИВОЙ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

11-1. ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ

а) Основной закон фильтрации (закон Дарси) выражается или уравнением скорости фильтрации

$$v = kJ, \qquad (11\text{-}1)$$

или уравнением расхода

$$Q = k\omega J, \qquad (11\text{-}1')$$

где v — скорость фильтрации, *м/сек*; эта скорость представляет собой среднюю скорость, с которой протекала бы жидкость через данное поперечное сечение грунтового потока, включая и ту часть площади этого сечения, которая занята твердыми зернами грунта;

Q — расход фильтрации, *м³/сек*;

ω — полная площадь поперечного сечения грунтового потока, включая и площадь, занятую твердыми частицами грунта;

J — гидравлический уклон, равный $\frac{H}{L}$, где H — потеря напора на пути фильтрации L;

k — коэффициент фильтрации, *м/сек*.

б) Пределы применимости основного закона фильтрации. Основной закон фильтрации теряет силу, если скорость фильтрации превышает свое „критическое" значение, которое акад. Н. Н. Павловский определяет формулой

$$v_к = \frac{\nu\,(0{,}75m + 0{,}23)\,\mathrm{Re}_к}{d}, \qquad (11\text{-}2)$$

где $\mathrm{Re}_к$ — число, аналогичное числу Рейнольдса и по исследованиям Н. Н. Павловского равное 7—9;

ν — кинематический коэффициент вязкости;

m — пористость грунта;

d — диаметр зерен грунта.

Примечание. Для воды при температуре 18° С, т. е. при $\nu = 0{,}01$ *см²/сек*, и при пористости $m = 0{,}6$

$$v_к \approx \frac{(0{,}05) \div 0{,}060)}{d}\ [см/сек]. \qquad (11\text{-}3)$$

Иногда эти пределы для $v_к$ расширяют, принимая

$$v_к = \frac{0{,}03 \div 0{,}18}{d}.$$

Формула (11-2) определяет собой „верхний" предел применимости закона Дарси. Действительный член Академии наук СССР П. Я. Полубаринова-Кочина указывает, что должен существовать и „нижний" предел применимости закона Дарси, когда начинает сказываться действие молекулярных сил.

М. Д. Миллионщиков предложил для числа Re формулу

$$\mathrm{Re} = \frac{lv}{m\nu},$$

где $l = \sqrt{\frac{c}{m}}$ — внутренний линейный масштаб пористой среды;

c — коэффициент проницаемости, который характеризует фильтрационные свойства среды независимо от рода жидкости; имеет размерность площади и связан с коэффициентом фильтрации следующей зависимостью:

$$c = k\frac{\mu}{\gamma} = k\frac{\nu}{g}.$$

Критическое значение $\mathrm{Re}_{кр}$ по формуле М. Д. Миллионщикова в соответствии с опытными данными получено равным

$$\mathrm{Re}_{кр} = 0{,}022.$$

При скоростях $v > v_к$ следует пользоваться иными формулами, например формулой Е. А. Замарина (11-4).

в) *Влияние структуры грунта и рода жидкости.* Коэффициент фильтрации зависит от структуры грунта, размера зерен грунта, их формы, а также от рода жидкости (ее вязкости).

Механический состав грунта определяется «механическим анализом», на основании которого строится кривая механического состава грунта, называемая также гранулометрической кривой (рис. 11-1). По оси абсцисс откладывается диаметр зерен, а по оси ординат весовое содержание в процентах всех зерен грунта меньшего диаметра, чем данный

Гранулометрическая кривая используется для определения «действующего» диаметра грунта.

Коэффициентом неоднородности грунта называется отношение диаметра зерен, которых содержится в грунте по весу 60% (d_{60}), к диаметру зерен, которых содержится в грунте 10% (d_{10}). Величины d_{60} и d_{10} определяются по гранулометрической кривой.

г) Скорость фильтрации. Понятие о скорости фильтрации определяется отношением $\frac{Q}{\omega}$, где ω — площадь поперечного сечения грунтового потока с включением и площади, занятой зернами грунта. Действительная скорость течения воды в порах грунта больше скорости фильтрации. Если площадь сечения грунтового потока ω, а площадь сечения зерен грунта ω',

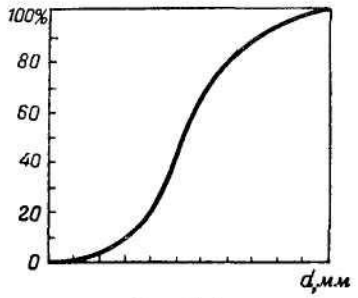


Рис. 11-1.

то действительная средняя скорость течения $v' = \frac{Q}{\omega - \omega'} > v$.

В крупнозернистых грунтах, когда при больших скоростях нарушается основной закон фильтрации, можно воспользоваться формулой Е. А. Замарина:

$$v = 173m\left(\frac{d}{90}J\right)^n, \qquad (11\text{-}4)$$

где m — пористость грунта,

$$m = \frac{0{,}8 + d}{0{,}8 + 2d}; \qquad (11\text{-}5)$$

d — средний диаметр зерен, *мм*.

д) Коэффициент фильтрации. Коэффициент фильтрации имеет размерность скорости и может рассматриваться как скорость фильтрации при гидравлическом уклоне, равном единице. Определение численного значения коэффициента фильтрации естественного грунта в большинстве случаев практики производится опытами в лабораторных или полевых условиях, реже по эмпирическим формулам.

Для приближенных расчетов можно пользоваться величинами коэффициента фильтрации, приведенными в табл. 11-1.

Таблица 11-1

Примерные значения коэффициентов фильтрации для обычно встречаемых грунтов

№ п/п.	Грунты	k, *см/сек*
1	Гравий с размером зерен 4—7 *мм*	3,5
2	То же 2 *мм*	3,0
3	Песок чистый	$1{,}0 \div -0{,}01$
4	Песчаный грунт с примесью глины	$0{,}01 \div -0{,}005$
5	Песчано-глинистые грунты	$5\cdot10^{-3} \div -10^{-4}$
6	Глины	$10^{-4} \div -10^{-7}$
7	Глина плотная (утрамбованная)	$10^{-7} \div -10^{-10}$

е) Эмпирические формулы для определения коэффициента фильтрации.

1. Формула Хазена для песчаных грунтов

$$k = 75cd_д^2(0{,}70 + 0{,}03t), \qquad (11\text{-}6)$$

где k — коэффициент фильтрации, *см/сек*;
$c = 0{,}80$ — для очень плотных песков;
$c = 1{,}55$ — для песков средней плотности;
$c = 2{,}00$ — для песков из округленных частиц примерно одинакового диаметра,
$d_д$ — действующий диаметр, *см**;
t — температура воды, °С.

Формула (11-6) применима при коэффициенте неоднородности $\leqslant 5$.

2. Формула И. И. Зауэрбрея (Ленинград) для случая неоднородного грунта и температуры воды $t = 18°$ С

$$k = \beta\frac{m^3}{(1-m)^2}d_д^2, \qquad (11\text{-}7)$$

где $d_д$ определяется по способу Зауэрбрея (см. ниже);
$135 < \beta < 350$, а в большинстве случаев принимается $\beta = 330 - 350$;
m — коэффициент пористости, равный $\frac{W-w}{W}$ (причем W — объем грунта, а w — объем зерен грунта, содержащихся в объеме W).

3. Формула проф. Е. А. Замарина:

$$k = 800\frac{m^3d_д^2\alpha^2}{(1-m)^2}, \qquad (11\text{-}8)$$

где $\alpha = (1{,}275 \div 1{,}5)\,m$;
$d_д$ — определяется по способу Замарина;
m — коэффициент пористости.

При большой разнородности песка коэффициент фильтрации предпочтительно определять по формуле Зауэрбрея.

ж) *Действующий диаметр.* Действующим диаметром называется диаметр зерен такого фиктивного грунта, который состоит из зерен одинакового диаметра и имеет коэффициент фильтрации, равный коэффициенту фильтрации естественного грунта. Действующий диаметр ($d_д$) для формулы Хазена определяется по гранулометрической кривой так, чтобы сумма весов зерен грунта от 0 до $d_д$ составила 10%. Формула Хазена применима, если $d_д$ оказывается в интервале от 0,01 до 0,3 *см* и коэффициент неоднородности $\leqslant 5$.

По И. И. Зауэрбрею действующий диаметр $d_д$ определяется аналогично предыдущему с тем отличием, что сумма весов зерен грунта размером от нуля до $d_д$ должна составлять 17%.

Формула (11-7) относится к пескам с крупностью зерен не свыше 0,5 *мм*.

По Е. А Замарину действующий диаметр определяется по формулам (11-9) и (11-10), учитывая то обстоятельство, что кривая механического состава грунта в действительности является ломаной линией (рис. 11-2)

$$\frac{1}{d_д} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln\frac{d_{n+1}}{d_n} + \frac{3}{2}\cdot\frac{\Delta g_i}{d_i}, \qquad (11\text{-}9)$$

где A_i — угловой коэффициент ломаной линии;
d_i — верхний крайний диаметр последней фракции (с $d < 0{,}0025$ *мм*);
d_n, d_{n+1} — крайние диаметры данной фракции;
Δg_i — доля веса (в процентах) грунта, приходящегося на данную фракцию.

* Величина действующего диаметра определяется по формулам § 11-1, п «е».

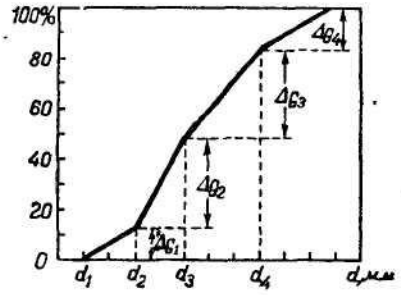


Рис. 11-2.

Если гранулометрическая кривая начинается от диаметра d_1, то применяется формула

$$\frac{1}{d_д} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln \frac{d_{n+1}}{d_n}. \qquad (11\text{-}10)$$

11-2. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ ПРИ БЕЗНАПОРНОМ ДВИЖЕНИИ ГРУНТОВЫХ ВОД

а) Уравнения движения

Равномерное движение. При равномерном движении $v = \text{const}$ вдоль пути фильтрации и уклон свободной поверхности равен уклону дна. Скорость фильтрации определяется из выражения

$$v = KJ. \qquad (11\text{-}11)$$

Неравномерное движение. Для призматического русла при $i > 0$ дифференциальное уравнение неравномерного движения имеет вид (рис. 11-3):

$$\frac{dh}{ds} = i\left(1 - \frac{h_0}{h}\right), \qquad (11\text{-}12)$$

где h — глубина потока в рассматриваемом сечении;
s — расстояние данного сечения от некоторого начального;
i — уклон подстилающего слоя;
h_0 — глубина потока при равномерном движении („нормальная глубина").

б) Формы свободной поверхности при неравномерном движении

1. При прямом уклоне подстилающего слоя $i > 0$ (рис. 11-4). Линия нормальной глубины (т. е. глубины равномерного движения) делит поток на две зоны *а* и *б*.

Зона *а* — глубина потока $h > h_0$, следовательно, $\frac{dh}{ds} > 0$. Поэтому глубина h возрастает вдоль движения, и свободная поверхность имеет форму кривой подпора.

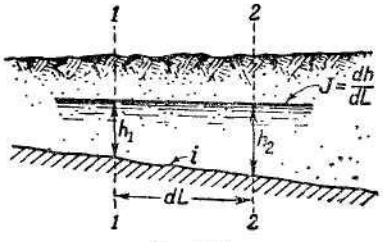


Рис 11-3.

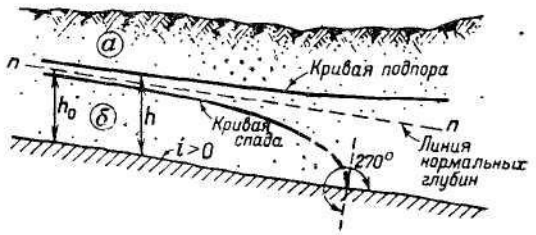


Рис. 11-4.

Зона *б* — глубина потока $h < h_0$. Следовательно, $\frac{dh}{ds} < 0$; поэтому глубина h уменьшается вдоль движения, и свободная поверхность имеет форму кривой спада.

2. При обратном уклоне подстилающего слоя $i < 0$ (рис. 11-5), $\frac{dh}{ds} < 0$; глубина потока вдоль движения убывает; кривая свободной поверхности есть кривая спада.

3. При нулевом уклоне подстилающего слоя: $i = 0$ (рис. 11-6). Этот случай аналогично предыдущему приводит к образованию кривой спада.

в) Формулы для построения свободной поверхности при неравномерном движении грунтовых вод (по акад. Н. Н. Павловскому)

1. При нулевом уклоне подстилающего слоя, $i = 0$ (рис. 11-6), применима известная формула Дюпюи

$$L = \frac{k}{2q}(h_1^2 - h_2^2), \qquad (11\text{-}13)$$

где L — расстояние между сечениями потока с глубинами h_1 и h_2;
k — коэффициент фильтрации грунта;
q — удельный расход грунтового потока (расход на единицу ширины русла).

Формула (11-13) получена для широких и неглубоких потоков.

2. При уклоне подстилающего слоя, отличном от нуля. Для практически важного случая—широкого и неглубокого прямоугольного сечения грунтового потока—дифференциальное уравнение неравномерного движения интегрируется в конечном виде.

I. $i > 0$ — прямой уклон дна грунтового потока:
для зоны *а* (рис. 11-4)

$$L = \frac{h_0}{i}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1}\right), \qquad (11\text{-}14)$$

для зоны *б* (рис. 11-4)

$$L = \frac{h_0}{i}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{1 - \eta_2}{1 - \eta_1}\right), \qquad (11\text{-}15)$$

где $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ и $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$,

h_1 и h_2 — действительные глубины потока в двух сечениях, взятых на расстоянии L друг от друга;
h_0 — глубина равномерного движения.

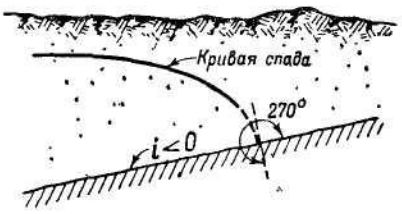


Рис. 11-5.

Формулы (11-14) и (11-15) могут быть объединены в одну:

$$L = \frac{h_0}{i}[F(\eta_2) - F(\eta_1)]. \qquad (11\text{-}16)$$

II. При $i < 0$ — обратный уклон для грунтового потока

$$L = \frac{h_0}{i}[F'(\eta_2) - F(\eta_1)]. \qquad (11\text{-}17)$$

Для функций $F(\eta)$ и $F'(\eta)$ акад. Н. Н. Павловским составлены таблицы. В целях краткости изложения эти таблицы здесь не приводятся, предполагая, что вычисления по основным формулам будут не очень трудоемкими.

г) Формула для определения величины расхода

С достаточной для практических целей степенью приближения (2—5%) величину расхода q можно определить по формулам В. С. Козлова.

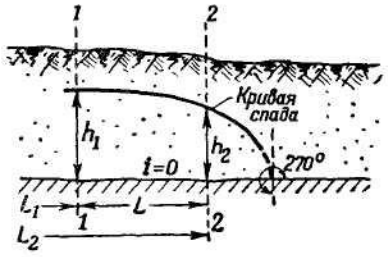


Рис. 11-6.

I. При прямом уклоне дна ($i > 0$)

$$q = \frac{k(h_2^2 - h_1^2)}{2L} + \frac{ki(h_2 + h_1)}{2}. \qquad (11\text{-}18)$$

II. При нулевом уклоне дна ($i = 0$) из формулы (11-18) непосредственно получается формула *Дюпюи* для расхода грунтового потока с горизонтальным дном:

$$q = \frac{k(h_2^2 - h_1^2)}{2L}. \qquad (11\text{-}19)$$

III. При обратном уклоне дна ($i < 0$)

$$q = \frac{k(h_2^2 - h_1^2)}{2L} - \frac{ki(h_2 + h_1)}{2}. \qquad (11\text{-}20)$$

Б. ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД В ЧАСТНЫХ СЛУЧАЯХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

11-3. ПРИТОК ГРУНТОВОЙ ВОДЫ К ВЕРТИКАЛЬНЫМ КОЛОДЦАМ

а) Основные типы колодцев

Грунтовые колодцы — приток воды к колодцам происходит при наличии свободной поверхности, называемой депрессионной (совпадает с пьезометрической).

Артезианские колодцы (или напорные). В этом случае линия пьезометрического давления находится выше верхней кровли водоносного слоя.

Грунтово-артезианские колодцы — приток воды к колодцам происходит с депрессионной поверхностью, которая на некотором расстоянии от колодца упирается в кровлю водоносного слоя

Колодцы называются совершенными, когда они прорезают водоносный слой до подстилающего водонепроницаемого слоя, и несовершенными, когда дно колодца не доходит до нижнего водонепроницаемого слоя.

б) Совершенный грунтовой колодец

1 Водоотдающий колодец (рис. 11-7). Формула дебита колодца (предложена Дюпюи)

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \qquad (11\text{-}21)$$

где H — бытовая глубина воды в водоносном слое;

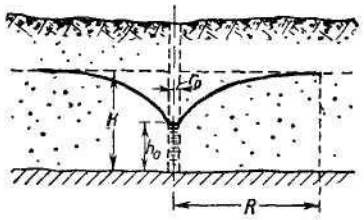


Рис. 11-7.

h_0 — глубина воды в колодце;
R — радиус влияния колодца,
r_0 — радиус колодца;
κ — коэффициент фильтрации грунта.

Так как приток воды к колодцу в естественно-бытовых условиях представляет неустановившееся движение, то радиус влияния является переменной величиной. Для его определения можно пользоваться формулами (11-22) и (11-23).

Формула Победоносцева:

$$R = \sqrt{\frac{3Qt}{\pi\varphi(2H - h_0)}}, \qquad (11\text{-}22)$$

где t — время откачки, *сек*;

$$\varphi \approx \frac{2}{3}\, m;$$

m — коэффициент пористости.

Упрощенная формула Ильина:

$$R_{\text{макс}} = \frac{0{,}25H}{J}. \qquad (11\text{-}23)$$

Для предварительных расчетов радиус влияния может быть принят[1] равным:

$R = 100 - 200$ *м* для мелкозернистых грунтов;
$R = 250 - 500$ *м* для среднезернистых грунтов;
$R = 700 - 1\,000$ *м* для крупнозернистых грунтов.

2. Водопоглощающий колодец (рис. 11-8).

Расход водопоглощающего колодца определяется по формуле (11-24):

$$Q = \frac{\pi k (h_0^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}. \qquad (11\text{-}24)$$

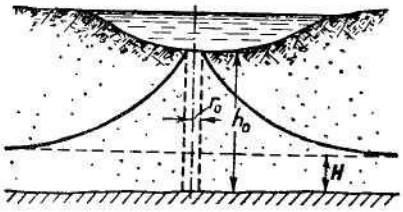


Рис. 11-8

в) Артезианский совершенный колодец

1. Водоотдающий колодец (рис. 11-9). Формула дебита колодца:

$$Q = \frac{2\pi ka (H - h_0)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \qquad (11\text{-}25)$$

где k — коэффициент фильтрации;
a — мощность водоносного слоя;
H — начальная пьезометрическая высота;
h_0 — глубина воды в колодце;
R — радиус влияния колодца;
r_0 — радиус колодца.

Радиус влияния В. С. Козлов рекомендует определять на основании соотношений, полученных при опытных откачках.

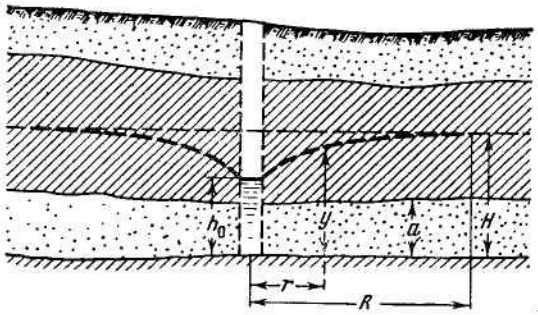


Рис. 11-9.

[1] См. В. И. Аравин и С. Н. Нумеров, Движение жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде, Гостехиздат, 1953.

2. Водопоглощающий колодец (рис. 11-10). Формула для расхода:

$$Q = \frac{2\pi ka (h_0 - H)}{\ln \frac{R}{r_0}}. \qquad (11\text{-}26)$$

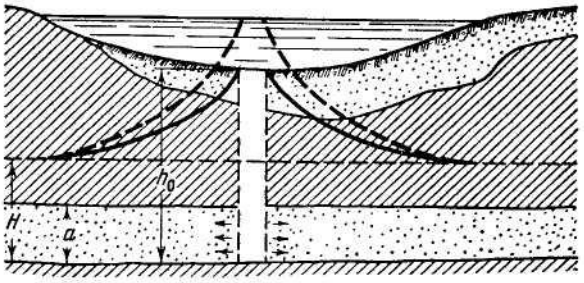


Рис. 11-10.

г) Несовершенный грунтовой колодец

Водоотдающий колодец (рис. 11-11). Возможны два случая: 1) когда мощность водоносного слоя H значительна и превышает глубину H_0 (глубину активной зоны) $H > H_0$ (активной зоной называется та глубина H_0 водоносного слоя, на которую еще распространяется влияние откачки воды из несовершенного колодца), 2) когда мощность водоносного слоя меньше глубины активной зоны $H < H_0$.

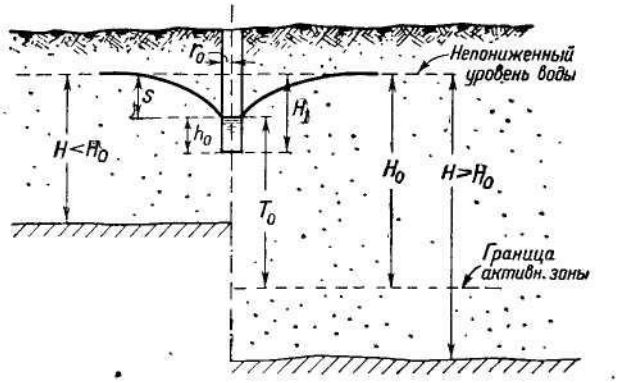


Рис. 11-11.

Приближенно глубина активной зоны может быть определена по табл. 11-2.

Таблица 11-2

$\frac{s}{H_1}$	0,2	0,3	0,5	0,8
H_0	$H_0 = 1{,}3H_1$	$1{,}5H_1$	$1{,}7H_1$	$1{,}85H_1$

Более точно по формуле П. И. Шипенко (11-27)

$$2H_0 \left[1 - \sqrt[4]{\frac{2(H_0 - s) - h_0}{H_0 - s}} \sqrt{\frac{h_0 + 0{,}5r_0}{H_0 + s}}\right] = s. \qquad (11\text{-}27)$$

Глубина H_0 определяется по этой формуле подбором.

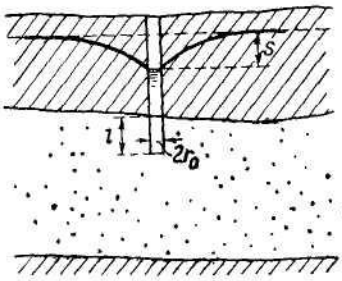


Рис. 11-12.

1. Формулы дебита для случая $H < H_0$ (по Форхгеймеру) (левая половина рис. 11-11):

для колодца, питающегося только через стенки,

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0}{T}} \sqrt[4]{\frac{2T - h_0}{T}}; \qquad (11\text{-}28)$$

для колодца, питающегося через стенки и дно одновременно,

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0 + 0{,}5r_0}{T}} \sqrt[4]{\frac{2T - h_0}{T}}, \qquad (11\text{-}29)$$

где $T = H - s$.

2. Формула дебита для случая $H > H_0$ (правая половина рис. 11-11):

для колодца, питающегося только через стенки,

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0}{T_0}} \sqrt[4]{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}; \qquad (11\text{-}30)$$

для колодца, питающегося через стенки и дно одновременно,

$$Q = \frac{\pi k (H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0 + 0{,}5r_0}{T_0}} \sqrt[4]{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}. \qquad (11\text{-}31)$$

Для определения дебита несовершенного грунтового колодца, питающегося через стенки и дно одновременно, югославским инженером М. Борели предложена новая формула, применимая при $0{,}1 < \frac{H_1}{H} < 1$:

$$Q = \frac{\pi k (H_1^2 - h_0^2)}{2{,}3 \lg \frac{R}{r_0}} \left[1 + \left(0{,}29 + 10 \frac{r_0}{H}\right) \sin 1{,}8 \left(1 - \frac{H_1}{H}\right)\right].$$

Абиссинским колодцем (рис. 11-12) называется трубчатый колодец, устраиваемый в мощном артезианском пласте. Ввиду мощности пласта дебит колодца не изменяется.

Формула для дебита:

$$Q = \frac{2\pi k s l}{\ln \frac{2l}{r_0}}. \qquad (11\text{-}32)$$

Обозначения в соответствии с рис. 11-12.

11-4. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ

Горизонтальный дренаж[1] применяется для понижения уровня грунтовых вод с целью осушения заболоченных участков защиты сооружений от воздействия грунтовых вод, предупреждения оползневых явлений и др.

а) Одиночная дрена

1. Дрена расположена на водонепроницаемом слое. При производстве работ траншея засыпается либо тем же самым грунтом, либо щебнем или гравием различной крупности в виде обратного фильтра.

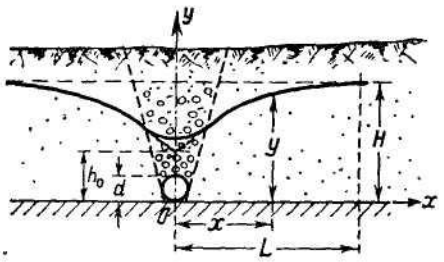


Рис. 11-13.

В последнем случае сама траншея также является дренажем и называется «фильтрующей шторой».

Расчет дрены с фильтрующей шторой

Формула для расчета притока воды к дрене:

$$q = \frac{k}{L} (H^2 - h_0^2), \qquad (11\text{-}33)$$

где q — расход воды на 1 *пог.м* длины дрены при двустороннем притоке;
k — коэффициент фильтрации грунта;
L — предел действия дрены;
H — мощность водоносного слоя;
h_0 — глубина воды в дрене или в пьезометре над дреной.

Предел действия дрены есть функция времени, так как со временем зона осушения увеличивается.

При h_0, малом в сравнении с H,

$$L \approx \sqrt{\frac{3ktH}{\beta}}, \qquad (11\text{-}34)$$

где t — время работы дрены, *сек*;
H и L — в метрах;
k — в *м/сек*;
β — коэффициент водоотдачи грунта.

Приближенная формула для определения h_0:

$$h_0 = \sqrt{L^2 + H^2} - L.$$

При этом если $h_0 < d$ (диаметр дренажной трубы или высота дренажа), то дрена работает неполным сечением; при $h_0 > d$ дрена работает полным сечением и кривая депрессии имеет вид, изображенный на рис. 11-13.

Расчет дрены без фильтрующей шторы (рис. 11-14).

---

[1] В практике осушения земель различают «горизонтальный» дренаж и дренаж «вертикальный». Первый осуществляется при помощи системы труб, уложенных на известной глубине с необходимым уклоном, а второй — при помощи вертикальных трубчатых водопоглощающих колодцев. Здесь приводятся указания, относящиеся только к «горизонтальному» дренажу.

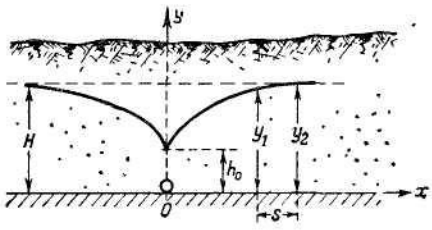


Рис. 11-14.

Формула для расхода:

$$q = \frac{k(y_2^2 - y_1^2)}{s}, \qquad (11\text{-}35)$$

где обозначения согласно рис. 11-14.

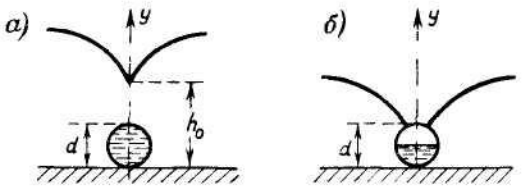


Рис 11 15.

Формула для h_0:

$$h_0 = 0{,}22\frac{q}{k}; \qquad (11\text{-}36)$$

при $h_0 > d$ ветви кривой депрессии сомкнуты выше дрены (рис. 11-15,*а*) и дрена работает как напорная труба; при $h_0 < d$ ветви кривой депрессии не имеют общей точки смыкания и пересекаются с дреной (рис. 11-15,*б*) и движение воды в дрене безнапорное.

Построение кривой депрессии производится по формулам:

$$x = \frac{q}{k} x_r; \qquad (11\text{-}37)$$

$$y = \frac{q}{k} y_r,$$

где x_r и y_r — приведенные значения координат при $\frac{q}{k} = 1$, берутся из табл. 11-3.

2. Дрена расположена в толще водоносного пласта. Решение Е. Д. Хомовской, видоизмененное В. С. Козловым (рис. 11-16).

Решение задачи получено методами гидромеханики.

Формула для расхода:

$$q = 10{,}2kh_0, \qquad (11\text{-}38)$$

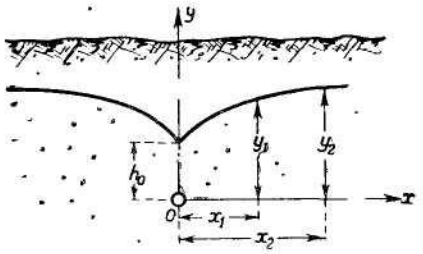


Рис. 11 16.

где k — коэффициент фильтрации;

h_0 — расстояние от дрены до точки встречи ветвей кривой депрессии,

$$h_0 = 2{,}78r_0, \qquad (11\text{-}39)$$

где r_0 — радиус дренажной трубы.

Уравнение кривой депрессии:

$$y_2 - y_1 = 3{,}244h_0 \ln\frac{x_2 + 5{,}1h_0}{x_1 + 5{,}1h_0}, \qquad (11\text{-}40)$$

где y_1 и y_2 — ординаты кривой депрессии, соответствующие абсциссам x_1 и x_2.

б) Система горизонтальных дрен

Для более быстрого понижения уровня грунтовых вод в пределах некоторой площади устраивается система горизонтальных дрен. Они располагаются в плане в направлении гидроизогипс для перехвата грунтового потока. Необходимая глубина понижения грунтовых вод называется «нормой осушения».

При расчете системы горизонтальных дрен необходимо установить глубину заложения дрен, которая назначается такой, чтобы наивысшая точка кривой депрессии между двумя дренами была ниже так называемой нормы осушения; при этом глубина заложения дрен будет зависеть от рельефа местности, коэффициента фильтрации и расстояния между дренами.

Расчетной величиной является расход притока к дренам и форма кривой депрессии.

Ниже рассматриваются два случая дренажа грунтовых вод в предположении отсутствия притока воды с поверхности (инфильтрация поверхностных вод отсутствует).

1. Водоносный слой ограниченной мощности, причем дрены уложены на водонепроницаемом слое (по В. С. Козлову).

Форма кривой депрессии принимается практически близкой к эллипсу (рис. 11-17).

Для проектируемой вновь дренажной системы

Уравнение кривой депрессии

$$y^2 = \frac{(h^2 - h_0^2)x^2}{s^2} + \frac{2(h^2 - h_0^2)x}{s} + h_0^2, \qquad (11\text{-}41)$$

где x и y — координаты точек кривой депрессии;

Таблица 11-3

Приведенные значения координат кривой депрессии

x_r	0	0,293	0,429	0,582	0,776	0,948	1,162	1,397	1,892	2,82	3,957	5,26	6,75
y_r	0,22	0,62	0,72	0,82	0,92	1,02	1,12	1,22	1,42	1,72	2,02	2,32	2,62

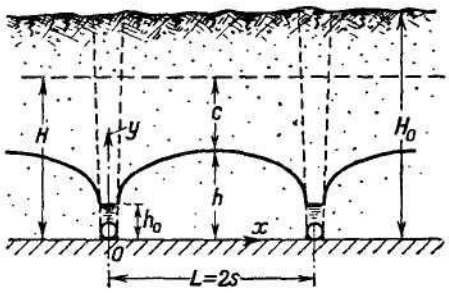


Рис. 11-17.

s — половина расстояния между дренами;
h_0 — глубина воды над дреной;
h — глубина воды над водонепроницаемым слоем в середине между дренами.

В связи с непрерывным понижением кривой депрессии при отсутствии пополнения грунтовых вод за счет инфильтрации расход притока к дренам будет уменьшаться со временем.

Формула для высоты уровня в середине между дренами:

$$h = \frac{s^2\beta H}{1{,}275ktH + 0{,}68s^2\beta}, \qquad (11\text{-}42)$$

где β — коэффициент водоотдачи грунта, определяемый опытным путем;
t — время работы дрены;
k — коэффициент фильтрации;
H и s — соответственно рис. 11-17.

Формула для расстояния между дренами:

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{khHt}{\beta(H - 0{,}68h)}}, \qquad (11\text{-}43)$$

Формула для удельного расхода притока к дренам:

$$q = \frac{2kH^2}{s\left(0{,}68 + 1{,}27\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}, \qquad (11\text{-}44)$$

где обозначения те же.

Время работы дренажа t в формулах (11-43) и (11-44) обычно задается исходя из технических требований скорости достижения „нормы осушения".

Для дренажной системы, бывшей в эксплуатации, при необходимости снижения уровня в середине между двумя соседними дренами с глубины H до глубины h за время t расчетные формулы имеют вид:

$$h = \frac{H}{1 + 1{,}27\frac{ktH}{s^2\beta}}; \qquad (11\text{-}45)$$

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{kthH}{\beta(H - h)}}; \qquad (11\text{-}46)$$

$$q = \frac{2kH^2}{s\left(1 + 1{,}27\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}. \qquad (11\text{-}47)$$

2. Водоносный слой большой мощности, дрены уложены в водоносном слое (по В. С. Козлову).

Для проектируемой вновь дренажной системы (осушение начинается с непонижженного уровня грунтовых вод) (рис. 11-18).

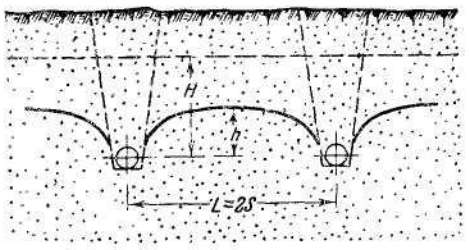


Рис. 11-18.

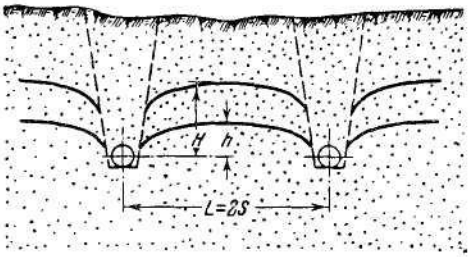


Рис. 11-19.

Формула расхода:

$$q = \frac{2kH^2B}{s\left(0{,}68 + 1{,}27\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}, \qquad (11\text{-}48)$$

где обозначения те же, что и в предыдущем случае.

B — коэффициент, больший единицы,

$$B = 1 + 5{,}5\sqrt{\frac{H_1 - H}{H_1}\frac{r_0}{H}\frac{s_0}{H}}, \qquad (11\text{-}49)$$

где H_1 — мощность всего водоносного слоя;
H — глубина заложения дрены;
r_0 — радиус дрены;
s_0 — понижение уровня воды над контуром дрены.

Расстояние между дренами:

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H - 0{,}68h)}}, \qquad (11\text{-}50)$$

где $h = H_0 - c$;
H_0 — глубина заложения дрены от поверхности земли;
c — норма осушения.

Для дренажной системы, бывшей в эксплуатации (осушение начинается с уже частично пониженного уровня до нового—более низкого, рис. 11-19).

Формула расхода:

$$q = \frac{2kH^2B}{s\left(1 + 1{,}27\frac{ktH}{\beta s^2}\right)^2}. \qquad (11\text{-}51)$$

Расстояние между дренами:

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H - h)}}. \qquad (11\text{-}52)$$

Коэффициент B в формулах (11-50)—(11-52) определяется по формуле (11-49), а время t обычно задается техническими и прочими условиями и является временем, в течение которого должно быть произведено снижение уровня на глубину $(H—h)$.

11-5. ПРИТОК К КОТЛОВАНАМ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

а) Приток воды к котловану, огражденному шпунтами с перемычкой на водопроницаемом основании, неограниченном по глубине (рис. 11-20)

1. Решение с применением теории функции комплексных переменных. Удельный расход фильтрации (на 1 *пог. м* длины котлована) определяется формулой:

$$q = kHq_r, \qquad (11\text{-}53)$$

где k — коэффициент фильтрации;
H — действующий напор;
q_r — приведенный расход (при $k = 1$ и $H = 1$),

$$q_r = \frac{2K}{K'}, \qquad (11\text{-}54)$$

где K и K' — эллиптические интегралы первого рода при модулях λ и

$$\lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}, \text{ где } \lambda = f(s, t).$$

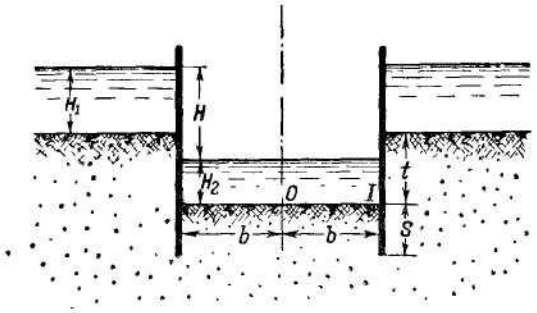


Рис. 11-20.

Формула для скоростей выхода воды:

$$v = \frac{kHv_r}{b}, \qquad (11\text{-}55)$$

где v_r — приведенная скорость.

Приведенный расход q_r и приведенная скорость v_r по В. С. Козлову определяются по графику рис. 11-21 и 11-22 для интервалов

$$\frac{s}{b} = 0{,}1\text{—}1.2 \text{ и } \frac{t}{b} = 0{,}00 - 1{,}00,$$

где b — расстояние от шпунта до оси симметрии.

Максимальная приведенная скорость $v_{r\,\text{макс}}$ будет в точке I (рис. 11-20), а минимальная—на оси симметрии в точке O.

Средняя скорость $v_{r\,\text{средн}} = \frac{q_r}{2}$, так как $l = 2b = 2$ при $b = 1$ (для приведенных величин v_r и q_r).

Так как наиболее опасной (в смысле вымыва частиц грунта) будет максимальная скорость, то можно ограничиваться определением только $v_{r\,\text{макс}}$. Следует иметь в виду, что определяемая формулой скорость не является истинной. Она определена как скорость выхода расхода q через полное сечение грунта, а для определения фильтрационной скорости в порах грунта следует полученную по формуле скорость разделить на активную пористость грунта:

$$v_{\text{в порах}} = \frac{v}{n}. \qquad (11\text{-}55')$$

Эту скорость и нужно сравнить с допускаемой скоростью для избежания выноса частиц грунта в котлован.

Пример. Определить расход воды через дно шпунтовой перемычки на 1 *пог. м* ее длины и скорость фильтрации при выходе воды, если известно, что расстояние между шпунтами $l = 2b = 6$ *м*. Глубина выемки $t = 1{,}2$ *м*; длина шпунтов ниже дна выемки $s = 3$ *м*; глубина воды в водоеме $H_1 = 3$ *м*, а в перемычке $H_2 = 0$; коэффициент фильтрации $K = 0{,}0005$ *м/сек*; активная пористость $n = 0{,}28$.

Для использования графиков В. С. Козлова предварительно определяем:

$$\frac{t}{b} = \frac{1{,}2}{3} = 0{,}4; \quad \frac{s}{b} = \frac{3}{3} = 1{,}0.$$

По графику рис. 11-21 определяем $q_r = 0{,}895$. Так как $H' = H_1 + t - H_2 = 3{,}00 + 1{,}20 - 0 = 4{,}2$ *м*, то по формуле (11-53) определяем расход:

$$q = kHq_r = 0{,}0005 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}895 = 0{,}00188 \text{ м}^3/\text{сек} \text{ на 1 пог. м}.$$

Если длина котлована перемычки L, то полная величина расхода притока будет $Q = qL$.

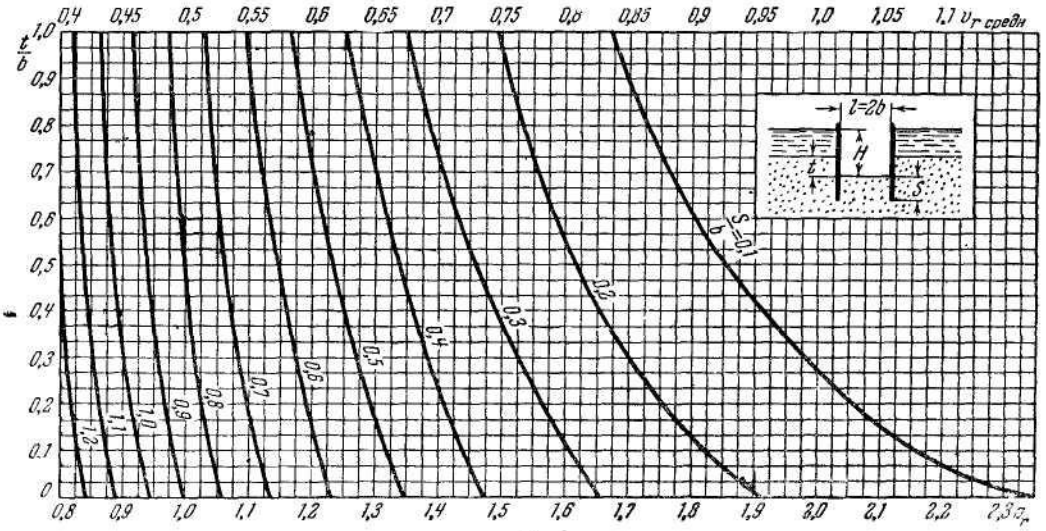


Рис. 11-21.

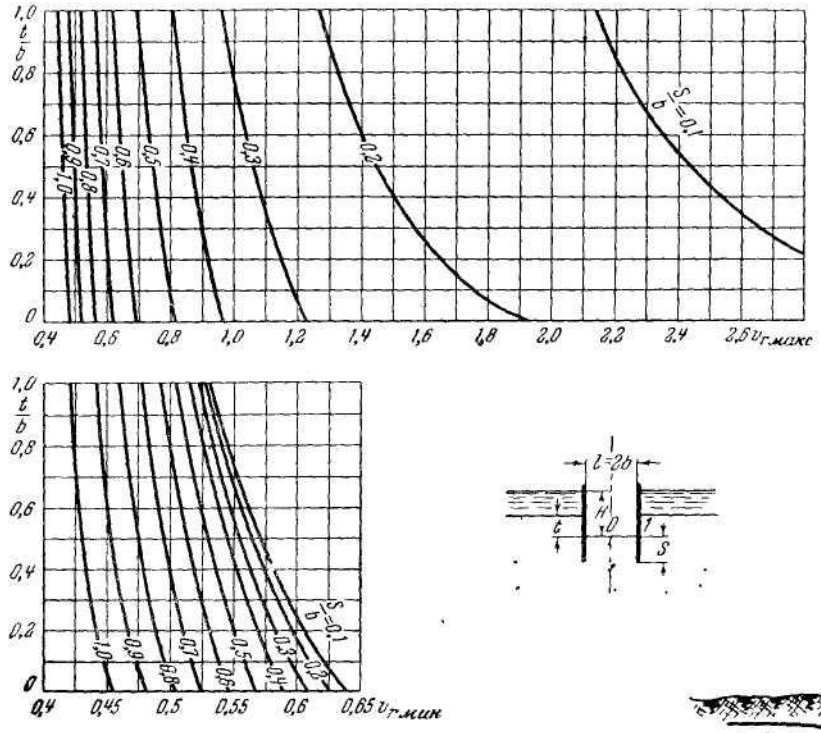


Рис. 11-22.

Далее определяем скорость фильтрации в котлован, по тому же графику находим $v_{r\ средн} = 0{,}443$, а по графикам рис. 11-22

$$v_{r\ макс} = 0{,}488 \quad и \quad v_{r\ мин} = 0{,}432.$$

По формуле (11-55)

$$v_{1макс} = \frac{kHv_{r\ макс}}{b} = \frac{0{,}0005 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}488}{3{,}0} = 0{,}00034\ м/сек;$$

$$v_{1средн} = 0{,}00031\ м/сек \quad и \quad v_{1мин} = 0{,}00030\ м/сек.$$

Наконец,

$$v_{1'\ макс\ в\ порах} = \frac{v_{1макс}}{n} = \frac{0{,}00034}{0{,}28} = 0{,}00114\ м/сек.$$

2. Приближенное решение с применением конформного преобразования по В. С. Козлову (рис. 11-23).

Основное допущение состоит в том, что за кривую депрессии принимается кривая пьезометрических напоров, а линии токов принимаются горизонтальными.

Формула для удельного расхода:

$$q = kq_r = kbq_r'^{*}, \qquad (11\text{-}56)$$

где k — коэффициент фильтрации;
b — половина ширины котлована;
q_r' — приведенный расход, определяемый по графику (рис. 11-24).

Формула для скорости выхода воды

$$v = \frac{kv_r}{b}, \qquad (11\text{-}57)$$

где v_r — приведенная скорость, определяемая по графикам рис. 11-25, а формула для скорости выхода в порах грунта

$$v_1 = \frac{v}{n} = \frac{kv_r}{nb}, \qquad (11\text{-}58)$$

где n — активная пористость грунта.

Для построения кривой депрессии (линии пьезометрических напоров) служит приближенное уравнение

$$\left(\text{при условии } \frac{\pi x}{2Dbk} > 10\right):$$

$$y = \frac{bq_r'}{\pi} \operatorname{ch}^{-1}\left(\frac{\pi x}{2Dbz}\right), \qquad (11\text{-}59)$$

где b — полуширина котлована;
k — коэффициент фильтрации;
q_r' — приведенный удельный расход фильтрации;
ch — гиперболический косинус (берется по таблицам);

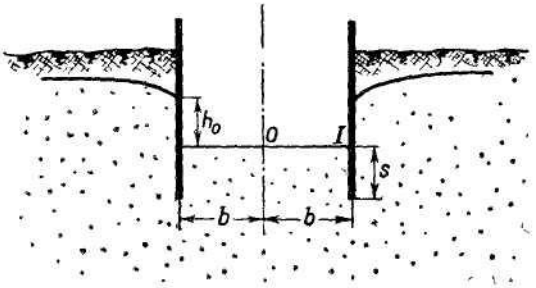


Рис. 11-23.

$$D = K' + h_0 K,$$

где K и K' — полные эллиптические интегралы первого рода от модулей λ и $\lambda' = \sqrt{1+\lambda^2}$, а λ зависит от соотношения геометрических элементов.

Определение λ можно производить по графику рис. 11-26 (на графике модуль λ обозначен буквой k).

Пример (из книги В. С. Козлова „Расчет дренажных сооружений")

Определить расход воды через дно траншеи, огражденной шпунтовыми рядами, и скорость фильтрации при выходе воды. Расстояние между шпунтовыми рядами $l = 2b = 3$ *м*; уровень воды выше дна траншеи $h_0 = 1{,}2$ *м*, длина шпунтов ниже дна траншеи $S = 1{,}5$, коэффициент фильтрации $K = 0{,}0008$ *м/сек*; активная пористость грунта $n = 0{,}3$.

Определяем $\frac{h_0}{b} = \frac{h_0}{\frac{l}{2}} = 0{,}8$ и $\frac{s}{b} = 1{,}0$.

Далее из графика рис. 11-24 получаем $q_r' = 0{,}86$, а $q = kbq_r' = 0{,}0008 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}86 = 0{,}001032\ м^3/сек = 1{,}032\ л/сек$ на 1 *пог.м*.

Из графиков рис. 11-25 по $\frac{h_0}{b} = 0{,}8$ и $\frac{s}{b} = 1$ находим $v_{r\ макс} = 0{,}44$, $v_{r\ мин} = 0{,}42$ и $v_{r\ ср} = 0{,}43$, откуда $v_{макс} = kv_{r\ макс} = 0{,}000235\ м/сек$, $v_{мин} = kv_{r\ мин} = 0{,}000224\ м/сек$ и $v_{ср} = 0{,}000229\ м/сек$.

Для построения кривой депрессии предварительно определяем значение D.

По графику рис. 11-27 $D = 4{,}94$.

* В. С. Козлов. Расчет дренажных сооружений

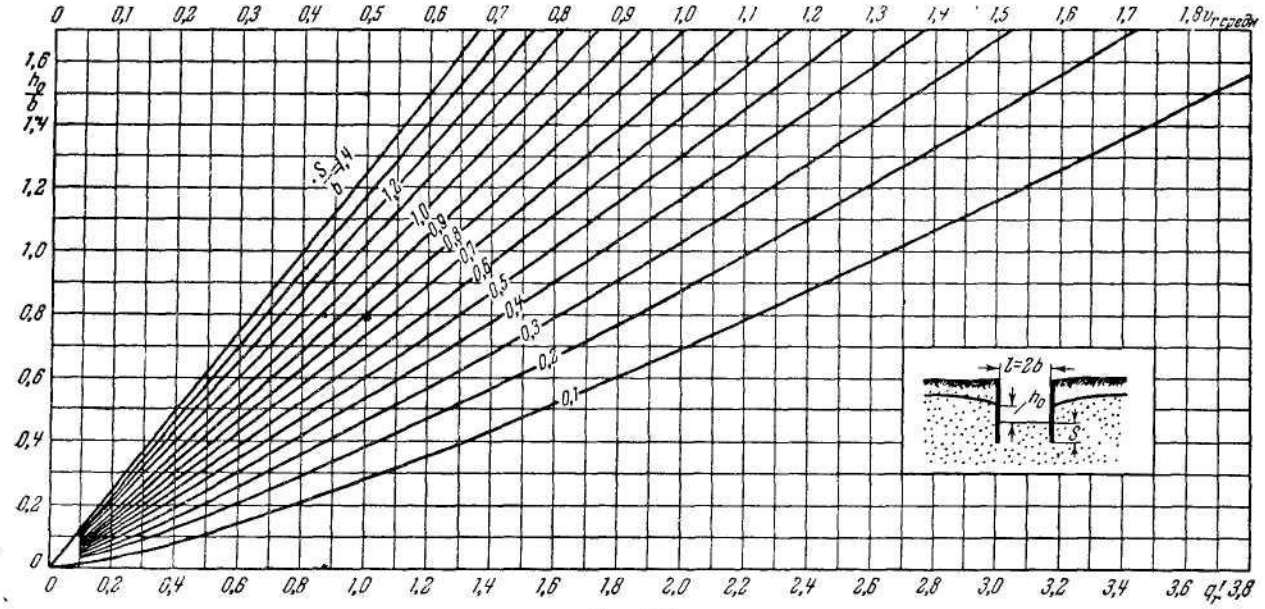


Рис. 11-24.

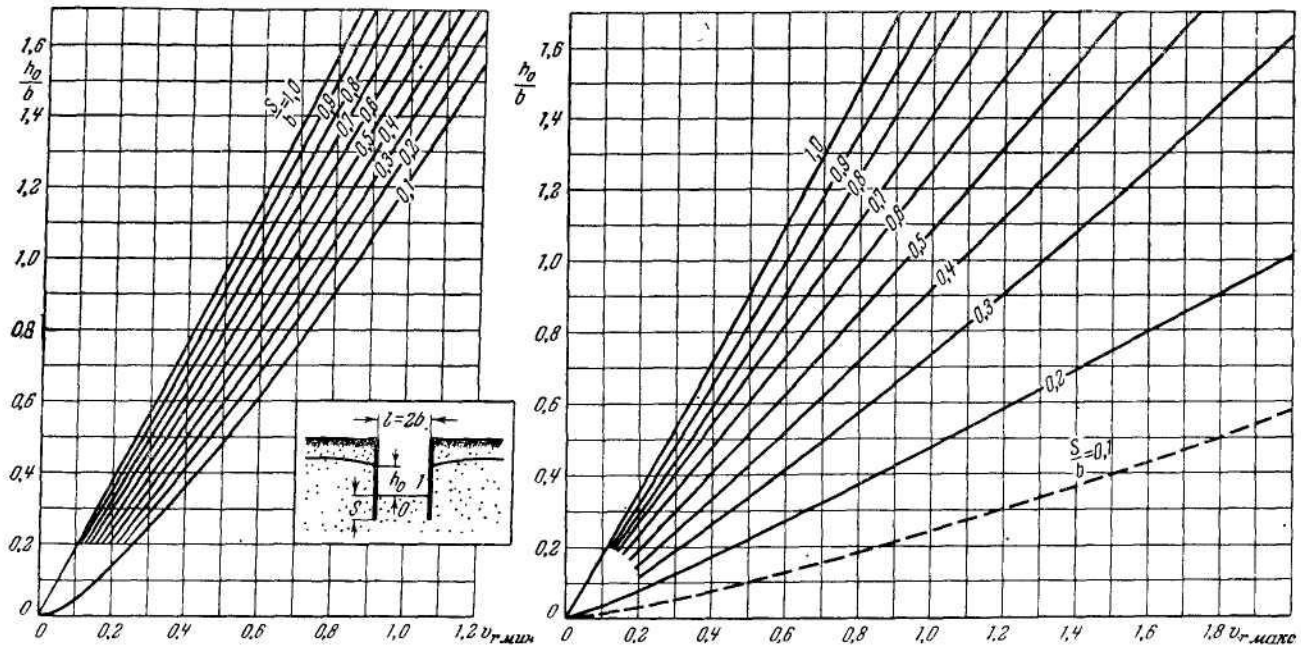


Рис. 11-25.

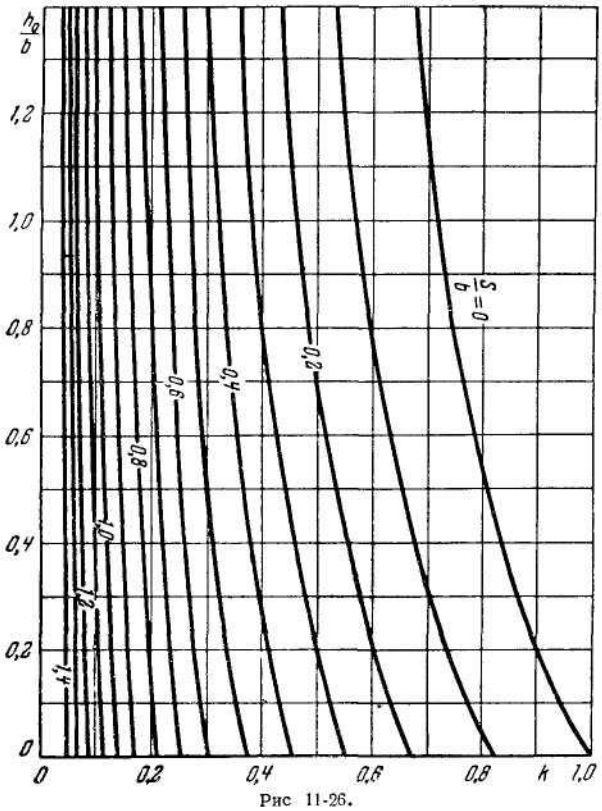


Рис 11-26.

Подставляя числовые значения в уравнение (11-59), получаем уравнение кривой депрессии для нашего случая:

$$y = 0{,}41 \operatorname{ch}^{-1}(2{,}018x),$$

по которому координаты правой ветви кривой депрессии даны в таблице.

x	1,5	5	10	20	50	100
$-y$	1,2	1,23	1,52	1,80	2,18	2,46

б) Расчет дренажа земляной перемычки (ограждающей котлован) (рис 11-28)

Задача решается применением конформного преобразования (В. С. Козлов).

Задача состоит в определении фильтрационного расхода на 1 *пог. м* длины перемычки, рабочей длины фильтра и построении кривой депрессии.

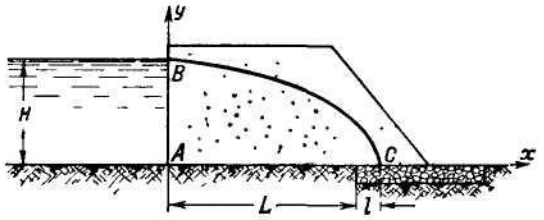


Рис. 11-28.

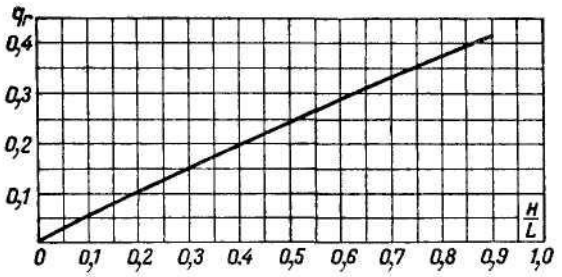


Рис. 11-29.

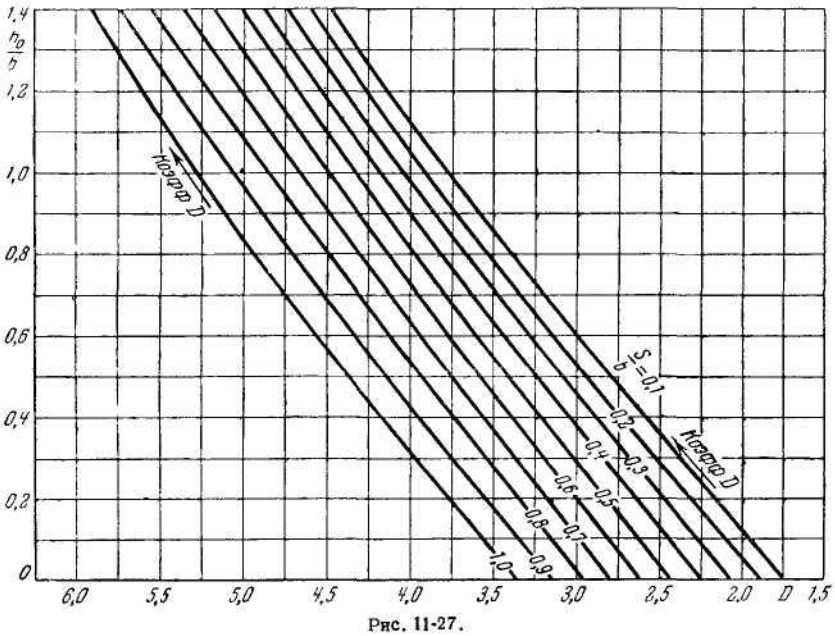


Рис. 11-27.

Формула для расхода фильтрации:

$$q = kHq_r, \qquad (11\text{-}60)$$

где k — коэффициент фильтрации;
H — напор;
q_r — приведенный расход.

Значения q_r даны в виде графика (рис. 11-29) в зависимости от отношения $\frac{H}{L}$.

В случае сравнительно малых величин $\frac{H}{L}$ можно пользоваться приближенной формулой для расхода:

$$q = k\left(\sqrt{L^2 + H^2} - L\right), \qquad (11\text{-}61)$$

Формула для рабочей длины фильтра:

$$l = \frac{q}{2k}, \qquad (11\text{-}62)$$

где k — коэффициент фильтрации.

Формула для построения кривой депрессии:

$$y = H\sqrt{1 - \frac{x}{L + l}}. \qquad (11\text{-}63)$$

Расположение осей координат показано на рис. 11-28 (начало координат в точке A—основание напорной грани перемычки).

Пример. Дано: $H = 3$ *м*; $L = 15$ *м*; $k = 0{,}0004$ *м/сек*.

По отношению $\frac{H}{L} = \frac{3}{15} = 0{,}2$ находим по графику (рис. 11-29) $q_1 = 0{,}11$, а по формуле (11-60) $q = 0{,}0004 \cdot 3 \cdot 0{,}11 = 0{,}000132$ *м³/сек* = $= 0{,}132$ *л/сек*. Рабочая длина фильтра

$$l = \frac{0{,}000132}{2 \cdot 0{,}0004} = 0{,}152 \text{ м}.$$

По уравнению (11-63) составляем таблицу координат точек кривой депрессии (рис. 11-28).

Задаваясь значениями x в интервале $0 < x < L + l$ или $0 < x < 15{,}152$ *м*, получаем следующую таблицу.

x	0,0	5,0	8,0	10,0	12,0	14,0	15,152
y	3	2,46	2,06	1,75	1,37	0,83	0

по которой нетрудно построить кривую депрессии.

11-6. ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛОВ

Основными потерями расхода в канале являются потери на фильтрацию. Величина этих потерь зависит от ряда различных обстоятельств, среди которых главными являются размеры канала, водопроницаемость грунта и глубина залегания грунтовых вод. В процессе службы канала фильтрационные потери со временем уменьшаются вследствие кольматации русла, что в некоторых случаях может стать решающим фактором.

При глубоком расположении горизонта грунтовых вод явление фильтрации происходит по схеме, указанной на рис. 11-30 (по проф. В. В. Ведерникову), для случая плоской задачи.

Эпюра скоростей фильтрации из трапецеидального канала имеет вид согласно рис. 11-31. На оси канала скорость фильтрации v_0 меньше скорости в угловых точках B и C:

$$v_0 < v_B = v_{макс}.$$

Скорость фильтрации в точке A (и D) направлена под прямым углом к откосу и по величине равна

$$v_A = k \cos \alpha,$$

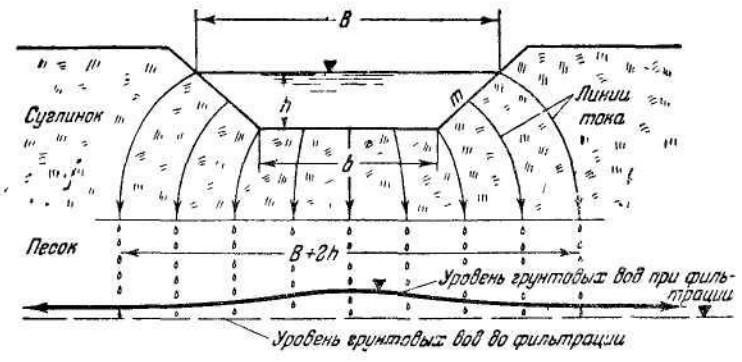


Рис. 11-30.

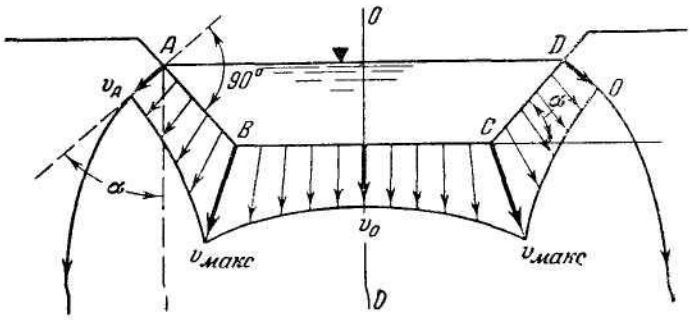


Рис. 11-31.

где α — угол наклона откоса к горизонту;

k — коэффициент фильтрации.

Величина фильтрационного расхода определяется по акад. Н. Н. Павловскому (11-64) и (11-65):

$$Q = kL(B + 2h) \ [м^3/сек], \qquad (11\text{-}64)$$

где k — коэффициент фильтрации, *м/сек*;

L — длина канала, *м*;

$B = b + 2mh$ — ширина канала поверху, *м*;

h — глубина канала, *м*.

Примечание. $(B+2h)$ представляет ширину фильтрационного потока на большой глубине, т. е. на такой, где крайние линии тока становятся приблизительно параллельными друг другу.

Для случая, когда длина канала L измеряется в километрах, а коэффициент фильтрации k — в *м/сутки*, применяется формула

$$Q = 0{,}0116kL(B + 2h) \ [м^3/сек]. \qquad (11\text{-}65)$$

По проф. В. В. Ведерникову (11-66) и (11-67)

$$Q = kL(B + Ah) \ [м^3/сек], \qquad (11\text{-}66)$$

где A — удвоенное отношение полных эллиптических интегралов первого рода, для трапецеидального профиля является функцией отношения $\frac{B}{h}$, т. е. $A =$

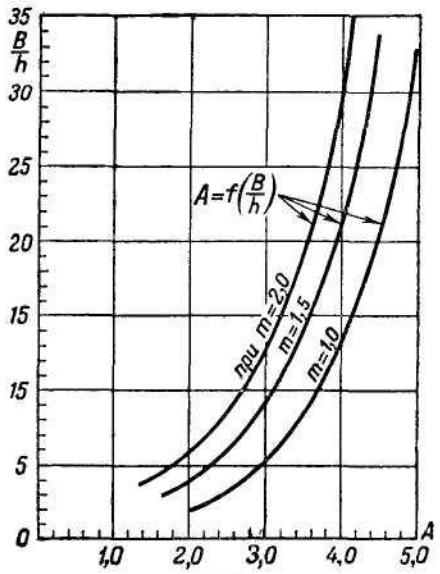


Рис. 11-32.

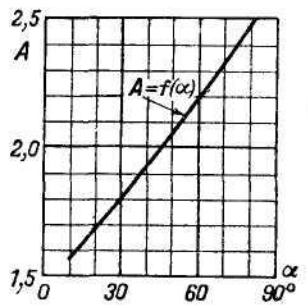


Рис. 11-33

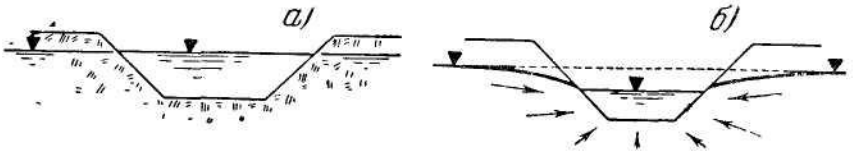


Рис. 11-34.

$= f\left(\frac{B}{h}\right)$, числовое значение которой определяется по графику В. В. Ведерникова (рис. 11-32).

k, L, B и h обозначают то же, что и в формуле (11-64).

Для канала треугольного профиля коэффициент A по В. В. Ведерникову имеет другое значение, а именно: $A \approx 2{,}123\frac{\alpha}{\pi} + 1{,}47$ или вообще $A = f(\alpha)$. Числовые значения A для треугольного профиля определяются по графику В. В. Ведерникова (рис. 11-33).

При измерении длины канала в километрах, а k в *м/сутки* формула (11-66) принимает вид:

$$Q = 0{,}0116\,kL\,(B + Ah). \qquad (11\text{-}67)$$

Примечание. Если отметка горизонта грунтовых вод равна отметке горизонта воды в канале (рис. 11-34,*а*), то фильтрационный расход $Q=0$. При более высоком расположении грунтовых вод (рис. 11-34,*б*) расход в канале будет увеличиваться.

По проф. А. Н. Костякову в соответствии с наблюдениями на находящихся в эксплуатации каналах (преимущественно ирригационных) фильтрационные потери, исчисленные в процентах от расхода канала, убывают с увеличением расхода. Числовые значения этих потерь указаны в табл. 11-4.

Таблица 11-4

Величина фильтрационных потерь в каналах по данным проф. А. Н. Костякова

Расход канала, *м³/сек*	Фильтрационные потери расхода на 1 *км* канала, %	Расход канала, *м³/сек*	Фильтрационные потери расхода на 1 *км* канала, %
0,5—1,0	6—4,0	5—10	1,10—0,60
1,0—1,5	4,5—3,0	10—20	0,6—0,6
1,5—2,0	3,0—2,50	20—50	0,5—0,2
2,0—3,0	2,5—1,8	50—100	0,20—0,15
3,0—5,0	1,8—1,10	100—200	0,15—0,05
		200—300	0,05—0,02

Акад. М. С. Вызго предложил формулу, которая совпадает с формулой, предложенной акад. А. Н. Костяковым, для случая, когда не учитывается капиллярное поглощение, а именно, по М. С. Вызго фильтрационный расход из канала будет равен:

$$Q = k_\Phi\,(b + 2h\sqrt{1 + m^2})\,L.$$

Здесь предусматривается русло трапецеидального сечения, а потому выражение, стоящее в скобках, представляет собой величину смоченного периметра. Таким образом, та же формула имеет вид

$$Q = k_\Phi L\chi,$$

где k_Φ — коэффициент фильтрации, *м/сек*;
L — длина канала, *м*;
χ — смоченный периметр, *м*;
Q — фильтрационный расход из канала на его участке длиной L *м*, *м³/сек*.

В некоторых случаях рекомендуют учитывать капиллярные поглощения, и тогда фильтрационный расход по А. Н. Костякову будет:

$$Q = k_\Phi L\,(b + \nu 2h\sqrt{1 + m^2})$$

или, если коэффициент фильтрации определен в *м/сутки*, то

$$Q = 0{,}0116k_\Phi L\,(b + \nu 2h\sqrt{1 + m^2}).$$

Коэффициент ν, введенный в формулу А. Н. Костякова и учитывающий капиллярное поглощение, равен по А. Н. Костякову $\nu = 1{,}1 - 1{,}4$.

А. Н. Костяков для 1 *пог м* канала показал возможность приведения его формулы, а следовательно, и формулы М. С. Вызго к виду

$$Q_\Phi = \sigma Q^\psi,$$

где σ — коэффициент, зависящий от характера грунта;
Q — расход канала;
ψ — показатель степени, принимаемый $\psi = 0{,}5$.

Числовые значения σ по указаниям М. С. Вызго можно принимать равными:

Для сильнопроницаемых грунтов . . . $\sigma = 0{,}03$
„ среднепроницаемых грунтов . . . $\sigma = 0{,}02$
„ слабопроницаемых грунтов . . . $\sigma = 0{,}01$.

Эта последняя формула может рекомендоваться для грубых приближенных расчетов.

11-7. ФИЛЬТРАЦИЯ ЧЕРЕЗ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Задача о фильтрации воды через плотину вообще является пространственной задачей, решение которой еще не найдено. При большой длине плотины эту задачу рассматривают как плоскую.

Методы решения: гидравлический и гидромеханический. Практически наиболее важные случаи решены, как правило, гидравлическим методом.

В приводимых ниже расчетных схемах предполагается однородность грунта, слагающего тело плотины, а равным образом и однородность ее основания.

а) Перемычка на водонепроницаемом основании (рис. 11-35)

Удельный фильтрационный расход определяется формулой Дюпюи[1]:

$$q = \frac{k\,(H^2 - h^2)}{2l}.$$

[1] И. А. Чарный теоретически доказал, что формула Дюпюи для расхода через перемычку является точной (гидромеханической). Доклады АН СССР, т. LXXIX, 1951, № 6.

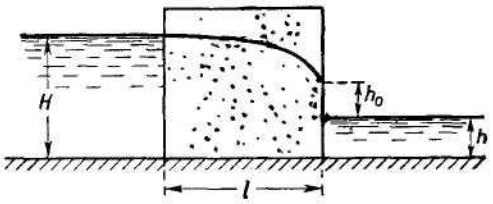


Рис. 11-35.

Точное значение высоты промежутка высачивания на низовом откосе h_0 (рис 11-35) может быть найдено по способу действительного члена АН СССР П. Я. Полубариновой-Кочиной[1]. Ею дается также способ приближенного построения кривой депрессии.

Относительная высота промежутка высачивания $\bar{h}_0 = \frac{h_0}{H}$ определяется по графикам рис. 11-36 в зависимости от относительных величин $\bar{h} = \frac{h}{H}$ и $\bar{l} = \frac{l}{H}$; тогда $h_0 = H\bar{h}_0$.

В случае отсутствия воды в нижнем бьефе ($h=0$) для перемычек с шириной $l \geqslant H$ с достаточной степенью точности можно определять высоту промежутка высачивания по формуле

$$h_0 \approx \frac{q}{1{,}35k}, \qquad (11\text{-}68)$$

б) Плотина из однородного грунта трапецеидальной формы на водонепроницаемом основании

1. Система уравнений по акад. Н. Н Павловскому.

Область фильтрации делится на три части (рис 11-37): верховой клин *ABCE*, низовой клин *DFK* и среднюю часть *ECDF*.

В пределах верхового клина (рис. 11-38) движение элементарной струйки по кривой заменяется условно движением по горизонтальной прямой *ab*. Используя закон фильтрации, получим для расхода фильтрации формулу

$$q = \frac{ka}{m} \ln \frac{d_0 + a + h}{d_0 + a} = \frac{ka}{m} \ln \frac{H_{пл}}{H_{пл} - h}, \qquad (11\text{-}69)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта плотины;
m — коэффициент заложения верхового откоса;
ln — натуральный логарифм; остальные обозначения указаны на рис. 11-37.

Для низового клина, так же как и для верхового клина, расчетные струйки принимаются горизонтальными и получается полный фильтрационный расход (при $h_0 = 0$, рис. 11-39):

$$q = \frac{ka_0}{m_1}, \qquad (11\text{-}70)$$

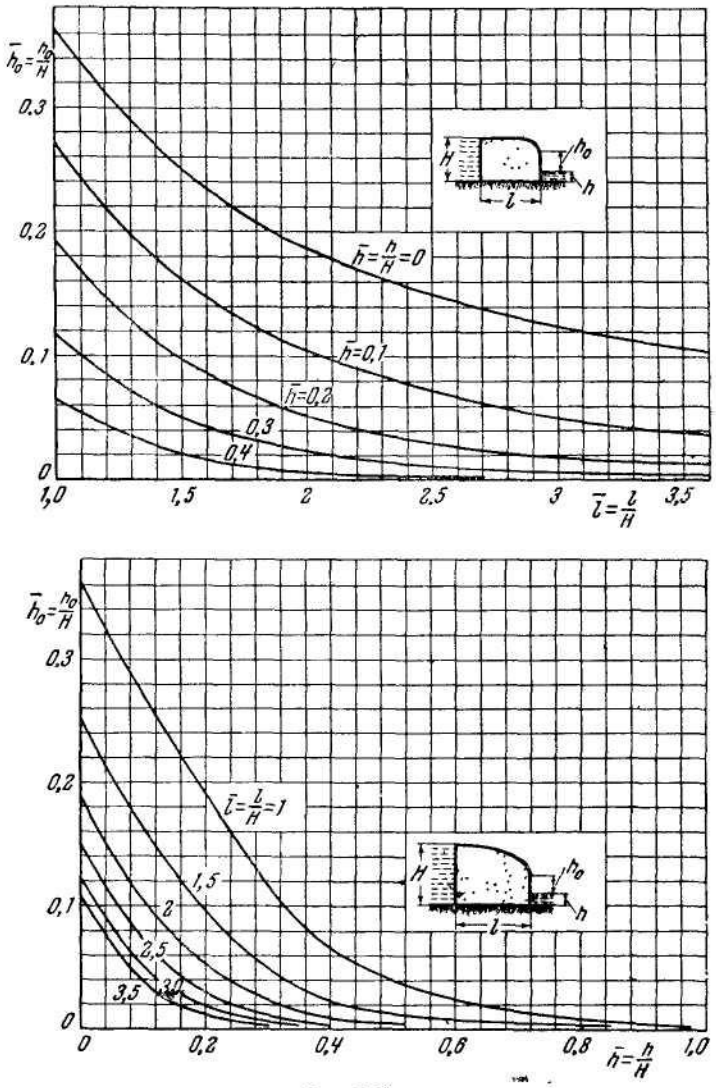


Рис. 11-36.

где k — коэффициент фильтрации;
m_1 — коэффициент заложения низового откоса;
a_0 — высота точки выклинивания фильтрации на низовом откосе, считая от основания плотины.

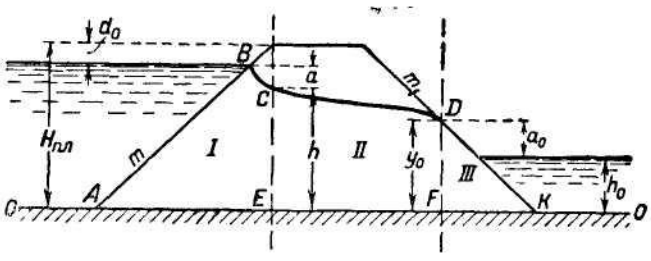


Рис. 11-37.

[1] П. Я Полубаринова-Кочина, Некоторые задачи плоского движения грунтовых вод, Изд. АН СССР, 1942.

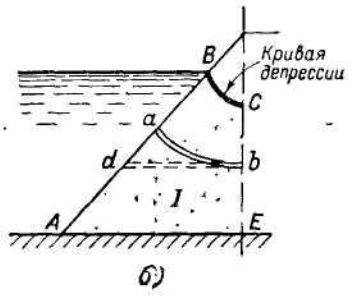


Рис. 11-38.

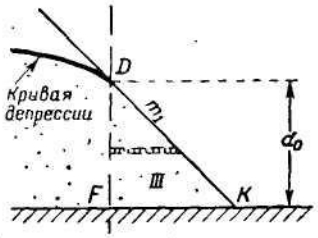


Рис. 11-39.

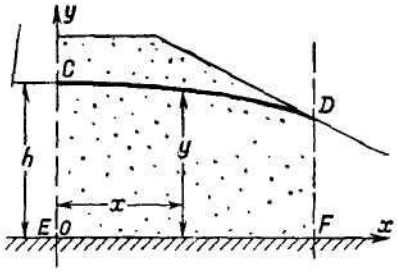


Рис. 11-40.

При $h_0 > 0$ (рис. 11-40)

$$q = \frac{ka_0}{m_1}\left(1 + \ln\frac{a_0 + h}{a_0}\right). \qquad (11\text{-}71)$$

Для средней части принимается кривая депрессии, аналогичная случаю неравномерного движения грунтовых вод при нулевом уклоне подстилающего слоя (рис. 11-41).

Уравнение кривой депрессии

$$\frac{2q}{k}x = h^2 - y^2, \qquad (11\text{-}72)$$

где q — расход фильтрации [неизвестен и связан с уравнениями (11-70) и (11-71)], остальные обозначения соответственно рис. 11-41.

Формулы (11-69) — (11-71) содержат четыре неизвестные величины: h, a_0, s, q. Четвертое недостающее уравнение получается из геометрических условий.

Для полного решения задачи необходимо решить следующую систему фильтрационных уравнений (для земляной плотины из однородного грунта):

для $h_0 > 0$

$$\left.\begin{aligned}
&\text{I.}\quad \frac{q}{k} = \frac{H_{пл} - d_0 - h}{m}\ln\frac{H_{пл}}{H_{пл} - h};\\
&\text{II.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h^2 - (a_0 + h_0)^2}{2s};\\
&\text{III.}\quad \frac{q}{k} = \frac{a_0}{m_1}\left[1 + \ln\frac{a_0 + h_0}{a_0}\right];\\
&\text{IV.}\quad s = b + m_1[H_{пл} - (a_0 + h_0)];
\end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}73)$$

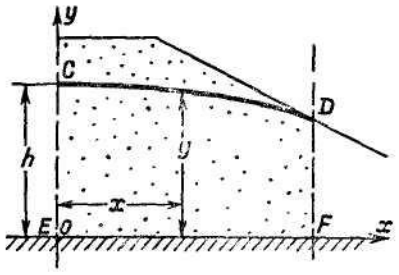


Рис. 11-41

для $h_0 = 0$

$$\left.\begin{aligned}
&\text{I.}\quad \frac{q}{k} = \frac{H_{пл} - d_0}{m}\ln\frac{H_{пл}}{H_{пл} - h};\\
&\text{II.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h^2 - a_0^2}{2s};\\
&\text{III.}\quad \frac{q}{k} = \frac{a_0}{m};\\
&\text{IV.}\quad s = b + m_1[H_{пл} - a_0].
\end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}74)$$

Акад. Н. Н. Павловский указал практически наиболее удобные способы решения этих уравнений. Для большего упрощения могут быть использованы графики, таблицы и номограммы, составленные на основании большого числа аналитических решений, произведенных Р. Р. Чугаевым.

2. Система уравнений, предложенная проф. А. А. Угинчусом. *Для верхового клина* А. А. Угинчусом введено видоизменение формулы акад. Н. Н. Павловского:

$$\frac{q}{k} = \frac{(H - h)h}{m\left(H_{пл} - \frac{h}{2}\right)}. \qquad (11\text{-}75)$$

Для средней части кривая депрессии определяется по уравнению

$$\frac{q}{k} = \frac{h^2 - y_0^2}{2l}. \qquad (11\text{-}76)$$

Для низового клина принимается условие тангенциальности кривой депрессии к низовому откосу

$$\frac{q}{k} = y_0 \sin\alpha. \qquad (11\text{-}77)$$

В результате система основных фильтрационных уравнений А. А. Угинчусом получена в таком виде:

Для случая $h_0 = 0$

$$\left.\begin{aligned}
&\text{I.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h(H - h)}{m\left(H_{пл} - \frac{h}{2}\right)};\\
&\text{II.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h^2 - y_0^2}{2l};\\
&\text{III.}\quad \frac{q}{k} = y_0 \sin\alpha;\\
&\text{IV.}\quad l = L - mH_{пл} - m_1 y_0,
\end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}78)$$

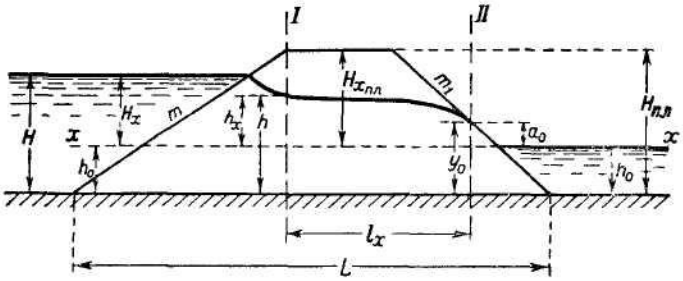


Рис. 11-42.

где обозначения те же, что и в системе уравнений (11-73), а l — горизонтальная проекция кривой депрессии в средней части, L — ширина плотины в основании.

В случае, если $h_0 > 0$, А. А. Угинчусом дается шесть уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
&\text{I.}\quad \frac{q_1}{k} = \frac{h_x(H_x - h_x)}{m\left(H_{x\,пл} - \frac{h_x}{2}\right)};\\
&\text{II.}\quad \frac{q_1}{k} = \frac{h_x^2 - a_0^2}{2l_x};\\
&\text{III.}\quad \frac{q_1}{k} = a_0 \sin\alpha;\\
&\text{IV.}\quad l_x = L - mH_{пл} - m_1(h_0 + a_0);\\
&\text{V.}\quad \frac{q_2}{k} = \frac{(h_x - a_0)h_0}{l_x};\\
&\text{VI.}\quad \frac{q}{k} = \frac{q_1}{k} + \frac{q_2}{k} = \frac{h^2 - (h_0 + a_0)^2}{2l_x},
\end{aligned}\right\} \quad (11\text{-}79)$$

где $H_x = H - h_0$; $H_{x\,пл} = H_{пл} - h_0$; $h_x = h - h_0$;

a_0 — глубина свободно выклинивающегося потока;

q_1 — фильтрационный расход верхней свободной зоны;

q_2 — фильтрационный расход нижней подтопленной зоны; остальные обозначения соответствуют рис. 11-42.

Система фильтрационных уравнений (11-79) получена А. А. Угинчусом, исходя из следующего

А. А. Угинчус делит осью xx (рис. 11-42) фильтрационный поток на две части по высоте. Первая — свободный фильтрационный поток без подпора со стороны нижнего бьефа [первые четыре уравнения системы (11-79)] и вторая зона — подтопленный поток от оси xx до основания плотины. Определив расходы фильтрации для отдельных зон q_1 и q_2, суммарный расход фильтрации определяется по уравнению VI в системе (11-79) простым сложением расходов.

Как отмечает сам автор[1], сравнение результатов подсчета по системам уравнений (11-78) и (11-79) с соответствующими подсчетами по методу акад. Н. Н. Павловского и эксплуатационными данными показывает, что метод А. А. Угинчуса дает лучшее приближение к опытным данным.

3. Решение системы уравнений (11-78) методом А. А. Угинчуса. Для упрощения расчетов А. А. Угинчусом предложен метод, основанный на использовании вспомогательных таблиц и формул. Вспомогательные таблицы величин

$$\frac{q}{kH} = a;\quad \frac{h}{H} = c;\quad \frac{l_0}{h} = d$$

для заданного значения m-коэффициента заложения верхового откоса и $\frac{l_0}{H}$ предназначены для расчета фильтрации в дренированных земляных плотинах (табл. 11-5), но при введении поправочного коэффициента они могут быть использованы и для расчетов недренированных плотин.

Очередность решения.

1. Определяется l_0 по формуле $l_0 = L - (m + \alpha)H$* (рис. 11-42,*а*), где коэффициент α во всех случаях принимается равным $\alpha = 0{,}3$, так что всегда $l_0 = L - (m + 0{,}3)H$.

2. Определяются по табл. 11-5 величины a, c, d.

3. Определяются $\frac{q_0}{k} = aH = \frac{q_0}{kH}H$ и $h = cH$.

4. Определяется по табл. 11-6 поправочный коэффициент

$$b' = \frac{q}{q_0};$$

по зависимости $\frac{l_0}{n}$ и m_1

$$b' = \frac{q}{q_0} = \frac{2l_0\left(\frac{l_0}{M} - \sqrt{\frac{l_0^2}{M^2} - \frac{h^2}{M}}\right)}{h^2},$$

где $M = \frac{2m_1}{\sin\alpha} - \frac{1}{\sin^2\alpha}$ (берется из табл. 11-7);

q_0 — фильтрационный расход в предположении $h_0 = 0$.

5. Определяется фильтрационный расход $\frac{q}{k} = b'\frac{q_0}{k}$.

6. Определяется глубина $h_0 = \frac{q}{k\sin\alpha}$.

4. Решение системы уравнений (11-79) методом А. А. Угинчуса.

Для определения $\frac{q_1}{k}$, h_x, a_0 и l_x служат первые четыре уравнения (11-79), решение которых производится по методу, описанному для решения системы (11-78) с использованием тех же вспомогательных таблиц, а для нижней зоны служит уравнение V, после чего определяется по уравнению VI суммарный расход фильтрации.

[1] А. А. Угинчус, Расчет фильтрации через земляные плотины, 1940.

* l_0 — горизонтальная проекция кривой депрессии в средней части в случае земляной плотины с дренажем у подошвы низового откоса.

Таблица 11-5

$\frac{h}{H}=f\left(\frac{l_0}{H}\right)$ и $\frac{q}{kH}=f\left(\frac{l_0}{H}\right)$ (А. А. Угинчус)

$\frac{l_0}{H}$	$m=0$	$m=0,2$			$m=2,5$			$\frac{l_0}{H}$	$m=0$	$m=0,2$			$m=2,5$		
	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$		$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$
2,00	0,250	0,717	2,789	0,128	0,671	2,981	0,112	6,00	0,0833	0,896	6,696	0,0669	0,876	6,849	0,0639
2,20	0,227	0,738	2,981	0,124	0,695	3,165	0,110	6,20	0,0806	0,899	6,896	0,0652	0,879	7,050	0,0623
2,40	0,208	0,757	3,170	0,119	0,716	3,352	0,107	6,40	0,0781	0,902	7,095	0,0635	0,883	7,248	0,0709
2,60	0,192	0,773	3,363	0,115	0,734	3,532	0,104	6,60	0,0758	0,905	7,293	0,0620	0,886	7,449	0,0595
2,80	0,179	0,788	3,553	0,111	0,750	3,733	0,100	6,80	0,0735	0,908	7,489	0,0606	0,890	7,640	0,0582
3,00	0,167	0,800	3,750	0,107	0,765	3,922	0,0988	7,00	0,0714	0,910	7,692	0,0591	0,892	7,847	0,0568
3,20	0,156	0,812	3,941	0,103	0,778	4,113	0,0945	7,20	0,0694	0,913	7,886	0,0578	0,895	8,044	0,0557
3,40	0,147	0,822	4,136	0,0992	0,790	4,304	0,0924	7,40	0,0676	0,915	8,087	0,0566	0,898	8,240	0,0545
3,60	0,139	0,831	4,332	0,0958	0,800	4,500	0,0889	7,60	0,0658	0,917	8,288	0,0553	0,901	8,435	0,0534
3,80	0,132	0,839	4,529	0,0926	0,810	4,691	0,0862	7,80	0,0641	0,919	8,487	0,0541	0,903	8,638	0,0522
4,00	0,125	0,847	4,722	0,0897	0,818	4,890	0,0836	8,00	0,0625	0,921	8,685	0,0530	0,905	8,840	0,0512
4,20	0,119	0,853	4,924	0,0868	0,826	5,085	0,0812	8,20	0,0610	0,923	8,884	0,0519	0,908	9,031	0,0503
4,40	0,114	0,860	5,116	0,0840	0,834	5,276	0,0789	8,40	0,0595	0,925	9,081	0,0509	0,910	9,231	0,0493
4,60	0,109	0,866	5,312	0,0815	0,840	5,476	0,0767	8,60	0,0581	0,927	9,277	0,0499	0,912	9,430	0,0483
4,80	0,104	0,871	5,511	0,0790	0,847	5,670	0,0747	8,80	0,0568	0,928	9,483	0,0489	0,914	9,628	0,0475
5,00	0,100	0,875	5,714	0,0766	0,852	5,868	0,0727	9,00	0,0555	0,929	9,668	0,0470	0,915	9,836	0,0465
5,20	0,961	0,880	5,909	0,0745	0,858	6,061	0,0708	9,20	0,0543	0,931	9,882	0,0471	0,918	10,021	0,0458
5,40	0,0926	0,885	6,102	0,0725	0,863	6,257	0,0690	9,40	0,0532	0,933	10,075	0,0468	0,920	10,217	0,0450
5,60	0,0893	0,888	6,306	0,0704	0,867	6,459	0,0671	9,60	0,0521	0,934	10,278	0,0454	0,921	10,425	0,0442
5,80	0,0862	0,892	6,502	0,0686	0,871	6,659	0,0654	9,80	0,0510	0,935	10,481	0,0446	0,923	10,671	0,0432
								10,00	0,0500	0,936	10,683	0,0438	0,924	10,822	0,0427

$\frac{l_0}{H}$	$m=3,0$			$m=3,5$			$m=4,0$			$\frac{l_0}{H}$	$m=3,0$			$m=3,5$			$m=4,0$		
	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$		$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$
2,00	0,629	3,180	0,0989	0,591	3,384	0,0873	0,557	3,590	0,0776	6,00	0,856	7,009	0,0610	0,837	7,168	0,0584	0,818	7,335	0,0558
2,20	0,655	3,359	0,0975	0,618	3,560	0,0868	0,584	3,767	0,0776	6,20	0,860	7,209	0,0597	0,842	7,393	0,0572	0,824	7,524	0,0547
2,40	0,677	3,545	0,0958	0,642	3,738	0,0858	0,609	3,940	0,0772	6,40	0,865	7,399	0,0584	0,847	7,555	0,0560	0,829	7,720	0,0526
2,60	0,693	3,725	0,0937	0,663	3,922	0,0845	0,631	4,120	0,0765	6,60	0,869	7,595	0,0572	0,851	7,755	0,0549	0,834	7,914	0,0526
2,80	0,715	3,909	0,0913	0,680	4,100	0,0832	0,651	4,301	0,0757	6,80	0,872	7,798	0,0559	0,855	7,953	0,0537	0,838	8,114	0,0516
3,00	0,731	4,104	0,0981	0,700	4,286	0,0816	0,669	4,484	0,0746	7,00	0,876	7,991	0,0548	0,859	8,149	0,0527	0,843	8,304	0,0507
3,20	0,746	4,289	0,0869	0,715	4,475	0,0798	0,685	4,665	0,0735	7,20	0,879	8,191	0,0536	0,864	8,391	0,0515	0,848	8,549	0,0498
3,40	0,759	4,479	0,0847	0,730	4,657	0,0782	0,701	4,850	0,0722	7,40	0,882	8,390	0,0526	0,867	8,535	0,0498	0,855	8,696	0,0489
3,60	0,770	4,657	0,0823	0,742	4,852	0,0765	0,715	5,036	0,0710	7,60	0,885	8,587	0,0517	0,870	8,736	0,0493	0,855	8,889	0,0481
3,80	0,781	4,865	0,0803	0,745	5,040	0,0748	0,727	5,227	0,0695	7,80	0,888	8,784	0,0505	0,873	8,935	0,0489	0,858	9,091	0,0471
4,00	0,791	5,057	0,0782	0,765	5,229	0,0731	0,739	5,413	0,0683	8,00	0,891	8 979	0,0495	0,876	9,132	0,0480	0,861	9,491	0,0455
4,20	0,800	5,450	0,0762	0,774	5,426	0,0713	0,750	5,600	0,0669	8,20	0,893	9,182	0,0485	0,879	9,329	0,0471	0,864	9,491	0,0455
4,40	0,803	5,445	0,0742	0,784	5,612	0,0693	0,760	5,789	0,0653	8,40	0,896	9,375	0,0478	0,882	9,524	0,0463	0,865	9,677	0,0448
4,60	0,816	5,637	0,0724	0,792	5,803	0,0682	0,769	5,982	0,0643	8,60	0,898	9,577	0,0469	0,884	9,728	0,0454	0,871	9,874	0,0441
4,80	0,823	5,832	0,0706	0,800	6,000	0,0667	0,778	6,170	0,0630	8,80	0,900	9,778	0,0460	0,887	9,921	0,0447	0,873	10,080	0,0433
5,00	0,829	6,031	0,0692	0,807	6,196	0,0651	0,788	6,409	0,0615	9,00	0,902	9,978	0,0452	0,889	10,123	0,0439	0,876	10,273	0,0426
5,20	0,832	6,227	0,0670	0,814	6,383	0,0638	0,793	6,557	0,0605	9,20	0,904	10,176	0,0444	0,892	10,313	0,0432	0,879	10,466	0,0420
5,40	0,841	6,421	0,0655	0,820	6,583	0,0628	0,800	6,750	0,0592	9,40	0,907	10,363	0,0437	0,894	10,514	0,0425	0,881	10,669	0,0413
5,60	0,847	6,611	0,0640	0,826	6,779	0,0610	0,805	6,948	0,0580	9,60	0,909	10,572	0,0431	0,896	10,714	0,0418	0,883	10,872	0,0406
5,80	0,851	6,815	0,0624	0,832	6,971	0,0595	0,813	7,143	0,0570	9,80	0,910	10,769	0,0422	0,898	10,913	0,0411	0,886	11,060	0,0400
										10,00	0,912	10,955	0,0416	0,900	11,111	0,0405	0,888	11,261	0,0394

$\frac{l_0}{H}$	$m=4,5$			$m=5,0$			$\frac{l_0}{H}$	$m=4,5$			$m=5,0$		
	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$		$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{l_0}{h}$	$\frac{q}{kH}$
2,00	0,525	3,795	0,0689	0,496	4,032	0,0615	6,00	0,800	7,500	0,0533	0,782	7,673	0,0509
2,20	0,553	3,978	0,0695	0,525	4,189	0,0627	6,20	0,805	7,692	0,0524	0,788	7,868	0,0501
2,40	0,578	4,152	0,0697	0,550	4,364	0,0630	6,40	0,812	7,882	0,0515	0,794	8,080	0,0492
2,60	0,601	4,326	0,0695	0,574	4,529	0,0635	6,60	0,817	8,078	0,0506	0,800	8,250	0,0485
2,80	0,622	4,502	0,0691	0,595	4,706	0,0632	6,80	0,822	8,272	0,0497	0,805	8,447	0,0476
3,00	0,642	4,678	0,0684	0,615	4,878	0,0630	7,00	0,827	8,464	0,0488	0,810	8,642	0,0469
3,20	0,659	4,856	0,0678	0,633	5,055	0,0626	7,20	0,831	8,662	0,0479	0,815	8,834	0,0461
3,40	0,674	5,044	0,0668	0,649	5,239	0,0619	7,40	0,835	8,862	0,0471	0,820	9,024	0,0454
3,60	0,680	5,225	0,0659	0,664	5,422	0,0613	7,60	0,839	9,058	0,0463	0,824	9,223	0,0447
3,80	0,715	5,413	0,0468	0,678	5,605	0,0605	7,80	0,843	9,253	0,0455	0,828	9,420	0,0439
4,00	0,726	5,594	0,0639	0,691	5,789	0,0597	8,00	0,847	9,445	0,0448	0,833	9,604	0,0433
4,20	0,737	5,785	0,0628	0,703	5,974	0,0588	8,20	0,850	9,647	0,0440	0,836	9,809	0,0426
4,40	0,747	5,970	0,0619	0,712	6,109	0,0582	8,40	0,854	9,836	0,0434	0,840	10,000	0,0420
4,60	0,751	6,158	0,0606	0,725	6,345	0,0572	8,60	0,857	10,035	0,0427	0,844	10,189	0,0412
4,80	0,756	6,349	0,0595	0,735	6,530	0,0563	8 80	0,860	10,232	0,0420	0,847	10,369	0,0407
5,00	0,764	6,544	0,0584	0,744	6,720	0,0553	9,00	0,863	10,428	0,0414	0,850	10,588	0,0401
5,20	0,772	6,736	0,0573	0,753	6,906	0,0545	9,20	0,866	10,623	0,0407	0,853	10,785	0,0395
5,40	0,780	6,923	0,0563	0,761	7,096	0,0536	9,40	0,869	10,817	0,0402	0,856	10,961	0,0390
5,60	0,787	7,115	0,0553	0,768	7,292	0,0526	9,60	0,871	11,021	0,0395	0,859	11,175	0,0384
5,80	0,794	7,305	0,0543	0,775	7,484	0,0518	9,80	0,874	11,212	0,0390	0,862	11,368	0,0379
							10,00	0,876	11,415	0,0384	0,864	11,574	0,0373

Таблица 11-6

Значение поправочного коэффициента $b' = \frac{q}{q_0}$
(А. А. Угинчус)

$\frac{l_0}{h}$	$m_1 = 1{,}0$	$m_1 = 2{,}0$	$m_1 = 3{,}0$	$m_1 = 4{,}0$	$m_1 = 5{,}0$
2,0	1,058	—	—	—	—
2,2	1,047	—	—	—	—
2,4	1,039	—	—	—	—
2,6	1,033	—	—	—	—
2,8	1,028	—	—	—	—
3,0	1,021	1,143	—	—	—
3,5	1,017	1,097	—	—	—
4,0	1,014	1,071	—	—	—
4,5	1,010	1,057	1,139	—	—
5,0	—	1,042	1,111	—	—
5,5	—	1,035	1,088	—	—
6,0	—	1,028	1,073	1,288	—
6,5	—	1,023	1,059	1,247	—
7,0	—	1,020	1,050	1,222	1,177
7,5	—	1,018	1,044	1,083	1,146
8,0	—	1,016	1,038	1,072	1,123
8,5	—	1,014	1,034	1,062	1,107
9,0	—	1,012	1,031	1,055	1,092
9,5	—	1,009	1,026	1,049	1,081
10,0	—	—	1,020	1,044	1,072
11,0	—	—	1,018	1,035	1,058
12,0	—	—	1,016	1,030	1,049
13,0	—	—	1,014	1,026	1,040
14,0	—	—	1,012	1,022	1,034
15,0	—	—	1,010	1,018	1,029
16,0	—	—	—	1,016	1,026
17,0	—	—	—	1,014	1,028
18,0	—	—	—	1,013	1,020
19,0	—	—	—	1,012	1,018
20,0	—	—	—	1,011	1,016

Таблица 11-7

Значения коэффициента $M = \frac{2m_1}{\sin\alpha} - \frac{1}{\sin^2\alpha}$
(А. А. Угинчус)

m_1	α	$\sin\alpha$	M	m_1	α	$\sin\alpha$	M
1,0	45°	0,707	0,83	3,5	16°	0,276	12,22
1,5	35°40′	0,504	2,16	4,0	14°	0,242	15,95
2,0	26°30′	0,446	3,94	4,5	12°13′	0,216	20,24
2,5	21°50′	0,372	6,21	5,0	11°21′	0,197	25,03
3,0	18°30′	0,317	8,97				

в) Плотина с ядром

Коэффициент фильтрации грунта, составляющего ядро плотины, обычно значительно меньше коэффициента фильтрации грунта самой плотины Поэтому кривая депрессии в пределах толщины ядра имеет значительно бо́льший гидравлический градиент, чем в остальной части среднего участка (рис 11 43).

Основой для построения кривой депрессии в рассматриваемом случае и определения фильтрационного расхода служит замена грунта ядра плотины грунтом с одинаковым с основной массой плотины коэффициентом фильтрации Такая замена влечет за собой

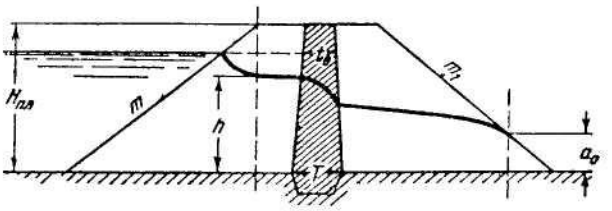


Рис. 11-43.

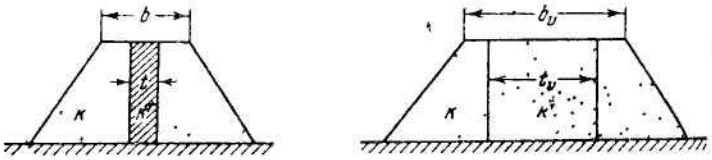


Рис. 11-44.

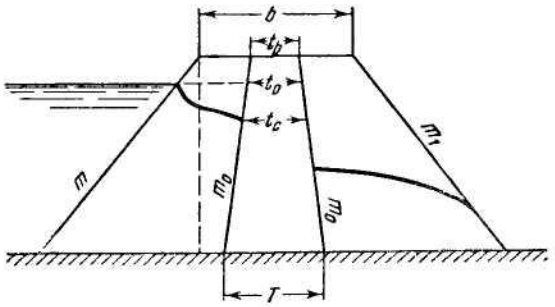


Рис. 11 45

необходимость вводить в расчет вместо истинной толщины ядра такую толщину, при которой получается та же потеря, что и при истинном коэффициенте фильтрации ядра Новая толщина ядра, введенная для облегчения расчетов акад Н Н Павловским, названа им виртуальной длиной фильтрационного потока

После введения вместо толщины ядра виртуальной длины получаем плотину несколько уширенного профиля, но из однородного грунта, расчет которой производится по методам, изложенным выше Построив кривую депрессии для нового профиля однородной плотины, обратной заменой виртуальной длины на толщину ядра чисто графически можно построить истинную кривую депрессии для плотины с ядром

I. Формулы для виртуальных длин.

1. *Для плотины с прямоугольным ядром толщиной t* (рис 11-44)

$$t_v = \alpha t = \frac{k}{k'} t, \qquad (11\text{-}80)$$

где t_v — виртуальная длина;

t — толщина ядра,

k — коэффициент фильтрации грунта плотины,

k' — коэффициент фильтрации грунта ядра.

II. *Для плотины с ядром трапецеидальной формы* (рис 11-45). Толщина трапецеидального ядра по высоте фильтрационного потока переменная. Акад. Н. Н. Павловским вводится в расчет „средняя толщина ядра" (рис. 11-45)

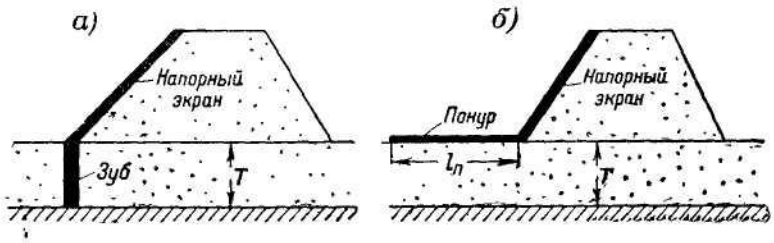


Рис. 11-46.

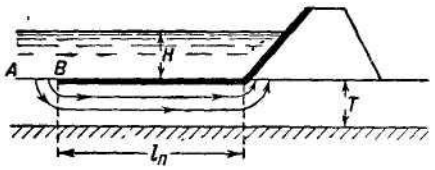


Рис. 11-47.

$$t_{ср} = \frac{t_c^{\circ} + T}{2}, \qquad (11\text{-}81)$$

где t_c — толщина ядра на отметке глубины фильтрационного потока h_c у напорной грани ядра;

T — толщина ядра у основания плотины.

Так как t_c до построения кривой депрессии бывает неизвестной, акад. Н. Н. Павловский предлагает в начале расчета $t_{ср}$ принимать по формуле

$$t_{ср} = \frac{t_0 + T}{2}, \qquad (11\text{-}82)$$

где t_0 — толщина ядра на отметке горизонта воды в верхнем бьефе.

После того как будет построена кривая депрессии по этому значению средней толщины ядра, определится также и t_c и, следовательно, может быть определена более точная величина $t_{ср}$ по формуле (11-81).

Достаточно просто эта задача решается по способу А. А. Угинчуса с использованием составленных им таблиц [см. «Решения системы уравнений (11-78) методом А. А. Угинчуса»].

Применение способа А. А. Угинчуса ясно из примера [1].

Пример. $H_{пл} = 10{,}0$ *м*; $H = 9{,}0$ *м*; $L = 60$ *м*; $m = 3{,}0$; $m_1 = 2{,}5$.

Ширина плотины поверху $b = 5{,}0$ *м*; средняя толщина ядра 2,25 *м*; отношение коэффициентов фильтрации ядра и тела плотины $\sigma = \frac{k'}{k} = 10$.

Приведя все тело плотины к одному эквивалентному коэффициенту фильтрации, определим ширину по основанию такой „эквивалентной" плотины. Эта ширина будет равна:

$$L_v = mH_{пл} + m_1 H_{пл} + \sigma t_{ср} + (b - t_{ср}) = 80{,}25 \text{ м}.$$

Тогда

$$l_0 = L_v - (m + \alpha) H = 80.25 - (3 + 0{,}3)\,9 = 50{,}55 \text{ м};$$

$$\frac{l_0}{H} = \frac{50{,}55}{9} = 5{,}62;$$

для $m = 3$ по табл. 11-6 имеет:

$$\frac{q_0}{kH} = 0{,}0638; \quad \frac{h}{H} = 0{,}848 \text{ и } \frac{l_0}{h} = 6{,}62.$$

По табл. 11-7 $M = 6{,}21$. Поправочный коэффициент

$$b' = \frac{q}{q_0} = \frac{2l_0}{h}\left(\frac{l_0}{Mh} - \sqrt{\frac{l_0^2}{M^2h^2} - \frac{1}{M}}\right) = 1{,}06.$$

Определяем фильтрационный расход:

$$\frac{q_0}{kH} = 0{,}0638; \quad \frac{q}{k} = 0{,}0638 \cdot 1{,}06 \cdot 9 = 0{,}606 \text{ м}.$$

[1] Пример и решение приводятся из книги А. А. Угинчуса «Расчет фильтрации через земляные плотины».

г) Плотина с экраном

Экран делается из слабопроницаемого для воды материала (глинобетон) с меньшим коэффициентом фильтрации, чем у грунта тела плотины. Аналогично расчету фильтрации через ядро плотины в случае плотины с ядром при расчете фильтрации через экран акад. Н. Н. Павловским вводится осреднение толщины экрана по формуле (11-83), и расчет производится в предположении постоянства толщины экрана по высоте:

$$\delta = \frac{\delta_0 + \Delta}{2}, \qquad (11\text{-}83)$$

где δ — средняя толщина экрана;

δ_0 — толщина на отметке уровня воды в верхнем бьефе;

Δ — толщина экрана у основания плотины.

Решение этой задачи дается акад. Н. Н. Павловским в двух вариантах: 1) непосредственным составлением системы фильтрационных уравнений с учетом разнородности коэффициентов фильтрации экрана и тела плотины и 2) заменой плотины с экраном «эквивалентной плотиной» из однородного грунта так называемым «виртуальным способом».

Так как введением виртуальной толщины экрана получаем плотину из однородного грунта, то метод решения тот же, что и метод решения, изложенный в § 11-7, п. «б».

Расчет фильтрации через плотину с экраном после замены экрана по «виртуальному методу» и приведения задачи к расчету эквивалентной плотины с однородным грунтом значительно упрощается, если пользоваться методом А. А. Угинчуса и составленными им вспомогательными таблицами (§ 11-7, п. «б», табл. 11-5).

д) Фильтрация под понуром (по А. А. Угинчусу)

При устройстве земляной плотины на проницаемом основании применяются два способа для уменьшения фильтрации через грунт основания. Именно: 1) устройство зуба, доходящего до водонепроницаемого пласта (рис. 11-46,*а*), при малой мощности водопроницаемого слоя и 2) устройство понура (рис. 11-46,*б*).

Обычно длина устраиваемого понура бывает значительна и отношение толщины водопроницаемого слоя основания к длине понура не превышает

$$\frac{T}{l_п} < 0{,}25.$$

Понур и напорный экран плотины составляют одно целое (рис. 11-46) и делаются либо из практически непроницаемого материала (бетона), либо из слабо проницаемых материалов (глинобетон).

Если понур водонепроницаем, то фильтрационный поток начинается на площади дна верхнего бьефа, не защищенной понуром *AB*, и движение фильтрационного потока под понуром можно считать плоскопараллельным (рис. 11-47).

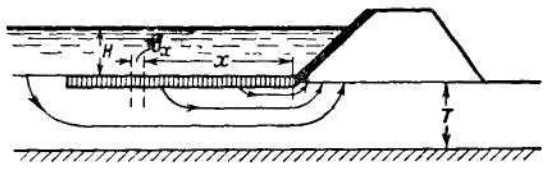


Рис. 11-48.

Расход фильтрации в этом случае определяется по формуле

$$q = \frac{HTk_0}{l_п}, \qquad (11\text{-}84)$$

где q — расход на единицу ширины понура;
T — мощность водопроницаемого слоя;
k_0 — коэффициент фильтрации грунта основания;
$l_п$ — длина понура, а для градиента имеем:

$$J = \frac{H}{l_п}.$$

В случае водопроницаемого понура расход фильтрации под понуром постепенно увеличивается, что изображено на рис. 11-48 увеличением числа линий тока при приближении потока фильтрации к нижнему бьефу.

Выделяя в расстоянии x от конца понура элементарный участок dx, А. А. Угинчус составляет дифференциальное уравнение для фильтрационного напора H_x, при интегрировании которого при учете пограничных условий получаются формулы для напора, градиента и расхода для любого сечения потока.

При принятых обозначениях.

k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации грунтов понура и основания;

t и T — толщины понура и водопроницаемого пласта и основания;

$l_п$ — длина понура;

H — напор в начале понура, равный глубине воды в верхнем бьефе; для сечения в расстоянии x от конца понура имеем:

формула для фильтрационного напора

$$H_x = H\left\{1 - \left[1 - \frac{1}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}}\right] e^{\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x} - \frac{e^{-\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x}}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}}\right\}; \qquad (11\text{-}85)$$

формула для градиента

$$J_x = H\left[\frac{\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\, e^{-\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x}}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}} - \left(1 - \frac{1}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}}\right) e^{\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x} \sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\right]; \qquad (11\text{-}86)$$

формула для расхода фильтрации

$$q = k_2TJ_x = k_2TH\left[\frac{\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\, e^{-\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x}}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}} - \left(1 - \frac{1}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}}\right) e^{\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,x} \sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\right]. \qquad (11\text{-}87)$$

Для сечения в конце понура ($x = 0$):

$H_0 = 0$;

$$J_0 = H\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\left[\frac{2}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}} - 1\right]; \qquad (11\text{-}88)$$

$$q_0 = k_2TH\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\left[\frac{2}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}\,l_п}} - 1\right]. \qquad (11\text{-}89)$$

При бесконечно длинном понуре ($x = \infty$):

$$\left.\begin{aligned} J_0 &= H\sqrt{\frac{k_1}{k_2tT}}, \\ q_0 &= H\sqrt{\frac{k_1k_2T}{t}}. \end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}90)$$

Формулы (11-90) показывают, что достичь полного прекращения фильтрации под понуром увеличением его длины невозможно, и следует ограничивать длину понура величиной, при которой дальнейшее увеличение длины понура не влечет за собой эффективного снижения градиента и расхода фильтрации.

е) Плотина с экраном и понуром и обратным фильтром в основании низового откоса

(по проф. А. А. Угинчусу)
(рис. 11-49)

Рассматриваемая схема расчета предполагает равенство коэффициентов фильтрации грунта плотины и основания. Если указанные коэффициенты не равны, т. е. $k_1 \neq k_2$, где k_1 и k_2 — коэффициенты фильтрации грунтов плотины и основания, то грунт основания заменяется грунтом плотины соответственным изменением мощности пласта. Производится замена основания «эквивалентной толщиной» по формуле

$$T_э = \frac{k_2}{k_1}T,$$

и далее расчет фильтрации производится по излагаемой здесь схеме.

Система фильтрационных уравнений:

$$\left.\begin{aligned}
&\text{I.}\quad \frac{2q}{k_2}(B - mh_1) = h_1^2 + 2Th_1;\\
&\text{II.}\quad q = q_п + q_0;\\
&\text{III.}\quad q_п = H_п\sqrt{\frac{k_1k_2T}{t}}\times\\
&\qquad\times\left[\frac{2}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1}{k_2}\frac{T}{t}}\,l_п}} - 1\right];\\
&\text{IV.}\quad H_п = H - h_1;\\
&\text{V.}\quad q_0 = \frac{k_0(H^2 - h_1^2)}{2\delta\sin\varphi},
\end{aligned}\right\}\quad (11\text{-}91)$$

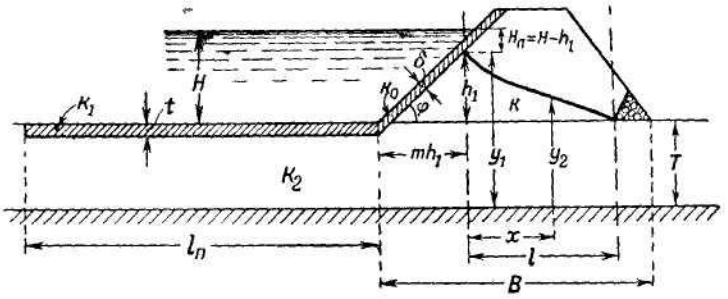


Рис. 11-49.

где приняты обозначения:

k_0, k_1, k_2 — коэффициент фильтрации грунтов экрана, понура и основания;

q_0 и $q_п$ — фильтрационные расходы через экран и под понуром,

q — суммарный расход в теле и основании плотины;

H — напор перед плотиной;

h_1 — фильтрационный напор непосредственно за экраном;

$H_п$ — фильтрационный напор в конце понура;

δ, t и T — толщина экрана, понура и водопроницаемого пласта основания;

φ — угол наклона экрана к горизонту;

m — коэффициент заложения откоса с напорной стороны плотины.

Уравнение I системы (11-91) является уравнением для участка безнапорного движения (от начала кривой депрессии в теле плотины до фильтра у низового откоса).

Уравнение II связывает расход фильтрации под понуром и через экран.

Уравнение III выражает расход под понуром.

Уравнение IV определяет потерю напора при фильтрации под понуром (при пренебрежении потерей напора на пути mh_1).

Уравнение V определяет расход фильтрации через экран как сумму двух расходов — расхода фильтрации на верхнем участке экрана (от свободной поверхности с глубиной H до точки начала кривой депрессии с глубиной h_1) и расхода фильтрации через нижнюю часть экрана. Это уравнение составлено по акад. Н. Н Павловскому.

Искомыми величинами в системе уравнений (11-91) являются q, q_0, $q_п$, h_1 и $H_п$, определением которых устанавливаются расход фильтрации и форма кривой депрессии в плотине.

Проф. А А. Угинчус приводит систему (11-91) к одному кубическому уравнению относительно h_1 вида

$$h_1^3 + ah_1^2 + bh_1 + c = 0, \qquad (11\text{-}92)$$

где

$$a = \frac{2\alpha mP\delta\sin\varphi - k\delta\sin\varphi - Bk_0}{k_0m};$$

$$b = -\frac{2\alpha PB\delta\sin\varphi + 2mHP\delta\sin\varphi + k_0mH^2 + 2kT\delta\sin\varphi}{k_0m};$$

$$c = \frac{BH}{k_0m}(2P\delta\sin\varphi + k_0H);$$

$$\alpha = 1 + \frac{Hm}{L};$$

m — коэффициент заложения откоса;

φ — угол наклона линии откоса к горизонту;

$$P = k_1\sqrt{\frac{k_1T}{k_2t}}\left[\frac{2}{1 - e^{-2\sqrt{\frac{k_1T}{k_2t}}\frac{l_п}{T}}} - 1\right].$$

Величины H, B, T, L, t и $l_п$ указаны на рис. 11-49.

Для определения постоянной P А. А. Угинчусом составлена таблица (см. табл. 11-8) для различных значений $m_0 = \sqrt{\frac{k_1T}{k_2t}}$, принимаемых постоянными.

Уравнение (11-92) на практике решается подбором, далее по формуле I системы (11-91) определяется расход $q = \frac{(h_1^2 + 2Th_1)k}{2(B - mh_1)}$.

Кривая депрессии в теле плотины строится по уравнению

$$\frac{2q}{k}x = (h_1 + T)^2 - (h_2 + T)^2,$$

где x — расстояние между сечениями с глубинами;

h_1 и h_2 — начальной и искомой.

Для облегчения решения кубического уравнения (11-92) А. А. Угинчус рекомендует следующий способ последовательного приближения.

В уравнении I системы (11-91) первоначально принимается $mh_1 = 0$, тогда

$$\frac{2q}{k_2}B = h_1^2 + 2Th_1,$$

и после исключения из этого и II, III и V уравнений расхода q получается для h_1 формула

$$h_1 = -\frac{\alpha BP + kT}{\frac{Bk_0}{\delta\sin\varphi} + k} + \sqrt{\left(\frac{\alpha BP + kT}{\frac{Bk_0}{\delta\sin\varphi} + k}\right)^2 + \frac{BH\left(2P + \frac{k_0H}{\delta\sin\varphi}\right)}{\frac{Bk_0}{\delta\sin\varphi} + k}}. \qquad (11\text{-}93)$$

Определив первое приближенное значение h_1' по формуле (11-93), далее повторяются вычисления по формуле (11-93), но вместо B подставляется значение $(B - mh_1')$ (где h_1' — глубина, определенная по первому приближению) и определяется новое уточненное значение h_1'', и этот процесс можно продолжить несколько раз и получить достаточно точное значение h, которое будет удовлетворять кубическому уравнению (11-92).

ж) Плотина при наличии дренажа

Устройство дренажа у низового откоса снижает кривую депрессии и тем самым предупреждает выклинивание ее на низовом откосе (рис. 11-50). Вследствие этого кривая депрессии состоит из двух участков — AE и EC.

Система фильтрационных уравнений для наиболее общего случая, когда $h_0 > 0$ (акад. Н. Н. Павловский) (рис. 11-50):

$$\left.\begin{aligned} &\text{I.}\quad \frac{q}{k} = \frac{H_{пл} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{пл}}{H_{пл} - h}; \\ &\text{II.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_0^2}{2s_\partial}, \end{aligned}\right\} \quad (11\text{-}94)$$

где q — расход фильтрации на 1 *пог. м* длины плотины;

k — коэффициент фильтрации грунта плотины;

$H_{пл}$ — высота плотины;

h_0 — высота, соответствующая уровню воды в дренаже и равная глубине воды в нижнем бьефе;

$$d_0 = H_{пл} - H_в,$$

где $H_в$ — глубина воды в верхнем бьефе;

s_∂ — расстояние от раздельной линии *1 — 1* до дренажа;

m — коэффициент заложения верхового откоса;

h — ордината депрессионной кривой в раздельном сечении *1—1*.

Расчет состоит в определении расхода фильтрации и формы кривой депрессии $h = f(x)$.

Для случая отсутствия воды в нижнем бьефе $h_0 = 0$ (рис. 11-51) система уравнений будет:

$$\left.\begin{aligned} &\text{I.}\quad \frac{q}{k} = \frac{H_{пл} - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_{пл}}{H_{пл} - h}; \\ &\text{II.}\quad \frac{q}{k} = \frac{h^2}{2s_\partial}, \end{aligned}\right\} \quad (11\text{-}95)$$

где обозначения те же, что и в системе уравнений (11-94). Способ решения систем уравнений (11-94) и (11-95) один и тот же.

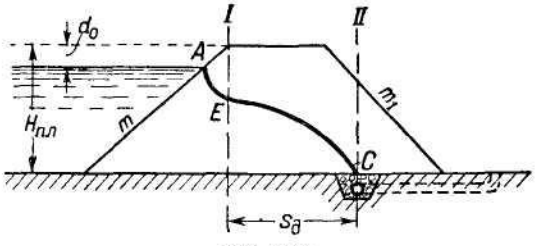


Рис. 11-50.

Для случая $h_0 > 0$ исключение из обоих уравнений системы (11-94) $\frac{q}{k}$ дает:

$$h = \sqrt{\frac{2s_\partial}{m}(H_{пл} - d_0 - h)\ln\frac{H_{пл}}{H_{пл} - h} + h_0^2} = \sqrt{F}, \quad (11\text{-}96)$$

где

$$F = \frac{2s_\partial}{m}(H_{пл} - d_0 - h)\ln\frac{H_{пл}}{H_{пл} - h} + h_0^2 = f(h). \quad (11\text{-}97)$$

Нахождение величины h можно производить (по акад. Н. Н. Павловскому) графическим способом, именно: для различных значений h определяется величина $\sqrt{F}$ и строится график $\sqrt{F} = f(h)$ (рис. 11-52), но так как $h = \sqrt{F}$, то искомая величина $h_{иск}$ должна находиться также на луче, проведенном через начало координат под углом 45°; следовательно, $h_{иск}$ определится по пересечению луча с графиком $\sqrt{F} = f(h)$. Определив, таким образом, h, далее по уравнению II системы (11-94) определяют расход q.

Построение кривой депрессии на участке s_∂ проводится по методу акад. Н. Н. Павловского для случая движения грунтовых вод при нулевом уклоне дна по формуле

$$y^2 = h^2 - \frac{2q}{k}x.$$

Для случая $h_0 = 0$ ход решения задачи тот же, только h определяется по формуле

$$h = \sqrt{\frac{2s_\partial}{m}(H_{пл} - d_0 - h)\ln\frac{H_{пл}}{H_{пл} - h}} = \sqrt{F}. \quad (11\text{-}98)$$

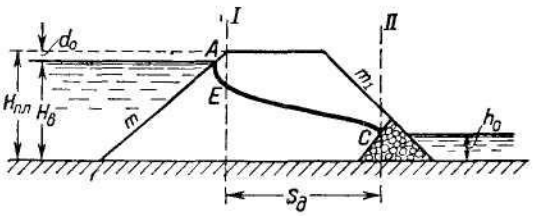


Рис. 11-51.

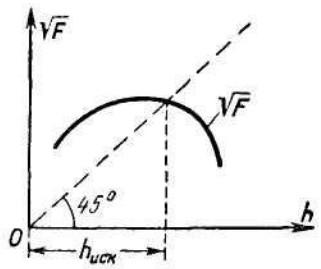


Рис. 11-52.

Таблица 11-8

Значение функции $P=f\left(m_0, \frac{l_п}{T}\right)$, применяющейся при расчете фильтрации через понуры земляных плотин (А. А. Угинчус)

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0
1,00	1,0007	1,0002	1,0000	1,0000	—	—	—	—	—
0,95	0,9509	0,9503	0,9501	0,9500	0,9500	—	—	—	—
0,90	0,9014	0 9005	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	—	—	—
0,85	0,8519	0,8509	0,8503	0,8500	0,8500	0,8500	0,8500	—	—
0,80	0,8027	0,8013	0,8005	0,8003	0,8002	0,8001	0,8000	0,8000	—
0,75	0,7536	0,7518	0,7509	0,7505	0,7502	0,7500	0,7500	0,7500	—
0,70	0,7052	0,7027	0,7013	0,7007	0,7003	0,7001	0,7000	0,7000	0,7000
0,65	0,6572	0,6538	0,6520	0,6510	0,6506	0,6503	0,6501	0,6501	0,6500
0,60	0,6099	0,6054	0,6029	0,6017	0,6010	0,6005	0,6002	0,6001	0,6000
0,55	0,5637	0,5579	0,5545	0,5526	0,5515	0,5509	0,5506	0,5503	0,5502
0,50	0,5186	0,5112	0,5067	0,5042	0,5024	0,5015	0,5009	0,5006	0,5003
0,45	0,4752	0,4659	0,4601	0,4665	0,4541	0,4526	0,4518	0,4511	0,4507
0,40	0,4340	0,4224	0,4149	0,4100	0,4066	0,4044	0,4030	0,4019	0,4013
0,35	0,3953	0,3813	0,3718	0,3652	0,3606	0,3575	0,3553	0,3537	0,3526
0,30	0,3599	0,3420	0,3314	0,3230	0,3168	0,3124	0,3091	0,3067	0,3050
0,25	0,3283	0,3089	0,2947	0,2841	0,2762	0,2702	0,2657	0,2620	0,2593
0,20	0,3007	0,2792	0,2626	0,2498	0,2351	0,2321	0,2559	0,2209	0,2170
0,15	0,2855	0,2550	0,2362	0,2213	0,2094	0,1998	0,1919	0,1853	0,1763
0,10	0,2619	0,2370	0,2164	0,1998	0,1904	0,1749	0,1655	0,1574	0,1503
0,05	0,2533	0,2259	0,2041	0,1864	0,1716	0,1592	0,1486	0,1395	0,1316
0,01	0,2502	0,2224	0,2002	0,1820	0,1669	0,1541	0,1431	0,1336	0,1253
0,009	0,2502	0,2223	0,2002	0,1820	0,1668	0,1540	0,1430	0,1335	0,1252
0,008	0,2501	0,2223	0,2002	0,1819	0,1668	0,1540	0,1430	0,1335	0,1252
0,007	0,2501	0,2223	0,2001	0,1819	0,1668	0,1540	0,1429	0,1335	0,1251
0,006	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1668	0,1539	0,1429	0,1334	0,1251
0,005	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1668	0,1539	0,1429	0,1334	0,1251
0,004	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1667	0,1539	0,1429	0,1334	0,1251
0,003	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1667	0,1539	0,1429	0,1334	0,1251
0,002	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1667	0,1539	0,1429	0,1334	0,1251
0,001	0,2501	0,2223	0,2000	0,1819	0,1666	0,1538	0,1428	0,1334	0,1251
0,0009	0,2501	0,2223	0,2000	0,1818	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0008	0,2501	0,2222	0,2000	0,1818	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0007	0,2501	0,2222	0,1999	0,1818	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0006	0,2501	0,2222	0,1999	0,1818	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0005	0,2501	0,2222	0,1999	0,1818	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0004	0,2500	0,2222	0,1999	0,1817	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0003	0,2500	0,2222	0,1998	0,1816	0,1666	0,1538	0,1428	0,1333	0,1250
0,0002	0,2500	0,2221	0,1998	0,1816	0,1666	0,1537	0,1428	0,1332	0,1249
0,0001	0,2500	0,2220	0,1998	0,1816	0,1666	0,1537	0,1428	0,1332	0,1249

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	8,5	9,0	9,5	10,0	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5
1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,95	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,85	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,75	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,65	0,6500	—	—	—	—	—	—	—	—
0,60	0,6000	—	—	—	—	—	—	—	—
0,55	0,5501	0,5501	0,5500	—	—	—	—	—	—
0,50	0,5002	0,5001	0,5001	0,5001	0,5000	—	—	—	—

Продолжение табл. 11-8

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5	16,0
0,003	0,07694	0,07412	0,07148	0,06901	0,06671	0,06455	0,06255
0,002	0,07696	0,07410	0,07145	0,06900	0,06668	0,06454	0,06252
0,001	0,07695	0,07409	0,07143	0,06900	0,06668	0,06453	0,06252
0,0009	0,07695	0,07409	0,07143	0,06900	0,06668	0,06453	0,06252
0,0008	0,07695	0,07409	0,07143	0,06900	0,06668	0,06453	0,06251
0,0007	0,07695	0,07409	0,07143	0,06900	0,06668	0,06453	0,06251
0,0006	0,07690	0,07400	0,07143	0,06900	0,06667	0,06452	0,06251
0,0005	0,07690	0,07400	0,07143	0,06998	0,06666	0,06452	0,06250
0,0004	0,07690	0,07400	0,07143	0,06898	0,06666	0,06452	0,06250
0,0003	0,07690	0,07400	0,07143	0,06898	0,06666	0,06452	0,06249
0,0002	0,07690	0,07400	0,07143	0,06897	0,0666	0,06452	0,06248
0,0001	0,07690	0,07397	0,07142	0,06896	0,0666	0,06449	0,06244

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	16,5	17,0	17,5	18,0	18,5	19,0	19,5	20,0
1,00	—	—	—	—	—	—	—	—
0,95	—	—	—	—	—	—	—	—
0,90	—	—	—	—	—	—	—	—
0,85	—	—	—	—	—	—	—	—
0,80	—	—	—	—	—	—	—	—
0,75	—	—	—	—	—	—	—	—
0,70	—	—	—	—	—	—	—	—
0,65	—	—	—	—	—	—	—	—
0,60	—	—	—	—	—	—	—	—
0,55	—	—	—	—	—	—	—	—
0,50	—	—	—	—	—	—	—	—
0,45	—	—	—	—	—	—	—	—
0,40	—	—	—	—	—	—	—	—
0,35	—	—	—	—	—	—	—	—
0,30	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25	0,2501	0,2500	—	—	—	—	—	—
0,20	0,2006	0,2004	0,2004	0,2032	0,2002	0,2002	0,2002	0,2002
0,15	0,1521	0,1518	0,1515	0,1514	0,1512	0,1510	0,1509	0,1507
0,10	0,1077	0,1069	0,1062	0,1056	0,1051	0,1046	0,1041	0,1037
0,05	0,07377	0,07234	0,07103	0,06981	0,06865	0,0675	0,06659	0,06565
0,01	0,06115	0,05939	0,05712	0,05616	0,05467	0,05326	0,05193	0,05066
0,009	0,06105	0,05928	0,05762	0,05604	0,05455	0,05314	0,05181	0,05954
0,008	0,06096	0,05918	0,05751	0,05594	0,05445	0,05304	0,05170	0,05042
0,007	0,06088	0,05910	0,05742	0,05585	0,05436	0,05294	0,05160	0,05033
0,006	0,06080	0,05903	0,05735	0,05577	0,05428	0,05286	0,05152	0,05003
0,005	0,06074	0,05896	0,05733	0,05571	0,05421	0,05279	0,05145	0,05017
0,004	0,06068	0,05892	0,05724	0,05566	0,05416	0,05274	0,05139	0,05010
0,003	0,06066	0,05888	0,05720	0,05561	0,05411	0,05269	0,05134	0,05005
0,002	0,06064	0,05884	0,05717	0,05561	0,05408	0,05268	0,05134	0,05003
0,001	0,06063	0,05884	0,05717	0,05558	0,05408	0,05265	0,05129	0,05002
0,0009	0,06062	0,05884	0,05716	0,05558	0,05408	0,05265	0,05130	0,05002
0,0008	0,06062	0,05884	0,05716	0,05558	0,05408	0,05265	0,05130	0,05002
0,0007	0,06062	0,05883	0,05715	0,05557	0,05407	0,05265	0,05129	0,05002
0,0006	0,06061	0,05882	0,05715	0,05556	0,05406	0,05264	0,05129	0,05001
0,0005	0,06061	0,05881	0,05714	0,05555	0,05406	0,05264	0,05130	0,05001
0,0004	0,06060	0,05881	0,05714	0,05555	0,05406	0,05263	0,05130	0,05001
0,0003	0,06060	0,05880	0,05714	0,05555	0,05406	0,05260	0,05130	0,05000
0,0002	0,06060	0,05880	0,05713	0,05555	0,05406	0,05260	0,05130	0,05000
0,0001	0,06060	0,05880	0,05713	0,05555	0,05406	0,05260	0,05130	0,05000

Продолжение табл. 11-8

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	8,5	9,0	9,5	10,0	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5
0,45	0,4505	0,4502	0,4502	0,4501	0,4501	0,4500	—	—	—
0,40	0,4009	0,4006	0,4004	0,4002	0,4002	0,4001	0,4001	0,4000	0,4000
0,35	0,3518	0,3514	0,3509	0,3503	0,3505	0,3504	0,3501	0,3501	0,3501
0,30	0,3037	0,3027	0,3020	0,3014	0,3012	0,3008	0,3006	0,3005	0,3004
0,25	0,2572	0,2556	0,2544	0,2534	0,2526	0,2521	0,2516	0,2412	0,2510
0,20	0,2138	0,2112	0,2092	0,2074	0,2061	0,2050	0,2041	0,2033	0,2027
0,15	0,1754	0,1716	0,1684	0,1637	0,1634	0,1615	0,1598	0,1584	0,1572
0,10	0,1447	0,1396	0,1352	0,1313	0,1279	0,1249	0,1200	0,1200	0,1179
0,05	0,1246	0,1185	0,1131	0,1082	0,1038	0,0999	0,9634	0,09518	0,09015
0,01	0,1179	0,1114	0,1056	0,1003	0,09558	0,09128	0,08733	0,08373	0,09041
0,009	0,1178	0,1113	0,1055	0,1002	0,09551	0,09120	0,08726	0,08366	0,08084
0,008	0,1178	0,1113	0,1054	0,1002	0,09550	0,09113	0,08720	0,08359	0,08026
0,007	0,1177	0,1112	0,1054	0,1001	0,09540	0,09109	0,08715	0,08352	0,08020
0,006	0,1177	0,1112	1,1054	0,1001	0,09540	0,09109	0,08715	0,08352	0,08020
0,005	0,1177	0,1112	0,1054	0,1001	0,09534	0,09099	0,08705	0,08343	0,08011
0,004	0,1177	0,1112	0,1054	0,1001	0,09530	0,09096	0,08703	0,08342	0,08007
0,003	0,1177	0,1112	0,1053	0,1001	0,09526	0,09095	0,08698	0,08342	0,08004
0,002	0,1177	0,1112	0,1053	0,1001	0,09525	0,09092	0,08698	0,08336	0,08002
0,001	0,1177	0,1112	0,1053	0,1000	0,09524	0,09091	0,08698	0,08336	0,08000
0,0009	0,1176	0,1112	0,1053	0,1000	0,09524	0,09091	0,08698	0,08336	0,08000
0,0003	0,1176	0,1111	0,1053	0,1000	0,09524	0,09091	0,08698	0,08336	0,08000
0,0007	0,1176	0,1111	0,1053	0,1000	0,09524	0,09091	0,08697	0,08332	0,08000
0,0006	0,1176	0,1111	0,1053	0,1000	0,09524	0,09091	0,08696	0,08332	0,08000
0,0005	0,1176	0,1111	0,1053	0,1000	0,09523	0,09091	0,08695	0,08332	0,08000
0,0004	0,1176	0,1111	0,1053	0,1000	0,09523	0,09091	0,08693	0,08331	0,08000
0,0003	0,1176	0,1111	0,1052	0,1000	0,09522	0,09091	0,08691	0,08331	0,07996
0,0002	0,1176	0,1111	0,1052	0,0999	0,09522	0,09087	0,08690	0,08331	0,07990
0,0001	0,1175	0,1111	0,1052	0,0999	0,09522	0,09085	0,08690	0,08330	0,07990

m_0 \ $\frac{l_п}{T}$	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5	16 0
1,0	—	—	—	—	—	—	—
0,95	—	—	—	—	—	—	—
0,90	—	—	—	—	—	—	—
0,85	—	—	—	—	—	—	—
0,80	—	—	—	—	—	—	—
0,75	—	—	—	—	—	—	—
0,70	—	—	—	—	—	—	—
0,65	—	—	—	—	—	—	—
0,60	—	—	—	—	—	—	—
0,55	—	—	—	—	—	—	—
0,50	—	—	—	—	—	—	—
0,45	—	—	—	—	—	—	—
0,40	0,4000	—	—	—	—	—	—
0,35	0,35007	0,35005	0,3500	—	—	—	—
0,30	0,3003	0,3002	0,3001	0,3001	0,3001	0,3000	—
0,25	0,25075	0,2506	0,2505	0,2503	0,2502	0,2501	0,2501
0,20	0,2022	0,2018	0,2015	0,2012	0,2010	0,1008	0,2007
0,15	0,1562	0,1553	0,1546	0,1539	0,1534	0,1529	0,1525
0,10	0,1160	0,1144	0,1130	0,1116	0,1105	0,1094	0,1085
0,05	0,08746	0,08500	0,08273	0,08065	0,07872	0,07694	0,07517
0,01	0,07735	0,07452	0,07189	0,06945	0,06717	0,06503	0,06303
0,009	0,07728	0,07444	0,07179	0,06936	0,06707	0,06494	0,06293
0,008	0,07720	0,07436	0,07173	0,06928	0,06699	0,06484	0,06283
0,007	0,07713	0,07429	0,07168	0,06920	0,06691	0,06477	0,06277
0,006	0,07712	0,07424	0,07164	0,06914	0 06685	0,06470	0,06269
0,005	0,07703	0,07419	0,07154	0,06909	0,06679	0,06464	0,06263
0,004	0,07699	0,07415	0,07150	0,06904	0,06675	0,06460	0,06259

Если плотина с дренажем имеет экран или ядро, то по изложенному выше виртуальному методу Н Н Павловского плотина с ядром или экраном заменяется эквивалентной плотиной из однородного грунта, а затем используется метод расчета, изложенный в настоящем разделе

з) Фильтрация под гидротехническими сооружениями

Расчетами фильтрации под гидротехническими сооружениями определяется величина фильтрационного давления на подошву сооружения (необходимая при расчетах устойчивости), скорости фильтрации (необходимые для проверки возможности суффозии грунта) и расход фильтрации (необходимый для определения утечки воды из верхнего бьефа)

Разработка общих методов решения этих задач фильтрации принадлежит нашим советским ученым — акад Н Н Павловскому, действительному члену Академии наук СССР П Я Полубариновой Кочиной и др На основе этих методов решены многие весьма важные для практики вопросы Теоретические методы разработаны применительно к плоской задаче фильтрации, случай пространственной задачи фильтрации пока что доступен только экспериментальным методам

Согласно ТУиН пространственная задача фильтрации может быть заменена плоской, если

$$\eta = \frac{b}{l} > 2{,}0 - 2\,5, \qquad (11\text{-}99)$$

где b и l соответственно ширина и длина подземной поверхности сооружения

При $\eta < 2{,}0$ решение задачи фильтрации должно производиться экспериментальным методом (ЭГДА), предложенным акад Н Н Павловским

Аналитическое решение фильтрационных задач основано на общей теории плоского потенциального движения жидкости

Практически задача сводится к определению функции потенциала скорости $\varphi(x, y)=0$ и функции тока $\varphi(x\ y)=0$ удовлетворяющих заданным граничным условиям

Семейства линий этих двух функций образуют ортогональную сетку Если при построении этой сетки приняты одинаковые интервалы функций φ и ψ, т е принято условие

$$\Delta\varphi = \Delta\psi,$$

то такая сетка состоит из системы криволинейных квадратов Она называется гидродинамической сеткой

Линии равного потенциала скорости $\varphi(x, y)$ называются эквипотенциалями, они являются для фильтрационного потока линиями равного напора $H = z + \frac{p}{\gamma}$ (рис 11 54) Таким образом, если в различных точках (например, точках *1*, *2*) одной и той же линии φ поставить пьезометры, то уровни свободной поверхности в этих пьезометрах будут расположены на одной высоте, так как

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} = z_3 + \frac{p_3}{\gamma} = \ldots = H = \text{const}$$

Линия дна верхнего бьефа (на рис 11 54 линия AB), от которой начинается движение данного фильтрационного потока явится начальной граничной линией φ_0, и для нее напор H_0 определяется положением свободной поверхности верхнего бьефа над выбранной плоскостью сравнения (плоскостью координатных осей OX и OZ)

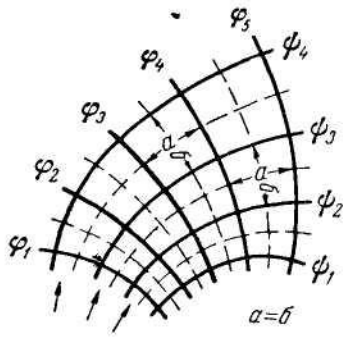


Рис 11 53

Соответственно линия дна нижнего бьефа, на которой оканчивается фильтрация, явится конечной граничной линией φ_n, и для нее напор равен H_n (рис 11 54), он зависит от положения свободной поверхности нижнего бьефа

Разность напоров начальной линии φ_0 и конечной φ_n, т е $H = H_0 - H_n = H_1 - H_2$, представит собой потерю напора на преодоление гидравлических сопротивлений всего фильтрационного потока (обозначают h_r)

Для гидродинамической сетки этот общий теряемый напор H разделится поровну между всеми n полосами, образованными каждой парой линии φ, поэтому разность напора между каждой парой смежных линий φ будет одна и та же и равна

$$\Delta H = \frac{H}{n} = \frac{H_1 - H_2}{n}.$$

Здесь H, как указано выше, есть разность напоров верхнего и нижнего бьефов $H_1 - H_2$, а n — число полос фильтрации, образованных на данной гидродинамической сетке линиями φ таким образом, величина ΔH представит потерю напора на пути фильтрации от одной линии φ до другой (на рис 11 54 число полос $n=8$)

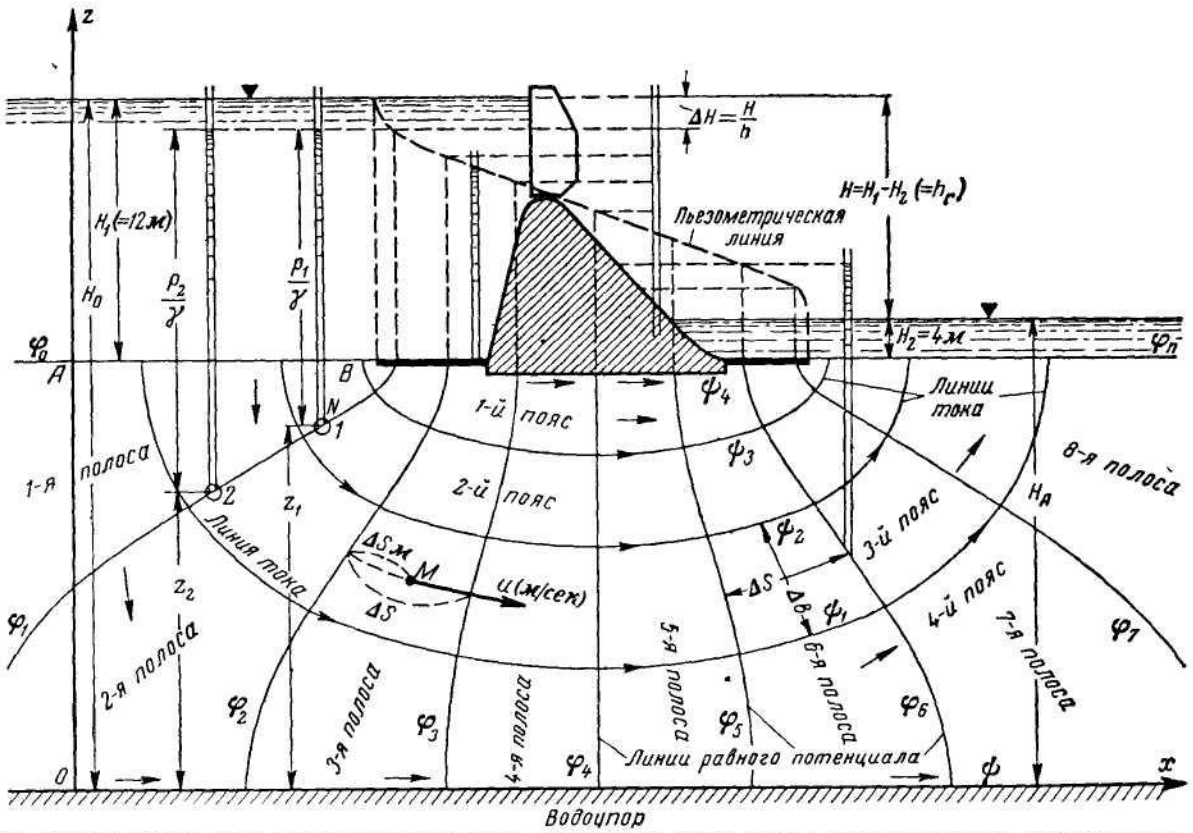
Гидравлический уклон Если измерить (пользуясь масштабом чертежа) длину Δs какой либо линии тока ψ между двумя эквипотенциалями, то для этого участка линии тока гидравлический уклон ι будет

$$\iota = \frac{\Delta H}{\Delta s}.$$

Величина гидравлического уклона ι (его называют иногда гидравлическим градиентом) меняется при переходе от одной клетки гидродинамической сетки к другой

Линии функции тока $\psi(x, y)=0$ совпадают с линиями тока (а в установившемся движении и с траекториями) Поэтому линии функции тока ψ указывают направление течения, так как скорости в точках, расположенных на данной линии тока, направлены по касательным к этим линиям

Расход, проходящий в пространстве между двумя смежными линиями функции ψ, равняется разности $\Delta\psi$ значений ψ_2 и ψ_1 этих линий, т е $\Delta Q = \psi_2 - \psi_1$ Поэтому для гидродинамической сетки, поскольку для нее разность $\Delta\psi$ между любыми смежными линиями ψ одна и та же, расход ΔQ между любой парой смежных линий тока будет также один и тот же



На чертеже указана схема гидродинамической сетки, состоящей из девяти линий φ, образующих восемь фильтрационных полос, и пяти линий ψ, образующих четыре фильтрационных пояса. В пределах каждой полосы теряется напор $\Delta h=\frac{H}{8}$.

Рис. 11-54

Если гидродинамическая сетка построена для какого-либо конкретного случая, то, пользуясь этой сеткой, можно определить все параметры фильтрационного потока — скорость, гидродинамическое давление, расход и др

Определение скорости фильтрации Скорость фильтрации в любой точке, например в точке M (рис 11-54), определится по формуле

$$u=k_\varphi J=k_\varphi\frac{\Delta H}{\Delta s}.$$

В этой формуле коэффициент фильтрации k_φ (известен по данным изысканий), величина ΔH, как указано выше, представляет собой разность напоров соседних линий φ и равняется

$$\Delta H=\frac{H_1-H_2}{n},$$

где H_1 и H_2, как указано выше, — напоры верхнего и нижнего бьефов, а n — число полос фильтрации, образованных линиями φ Величина Δs представляет собой длину линии тока (проходящей через данную точку M) между линиями φ Эта величина измеряется непосредственно по чертежу (пользуясь масштабом)

Определение давления p. Давление в любой точке, например в точке M, найдем по формуле

$$p=\gamma(H_M-z_M),$$

где γ — объемный вес жидкости (для воды $\gamma=1\,000\ кг/м^3$);

H_M — напор для линии φ, проходящей через точку M. Он будет равен

$$H_M=H_0-\Delta Ht-\Delta H\frac{\Delta s_M}{\Delta s}$$

или

$$H_M=H_0-\frac{H_1-H_2}{n}\left(t+\frac{\Delta s_M}{\Delta s}\right),$$

где ΔH — падение напора на одной полосе;

t — число полос, расположенных выше по течению от точки M (в данном случае $t=2$);

Δs_M — расстояние от линии φ_2 до точки M,

Δs — расстояние между линиями φ_2 и φ_3 (см. рис. 11-54).

Определение величины фильтрационного расхода. Так как гидродинамическая сетка строится так, чтобы разность значений соседних линий тока ($\Delta\psi$) и линий равного потенциала скорости ($\Delta\varphi$) были равны между собой, то фильтрационный расход каждого пояса, образованного двумя смежными линиями тока, будет один и тот же ΔQ, а потому полный фильтрационный расход будет равен:

$$Q=\Delta Qm,$$

где m — число поясов,

ΔQ — расход одного пояса, равный $\Delta Q = \omega v = \Delta b k_\varphi \frac{H}{n \Delta s} = k_\varphi \frac{H}{n}$ [(здесь $\Delta b = \Delta s$) См рис 11-55.

Таким образом, полный фильтрационный расход по расчету на один погонный метр (на единицу длины)[1] сооружения будет

$$Q = k_\varphi H \frac{m}{n}.$$

Пример. Дано (применительно к схеме, указанной на рис 11 54) коэффициент фильтрации $k_\varphi = 0{,}1$ *см/сек* $H_1 = 12$ *м*, $H_2 = 4$ *м* так что $H = H_1 - H_2 = 8$ *м* Построенная гидродинамическая сетка состоит из пяти линий тока ψ, образующих четыре пояса, и девяти эквипотенциалей (линий φ) образующих во семь полос Определить скорость фильтрации v и давление p в точке M (рис 11 54), а также величину фильтрационного расхода Q

Скорость фильтрации в точке M (определяется как средняя на пути фильтрации между линиями φ_2 и φ_3)

$$v_M = k_\varphi \frac{H}{n \Delta s} = 0{,}1 \frac{8}{8 \cdot 2{,}5} = 0\,04 \text{ см/сек} =$$

$$= 0\,04 \frac{86\,400}{100} = 34\,5 \text{ м/сутки}$$

(здесь принято $\Delta s = 2{,}5$ *м*)

Давление

$$p = \gamma (H_M - z_M) = \gamma \left[\left(H_0 - \frac{H}{n} t - \frac{H}{n} \frac{\Delta s_M}{\Delta s} \right) - z_M \right] =$$

$$= 1\,000 \left[\left(30 - \frac{8}{8} \cdot 2 - \frac{8}{8} \cdot \frac{1{,}5}{2{,}5} \right) - 16{,}00 \right] = 1\,000\,(30 - 2 - 0\,6 - 16{,}00) =$$

$$= 1\,000 \cdot 11{,}40 = 11\,400 \text{ кг/м}^2$$

(принято для примера $H_0 = 30$ *м*, $\Delta s_M = 1{,}5$ *м* и $z_M = 16{,}0$ *м*)

Фильтрационный расход под сооружением (на единицу длины плотины) равен·

$$Q = k_\varphi H \frac{m}{n} = 0{,}1 \cdot 800 \frac{1}{8} = 40 \text{ см}^3/\text{сек} \text{ на 1 см длины}$$

или

$$Q = 40 \frac{100 \cdot 86\,400}{100^3} = 345 \text{ м}^3/\text{сутки}$$

Построение гидродинамической сетки Построить гидродинамическую сетку возможно различными способами

Так как линии φ и ψ в геометрическом отношении не зависят ни от коэффициента фильтрации k_φ, ни от напоров H_1 и H_2, а зависят только от геометрических форм границ данной области фильтрации, то две гидродинамические сетки будут геометрически подобны между собой, если геометрически подобны их границы Благодаря этому свойству можно пользоваться готовыми сетками, полученными для различных частных случаев

Точное построение производится по найденным теоретическим путем выражениям функций φ и ψ В этом случае вычисляются координаты x и y линий φ и ψ и по ним уже и строится соответствующая гидродинамическая сетка

Ниже приводятся таблицы координат, полученные акад Н Н Павловским для ряда конкретных частных случаев

Приближенное построение сетки возможно или опытно-лабораторным путем на специальных приборах (важнейший метод — метод ЭГДА — метод электрогидродинамических аналогий, предложенный акад Н Н Павловским) или графическим путем, путем приближенного построения линий φ и ψ «от руки», «на глаз».

[1] По направлению перпендикуляра к чертежу рис 11 54 а также рис 11 55

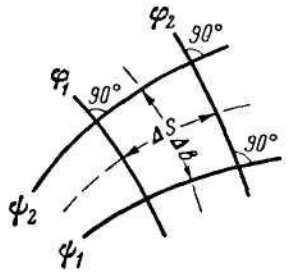


Рис. 11-55.

В последнем случае построение производится не сразу, а рядом попыток, так чтобы линии φ и ψ были повсюду ортогональны между собой и чтобы они образовывали криволинейные квадраты С этой целью надо стремиться проводить линии φ и ψ так, чтобы средние линии Δs и Δb в каждом квадрате были равны между собой, должно быть равенство $\Delta s = \Delta b$ (рис 11-55)

Начиная построение сетки, следует иметь в виду, что подземный контур сооружения и линия водоупорной породы являются крайними линиями тока ψ, а линии дна верхнего и нижнего бьефов являются начальной и конечной линиями равного напора φ

Для успешного построения гидродинамической сетки требуется некоторый опыт Начиная построение, полезно пользоваться готовыми сетками для сходных с данным случаем условий

Приводим главнейшие материалы по существующим решениям некоторых частных задач.

I Таблицы для построения гидродинамической сетки движения по точному гидромеханическому методу акад Н Н Павловского

В приводимых ниже схемах и таблицах приняты обозначения

l — длина флютбета,

b — полудлина флютбета,

s — длина шпунта

T — глубина водопроницаемого грунта

При гидромеханическом решении различных схем были использованы не действительные размеры сооружения, а условные — единичные, поэтому для получения действительных размеров необходимо результаты умножить на масштабный коэффициент разный для различных схем Для различных схем подземных контуров сооружений (табл 11 9 — 11-14) даны числовые значения координат для построения сетки движения

Используя приведенные таблицы координат сетки движения, можно построить сетку для конкретных задач, соответствующих схемам, указанным в таблицах

На построенной в некотором масштабе схеме флютбета намечаются точки, координаты которых берутся из таблиц

Соединяя кривой по лекалам точки, координаты которых лежат в одной строчке таблицы получим линию тока, линия, проведенная через точки координаты которых помещены в одном столбце таблицы, будет линией равных напоров (или эквипотенциальной линией)

Для случаев, не имеющих теоретического решения для построения сетки движения, можно использовать графический способ

Графический способ построения сетки применим на любых стадиях проектирования, однако для ответствен-

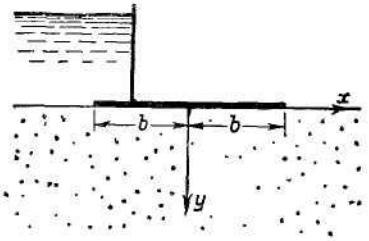


Рис к табл. 11-9.

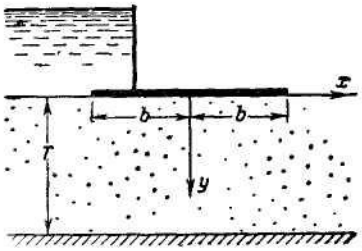


Рис. к табл 11-10.

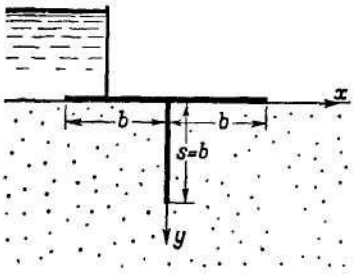


Рис. к табл. 11-11.

Таблица 11-9

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета при бесконечно глубоком проницаемом слое (акад. Н. Н. Павловский)

Y	X = 0		X = 0,1π		X = 0,2π		X = 0,3π		X = 0,4π		X = 0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,309	0	0,588	0	0,809	0	0,951	0	—1,000	0
0,1π	0	0,320	0,324	0,304	0,618	0,259	0,850	0,183	0,999	0,099	—1,050	0
0,2π	0	0,672	0,372	0,639	0,708	0,544	0,975	0,395	1,145	0,208	—1,208	0
0,3π	0	1,085	0,456	1,031	0,868	0,878	1,193	0,638	1,403	0,335	—1,475	0
0,4π	0	1,611	0,583	1,532	1,115	1,308	1,534	0,948	1,804	0,498	—1,898	0
0,5π	0	2,299	0,774	2,185	1,474	1,860	2,028	1,351	2,283	0,710	—2,507	0

Примечания: 1. Таблица дана для положительных значений x, для симметричной части сетки движения (отрицательных) значения абсцисс берутся те же, но со знаком минус.

2. Здесь и в последующих таблицах $X = X(x, y)$ и $Y = Y(x, y)$ выражают собой уравнения: $X(x, y) = \text{const}$ — линии потенциала скорости и $Y = Y(x, y)$ — линии тока соответственно функции комплексного переменного $Z = F(z) = X(xy) + iY(xy)$. Буквами x и y обозначены координаты.

Таблица 11-10

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета при конечной глубине проницаемого слоя при $\frac{b}{T} = 0{,}25$ (координаты x и y даны в долях π)

Y	X = 0		X = 1/4π		X = 1/2π		X = 3/4π		X = π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,092	0	0,151	0	0,229	0	0,250	0
1/4π	0	0,101	0,698	0,094	0,187	0,078	0,252	0,049	0,276	0
1/2π	0	0,217	0,116	0,208	0,228	0,174	0,320	0,106	0,360	0
3/4π	0	0,350	0,135	0,343	0,280	0,313	0,455	0,229	0,572	0
	0	0,500	0,147	0,500	0,312	0,500	0,573	0,500	0	0

Примечание. Координаты сетки движения даны для правой симметричной половины рисунка ($x > 0$).

Таблица 11-11

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета, имеющего один шпунт длиной $S = b$, где b — полудлина основания при бесконечно глубоком проницаемом слое и симметричном расположении шпунта относительно основания сооружения

Y	X = 0		X = 0,1π		X = 0,2π		X = 0,3π		X = 0,4π		X = 0,5π	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	1,000	0	0,900	0	0,555	0,555	0	0,900	0	1,000	0
0,1π	0	1,098	0,196	1,006	0,430	0,742	0,742	0,430	1,006	0,196	1,098	0
0,2π	0	1,380	0,368	1,293	0,728	1,057	1,057	0,728	1,293	0,368	1,380	0
0,3π	0	1,832	0,542	1,732	1,046	1,458	1,458	1,046	1,732	0,542	1,832	0
0,4π	0	2,490	0,758	2,362	1,453	2,005	2,005	1,453	2,362	0,758	2,490	0
0,5π	0	3,400	1,046	3,232	1,994	2,747	2,747	1,994	3,232	1,046	3,400	0

Примечание. Координаты даны для правой симметричной половины рисунка ($x > 0$).

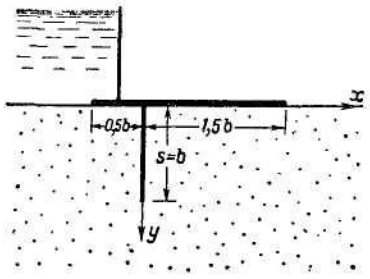


Рис. к табл. 11-12.

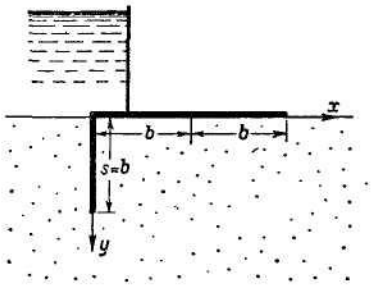


Рис. к табл. 11-13.

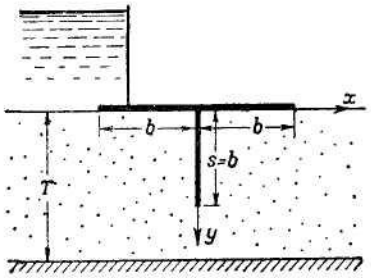


Рис. к табл. 11-14.

Таблица 11-12

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с одним шпунтом длиной $S=b$, где b — полудлина основания; шпунт расположен на расстоянии 0,5 b от одного из краев флютбета; водопроницаемый слой бесконечной глубины

Y	$X=-0,5\pi$		$X=-0,4\pi$		$X=-0,3\pi$		$X=-0,2\pi$		$X=-0,1\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	—1,500	0	—1,415	0	—1,151	0	—0,667	0	0	0,608
0,1π	—1,588	0	—1,501	0,157	—1,245	0,348	—0,848	0,556	—0,424	0,842
0,2π	—1,850	0	—1,775	0,348	—1,500	0,680	—1,111	0,986	—0,668	1,240
0,3π	—2,295	0	—2,187	0,550	—1,885	1,033	—1,429	1,446	—0,888	1,720
0,4π	—2,949	0	—3,816	0,770	—2,435	1,471	—1,846	2,037	—1,115	2,411
0,5π	—3,880	0	—3,702	1,070	—3,195	2,042	—2,406	2,818	—1,417	3,321

Продолжение табл. 11-12

Y	$X=0$		$X=0,1\pi$		$X=0,2\pi$		$X=0,3\pi$		$X=0,4\pi$		$X=0,5\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,940	0	0,994	0	0,858	0	0,546	0,307	0	0,500	0
0,1π	—0,150	1,060	0,050	1,088	0,225	0,939	0,382	0,646	0,558	0,295	0,647	0
0,2π	—0,245	1,380	0,138	1,361	0,485	1,136	0,740	0,844	0,931	0,434	1,004	0
0,3π	—0,289	1,865	0,279	1,781	0,770	1,543	1,163	1,12	1,420	0,588	1,520	0
0,4π	—0,318	2,554	0,470	2,442	1,176	2,089	1,732	1,522	2,090	0,798	2,211	0
0,5π	+0,331	3,500	0,746	3,340	1,728	2,844	2,500	2,070	2,993	1,067	3,167	0

Таблица 11-13

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с одним шпунтом длиной $S=b$, где b — полудлина основания, шпунт расположен у верхового края флютбета; водопроницаемый слой бесконечной глубины

Y	$X=-0,5\pi$		$X=-0,4\pi$		$X=-0,3\pi$		$X=-0,2\pi$		$X=-0,1\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	—2,000	0	—1,921	0	—1,659	0	—1,220	0	—0,513	0
0,1π	—2,102	0	—2,011	0,180	—1,742	0,352	—1,317	0,519	—0,779	0,728
0,2π	—2,375	0	—2,275	0,367	—1,989	0,711	—1,545	1,012	—0,009	1,261
0,3π	—3,842	0	—2,728	0,581	—2,390	1,110	—1,870	1,549	—1,288	1,841
0,4π	—3,565	0	—3,414	0,810	—2,988	1,605	—2,319	2,221	—1,486	2,633
0,5π	—4,585	0	—4,385	1,175	—3,824	2,262	—2,900	3,102	—1,824	3,658

Продолжение табл. 11-13

Y	$X=0$		$X=0,1\pi$		$X=0,2\pi$		$X=0,3\pi$		$X=0,4\pi$		$X=0,5\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,783	0	0,993	0	0,943	0	0,724	0	0,389	0	0
0,1π	—0,024	0,993	—	1,111	0,155	1,026	0,297	0,781	0,382	0,418	0,416	0
0,2π	—0,476	1,425	—	1,440	0,365	1,278	0,646	0,953	0,822	0,508	0,882	0
0,3π	—0,547	2,002	0,112	1,927	0,664	1,689	1,097	1,243	1,353	0,658	1,462	0
0,4π	—0,582	2,793	0,303	2,679	1,097	2,295	1,706	1,676	2,109	0,883	2,244	0
0,5π	—0,604	3,860	0,610	3,680	1,699	3,140	2,558	2,286	3,110	1,200	3,300	0

Таблица 11-14

Координаты для построения сетки движения для плоского флютбета с центральным шпунтом; водопроницаемый слой конечной глубины T (координаты x и y даны в долях π)

Принято: $T = \frac{\pi}{2}$; $b = \frac{T}{2} = \frac{\pi}{4}$; $S = b = \frac{\pi}{4}$

Y	$X=0$		$X=1/4\pi$		$X=1/2\pi$		$X=3/4\pi$		$X=\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,250	0	0,217	0	0,081	0,200	0	0,250	0
$1/4\pi$	0	0,270	0,051	0,243	0,132	0,163	0,238	0,077	0,286	0
$1/2\pi$	0	0,322	0,089	0,306	0,204	0,246	0,318	0,155	0,379	0
$3/4\pi$	0	0,407	0,111	0,405	0,255	0,375	0,441	0,285	0,588	0
0	0	0,500	0,123	0,500	0,268	0,500	0,494	0,500	—	0,500

Примечание. Координаты даны для правой симметричной половины фигуры ($x > 0$).

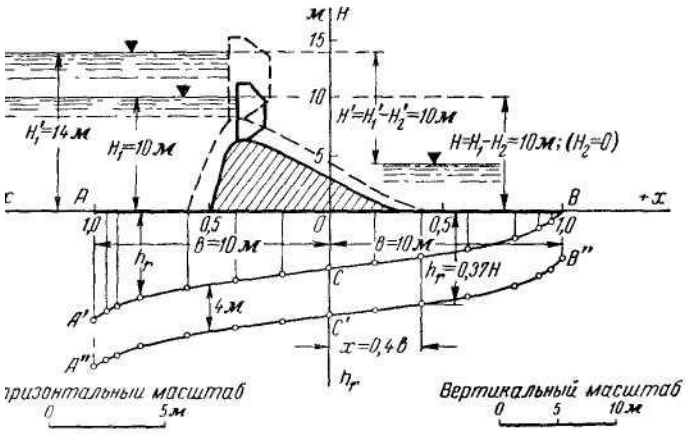


Рис. 11-55а.

ных сооружений следует воспользоваться экспериментальными способами построения сетки (способ ЭГДА).

Определение силы суммарного давления фильтрационного потока на подошву гидротехнического сооружения. При расчете гидротехнического сооружения на устойчивость необходимо знать силы, действующие на данное сооружение, и среди них силы фильтрационного давления. Для определения этих последних сил полезно пользоваться эпюрами распределения гидродинамического давления. Эпюры давления можно построить, определяя величины $\frac{p}{\gamma}$ для ряда точек подземного контура (обычно для всех точек пересечения линий равного напора с линией подземного контура) и откладывая соответствующие отрезки $\frac{p}{\gamma}$ (в принятом масштабе) от этих точек перпендикулярно к линии контура.

Например, для линии AB вычисляем сперва гидродинамическое давление в точке A и в точке B: $\frac{p_A}{\gamma} = H_A - z_A$ и $\frac{p_B}{\gamma} = H_B - z_B$ и откладываем отрезки $\frac{p_A}{\gamma}$ и $\frac{p_B}{\gamma}$ соответственно от точек A и B перпендикулярно к линии AB. Тогда трапеция $ABbaA$ представит собой приближенно эпюру распределения фильтрационного давления на участке AB.

Построить эпюру давления более точно можно, определяя $\frac{p}{\gamma}$ для точек пересечения линий φ с контуром сооружения (в промежутке между точками A и B. Площадь эпюры Ω изображает полную силу P, фильтрационного давления на данный участок контура. При этом силу P_V найдем как произведение площади эпюры Ω на объемный вес жидкости γ, т. е. по формуле

$$P_V = \gamma\Omega \ [кг].$$

Эта сила (P_V) направлена перпендикулярно к линии контура и проходит через центр тяжести эпюры.

Примечание. Иногда гидродинамическое давление на подошву сооружения определяется как сумма взвешивающего давления (прямоугольная площадь эпюры γH_2), появляющегося от заглубления подошвы сооружения относительно уровня воды в нижнем бьефе, и фильтрационного давления от напора $H = H_2 - H_1$, определяемого площадью остальной части эпюры давления. Фильтрационное давление по подошве неодинаково, оно максимально у верхнего и равно нулю у нижнего края флютбета

Построение эпюры гидродинамического давления по подошве некоторых схем подземного контура гидросооружений можно производить, используя приводимые таблицы, полученные в результате точного решения задачи фильтрации под гидротехническими сооружениями по методу акад. Н. Н. Павловского (табл. 11-15 — 11-23).

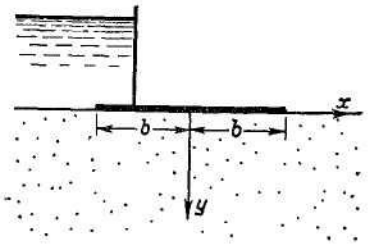


Рис. к табл. 11-15.

Таблица 11-15

Координаты для построения эпюры давлений на подошве плоского флютбета на проницаемом основании бесконечной глубины. Длина флютбета $l = 2b$. Данные для $H = 1$ и абсциссы x в долях b

x / h_r	−1,0 +1,0	−0,95 +0,90	−0,9 +0,86	−0,8 +0,80	−0,6 +0,71	−0,4 +0,63	−0,2 +0,56
x	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	0,95
h_r	0,50	0,44	0,37	0,29	0,21	0,14	0,10

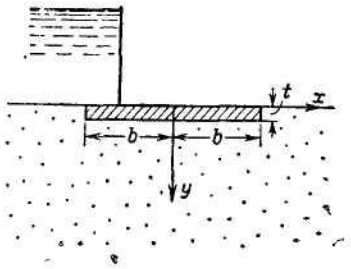


Рис. к табл. 11-16.

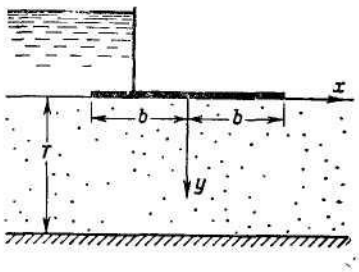


Рис. к табл. 11-17.

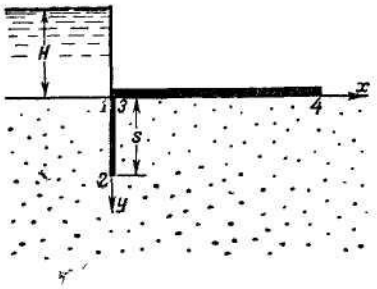


Рис. к табл. 11-18.

Таблица 11-16

Координаты эпюры давления на подземный контур для прямоугольного флютбета глубиной t на проницаемом основании бесконечной глубины. Напор $h_r = \left(\frac{h}{H}\right)$ дан в долях H в зависимости от $\frac{t}{b}$.

Абсциссы x — в долях от b

$\left(\frac{t}{b}\right)$ \ h_r	0,50	0,40	0,30	0,214	0,200	0,187	0,141
	Значения абсцисс x						
0	0	0,309	0,588	0,783	0,809	0,833	0,903
0,2	0	0,372	0,696	—	0,931	—	1,00
0,4	0	0,415	0,769	0,968	0,987	1,000	—
0,6	0	0,453	0,832	1,00	—	—	—

Координаты даны для правой половины флютбета, т. е для положительных x

Таблица 11-17

Координаты эпюры давления для плоского флютбета на проницаемом основании глубиной T. Абсциссы x даны в долях от b

h_r	b/T				
	2	1	$^2/_3$	$^1/_2$	
0,5	0	0	0	0	0
0,4	0,243	0,274	0,287	0,296	0,309
0,3	0,485	0,538	0,559	0,571	0,583
0,2	0,720	0,771	0,787	0,796	0,809
0,1	0,914	0,941	0,943	0,946	0,951
0	1	1	1	1	1

Примечание. Координаты даны для правой симметричной половины эпюры ($x > 0$).

Таблица 11-18

Координаты эпюры давления по подошве сооружения для плоского флютбета на водопроницаемом слое бесконечной глубины со шпунтом длиной $S = \frac{1}{3} B$ у верхнего конца. x даются в долях B развернутого контура. Давления напора h_r даются в долях от H

x / h_r	−1,33 / 1,0	1,09 / 0,93	−0,83 / 0,83	−0,74 / 0,70	−0,67 / 0,58	−0,62 / 0,50	−0,37 / 0,40
x	0	0,45	0,78		0,95		1,00
h_r	0,36	0,3	0,2		0,1		0

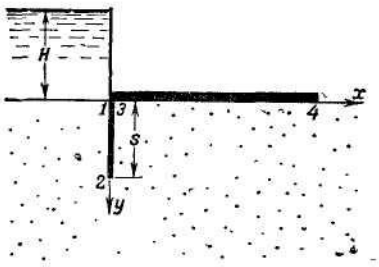


Рис. к табл. 11-19.

Таблица 11-19

Давление на подошву флютбета у верхнего конца и среднее давление по подошве для плоского флютбета со шпунтом в начале флютбета. Давление h_r дается в долях от H

s/B	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
h_{r3}	1,0	0,73	0,6	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28
h_{rcp}	0,5	0,45	0,4	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20

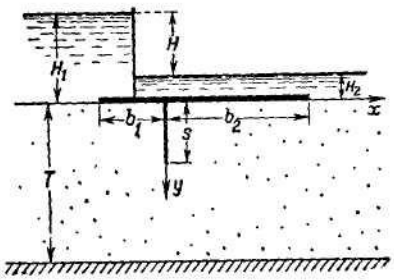


Рис. к табл. 11-20 и табл. 11-21.

Таблица 11-20

Координаты эпюры давления по подошве для плоского флютбета со шпунтом. Длина шпунта $S = 0{,}3\ T$, абсцисса x—в долях глубины водопроницаемого слоя T. Давления h_r даны в характерных точках флютбета в долях H

b_1	x											b_2
	—0,75	—0,50	—0,25	—0 до шпунта	+0 после шпунта	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	
0	—	—	—	1,00	0,62	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0	1,5
0,5	—	1,00	0,83	0,78	0,56	0,53	0,46	0,35	0,29	0,20	0	1,5
1,0	0,83	0,76	0,69	0,66	0,48	0,45	0,40	0,33	0,25	0,17	0	1,5
0	—	—	—	1,00	0,54	0,49	0,39	0,26	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,80	0,74	0,45	0,43	0,34	0,23	—	—	—	1,0
1,0	0,81	0,71	0,64	0,61	0,39	0,36	0,29	0,19	—	—	—	1,0

Таблица 11-21

Координаты эпюры давления на подошве для флютбета со шпунтом. Длина шпунта $S = 0{,}4\ T$. Абсциссы x — в долях глубины водопроницаемого слоя T. Давления h_r даны в характерных точках флютбета в долях H

b_1	x												b_2
	0,75	—0,50	—0,25	—0	+0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,70	
0	—	—	—	1,00	0,63	0,60	0,55	0,48	0,41	0,34	0,26	0,17	2,0
0,5	—	1,00	0,88	0,84	0,58	0,56	0,51	0,45	0,39	0,89	0,25	0,16	2,0
1,0	0,9	0,83	0,76	0,73	0,52	0,50	0,45	0,40	0,34	0,23	0,22	0,14	2,0
0	—	—	—	1,00	0,56	0,53	0,44	0,39	0,30	0,20	0	—	1,5
0,5	—	1,00	0,85	0,82	0,51	0,49	0,43	0,36	0,28	0,19	0	—	1,5
1,0	0,85	0,72	0,71	0,69	0,45	0,43	0,38	0,32	0,24	0,16	0	—	1,5
1,5	0,72	0,67	0,62	0,60	0,40	0,38	0,33	0,28	0,22	0,15	0	—	1,5
0	—	—	—	1,00	0,47	0,43	0,35	0,24	0	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,81	0,77	0,42	0,39	0,32	0,22	0	—	—	—	1,0
1,0	0,82	0,73	0,67	0,64	0,36	0,38	0,27	0,18	0	—	—	—	1,0

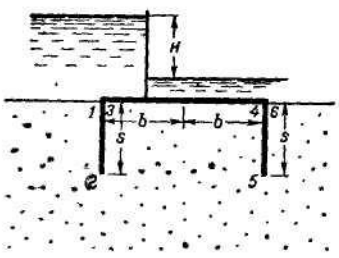


Рис. к табл. 11-22.

Таблица 11-22

Давления в характерных точках контура плоского флютбета с двумя шпунтами на концах. Длина шпунтов равна S; b — полудлина флютбета. Водопроницаемый слой бесконечной глубины. Давления даны для разных отношений $\frac{S}{b}$ в долях от напора H

S/b	h_1	h_2	h_4	h_5
0,2	1,0	0,733	0,267	0,186
0,4	1,0	0,647	0,353	0,244
0,6	1,0	0,597	0,403	0,277

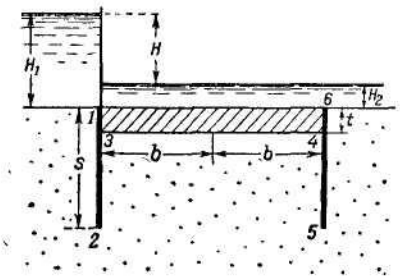


Рис. к табл. 11-23.

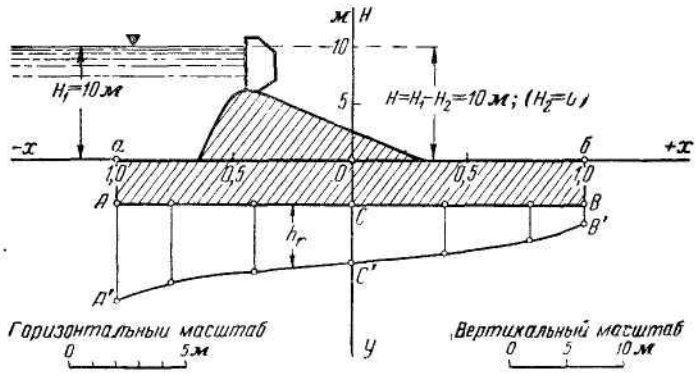


Рис. 11-55б.

Таблица 11-23

Давления в характерных точках контура прямоугольного флютбета с двумя шпунтами на концах. Водопроницаемый слой бесконечной глубины. Давления даны в долях напора H для отношений $\frac{S}{b}$ и $\frac{t}{b}$

$\frac{S}{b}$	$\frac{t}{b}$	h_1	h_2	h_4	h_5
0,4	0,20	1,0	0,706	0,294	0,226
0,60	0,40	1,0	0,686	0,314	0,256

В таблицах даны относительные величины давлений $h_r = \frac{h}{H}$.

Пример. Построить эпюру гидродинамического давления для плоского флютбета на проницаемом основании бесконечной глубины — для схемы, указанной на рис. 11-55а. Дано: глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 10$ *м* и в нижнем $H_2 = 0$ и, следовательно, $H = H_1 - H_2 = 10$ *м*. Длина непроницаемого подземного контура AB равна $L = 2b = 20$ *м* ($b = 10$ *м*).

Решение. Воспользуемся табл. 11-15 и примем для построения эпюры ось OY за ось h_r. Ось h_r направим из середины отрезка AB вертикально вниз. Координаты эпюр гидродинамического давления, т. е. координаты линии $A'B$ (рис. 11-55а), находим, умножая координаты, указанные в табл. 11-15, на 10 (так как в таблице координаты даны для напора $H = 1{,}0$).

Замечание 1. Если бы по заданию мы имели в нижнем бьефе некоторую глубину воды H_2, не равную нулю (как принято выше в данном примере), а, например, $H_2 = 4$ *м* (при той же разности отметок свободной поверхности верхнего и нижнего бьефов $H = H_1 - H_2 = 10$ *м*), то общее давление на подземный контур соответственно увеличилось бы, линия эпюры $A'B$ опустилась бы вниз на величину H_2 и заняла бы положение $A''CB''$ (рис 11-55а).

Суммарное полное давление, т. е сила, с которой фильтрационный поток действует на весь подземный контур сооружения (по линии AB), определится как произведение площади эпюры (площадь $AA'BA$ в первом случае и площадь $AA''C'B''BA$ во втором случае) на объемный вес γ, т. е.

$$P_V = \gamma \cdot \text{пл. } [AA'BA] \ (кг)$$

(или $P_V = \gamma \cdot$ пл. $[AA''C'B''BA]$ $(кг)$ — во втором случае).

Сила P_V проходит через центр тяжести эпюры.

Замечание 2. Если фундамент сооружения углублен на величину t, то для построения эпюры давления надо воспользоваться табл. 11-16.

Допустим, $t = 0{,}4\ b$, тогда абсциссы k берем из третьей горизонтальной строчки табл. 11-16, относящейся к значению $\frac{t}{b} = 0{,}4$.

Итак, в предположении, что глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 10$ *м*, а в нижнем $H_2 = 0$ (первый случай данного примера), будем иметь следующие координаты линии $A'BB'$ эпюры давления.

$h_r = 0{,}813$	0,80	0,70	0,60	0,50
$x = -1{,}000$	−0,987	−0,968	−0,769	−0,415

$h_r = 0{,}50$	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187
$x = 0{,}00$	+0,415	+0,769	+0,968	+0,987	+1,0

Здесь значения h_r выписаны непосредственно из табл. 11-6 для положительных абсцисс x, а для соответствующих отрицательных x величина h_r определена как дополнение к единице. Так, например, при $x = +0{,}415$ по таблице имеем $h_r = 0{,}40$, тогда при $x = -0{,}415$ определяем $h_r = 1{,}0 - 0{,}40 = 0{,}60$ и т. д.

Построение эпюры давления приведено на рис. 11-55б.

Фильтрационное давление суммарно на весь подземный контур равно:

$$P_\Phi = \gamma \cdot \text{пл. } [ACBB'C'A'A];$$

P_V — сила взвешивающего давления равна:

$$P_V = \gamma \cdot \text{пл. } [abB'C'A'a].$$

1. Определение расхода фильтрации по приближенной формуле (Г. Н. Каменский).

Для очень быстрых и приближенных подсчетов фильтрационного расхода под гидротехническими сооружениями можно воспользоваться формулой

$$q = kH \frac{T}{2b + T}, \qquad (11\text{-}100)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта;

H — разность уровней верхнего и нижнего бьефов;

T — глубина фильтрационного потока;

b — полудлина флютбета (рис. 11-56).

Либо, приняв за единичный размер полудлину флютбета b,

$$q = kH \frac{\tau}{2 + \tau}, \qquad (11\text{-}101)$$

где $\tau = \frac{T}{b}$, а для приведенного расхода q_r при $k = 1$ и $H = 1$

$$q_r = \frac{\tau}{2 + \tau}. \qquad (11\text{-}102)$$

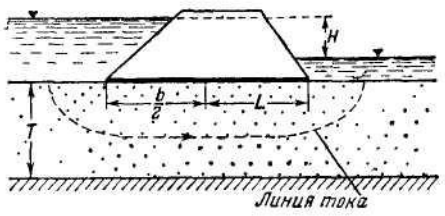


Рис. 11-56

Формула (11-100) выведена в предположении, что средняя длина пути фильтрации равна длине флютбета и суммарному вертикальному перемещению частиц: со стороны верхнего бьефа на глубину $\frac{T}{2}$ и в направлении к нижнему бьефу — вверх на глубину $\frac{T}{2}$.

Эта формула дает хорошую точность в сравнении с решением акад. Н. Н. Павловского при $\tau<2$; для $\tau=5$ ошибка $\sim 12\%$ в сторону уменьшения.

При большой мощности водопроницаемого слоя проф. Г. Н. Каменский рекомендует результаты, найденные по формуле (11-100) увеличивать на 10—20%.

2. Способ контурной фильтрации. На практике строительства гидросооружений давно считалось, что потеря напора H прямо пропорциональна длине подземного контура L, а скорость фильтрации вдоль контура равна

$$v = k_\varphi \frac{H}{L}. \qquad (11\text{-}103)$$

При заданной определенной разности отметок свободной поверхности верхнего и нижнего бьефов $H=H_1-H_2$ скорость фильтрации будет тем меньше, чем больше длина подземного контура L.

В связи с этим считалось, что для безопасности сооружения (в отношении размыва грунта под сооружением) длина подземного контура должна назначаться различной в зависимости от характера грунта, в зависимости от его способности сопротивляться размыву.

Опираясь на опыт эксплуатации многих сооружений, широко была распространена формула Бляя, по которой безопасная длина подземного контура вычислялась так:

$$L \geqslant CH, \qquad (11\text{-}104)$$

где H — напор, теряемый на фильтрацию, т. е. разность отметок свободной поверхности верхнего и нижнего бьефов;

C — коэффициент, зависящий от характера грунта, указанный в табл. 11-24.

Таблица 11-24

Коэффициенты C для определения длины пути по способу контурной фильтрации

№ п/п.	Наименование грунта	C	$J_{ср}$
1	Ил и мельчайший песок	18	0,055
2	Мелкий песок	15	0,067
3	Грубозернистый песок	12	0,083
4	Гравий и гравелистый песок . . .	5—9	0,11—0,20
5	Лесс, глинистые грунты	6—9	0,11—0,17
6	Щебень, смесь гальки с песком	4—6	0,11—0,25

Позже стали учитывать вертикальные пути фильтрации «приведенной длиной», равной утроенной длине вертикального пути.

Наклонные пути с наклоном к горизонту более 45° считаются вертикальными, а при наклоне менее 45° — горизонтальными.

Минимально необходимая приведенная длина подземного контура сооружения в этом случае будет.

$$L_0 = L_{верт} + \frac{1}{3} L_{гор} \geqslant C_0 H, \qquad (11\text{-}105)$$

где $L_{верт}$ — длина вертикальных путей;

$L_{гор}$ — длина горизонтальных путей.

Для значения коэффициента C_0 дается табл. 11-25*

Таблица 11-25

Коэффициент C_0 для видоизмененного способа контурной фильтрации

№ п/п.	Наименование грунта	C_0	$J_{ср}$
1	Очень мелкий песок, ил	8,5	0,12
2	Мелкий песок	7,0	0,14
3	Песок средней крупности	6,0	0,17
4	Крупный песок	5,0	0,20
5	Мелкий гравий	4,0	0,25
6	Гравий средней крупности	3,5	0,29
7	Крупный песок с гравием	3,0	0,33
8	Мягкая глина	3,0	0,33
9	Валуны с галькой и гравием . . .	2,5	0,40
10	Глина средней плотности	2,0	0,50
11	Плотная глина	1,8	0,55
12	Очень плотная глина	1,6	0,67

и) Фильтрация в обход гидротехнических сооружений (по В. И. Аравину)

Если береговой устой опирается на водоупор, то считается возможным рассматривать боковую фильтрацию как плоскую задачу и расчет производить следующим образом.

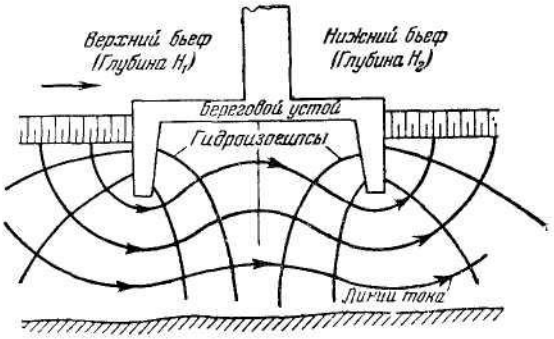


Рис. 11-57.

* Давление на подошву флютбета, определяемое по способу контурной фильтрации, в ряде случаев сильно отличается от точного решения по Н. Н. Павловскому. Способ контурной фильтрации ввиду исключительной простоты получил широкое распространение в практике. Однако его следует допускать лишь для грубо приближенных предварительных расчетов и, кроме того, лишь в случае распластанного флютбета без шпунтов.

1 Вычерчивается план берегового устоя, берег и границы водопроницаемого берегового слоя (рис 11-57)

Далее, предполагая, что урез воды в верхнем бьефе служит начальной линией φ_0, а в нижнем бьефе — конечной линией φ, и принимая очертание берегового устоя за линию тока ψ, строится сетка движения по одному из известных способов

2 Полученные по сетке движения линии равных напоров будут линиями равных отметок свободной поверхности фильтрационного потока в обход сооружения

3 Скорость фильтрации, одинаковая на одной вертикали для всех глубин, определяется по формуле

$$v = k\frac{\Delta H}{\Delta s}, \qquad (11\text{-}106)$$

где k — коэффициент фильтрации;

$\frac{\Delta H}{\Delta s}$ — гидравлический градиент, характеризующий изменение глубины потока H на участке Δs вдоль линии тока.

4. Расход фильтрации через сечение между двумя линиями тока на расстоянии Δl определяется по формуле

$$\Delta Q = v\Delta bh. \qquad (11\text{-}108)$$

Полный расход фильтрации

$$Q = \Sigma v\Delta bh, \qquad (11\text{-}109)$$

где h — глубина фильтрационного потока в данном месте сетки движения.

5. Фильтрационное давление на устой определяется как гидростатическое давление (по закону треугольника) при глубине воды h на данной вертикали, а изменение давления вдоль контура берется по сетке движения, вычерченной для устоя Следовательно, усилие, воспринимаемое гранями устоя, определится по объему эпюры давления на грань

ГЛАВА ДВЕНАДЦАТАЯ

ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ

Теория движения жидкости с переменным по пути расходом еще не получила своего должного развития. Приводимые в справочнике данные надо рассматривать как приближенные решения, нуждающиеся в опытном подтверждении, но все же пригодные к практическому их использованию в целях ориентировки и качественного анализа явлений. Проектные расчеты, тем более для ответственных сооружений, следует контролировать в гидравлических лабораториях

12-1. ОСНОВНОЕ УРАВНЕНИЕ

Основное уравнение установившегося движения с переменным по пути расходом в случае или только присоединения, или только отделения расхода может быть написано так (по проф И. М. Коновалову):

$$\frac{1}{g}\int\frac{(1-m)}{\omega}v\,dQ+\frac{v^2}{2g}+\frac{p}{\gamma}+z+h_f=\text{const}, \quad (12\text{-}1)$$

где $m=\frac{v_1}{v}$ — отношение проекции полной скорости присоединяемой (или отходящей) массы на направление движения к скорости основного потока; если присоединяемая масса движется перпендикулярно основному потоку, то $v_1=0$ и $m=0$;

dQ и ω — изменение расхода на пути ds и площадь живого сечения основного потока;

h_f — потерянный напор на трение.

Для открытых русел непризматической формы основное уравнение в дифференциальной форме можно написать так:

$$\frac{dh}{ds}=\frac{-k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+\frac{Q^2}{g\omega^2}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial s}+i-i_f}{1-\frac{Q^2}{g\omega^3}B}; \quad (12\text{-}2)$$

для призматических $\frac{\partial\omega}{\partial s}=0$, и следовательно,

$$\frac{dh}{ds}=\frac{-k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i-i_f}{1-\frac{Q^2}{g\omega^3}B}. \quad (12\text{-}3)$$

В уравнениях (12-2) и (12-3) $k=\left(2-\frac{v_1}{v}\right)$.

Уравнения (12-2) и (12-3) в случае $\frac{dQ}{ds}=0$, т. е. при постоянном Q, переходят в обычные уравнения неравномерного движения.

$$\frac{dh}{ds}=\frac{\frac{Q^2}{g\omega^3}\cdot\frac{\partial\omega}{\partial s}+i-i_f}{1-\frac{Q^2}{g\omega^3}B} \text{ и } \frac{dh}{ds}=\frac{i-i_f}{1-\frac{Q^2}{g\omega^3}B}. \quad (12\text{-}4)$$

Для закрытых „напорных" трубопроводов в условиях $k=\text{const}$ основное уравнение приобретает вид:

$$k\frac{v^2}{2g}+\frac{p}{\gamma}+z+h=\text{const} \quad (12\text{-}5)$$

или в дифференциальной форме

$$k\frac{v\,dv}{g}+d\left(\frac{p}{\gamma}+z\right)+\frac{Q^2}{K^2}ds=0, \quad (12\text{-}5')$$

где K — расходная характеристика, равная $\omega C\sqrt{R}$.

12-2. ФОРМА СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ В ОТКРЫТОМ РУСЛЕ[1]

Форма свободной поверхности зависит от количественного соотношения действующих сил и внешних условий (уклон дна, изменение поперечного профиля русла, гидравлических условий нижнего бьефа и пр.) и может быть крайне разнообразна.

Для призматических русел основные формы свободной поверхности указаны на рис. 12-1 и 12-2 *

В предельных условиях возможны $\frac{dh}{ds}=0$ и $\frac{dh}{ds}=\pm\infty$. При $\frac{dh}{ds}=0$ знак производной $\left(\frac{dh}{ds}\right)$ может измениться.

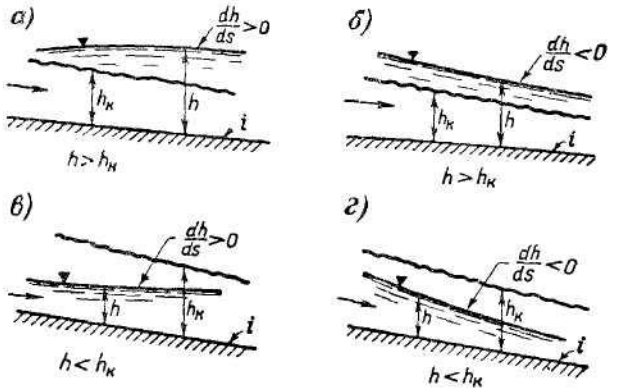


Рис. 12-1. Случай бокового сброса из канала.

а и *г* — $i_f<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i\right)$, *б* и *в* — $i_f>\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i\right)$.

---

[1] По работе доцента П. Г. Киселева «Закономерность в изменении глубины воды в канале призматической формы на участке бокового водослива», 1942 (диссертация)

* Уточнения условий образования кривых подпора и спада указаны проф А. Н Патрашевым, «Движение жидкости в канале с переменным расходом по пути», 1940 и доктором техн. наук Г. А. Петровым, «Движение потока с изменением расхода вдоль пути», 1950.

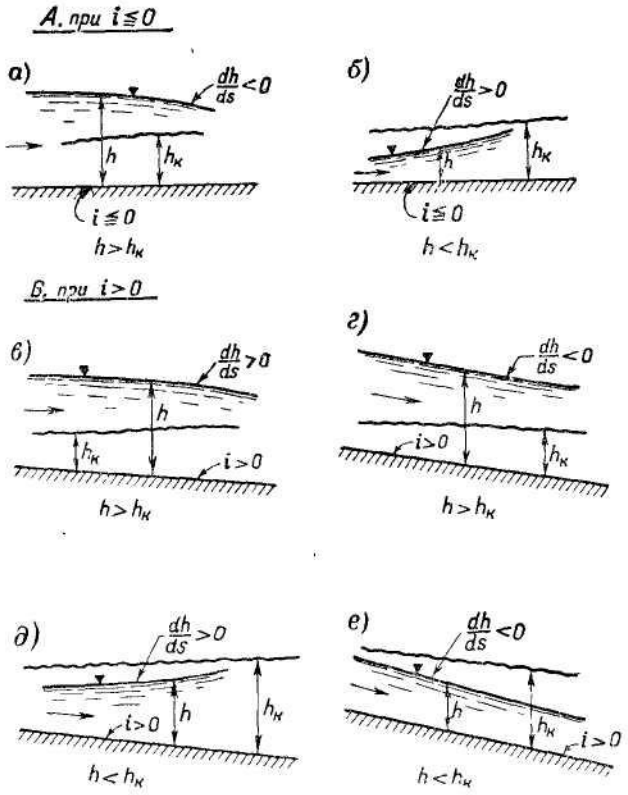


Рис. 12-2. $\frac{dQ}{ds} > 0$, случай бокового питания канала.

$$а\ и\ б - \left(-k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i-i_f\right)<0;\quad в - i\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i_f\right);$$

$$г - i<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}\pm i_f\right);\quad д - i<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i_j\right);$$

$$е - i>\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\cdot\frac{dQ}{ds}+i_f\right).$$

В практическом отношении наибольший интерес представляет случай $h>h_к$ (рис. 12-1,*а* и *б*).

Для непризматических русел форма свободной поверхности может быть установлена в итоге вычислений по формуле (12-2).

12-3. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ

а) Канал с боковым водосливом (по П. Г. Киселеву)

Особенностью истечения через боковой водослив является изменение расхода q вдоль порога, вызванное изменением величины напора H, что зависит от формы свободной поверхности в канале.

Для призматического канала форма свободной поверхности очень часто приобретает вид, указанный на рис. 12-3. В этом случае выше водослива в канале устанавливается «кривая спада», а ниже водослива — или равномерное движение с глубиной $h_2=h_0$, или неравномерное с глубиной за водосливом h_2, определяемой независимо от бокового водослива условиями нижнего бьефа, например наличием подпора.

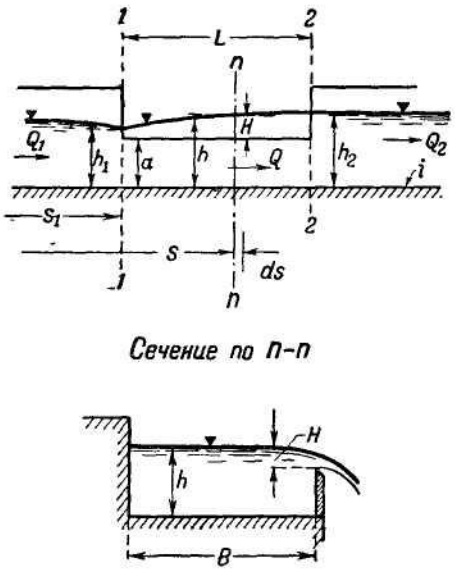


Рис. 12-3.

Задача расчета заключается в определении длины L порога бокового водослива или в определении его расхода $Q_{б.в}$ и в обоих случаях она связана с одновременным определением закона изменения глубины воды в канале.

Основным методом решения этой задачи надо считать расчет по уравнению (12-2) или для призматических русел по уравнению (12-3). Однако ввиду значительной трудоемкости такого расчета на практике обычно пользуются тем или иным приближенным способом расчета и эмпирическими формулами.

а) Расчет по основному уравнению[1]. Для бокового водослива в призматическом канале прямоугольного сечения основное уравнение в разностной форме имеет вид

$$\frac{\Delta h}{\Delta s}=\frac{k\frac{Q}{gB^2h^2}m\sqrt{2g}H^{3/2}+i-\frac{Q^2}{K^2}}{1-\left(\frac{h_к}{h}\right)^3}, \qquad (12\text{-}6$$

где Δh — разность концевых глубин канала, равная ΔH — разности концевых напоров на водосливе для расчетного участка длиной Δs;

Δs — длина расчетного участка;

k — коэффициент ($<2{,}0$), приближенно до определения его опытным путем можно принять равным 1,5—1,75;

B — ширина канала;

m — коэффициент расхода водослива, выбираемый в зависимости от его профиля (см. гл. 5);

H, Q, h, K и $h_к$ — напор на водосливе, расход, глубина, расходная характеристика и

[1] По работе доц. П. Г. Киселева «Закономерность в изменении глубины воды в канале призматической формы на участке бокового водослива», диссертация, 1942.

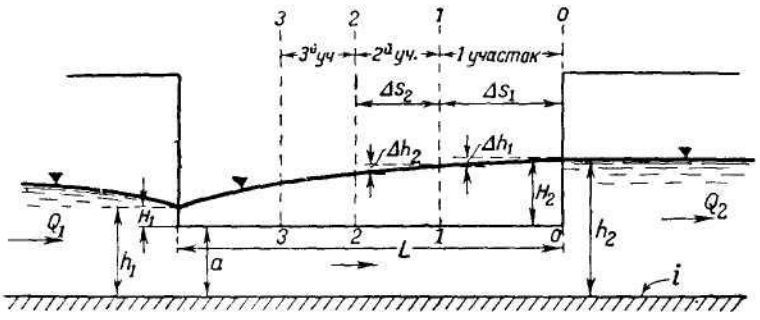


Рис. 12-4

критическая глубина канала в среднем для данного расчетного участка длиной Δs (вычисляются как средние по формуле $x = \frac{x_1 + x_2}{2}$).

Расчет производим по участкам канала, начиная с нижнего по течению.

Общая схема расчета может быть принята следующей.

Определяем глубину канала h_2 в концевом сечении (по формуле $Q_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2 i}$*) и соответствующий концевой напор на водосливе

$$H_2 = h_2 - a,$$

где a — высота порога водослива над дном канала.

Затем задаемся разностью глубин в концевом и начальном сечениях первого участка канала Δh или, что то же, ΔH — разностью напора на водосливе, так как $\Delta h = \Delta H$ (рис. 12-4), и подбираем такое Δs (задаваясь значениями $\Delta s'$, $\Delta s''$,...), при котором удовлетворяется уравнение (12-6).

Найдя, таким образом, длину Δs_1 первого участка, переходим к расчету следующего (вверх по течению) участка и т. д.

Расчет заканчиваем тогда, когда сумма расходов отдельных участков бокового водослива будет равна заданному расходу, т. е. когда

$$\Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \ldots + \Delta Q_n = \Sigma \Delta Q = Q_{б\,в}. \qquad (12\text{-}7)$$

Искомая длина водослива получится как сумма:

$$L = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \ldots + \Delta s_n = \Sigma \Delta s. \qquad (12\text{-}8)$$

Для облегчения вычислений рекомендуется предварительно построить вспомогательные графики:

а) $q_{б\,в} = m\sqrt{2g}H^{3/2} = f_1(H)$ — кривую расхода на 1 *пог. м* бокового водослива (в пределах $H = 0$ и $H = H_2$, где H_2 — напор в концевом сечении);

б) $K = \omega C \sqrt{R} = f_2(h)$ — кривую расходной характеристики канала (в пределах $h = a$ и $h = h_2$, где a — высота порога и h_2 — глубина канала в конце водослива);

в) $h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = f_3(Q_1)$ — кривую критической глубины канала (в пределах $Q = Q_1$ и $Q = Q_2$, где Q_1 и Q_2 — заданные расходы канала в начале и конце бокового водослива).

* Если ниже водослива имеет место равномерное движение.

Вычисления удобнее производить в табличной форме (см. табл. 12-1).

При подсчете по этой таблице, начиная с сечения 0 (створ в конце водослива) выписываем во второй графе величину глубины h_2 (в конце водослива, известную по заданию). Затем в третьей графе выписываем принятую (выбранную произвольно) разность глубин Δh и далее:

а) вычисляем средний напор бокового водослива для данного участка $H_{ср} = H_2 \pm \frac{\Delta h}{2}$, что и записываем в четвертой графе;

б) выписываем в пятой графе величину удельного расхода бокового водослива q при напоре $H_{ср}$ (отсчитывая q по построенному, как сказано выше, вспомогательному графику);

в) задаемся произвольно (в порядке попыток) длиной участка Δs_1 (шестая графа), после чего находим расход бокового водослива на данном участке $\Delta Q_1 = q \Delta s_1$ (седьмая графа) и средний расход канала $Q_{ср} = Q_2 + \frac{\Delta Q_1}{2}$ (восьмая графа);

г) находим среднюю глубину воды в канале $h_{ср} = h_2 \pm \frac{\Delta h}{2}$ (девятая графа);

д) вычисляем вспомогательное число

$$N = k \frac{m\sqrt{2g}}{g} H_{ср}^{3/2} = \frac{kq}{g} \text{ (десятая графа)}$$

и затем величину первого слагаемого числителя $N \frac{Q_{ср}}{\omega_{ср}^2}$ (одиннадцатая графа).

Записи в графах 12, 13, 14, 15, 16 и 17 не требуют пояснений.

е) В 18-й графе мы получим длину расчетного участка по формуле $\Delta s_1' = \frac{\Delta h}{J}$ в соответствии с принятой (произвольно) разностью глубин начала и конца участка ($\Delta h = \Delta H$) и вычисленным уклоном J. Если $\Delta s_1'$ окажется равным предварительно принятому Δs_1 (в шестой графе), то расчет данного участка считаем законченным и переходим к расчету следующего. В противном случае расчет надо повторить, задаваясь в шестой графе новым значением Δs_1.

Примечание. Расчет будет тем точнее, чем меньше принятые в расчете разности глубин Δh.

б) Способ расчета по „среднему напору". Обычно расчет бокового водослива на практике производят по „среднему напору". В этом случае для канала призматической формы имеем два уравнения:

$$Q_{б.в} = mL\sqrt{2g}H_{ср}^{3/2} \qquad (12\text{-}9)$$

и

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} + \left(\frac{Q_{ср}^2}{K_{ср}^2} - i\right) L \qquad (12\text{-}9')$$

или без учета гидравлических сопротивлений по длине канала

$$Q_{б.в} = mL\sqrt{2g}H_{ср}^{3/2}, \qquad (12\text{-}10)$$

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} - iL, \qquad (12\text{-}10')$$

Форма расчетной

№ участков	№ поперечного сечения канала	h_2, м	Δh, м	$H_{ср}$, м	Удельный расход водослива q, м²/сек	Длина участка Δs, м	Расход бокового водослива на участке $\Delta Q = q\Delta s$, м³/сек	Расход канала $Q_{ср} = Q_2 - \frac{\Delta Q_1}{2}$, м³/сек	Глубина канала $h_{ср} = h_2 - \frac{\Delta h}{2}$	$N = k\frac{m\sqrt{2g}}{g}^{3/2} H_{ср}$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0	$h_{2,0}$	(задаемся)			(задаемся)				
1	1	$h_{2,1}$	Δh_1			Δs_2				

где Q_1 и Q_2 — расходы канала до водослива и за водосливом (рис. 12-4);

$Q_{ср}$ — средний из них, равный $\frac{Q_1 + Q_2}{2}$,

$Q_{б.в} = Q_1 - Q_2$ — расход, уходящий через боковой водослив,

m — коэффициент расхода бокового водослива, числовые значения которого принимаются в соответствии с профилем водосливной стенки (см. гл. 5 „Водосливы"), как и для обычного водослива;

L — длина бокового водослива;

i — уклон дна канала;

h_1, h_2, ω_1 и ω_2 — глубина и площадь живого сечения канала в начале и конце водослива;

H_1 и H_2 — напор в начале и конце водослива;

$H_{ср}$ — средний напор, равный $\frac{H_1 + H_2}{2}$ (рис. 12-4), причем $H_1 = h_1 - a$ и $H_2 = h_2 - a$ (где a — высота порога над дном канала);

$K_{ср} = \frac{K_1 + K_2}{2}$ — средняя расходная характеристика канала) где K_1 и K_2 — расходные характеристики канала соответствующие глубинам h_1 и h_2).

Примечание. Среднюю расходную характеристику $K_{ср}$ можно вычислить и по формуле $K_{ср} = \omega_{ср} C_{ср} \sqrt{R_{ср}}$, определяя

$$\omega_{ср} = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2},\ R_{ср} = \frac{R_1 + R_2}{2} \text{ и } C_{ср} = \frac{C_1 + C_2}{2}$$

Определение длины порога водослива производится путем совместного решения двух уравнении (12-9) и (12-9')*, так как напор H_1 является неизвестным и не может быть определен независимо от расчета водослива

Применение уравнений (12 9) и (12-9') связано с неизбежной погрешностью, величина и знак которой (+ или —) не могут быть установлены заранее без контрольного расчета по основному уравнению (как указано выше)

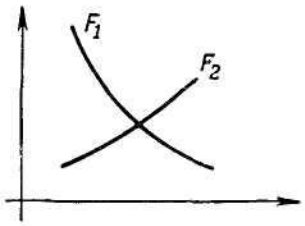


Рис 12-5.

Для получения более надежных и точных результатов при расчете по способу среднего напора нами предложено производить расчет по участкам, начиная с самого нижнего, причем порядок расчета может быть принят, например, следующий: выбрав для расчетного участка (самого нижнего по течению) значение расхода ΔQ** и полагая, что все величины, кроме ΔL и H_1, известны по заданию, решаем систему (12-10'') и (12-10''') относительно ΔL. Тогда получим два уравнения:

$$\Delta L = F_1(H_1); \qquad (12\text{-}10'')$$

$$\Delta L = F_2(H_2), \qquad (12\text{-}10''')$$

и решение их производим следующим образом: задаваясь рядом значений H_1', H_1'', H_1''', ..., находим соответствующие $\Delta L'$, $\Delta L''$, $\Delta L'''$, .. по одному и по другому уравнению. Это позволяет построить две кривые F_1 и F_2 (рис. 12-5), точка пересечения которых дает (решение системы) ΔL и H_1 для данного участка с выбранным расходом бокового водослива ΔQ. Далее переходим к следующему участку, для которого концевой напор H_2 будет равен найденному начальному напору H_1 первого расчетного участка, и т. д.

Применение уравнений (12-10) и (12-10'), т. е. решение задачи без учета гидравлических сопротивлений, допустимо для коротких водосливов и лишь в рамках указанных ниже ограничений. В таком случае, если, кроме того, принять $iL = 0$, процесс расчета существенно упрощается, так как глубина h_2 находится непо-

* Можно рекомендовать пользоваться графоаналитическим приемом.

** $\Delta Q = Q' - Q_2 (< Q_{б.в})$, где Q' — расход канала в начальном сечении расчетного участка.

Таблица 12-1

таблицы (пример)

Первое слагаемое числителя $\frac{Q_{ср}}{N}\frac{2}{\omega_{ср}}$	Расходная характеристика $K_{ср}=\omega_{ср}C_{ср}\times\times\sqrt{R_{ср}}$, $м^3/сек$	Гидравлический уклон $i_f=\left(\frac{Q_{ср}}{k_{ср}}\right)^2$	Числитель $\frac{Q_{ср}}{N}\frac{2}{\omega_{ср}}+i-i_f$	Критическая глубина канала (средняя) $h_{к,1}+h_{к,2}$, $h_к=\frac{h_{к,1}+h_{к,2}}{2}$, $м$	Знаменатель $1-\left(\frac{h_к}{h_{ср}}\right)^3$	Уклон свободной поверхности числ $J=\frac{числ}{зн.}$	Длина участка по формуле (12-6) $\Delta s_1'=\frac{\Delta h}{J}$	Примечание
11	12	13	14	15	16	17	18	19
							(получаем) $\Delta s_1'$	Если получим $\Delta s_1'=\Delta s_1$, то переходим к расчету 2-го участка

средственно по уравнению (12-10), после чего находится и напор $H_2=h_2-a$.

в) Способ расчета по условию постоянства удельной энергии сечения. Предполагая, что вдоль канала на протяжении бокового водослива соблюдается условие $\Im=h+\frac{v^2}{2g}=\text{const}$ (т. е. $i=i_f$), основное уравнение (12-3) для призматического русла получит вид

$$\frac{dh}{ds}=\frac{k\omega Qm\sqrt{2gH}}{g\omega^3-Q^2\alpha}, \qquad (12\text{-}11)$$

а его интеграл может быть записан так:

$$s_2-s_1=L=\varphi(h_2)-\varphi(h_1). \qquad (12\text{-}12)$$

Этот интеграл для трапецеидального сечения дан проф. И. М. Коноваловым и С. А. Рудневым, но расчетные формулы имеют сложный вид и недостаточно удобны для практических целей.

Для прямоугольного сечения решение дано проф. де Марки, и уравнение записывается так:

$$L=\frac{B}{m}\left[\Phi\left(\frac{h_2}{\Im}\right)-\Phi\left(\frac{h_1}{\Im}\right)\right], \qquad (12\text{-}12')$$

где B — ширина канала;

m — коэффициент расхода водослива, а числовые значения функции $\Phi\left(\frac{h}{\Im}\right)$ читаются по графику де Марки (рис. 12-6)* в зависимости от отношения $\left(\frac{a}{\Im}\right)$, где a — высота порога водослива.

Расчет по этой формуле с использованием графика довольно прост, но отсчеты по графику рис. 12-6 во многих случаях оказываются затруднительными и не дают удовлетворительной точности.

Применение этого способа, как равным образом и предыдущего, по уравнениям (12-10) и (12-10′) при $iL=0$ ограничено двумя условиями[1].

Первое ограничение. Расход канала Q_1 до водослива не должен превосходить своего предела $Q_{пред}$, минимальная удельная энергия которого равна удельной энергии расхода Q_2 за водосливом.

Это ограничение может быть выражено для канала прямоугольной формы так:

$$Q_1\leqslant Q_{пред}=B\sqrt{g\left(\frac{2}{3}\Im_2\right)^3}=1{,}71B\left(h_2+\frac{v_2^2}{2g}\right)^{3/2}, \qquad (12\text{-}13)$$

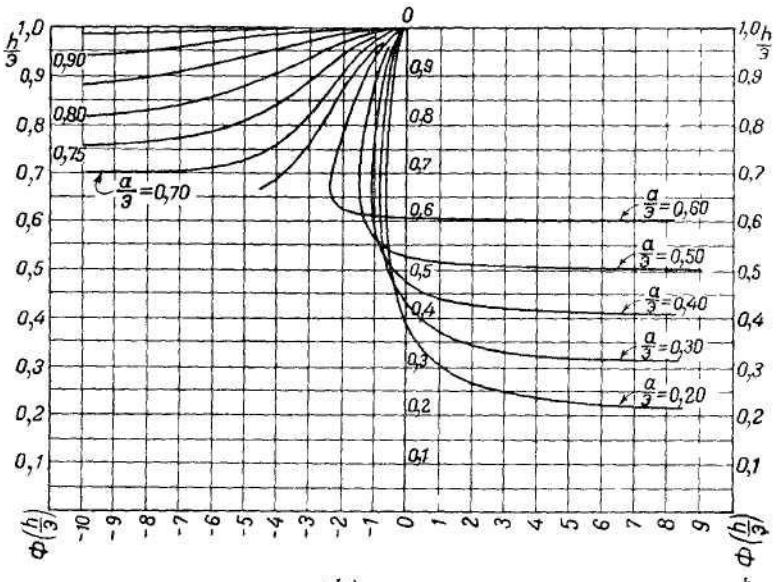


Рис 12-6. Значение функции $\Phi\left(\frac{h}{\Im}\right)$ при различных величинах отношений $\frac{h}{\Im}$ к формуле (12-12′).

* График заимствован из книги В. М. Маккавеева и И. М. Коновалова «Гидравлика», 1940.

[1] По работе доц. П. Г. Киселева «О расчете бокового водослива», МИСИ имени В. В. Куйбышева (доклад на научно-технической конференции в МИСИ, 1946).

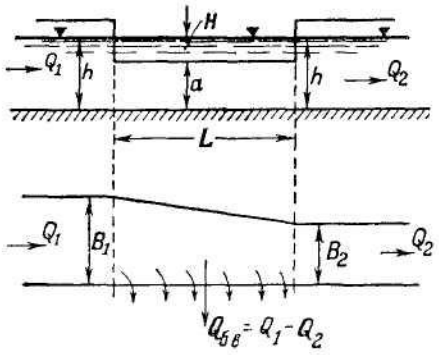


Рис 12-7

где B — ширина канала,

h_2 и v_2 — глубина и скорость в канале за водосливом

Второе ограничение заключается в том, что глубина h_1 в канале перед водосливом, определяемая по уравнению

$$h_1+\frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2}=h_2+\frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2},$$

должна быть не менее заданной высоты a порога водослива, т. е должно соблюдаться условие

$$h_1 \geqslant a. \qquad (12\text{-}14)$$

Если указанные два условия (12-13) и (12-14) не удовлетворяются, то расчет по уравнениям (12-10) и (12-10′), а также по уравнению (12-12) оказывается невозможным

Пример. Канал прямоугольного сечения с шириной $B = 20$ *м* с уклоном $i = 0{,}001$ имеет расход $Q = 59{,}2$ *м³/сек* боковой водослив с высотой порога $a = 1{,}10$ *м* должен сбрасывать $Q_{б.в} = 20$ *м³/сек*, так что за водосливом расход в канале $Q_2 = Q_1 - Q_{б\,в} = 39{,}2$ *м³/сек*, соответственно чему глубина за водосливом равна $h_2 = 1{,}4$ *м* и удельная энергия равна

$$\mathcal{Э}_2 = h_2+\frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2}=1.4+\frac{39\,2^2}{2g20^2\cdot1{,}4^2}=1{,}5\ м$$

Определяем возможность применения рассматриваемого способа

Первое ограничение. предельный расход

$$Q_{пред}=1\,71B\mathcal{Э}_2\sqrt{\mathcal{Э}_2}=1{,}71\cdot20\cdot1{,}5\sqrt{1{,}5}=62{,}8\ м^3/сек > Q$$

и, следовательно первое ограничение удовлетворяется.

Второе ограничение h_1 должно быть $> a$ Находим h_1 из уравнения

$$h_1+\frac{Q_1^2}{2gB^2h_1^2}=h_2+\frac{Q_2^2}{2gB^2h_2^2}=1\,4+\frac{39\,2^2}{2\cdot9\,8\cdot20^2\cdot1{,}4^2}=1{,}5\ м,$$

и, следовательно,

$$h_1+\frac{Q_1^2}{2gB^2h_1^2}=1{,}5\ м.$$

Решая это уравнение подбором, находим $h_1 \approx 0{,}97$ *м*, т е меньше заданной высоты порога a ($a = 1{,}1$ *м*). Второе ограничение не удовлетворяется, и, следовательно, применение рассматриваемого способа невозможно

Если боковой водослив устроен в канале непризматической формы (рис 12 7), то указанные выше формулы неприменимы

Метод проф И М Коновалова Для частного случая, а именно, постоянства напора H на водосливе и глубины канала h, проф И М Коновалов принимает изменение ширины канала по закону прямой, и тогда длина бокового водослива

$$L=\frac{Q_{б\,в}}{m\sqrt{2g}H^{3/2}} \qquad (12\text{-}15)$$

При этом предполагается $v = \text{const}$ по пути и соответственно ширина канала за водосливом (рис 12-7)

$$B_2=B_1\frac{Q_2}{Q_1}. \qquad (12\text{-}16)$$

б) Канал с боковым притоком

В практическом отношении имеет большое значение случай бокового отвода каналом воды от водослива (рис 12-8) Обычно в таких условиях порог водослива устраивают почти параллельно оси отводящего канала, реже — под некоторым углом α Высотное положение канала может быть различно, все же желательно не допускать столь высокого его положения, при котором происходит «затопление» водослива, что понижает его пропускную способность

Отводящий канал может быть постоянного и переменного сечения, с постоянным или переменным уклоном дна (такие вопросы при проектировании разрешаются по экономическим соображениям путем сопоставления вариантов).

Задача гидравлического расчета заключается или в определении глубины воды в канале h (переменной по пути) при заданных прочих величинах, или в подборе поперечных сечений канала при заданной линии свободной поверхности Более простым случаем является случай незатопленного водослива, когда изменение расхода канала по пути происходит в условиях равномерного его увеличения, т е когда

$$\frac{dQ}{ds}=q=\text{const},$$

где q — удельный расход водослива, равный $q = m\sqrt{2g}H^{3/2}$.

В соответствии с условием $\frac{dQ}{ds}=q=\text{const}$ основное уравнение для непризматического русла имеет вид

$$\frac{dh}{ds}=\frac{-k\frac{q^2s}{g\omega^2}+\frac{(qs)^2}{g\omega^3}\frac{\partial\omega}{\partial s}+i-i_f}{1-\frac{(qs)^2}{g\omega^3}B}, \qquad (12\text{-}17)$$

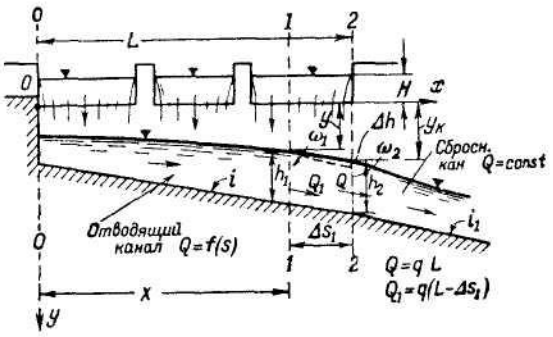


Рис 12 8

а для призматического русла $\left(\frac{\partial\omega}{\partial s}=0\right)$

$$\frac{dh}{ds}=\frac{-k\frac{q^2s}{g\omega^2}+i-i_f}{1-\frac{(qs)^2}{g\omega^3}B}, \qquad (12\text{-}17')$$

причем коэффициент k, если порог водослива параллелен оси канала, равен $k\approx 2$.

Вычисления по этим формулам подобно тому, как и для бокового водослива, могут производиться методом конечных разностей.

Порядок вычислений может быть предложен следующий.

Пренебрегая величиной i_f ввиду малого влияния гидравлических сопротивлений и записывая уравнения (12-17) и (12-17′) в разностной форме, получим:

для непризматического равномерно расширяющегося русла (с углом расширения φ), т. е. при $\frac{d\omega}{ds}=2\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}h=ah$,

$$\Delta s=\frac{g\omega_{cp}^2-(qs_{cp})^2B_{cp}}{(qs_{cp})^2ah_{cp}+ig\omega_{c3}^3-k\omega_{cp}q^2s_{cp}}\Delta h \qquad (12\text{-}18)$$

и для призматических $\left(\frac{\partial\omega}{\partial s}=0\right)$

$$\Delta s=\frac{g\omega_{cp}^3-(qs_{cp})^2B_{cp}}{ig\omega_{cp}^3-k\omega_{cp}q^2s_{cp}}. \qquad (12\text{-}18')$$

Расчет ведется по участкам, начиная с нижнего по течению, для которого все элементы потока (Q, ω и т. д.) известны по условиям нижнего бьефа.

В формулах (12-18) и (12-18′) ω_{cp}, B_{cp} и h_{cp} обозначают средние значения площади живого сечения, ширины поверху и глубины канала для расчетного участка; q — расход водослива на 1 *пог. м*; s_{cp} — длина канала (считая от начального верхнего сечения до середины данного расчетного участка); $a=2\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}$ и k — коэффициент, ориентировочно равный 1,75 — 2,00.

Вычисления производим, задаваясь Δh и определяя отвечающее ему значение Δs.

Решать эту задачу лучше не подбором, а графоаналитически.

Зная для концевого сечения расчетного участка величины h_2, ω_2, B_2 и задаваясь величиной Δh, находим сначала средние значения $h_{cp}=\frac{h_1+h_2}{2}$, $\omega_{cp}=\frac{\omega_1+\omega_2}{2}$ и $B_{cp}=\frac{B_1+B_2}{2}$. Затем, полагая, что

$$s_{cp}=L-\frac{\Delta s}{2},$$

где L — полная длина канала (равная длине водослива), вычисляем для ряда Δs_1, Δs_2, Δs_3, ... ряд значений правой части формул (12-17) или (12-18′), т. е. вычисляем ряд $F(\Delta s_1)$, $F(\Delta s_2)$, $F(\Delta s_3)$, и тогда графически находим искомую длину Δs_1 расчетного участка (рис. 12-9).

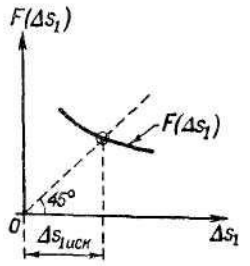


Рис. 12-9.

Закончив расчет первого участка (самого нижнего по течению), переходим ко второму и т. д.

Много проще производится расчет в том случае, если вычислять отношение $\left(\frac{\Delta s}{\Delta h}\right)$ не по средним для участка значениям и т. д., а по ω, B, h, для концевых сечений каждого из расчетных участков, т. е. по формулам:

для непризматического русла

$$\Delta s=\frac{g\omega^3-Q^2B}{Q^2ah+ig\omega^3-kq\omega Q}\Delta h \qquad (12\text{-}17'')$$

и для призматического русла

$$\Delta s=\frac{g\omega^3-Q^2B}{ig\omega^3-kq\omega Q}\Delta h. \qquad (12\text{-}18'')$$

Примечание. Следует иметь в виду, что если в нижнем конце канала (в сечении, отвечающем концу водослива) устанавливается критическая глубина $h_к$, то производная $\frac{dh}{ds}=\infty$, поэтому начинать расчет надо, принимая здесь глубину $h>h_к$, например $h=1{,}1h_к$.

Пример. Дано: расход на 1 *пог. м* водослива $q=20$ *м³/сек*, длина водослива $L=125$ *м*; отводящий канал трапецеидальной формы с откосами $m=0{,}5$ имеет ширину по дну в начальном сечении $b_{нач}=6{,}5$ *м* и в конце $b_{кон}=25$ *м*; уклон дна канала принят равным $i=0{,}05$ на первых 53 *м* и $i=0{,}03$ на остальном протяжении 72 *м*; в концевом сечении устанавливается критическая глубина $h_к=9{,}75$ *м* $\left(\text{найдено по } \frac{\omega^3}{B}=\frac{\alpha Q^2}{g}=\frac{1{,}10\cdot 2\,500^2}{g}=0{,}7\cdot 10^6\right)$.

Решение. Так как канал непризматической формы, то пользуемся формулой (12-17′′).

Находим значения

$$a=2\operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}=\frac{b_{кон}-b_{нач}}{L}=\frac{25-6{,}5}{126}=0{,}148$$

Принимаем $k=2$, почему $kq=2\cdot 20=40$.

Вычисляем далее для концевого сечения (полагая $h=10\ м>h_к$)

$$\omega=(b+mh)h=(25+0{,}5\cdot 10)10=300\ м^2;$$
$$B=b+2mh=25+2\cdot 0{,}5\cdot 10=35\ м;$$
$$Q=qL=20\cdot 125=2\,500\ м^3/сек.$$

Тогда получим:

$$\frac{ds}{dh}=\frac{g\omega^3-Q^2B}{ahQ^2+ig\omega^3-kq\omega Q}=$$

$$=\frac{9{,}81\cdot 300^3-2\,500^2\cdot 35}{0{,}148\cdot 10\cdot 2\,500^2+0{,}03\cdot 9{,}81\cdot 300^3-2\cdot 20\cdot 300\cdot 2\,500}=-3{,}2.$$

Таким образом, для концевого сечения

$$\frac{dh}{ds}=\frac{1}{\frac{ds}{dh}}=\frac{1}{3{,}2}=-0{,}312$$

и, следовательно, глубина канала убывает вниз по течению и наоборот, возрастает вверх по течению.

Таблица 12-2

№ сечения	h, м	b, м	B, м	ω, м²	Q, м³/сек	$\frac{ds}{dh}$	Δh, м	$\Delta s = \frac{ds}{dh}\Delta h$, м	Примечание
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	10	25	35	300	2 500	—3,2	+1,0	—3,20	
2	11	24,53	35,53	330	2 440	—12	+1,0	—12,10	$i = 0{,}03$
3	12	22,75	34,75	345	2 194	—24	+1,0	—24,0	
4	13	19,20	32,20	334	1 714	—42,5	+0,765	—32,7	
5	13,76	14,40	28,16	293	1 060	+100,0	—0,26	—26,0	
6	13,50	10,20	26,70	229	50	+62,0	—0,43	—27,0	$i = 0{,}05$
7	13,08	6,50	—	—	—	—	—	—	
								$\Sigma = 125$	

Примечания: 1. В графе 9 этой таблицы значения Δs представляют собой расстояния между смежными сечениями (так, $\Delta s = -3{,}2$ м есть расстояние между 1-м и 2-м сечениями, $\Delta s = -12{,}1$ м есть расстояние между 2-м и 3-м сечениями и т. д.) Знак минус стоит потому, что расстояние Δs откладывается в обратном направлении.

2. По данным граф 2 и 9, т. е. по ряду глубин воды в канале h и расстояниям между ними Δs, можно построить линию свободной поверхности воды в канале.

При таком построении надо учитывать падение дна канала в соответствии с его уклоном i.

Принимая разность глубины для первого расчетного участка (самого нижнего по течению) $\Delta h = +1{,}0$ м, находим длину этого участка $\Delta s = 3{,}2 \cdot 1{,}0 = -3{,}2$ м.

Переходим к следующему сечению, расположенному в расстоянии 3,2 м вверх от концевого сечения.

Имеем:

$$h = h_{нач} + \Delta h = 10{,}0 + 1{,}0 = 11{,}0 \text{ м};$$

ширина по дну

$$b = 25 - 0{,}148\Delta s = 24{,}53 \text{ м};$$

ширина поверху

$$B = 24{,}53 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot 11 = 35{,}53 \text{ м};$$

площадь живого сечения $\omega = 345$ м²,
расход

$$Q = q(L - \Delta s) = 20\,(125 - 3{,}2) = 2\,440 \text{ м}^3/\text{сек},$$

и продолжаем расчет так, как это указано выше для первого (концевого) сечения. Итоги сводим в табл. 12-2

Для целей ориентировочного определения размеров отводящего канала можно предложить следующий приближенный метод расчета[1].

Предполагаем, что уклон i свободной поверхности воды в отводящем канале задан, равным образом задан расход Q, поступающий от водослива, а также угол $\beta°$, образованный направлением оси отводящего канала и направлением порога водослива. Требуется определить глубину h и ширину b по дну канала (очевидно, h и b будут различны для различных сечений).

Схема расчета пренебрегая гидравлическими сопротивлениями по пути (как небольшими в сравнении с падением свободной поверхности воды в канале), находим скорости течения v для каждого расчетного поперечного сечения ($v_1, v_2, \ldots, v_n$). Затем определяем соответствующие расходы Q ($Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$), пользуясь формулой

$$Q_x = \frac{Q_{водосл}}{L} x = m\sqrt{2g}H^{3/2}x,$$

где m, L и H — соответственно коэффициент расхода, длина порога и напор на водосливе, а x — расстояние от данного сечения до начального $0-0$ (рис. 12-8). По расходу и скорости находим площади поперечных сечений $\omega = \frac{Q}{v}$ ($\omega_1, \omega_2, \ldots, \omega_n$).

Имея, таким образом, величины ω, определяем искомые h и b, принимая по конструктивным условиям соотношение $\beta = \frac{b}{h}$ (оптимальное решение можно найти путем сопоставления ряда вариантов канала при различных i, $\beta°$ и $\beta = \frac{b}{h}$).

Последовательность вычислений и расчетные формулы указаны на примере.

Пример. Дано: длина порога водослива $L = 100$ м; напор на водосливе $H = 5$ м, расход $Q = 2\,000$ м³/сек; угол $\beta° = 15°$ $\left(\alpha° = \frac{\pi}{2} - 5° = 75°, \cos\alpha = 0{,}26\right)$, коэффициент скорости $\varphi = 0{,}90$. Определить размеры отводящего канала.

Решение. 1) Принимаем свободную поверхность в отводящем канале в виде прямой, причем ее отметку в начальном сечении принимаем равной отметке порога водослива, а в концевом сечении — ниже порога водослива на величину $y_к = 5$ м.

2) Определяем среднюю скорость $v_к$ в концевом сечении канала (рис. 12-8, сечение $2-2$), решая квадратное уравнение

$$v_к^2 - A'v_к - B' = 0,$$

где $v_к$ — средняя скорость в концевом сечении;

$$A' = \frac{2}{3}\left(u_к + u_0\sqrt{\frac{H}{y_к}}\ln\frac{\sqrt{y_к} + \sqrt{H + y_к}}{\sqrt{H}}\right),$$

$$B' = \frac{2gy_к + u_0^2}{3}.$$

Последовательно находим:
скорость в начальном сечении (рис. 12-8, сечение $0-0$)

$$u_0 = \varphi\cos\alpha\sqrt{2gH} = 0{,}90 \cdot 0{,}26\sqrt{2g \cdot 5} = 2{,}32 \text{ м/сек},$$

скорость в концевом сечении (рис. 12-8, сечение $2-2$)

$$u_к = \varphi\cos\alpha\sqrt{2g(H + y_к)} =$$

$$= 0{,}90 \cdot 0{,}26\sqrt{2g(5 + 5)} = 3{,}3 \text{ м/сек},$$

величины A' и B'

$$A' = \frac{2}{3}\left(u_к + u_0\sqrt{\frac{H}{y_к}}\ln\frac{\sqrt{y_к} + \sqrt{H + y_к}}{\sqrt{H}}\right) =$$

$$= \frac{2}{3}\left(3{,}3 + 2{,}32\sqrt{\frac{5}{5}}\ln\frac{\sqrt{5} + \sqrt{5 + 5}}{\sqrt{5}}\right) = 3{,}55 \text{ м/сек}.$$

[1] По докладу доц. П. Г. Киселева на научно-технической конференции МИСИ имени В. В. Куйбышева в апреле 1952 г.

$$B' = \frac{2gy_к + u_0^2}{3} = \frac{2g \cdot 5 + 2{,}32^2}{3} = 32{,}7 \ м^2/сек^2.$$

Тогда получим расчетное уравнение

$$v_к^2 - 3{,}55 v_к - 32{,}7 = 0,$$

откуда $v_к = 7{,}8$ *м/сек* (отрицательный корень отбрасываем).

Определяем размеры поперечного профиля канала в концевом сечении.

Расход $Q = 2\,000$ *м³/сек*;

$$\omega_к = \frac{Q}{v_к} = \frac{2\,000}{7{,}76} = 258 \ м^2.$$

Принимаем глубину воды $h_к = 10$ *м* (по конструктивным соображениям) (на рис. 12-8 глубина h_2) и находим $b_к = 25{,}8$ *м* $\left(\text{при этом получим } \beta = \frac{b}{h_2} = 2{,}58\right)$.

3) Аналогично находим размеры промежуточных сечений, определяя соответственно сперва скорость v по формуле

$$v^2 - Av - B = 0,$$

где $A = \frac{2u}{3}$;

$$B = \frac{2}{3} v_к u_0 \sqrt{\frac{H}{y_к}} \ln \frac{\sqrt{y} + \sqrt{H + y}}{\sqrt{H}} + \frac{2gy + u_0^2}{3},$$

причем в этих формулах:

$u = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(H - y)}$ — скорость присоединяемого потока в данном сечении;

$y = y_к \frac{x}{L}$ — падение свободной поверхности воды от начального сечения до данного расчетного $\left(\text{в нашем случае } y = 5 \frac{x}{100} = 0{,}05x\right)$.

Примечание. В целях удобств расчета объединяем одинаковые для всех сечений множители, обозначая

$$a = \frac{2}{3} v_к u_0 \sqrt{\frac{H}{y_к}} = \frac{2}{3} 3{,}55 \cdot 2{,}32 \sqrt{\frac{5}{5}} = 5{,}5;$$

$$b = \sqrt{H} = \sqrt{5} = 2{,}35;$$

$$c = u_0^2 = 2{,}32^2 = 5{,}4$$

и составляя рабочую формулу

$$v^2 - \frac{2u}{3} v - 5{,}5 \ln \frac{\sqrt{y} + \sqrt{5 + y}}{\sqrt{5}} + \frac{2gy + 5{,}4}{3},$$

где

$$u = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(5 + y)} = 1{,}035 \sqrt{5 + y}.$$

Далее расчет производим в табличной форме.

Таблица для определения A и B

№ сечений	Расстояние от начала x, *м*	Падение свободной поверхности y, *м*	$\frac{\sqrt{y} + \sqrt{H + y}}{\sqrt{H}}$	$A = \frac{2u}{3} = 0{,}693 \sqrt{5 + y}$	$5{,}5 \times \ln \frac{\sqrt{y} + \sqrt{5 + y}}{2{,}225}$	$\frac{2gy + 5{,}4}{3}$	B
3—3	75	3,75	2,19	2,06	4,3	26,3	30,6
2—2	50	2,5	1,935	1,90	3,61	18,2	21,81
1—1	25	1,25	1,62	1,74	2,66	10,0	12,66
0,5—0,5	12,5	0,625	1,43	1,645	1,95	5,89	7,84
0,25—0,25	6,25	0,313	1,28	1,60	1,84	3,85	5,69

По этой таблице получаем уравнения для вычисления средних скоростей в каждом из сечений[1]:

$v_3^2 - 2{,}06 v_3 - 30{,}6 = 0$, откуда $v_3 = 6{,}7$ *м/сек*;

$v_2^2 - 1{,}90 v_2 - 21{,}81 = 0$, „ $v_2 = 5{,}72$ *м/сек*,

$v_1^2 - 1{,}74 v_1 - 12{,}66 = 0$, „ $v_1 = 4{,}53$ *м/сек*;

$v_{0,5}^2 - 1{,}645 v_{0,5} - 7{,}84 = 0$, „ $v_{0,5} = 3{,}74$ *м/сек*;

$v_{0,25}^2 - 1{,}6 v_{0,25} - 5{,}61 = 0$, „ $v_{0,25} = 3{,}32$ *м/сек*.

Таблица размеров сечения канала

№ сечений	Q, *м³/сек*	v, *м/сек*	ω_2	h, *м*	b, *м*	Примечание
3—3	1 500	6,7	244	9,33	24,10	Здесь принято прямоугольное сечение и $\beta = 2{,}58$
2—2	1 000	5,72	174	8,25	21,20	
1—1	500	4,53	110	6,53	16,75	
0,5—0,5	250	3,74	67	5,08	13,20	
0,25—0,25	125	3,32	37,5	3,74	9,65	

[1] Для концевого сечения соответствующее уравнение указано было выше.

ГЛАВА ТРИНАДЦАТАЯ

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МАШИНЫ

13-1. ТУРБИНЫ

Величина мощности. Мощность водотока (рис. 13-1) определяется формулой

$$N_{вод} = \frac{\gamma Q H_{бр}}{102} \ [квт]^*, \qquad (13\text{-}1)$$

где Q — расход воды, проходящий из верхнего бьефа в нижний, $м^3/сек$;

$H_{бр} = H_{ст} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$ — напор брутто (или полный), $м$, численно равный количеству энергии, $кГ \cdot м$, которое можно получить от каждого килограмма воды, прошедшей из верхнего бьефа в нижний;

α_1 и α_2 — коэффициенты неравномерности распределения скоростей по сечению в верхнем и нижнем бьефах;

v_1 и v_2 — средние скорости в верхнем и нижнем бьефах, $м/сек$;

γ — объемный вес воды, принимаемый в расчетах равным 1 000 $кг/м^3$.

Мощность гидроэлектростанции при пропуске всего расхода водотока через ее турбины

$$N_{ГЭС} = \frac{\gamma Q H_н}{102} \eta \eta_г,$$

где Q — расход ГЭС;

$H_н = H_{бр} - h$ — напор нетто или полезный;

h — гидравлические потери в подводящих и отводящих водоводах станции;

η — к. п. д. турбины, учитывающий все виды потерь энергии в самой турбине, включая турбинную камеру и отсасывающую трубу;

$\eta_г$ — к. п. д. генератора.

Полезная мощность турбины (на валу) $N_т$ определяется с учетом потерь энергии в водоводах гидроэлектростанции и в самой турбине по формуле

$$N = \frac{\gamma Q H}{102} \eta \ [квт]. \qquad (13\text{-}2)$$

или, учитывая, что $\gamma = 1\,000\ кг/м^3$,

$$N = 9{,}81 Q H \eta \ [квт], \qquad (13\text{-}2')$$

где Q — расход воды, проходящий через турбину;

H — действующий напор турбины, равный пьезометрическому уровню плюс $\frac{\alpha V^2}{2g}$ перед входом в турбину минус пьезометрический уровень при выходе из турбины.

* 1 $квт = 102\ кГ \cdot м/сек$; 1 $л.\ с. = 75\ кГ \cdot м/сек$; 1 $квт = 1{,}36\ л.\ с.$

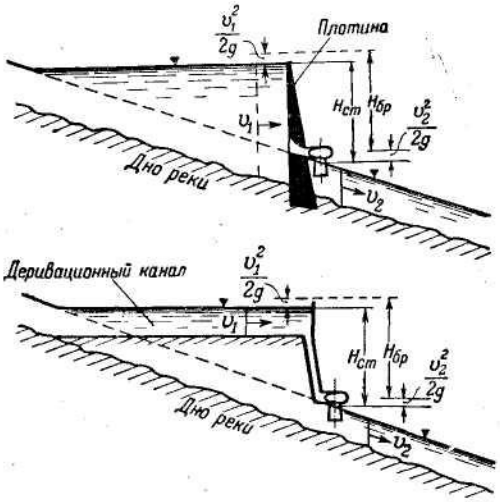


Рис. 13-1. Схемы гидроэлектрических станций.

Конструктивные схемы турбин различного типа

В зависимости от напора гидроэлектростанции и мощности агрегата применяются турбины различного вида. Существующие виды турбин можно разделить на две группы: а) активные и б) реактивные.

а) Активные турбины. Наиболее распространенной системой этой группы турбин являются ковшовые турбины.

Ковшовые турбины, применяемые при самых высоких напорах (300—1 500 $м$), выпускаются как с горизонтальным, так и с вертикальным расположением вала (обычно мощные). Горизонтальные турбины изготавливаются с одним или двумя колесами на валу при одном или двух соплах на каждое колесо. Вертикальные турбины выпускаются с одним колесом, но число сопел у них может быть также от одного до четырех (шести). Увеличение числа сопел позволяет увеличить мощность турбины, не уменьшая числа оборотов ее вала и не увеличивая диаметра рабочего колеса.

Кроме ковшовых турбин, могут применяться турбины наклонноструйные (рис. 13-2,*а*) (для меньших напоров) и двукратные (рис. 13-2,*б*) для сравнительно малых напоров и малой мощности.

б) Реактивные турбины. Наибольшее распространение имеют две системы этих турбин: радиально-осевые и осевые.

Радиально-осевые турбины в настоящее время применяются в диапазоне напоров 40—450 $м$ (при наибольшей мощности возможно применение

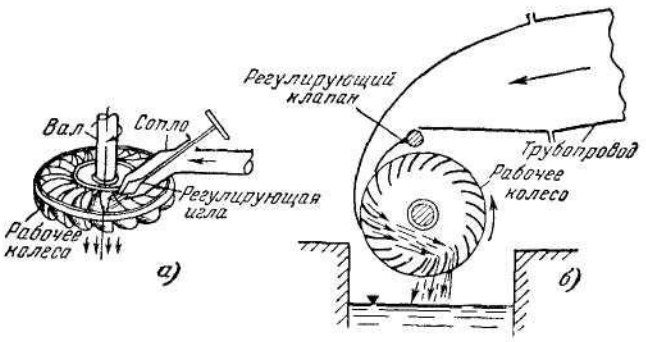


Рис. 13-2. Наклоннострунная и двукратная турбины.

этих турбин и при меньших напорах), осевые — от 3—4 до 50—70 *м*. Осевые турбины различаются по применяемому в них способу регулирования мощности на: поворотнолопастные (изменением открытия направляющего аппарата и угла установки лопастей рабочего колеса), пропеллерные (только направляющим аппаратом или жестко закрепленных лопастях рабочего колеса) и лопастнорегулируемые (только лопастями рабочего колеса при жестком креплении лопаток направляющего аппарата). На малых ГЭС иногда применяли пропеллерную турбину со щитовым регулированием, в которой лопасти колеса и лопатки направляющего аппарата закреплены жестко, а регулирование мощности достигается путем изменения открытия цилиндрического щита, охватывающего направляющий аппарат снаружи. Сравнительная оценка различных способов регулирования осевых турбин может быть произведена по относительной мощностной характеристике, приведенной на рис. 13-3. Наилучшие энергетические показатели имеют поворотнолопастные турбины, чем и объясняется их широкое применение на гидроэлектростанциях.

Сейчас разрабатываются реактивные турбины новой системы — диагональные (предложение проф В. С. Квятковского), рассчитанные на работу при напорах до 60—70 (100—120) *м* В диагональных турбинах регулирование мощности производится направляющим аппаратом и изменением угла установки лопастей рабочего колеса, в результате чего по энергетическим показателям эти турбины лучше радиально-осевых [1].

Области применения турбин различных систем в зависимости от мощности и величины полезного напора показаны на рис 13-4. Следует иметь в виду, что максимальная величина мощности турбины может быть значительно больше 100 000 *квт* (например, турбины Волжской ГЭС имени Ленина имеют мощность по 125 000 *квт*, турбины Братской ГЭС по 225 000 *квт*, а Красноярской ГЭС по 500 000 *квт*).

Режим работы турбины определяется формой абсолютной траектории воды при протекании ее через рабочее колесо или направлением абсолютной [2] скорости воды на входной и выходной кромках

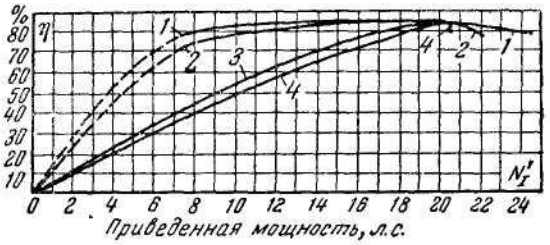


Рис. 13-3. Изменение к. п. д. осевой турбины при различных способах регулирования мощности
1 — поворотнолопастная, *2* — лопастнорегулируемая; *3* — пропеллерная; *4* — с цилиндрическим щитом.

колеса. Направление абсолютной скорости определяется путем построения параллелограмма скоростей. На рис. 13-5 приведены параллелограммы скоростей на входных (индекс *1*) и выходных (индекс *2*) кромках ковшовой, радиально-осевой и поворотнолопастной турбин.

Здесь V — абсолютная скорость воды; W' — относительная скорость воды и U — переносная скорость $\left(U = \frac{\pi Dn}{60}\ [м/сек]\right.$, где D — диаметр, *м*; n — число оборотов колеса в минуту$\left.\right)$; α — угол между абсолютной и переносной скоростью.

Одинаковым режимам соответствуют одинаковые динамические характеристики потока воды, протекающего через рабочее колесо турбины. Параллелограммы скоростей на входной и выходной кромках рабочего колеса, определяющие режим его работы, одновременно являются основным фактором, определяющим величину гидравлического к. п. д колеса. Связь между количеством энергии, полученной на валу турбины от 1 *кг* воды, прошедшего через рабочее колесо, и параллелограммами скоростей дает основное уравнение турбины (уравнение Эйлера):

$$H\eta_г = \frac{V_1 U_1 \cos\alpha_1 - V_2 U_2 \cos\alpha_2}{g} [кГ \cdot м/кг], \qquad (13\text{-}3)$$

где $H\eta_г$ — полезная энергия на валу турбины, полу-

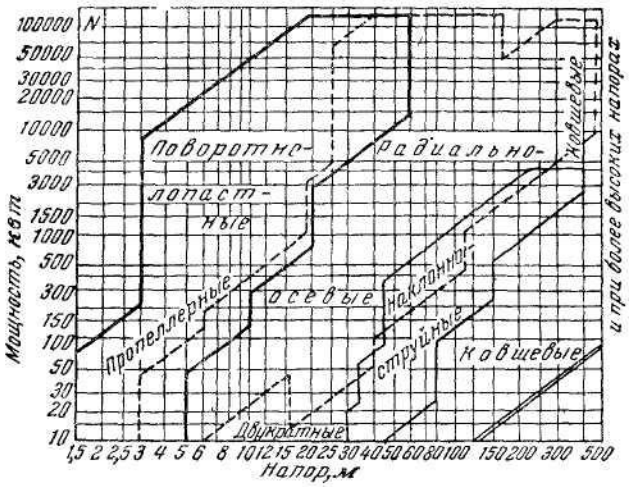


Рис. 13-4. Области применения турбины различного типа

[1] Более подробно о конструкциях гидротурбин см. С. А. Грановский, В. М. Орго, Л. Г. Смоляров, Конструкции гидротурбин и расчет их деталей, Машгиз, 1953. В. С. Квятковский, Н. М. Щапов, М. М. Орахелашвили, Г. Ф. Строев, М. Н. Квитко, Н. А. Комиссаров, Малые гидротурбины, Машгиз, 1950. И. Н. Смирнов, Гидравлические турбины, Госэнергоиздат, 1956

[2] Термин «абсолютная» здесь определяет траекторию и скорость относительно неподвижных частей турбины.

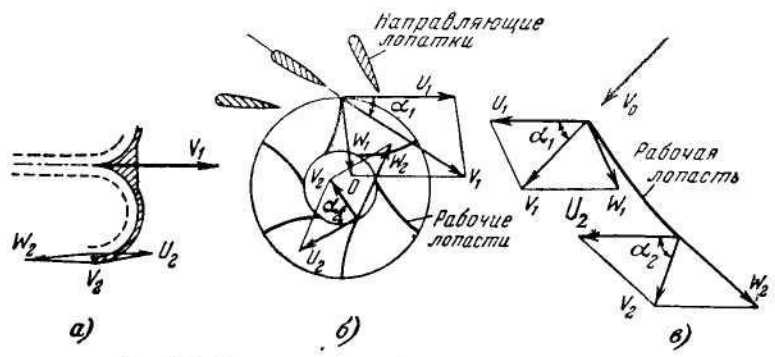


Рис. 13-5 Параллелограммы скоростей.
а — ковшовая; *б* — радиально-осевая, *в* — поворотнолопастная и пропеллерная.

чаемая от 1 *кг* воды, прошедшего через нее;

H — полезный напор;

$\eta_г$ — гидравлический к. п. д.;

g — ускорение силы тяжести.

Остальные обозначения ясны из рис. 13-5.

Оптимальный режим работы турбины, при котором к. п. д. имеет наибольшее значение, определяется двумя условиями:

а) безударным входом воды на рабочее колесо, при котором направление относительной скорости на входной кромке совпадает с касательной к рабочей лопасти колеса в этой точке,

б) радиальным или осевым направлением абсолютной скорости на выходной кромке рабочего колеса. При этом $\alpha_2=90°$ и второй член уравнения Эйлера (13-3) равен нулю (экспериментальные исследования показывают, что при оптимальном режиме α_2 несколько отклоняется от 90°).

Пересчет параметров работы турбины при изменении напора, под которым она работает, и при изменении величины диаметра (тип турбины не меняется, т. е. сохраняется геометрическое подобие проточных частей турбины) с сохранением неизменным режима турбины производится по следующим расчетным зависимостям:

$$\left.\begin{aligned} \frac{n_1}{n_2}=\frac{D_2}{D_1}\cdot\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}};\ \frac{Q_1}{Q_2}=\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}};\\ \frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\cdot\frac{H_1}{H_2}\cdot\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}}. \end{aligned}\right\} \qquad (13\text{-}4)$$

Формулы (13-4) получены в предположении, что гидравлический к. п. д. турбины не изменяется. В действительности к. п. д. турбин даже при строгом сохранении геометрического подобия колес и режима не остается постоянным, а с увеличением размера турбины несколько возрастает (см. ниже). Более точные формулы пересчета параметров турбины с учетом изменения величины к. п. д. имеют следующий вид:

$$\left.\begin{aligned} \frac{n_1}{n_2}=\frac{D_2}{D_1}\cdot\frac{\sqrt{H_1\eta_1}}{\sqrt{H_2\eta_2}};\ \frac{Q_1}{Q_2}=\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\frac{\sqrt{H_1\eta_1}}{\sqrt{H_2\eta_2}};\\ \frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2\frac{H_1\eta_1}{H_2\eta_2}\cdot\frac{\sqrt{H_1\eta_1}}{\sqrt{H_2\eta_2}}. \end{aligned}\right\} \qquad (13\text{-}5)$$

Единичные параметры работы характеризуют данный тип турбины и относятся к рабочему колесу диаметром 1 *м*, работающему при полезном напоре 1 *м*. Единичные параметры обозначаются n_1', Q_1', N_1'.

Если для данного типа турбины известны единичные параметры, соответствующие какому-либо режиму, то можно определить число оборотов, расход и мощность турбины такого же типа, имеющей диаметр D и напор H, при том же режиме по следующим формулам:

$$n=n_1'\frac{\sqrt{H}}{D};\quad Q=Q_1'D^2\sqrt{H}. \qquad (13\text{-}6)$$

Формулы (13-6) получены на основании зависимостей (13-4) Можно пользоваться также более точными формулами, полученными на основании зависимостей (13-5), учитывающими изменение к. п. д. турбины.

Быстроходность турбины. Коэффициентом быстроходности n_s называется число оборотов такой турбины данного типа, которая при напоре в 1 *м* ($H=1$ *м*) развивает мощность, равную 1 *л. с.* ($N=1$ *л. с.*). Если для данной турбины известны число оборотов, напор и мощность (n, *об/мин*; H, *м*, N, *квт*), то коэффициент быстроходности может быть определен по следующей формуле:

$$n_s=\frac{7}{6}\cdot\frac{n}{H}\sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}. \qquad (13\text{-}7)$$

Коэффициенты быстроходности турбин различных систем характеризуются следующими величинами:

Ковшовые с одним соплом	3 — 26
„ с двумя соплами	15 — 37
„ с четырьмя соплами	20 — 52
Наклонноструйные	30 — 60
Радиально-осевые	75 — 350
Поворотнолопастные и пропеллерные	400— 1 000 *об/мин*

Отсасывающая труба. В активных турбинах часть напора, соответствующая высоте от уровня н. б. до рабочего колеса, не используется. Но учитывая, что активные турбины применяются при весьма высоких напорах, это не приводит к значительной потере энергии; например, при $H=300$ *м* потеря 2 *м* напора дает около 0,7% потери энергии. В реактивных турбинах этот напор используется при помощи отсасывающей трубы (рис. 13-6).

Для реактивных турбин весьма существенное значение имеют «выходные потери». Выходными потерями называется кинетическая энергия воды (отнесенная к 1 *кг*) при выходе ее из турбины, выраженная в долях от напора:

$$p=\frac{\alpha V^2}{2gH},$$

где V — средняя скорость на выходе из отсасывающей трубы;

α — коэффициент неравномерности распределения скоростей по сечению;

$g=9{,}81$ *м/сек*²;

H — полезный напор, *м*.

Непосредственно за рабочим колесом (сечение *2*) рис. 13-6 кинетическая энергия воды p_2 может состав-

лять сравнительно большую долю от всей полезной энергии, подводимой к турбине. Так, например, полагая $\alpha=1$, для турбин различной быстроходности получим:

$$n_s = 80;\quad 200;\quad 300;\quad 600;\quad 800;$$
$$p_2 = 0{,}01;\ 0{,}06;\ 0{,}10;\ 0{,}24;\ 0{,}36.$$

Из приведенных данных следует, что чем выше быстроходность турбины, тем кинетическая энергия воды за рабочим колесом составляет больший процент от всей энергии, подведенной к турбине. Использовать эту кинетическую энергию (p_2) можно путем уменьшения величины скорости воды при выходе потока из отсасывающей трубы, что достигается плавным увеличением поперечного сечения отсасывающей трубы и преобразованием кинетической энергии в энергию давления.

В выходном сечении 5 отсасывающей трубы (рис. 13-6) $V_5<V_2$. Дополнительная величина энергии, которая может быть использована рабочим колесом турбины, составит

$$\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 V_5^2}{2g} - h_{тр}\ [кГ\cdot м/кг],$$

где $h_{тр}$ — гидравлические потери в отсасывающей трубе.

Коэффициентом полезного действия отсасывающей трубы $\eta_{тр}$ называется отношение фактически преобразованной в отсасывающей трубе кинетической энергии в потенциальную к полной кинетической энергии за рабочим колесом:

$$\eta_{тр} = \frac{\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 V_5^2}{2g} - h_{тр}}{\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}}. \qquad (13\text{-}8)$$

Чем меньше величина выходной скорости V_5, тем меньше выходные потери. Однако для снижения V_5 нужно увеличивать длину отсасывающей трубы, что вызывает удорожание сооружений и увеличение потерь $h_{тр}$. Ориентировочное значение выходных потерь из отсасывающей трубы и скорости V_5 можно принимать в соответствии с графиком (рис. 13-7), считая $\alpha_5=1$. Иногда при малых напорах ($H<10$ м) величины p_5 и V_5 принимаются несколько бо́льшими, чем по приведенному графику.

Формы отсасывающих труб весьма разнообразны, однако все они могут быть разделены на три группы:

1 Прямоосные отсасывающие трубы (обычно конические, рис. 13-6) являются наиболее эффективными ($\eta_{тр}=0{,}75$—$0{,}85$), если угол расхождения θ достаточно мал ($\theta\leqslant 12$—$14°$). Необходимая длина конической отсасывающей трубы определяется:

$$L_{тр} = D_2 \frac{\sqrt{\frac{V_2}{V_5} - 1}}{2\operatorname{tg}\frac{\theta}{2}}, \qquad (13\text{-}9)$$

где D_2 — выходной диаметр рабочего колеса или камеры (дается на габаритных чертежах рис. 13-28);

$V_2 = Q_{макс} : \frac{\pi D_2^2}{4}$ — скорость при максимальной мощности турбины;

V_5 может определяться по графику рис 13-7.

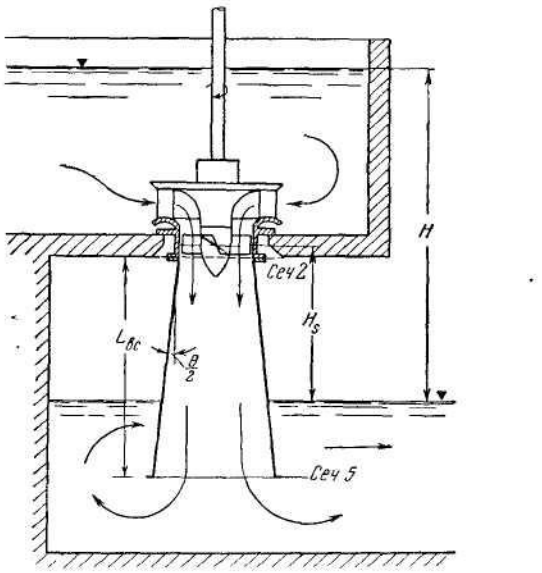


Рис. 13-6 Коническая отсасывающая труба.

Прямоосные конические отсасывающие трубы применяются только для турбин небольшой мощности, а для мощных турбин — только при очень больших напорах ($H>150$—200 м). Прямоосные трубы находят применение для крупных поворотнолопастных прямоточных или горизонтальных турбин.

В последнее время прямоосные раструбные трубы начинают внедряться и для крупных вертикальных поворотнолопастных и радиально-осевых гидротурбин.

2 Изогнутые отсасывающие трубы имеют наиболее широкое применение в крупных и средних гидроэлектростанциях, однако к. п. д. их несколько ниже, чем прямоосных ($\eta_{тр}=0{,}6$—$0{,}8$). Форма и размеры изогнутой отсасывающей трубы оказывают существенное влияние на энергетические показатели низконапорных (быстроходных) турбин, особенно при мощности, близ-

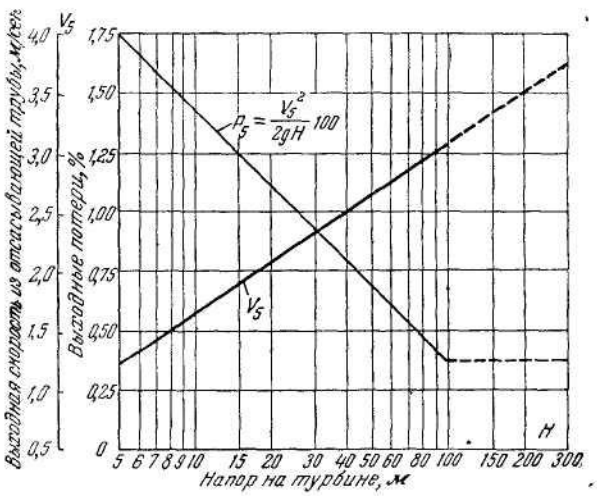


Рис. 13-7. Выходные потери и скорости при выходе из отсасывающей трубы.

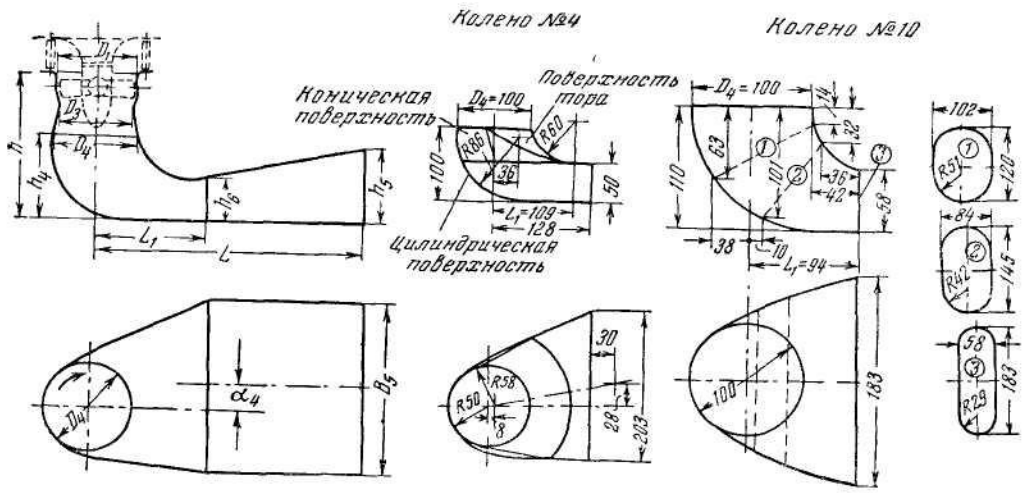


Рис. 13-8. Отсасывающие трубы поворотнолопастных турбин.

кой к наибольшей На рис. 13-8 показаны некоторые типы изогнутых отсасывающих труб:

а) Трубы с коленом № 4, рекомендуются для поворотнолопастных турбин. Основные размеры их в функции от диаметра рабочего колеса приведены в таблице.

разместить в горизонтальном участке трубы раздельный бычок ширина трубы в плане должна быть соответственно увеличена.

При переходе от прямоосной конической трубы к изогнутой несколько снижается к. п. д. турбины и

Относительные размеры отсасывающих труб

Тип трубы	h	D_1	L_1	L	B_5	h_4	h_5	h_6	a_4
4а	$1{,}915D_1$	$1{,}096D_1$	$1{,}395D_1$	$3{,}3D_1$	$2{,}23D_1$	$1{,}96D_1$	$0{,}945D_1$	$0{,}548D_1$	$0{,}31D_1$
4с	$2{,}30D_1$	$1{,}204D_1$	$1{,}595D_1$	$3{,}5D_1$	$2{,}5D_1$	$1{,}204D_1$	$1{,}0D_1$	$0{,}602D_1$	$0{,}34D_1$

Увеличение высоты h (удлинение вертикальной конической части) приводит к увеличению к. п. д. и мощности турбины. С этой точки зрения труба с высотой $h=2{,}3D_1$ лучше. Однако увеличение высоты часто приводит к увеличению объема строительных работ.

б) Трубы с коленом № 10, рекомендуемые для радиально-осевых турбин.

Длину горизонтального участка изогнутых отсасывающих труб L можно изменить с сохранением углов наклона боковых стенок в плане и потолка в продольном разрезе. С увеличением L против приведенных в таблице и на рис. 13-9 данных к. п. д. турбины несколько возрастает (оценку можно произвести по величине выходных потерь). В случае необходимости

Таблица 13-1

Мощность турбины, %	100	90	80	70	60	50
Снижение к. п. д. турбины на $\Delta\eta$, %	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0
Уменьшение пропускной способности ΔQ, %	5	4	3	2	1	0

уменьшается ее пропускная способность (мощность). Ориентировочные значения уменьшения η и Q приведены в табл. 13-1.

3. Коленчатые отсасывающие трубы, применяемые для горизонтальных турбин малой мощности (рис. 13-10, нижний). Эти трубы имеют наиболее низкий к. п. д. ($\eta_{тр}=0{,}4$—$0{,}5$), что связано в основном с малой длиной прямого конического участка.

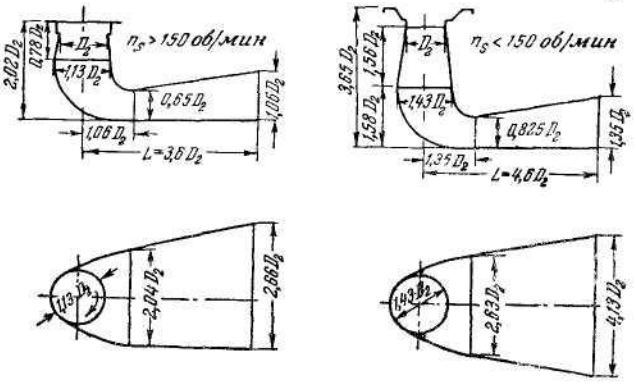


Рис. 13-9. Отсасывающие трубы радиально-осевых турбин с коленом № 10.

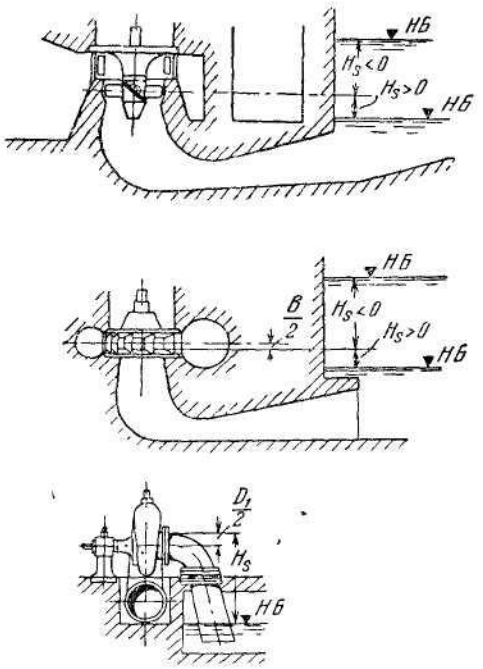


Рис. 13-10 Высота отсасывания.

Кавитация в турбинах возникает при падении давления в ней ниже давления водяных паров. Величина давления водяных паров для различной температуры приведена в табл. 13-2.

Таблица 13-2

Температура воды, °С	0	10	20	40	60	80	100
Давление водяных паров, *м вод. ст.*	0,06	0,12	0,24	0,75	2,03	4,83	10,33

Если в потоке, протекающем через турбину, давление становится меньше, чем давление водяных паров, то начинается интенсивный процесс парообразования (кипение) и поток теряет сплошность. Попадая в область повышенного давления, пузырьки пара, движущиеся с потоком, конденсируются, что сопровождается резкими ударами частичек воды о стенки. Разрыв сплошности потока приводит к снижению пропускной способности и мощности турбины при резком падении к. п. д. Кроме того, при кавитации появляются сильная вибрация и толчки, сопровождаемые характерным шумом в турбине. В результате механического воздействия на стенки ударов воды, следующих друг за другом с высокой частотой, а также, возможно, в результате сопровождающих конденсацию пузырьков пара химических и электрических явлений происходит быстрое разрушение рабочих органов турбины (выходные кромки рабочих лопастей, поверхность камеры рабочего колеса, верхняя часть конуса отсасывающей трубы, сопло и игла ковшовых турбин и др.).

Для увеличения долговечности частей турбины, подверженных действию кавитации, их изготавливают

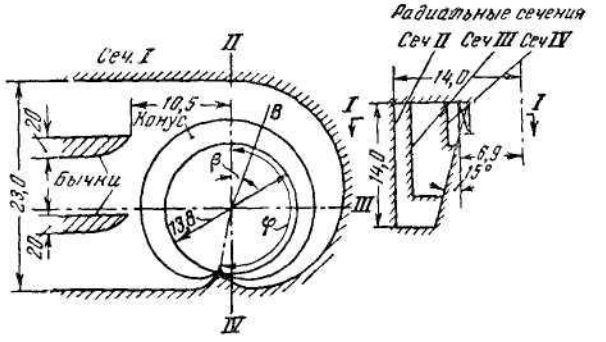


Рис. 13-11. Бетонная спиральная камера.

из особо стойких материалов, например из специальных сортов нержавеющей стали. Однако наиболее эффективным средством борьбы с кавитацией является устранение причины, ее вызывающей, — недопущение чрезмерного понижения давления в турбине. В реактивных турбинах это можно обеспечить ограничением высоты отсасывания (H_s). На рис. 13-10 показан способ отсчета высоты отсасывания, применяемый для турбин различного типа. Допустимая величина высоты отсасывания определяется по следующей формуле:

$$H_s \leqslant 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma H, \qquad (13\text{-}10)$$

где ∇ — отметка турбины над уровнем моря, *м* (член $\frac{\nabla}{900}$ приближенно учитывает уменьшение атмосферного давления с подъемом над уровнем моря);

σ — коэффициент кавитации, определяемый для каждого типа турбины по испытанию моделей на специальной кавитационной установке. Коэффициент кавитации изменяется с изменением режима работы турбины

Турбинные камеры служат для подвода воды к направляющему аппарату реактивных турбин и для равномерного его питания по всему периметру. Для средних и крупных турбин обычно применяются бетонные и металлические спиральные турбинные камеры. Бетонные камеры применяются при напорах менее 35—40 *м*. Форма бетонной спиральной камеры показана на рис. 13-11. Характерным размером бетонной камеры является угол охвата, который обычно принимается равным 180—220°.

Исследованиями Московского инженерно-строительного института имени В. В. Куйбышева и ЛМЗ доказана возможность уменьшения угла охвата до 130—135°. При таком угле охвата можно получить почти симметричное размещение агрегата в блоке здания ГЭС, что в некоторых случаях выгодно по условиям компоновки блока. Форма поперечного сечения бетонной спирали обычно трапецеидальная, симметричная либо смещенная вниз или вверх. Выбор той или иной формы определяется условиями компоновки блока.

Металлические (сварные и литые) спиральные камеры имеют величину угла охвата 330—345°. Поперечное сечение — круглое (рис. 13-12).

Для турбин малой мощности (диаметр до 84 *см*) применялись также фронтальные камеры, но в последнее время и для этих турбин стали применять спиральные камеры. При малых напорах широкое применение находят открытые камеры прямоугольного сечения

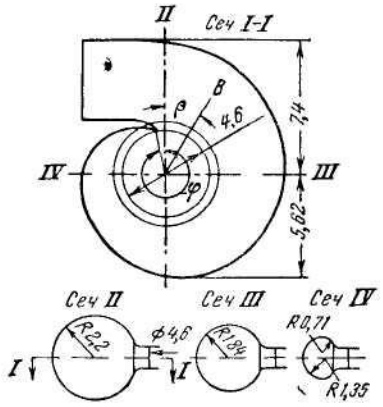


Рис. 13 12 Металлическая спиральная камера

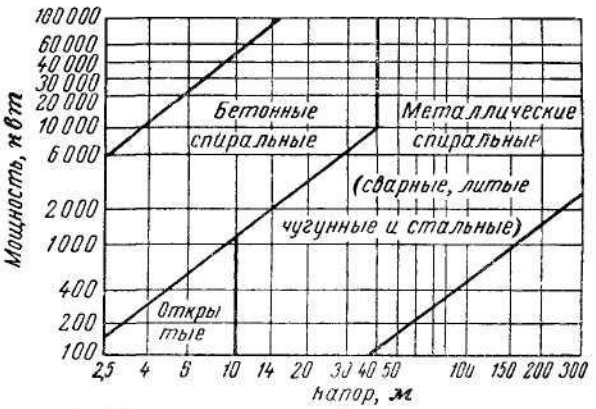


Рис 13 13 Области применения турбинных камер различных типов

(рис 13 6) При ограниченных размерах прямоугольные открытые камеры являются менее эффективными, и в этих случаях более целесообразно применять спиральные открытые камеры

Области применения камер различного типа в зависимости от мощности и напора турбины показаны на графике рис 13 13 Габаритные размеры спиральной камеры ориентировочно могут быть определены из следующих соображений

а) Расход Q_B, проходящий через сечение B, расположенное относительно входного сечения II под углом β (рис 13 11 и 13 12), равен

$$Q_B = Q_т \frac{\varphi - \beta}{360}, \qquad (13\text{-}11)$$

где $Q_т$ — расход турбины,

φ — угол охвата, *град.*

б) Величина площади сечения спирали F_B находится в предположении, что скорость в спирали $V_{сп}$ по ее длине постоянна.

$$F_B = \frac{Q_B}{V_{сп}}. \qquad (13\text{-}12)$$

Величина скорости в спирали зависит от напора турбины и может определяться по следующему выражению

$$V_{сп} = \left(0{,}21 - \frac{H}{3\,200}\right)\sqrt{2gH}. \qquad (13\text{-}13)$$

Формула (13-13) может применяться для напоров до 300 *м* и дает лишь ориентировочную величину скорости Фактические ее значения могут отклоняться в большую или меньшую сторону

Расчет площадей поперечного сечения спирали производят также в предположении распределения скоростей по сечению по закону

$$V_{сп}\, r = \text{const},$$

где r — расстояние данного элемента сечения до оси рабочего колеса

Как показали исследования МИСИ имени В В Куйбышева при проектировании спиральных камер в некоторых случаях целесообразно принимать такую величину площади поперечного сечения чтобы средняя скорость спирали убывала по мере увеличения угла β от величины $V_{сп}$, определяемой по формуле (13-13) при $\beta=0$, до величины порядка (0,5—0,7) $V_{сп}$ при $\beta=\varphi$

Характеристики турбин С изменением условий работы турбины (открытия направляющего аппарата a, числа оборотов n напора H и др) изменяются и ее основные параметры (мощность N, к п д η, пропускаемый расход Q, коэффициент кавитации σ и др) В общем виде для турбины данного типа можно записать $N=N(D, H, n, a)$, $\eta=\eta(D, H, n, a)$ и т д, т е каждый параметр турбины является функцией четырех независимых переменных, а для поворотнолопастной турбины добавляется еще и пятое независимое переменное — угол установки лопастей рабочего колеса φ, следовательно $N=N(D, H, n, a, \varphi)$

Характеристиками называются графические изображения связи между отдельными параметрами турбины, построенные на основании испытаний (обычно на основании испытаний модели)

Характеристики турбин строятся в условиях, когда часть независимых переменных сохраняет заданное постоянное значение (параметры характеристики) Имеются две системы характеристик — линейные и универсальные

1 Линейные характеристики дают связь между любыми двумя параметрами работы турбины Каждая такая характеристика строится при трех постоянных параметрах (а для поворотнолопастных турбин — при четырех) Для оценки свойств турбины требуется построить несколько типов линейных характеристик

а) Расходная характеристика $N=N(Q)$, $\eta=\eta(Q)$, $\sigma=\sigma(Q)$ и др строится при параметрах $D=\text{const}$, $n=\text{const}$ и $H=\text{const}$

б) Оборотная характеристика $N=N(n)$, $\eta=\eta(n)$, $\sigma=\sigma(n)$ и др строится при параметрах $D=\text{const}$, $H=\text{const}$

в) Напорная характеристика $N=N(H)$, $\eta=\eta(H)$, $\sigma=\sigma(n)$ и др. строится при параметрах $D=\text{const}$, $a=\text{const}$ и $n=\text{const}$

Для сравнения свойств турбин различных типов удобно использовать линейные характеристики, построенные в безразмерных координатах, отнесенных к оптимальным значениям параметров (к п д, расход, мощность и др) На рис 13-14 и 13-15 приведены относительные расходная и оборотная характеристики турбин различного типа

2 Универсальные характеристики более полно освещают свойства турбин Эти характеристики строятся при двух постоянных параметрах В зависимости от

принимаемых параметров различают два вида универсальных характеристик:

а) Главная универсальная характеристика строится при $D=\text{const}$ и $H=\text{const}$. Обычно эти характеристики даются для единичных параметров $D=1$ *м* и $H=1$ *м*. При этом линии к. п. д. проводятся с теми значениями, которые получены непосредственно при испытании модели. В этом случае к. п. д. отнесены к размеру модели, что необходимо учитывать при использовании главных универсальных характеристик для подбора турбин. На характеристиках в поле координат Q_1' и n_1' (*рис.* 13-16—13-26) наносятся линии равных к. п. д., открытий направляющего аппарата, коэффициентов кавитации, углов установки лопастей рабочего колеса (для поворотнолопастных турбин). На характеристиках радиально-осевых турбин наносится еще линия предельной мощности, которая соответствует открытию направляющего аппарата, при котором мощность турбины достигает около 95% от максимально возможного значения. Не разрешается использовать турбину при режимах, лежащих вправо от кривой предельной мощности.

б) Эксплуатационная характеристика строится при $n=\text{const}$, $D=\text{const}$ (берутся фактические величины диаметра и числа оборотов турбины ГЭС). Эксплуатационная характеристика может быть построена по главной универсальной при помощи формул (13-4) или (13-5). При этом необходимо также учитывать, что с увеличением диаметра турбины увеличивается и значение к. п. д. Пересчет к. п. д. может производиться по формуле (13-15).

Эксплуатационная характеристика строится обычно в поле координат N — мощность турбины (иногда расход Q) и H — напор.

Каждая точка универсальной характеристики соответствует определенному режиму работы турбины. Выделяют два режима работы:

1. Оптимальный ($n_{1\text{э}}'$ и $Q_{1\text{э}}'$), при котором турбина имеет наибольший к. п. д. ($\eta=\eta_\text{э}$).

2. Предельный ($n_{1\text{пр}}'$ и $Q_{1\text{пр}}'$), при котором турбина имеет наибольшую величину открытия направляющего аппарата. Этот режим для радиально-осевых и пропеллерных турбин определяется положением линии 95% от максимальной мощности, а для поворотнолопастных турбин может довольно сильно изменяться и определяется в основном допустимым значением коэффициента кавитации (принимаемой величиной высоты отсасывания)

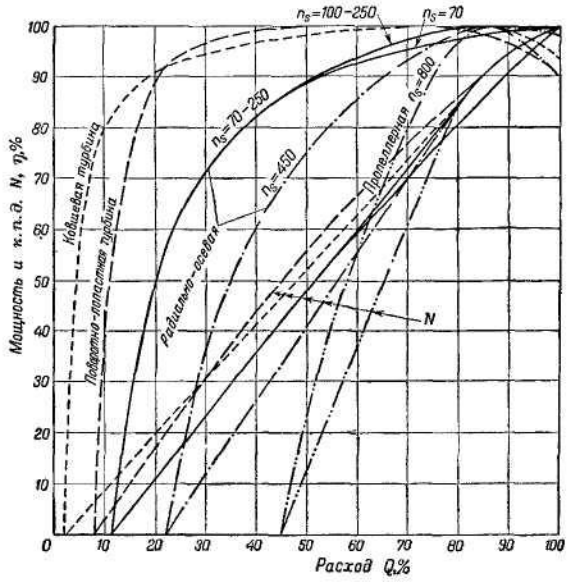


Рис. 13-14. Относительные расходные характеристики турбин различного типа.

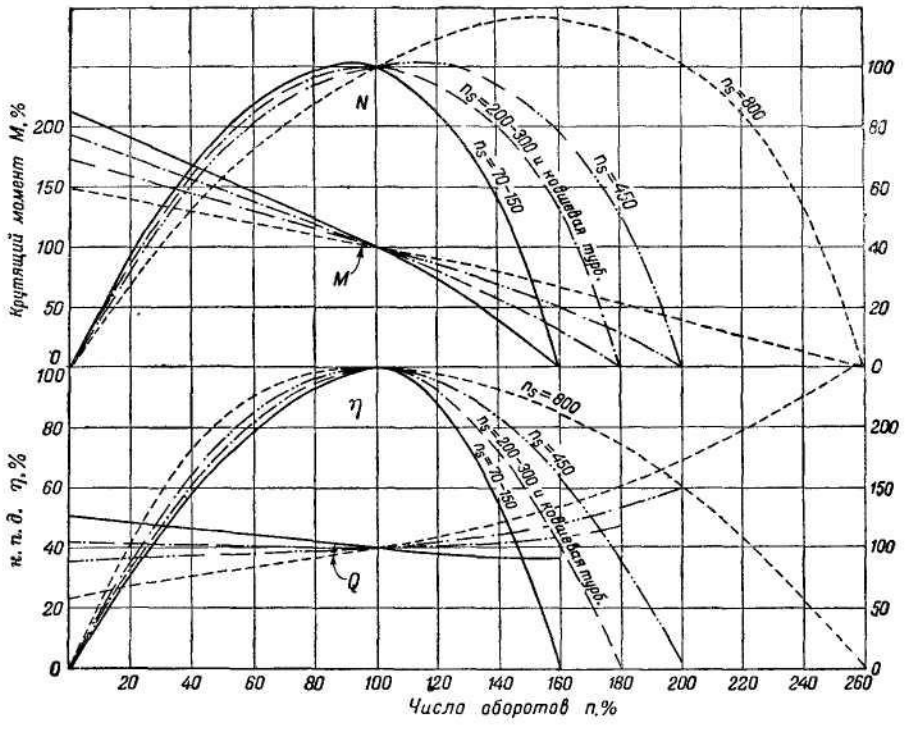


Рис. 13-15. Относительные оборотные характеристики турбин различного типа.

На рис. 13-16—13-26 приведены главные универсальные характеристики турбин различных типов Ленинградского металлического завода (ЛМЗ) и Всесоюзного института гидромашиностроения (ВИГМ). Данные характеристики могут использоваться для предварительного подбора турбин при проектировании гидро-

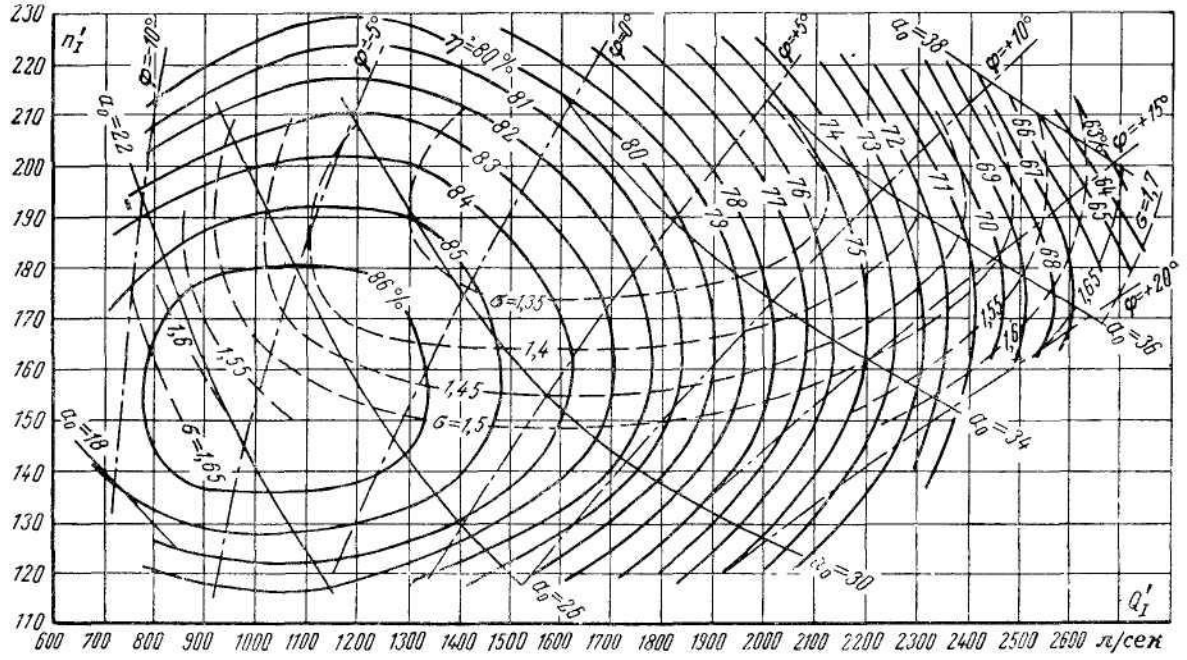


Рис. 13-16. Универсальная характеристика турбины ПЛ592 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 32, отсасывающая труба 4а).

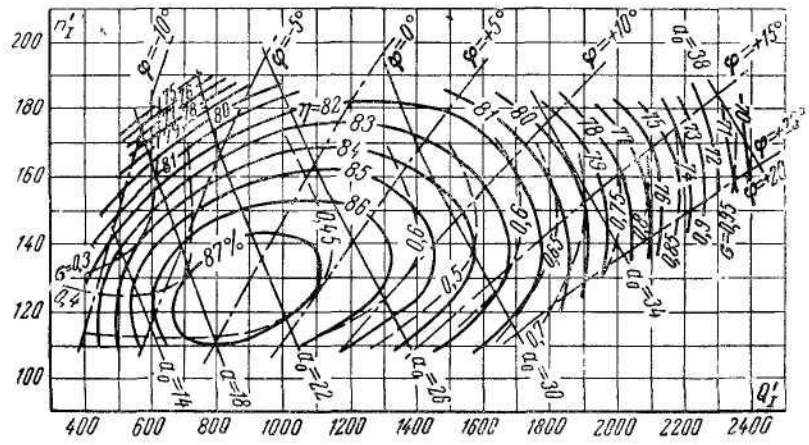


Рис. 13-17. Универсальная характеристика турбины ПЛ661 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 32, отсасывающая труба 4а).

электростанций. Однако при заказе оборудования необходимо базироваться на характеристиках, полученных непосредственно от заводов, поставляющих гидротурбины.

Построение эксплуатационной характеристики. Пересчет значений координат каждой режимной точки (n'_I и Q'_I) главной универсальной характеристики в координаты (H и N) эксплуатационной характеристики производится по следующим формулам:

$$H = \left(\frac{nD}{n'_I}\right)^2 \frac{\eta_м}{\eta_т}; \quad N = 9{,}8 Q_т H_т \eta_т, \qquad (13\text{-}14)$$

где $Q_т = Q'_I D^2 \sqrt{H}$ расход турбины;

$\eta_т$ — к. п. д. турбины.

На главных универсальных характеристиках обычно нанесены значения к. п. д., полученные непосредственно при испытаниях модели. Опыт показывает, что с увеличением размера турбины потери в ней уменьшаются и, следовательно, к. п. д. возрастает. Пересчет величины к. п. д. на натурные размеры турбины, связан с большими трудностями, так как точное геометрическое подобие при изготовлении турбины не сохраняется. Иногда меняется число направляющих лопаток. Меняется также относительная величина механических и объемных потерь. Часто турбина снабжается не той отсасывающей трубой, с которой была испытана модель.

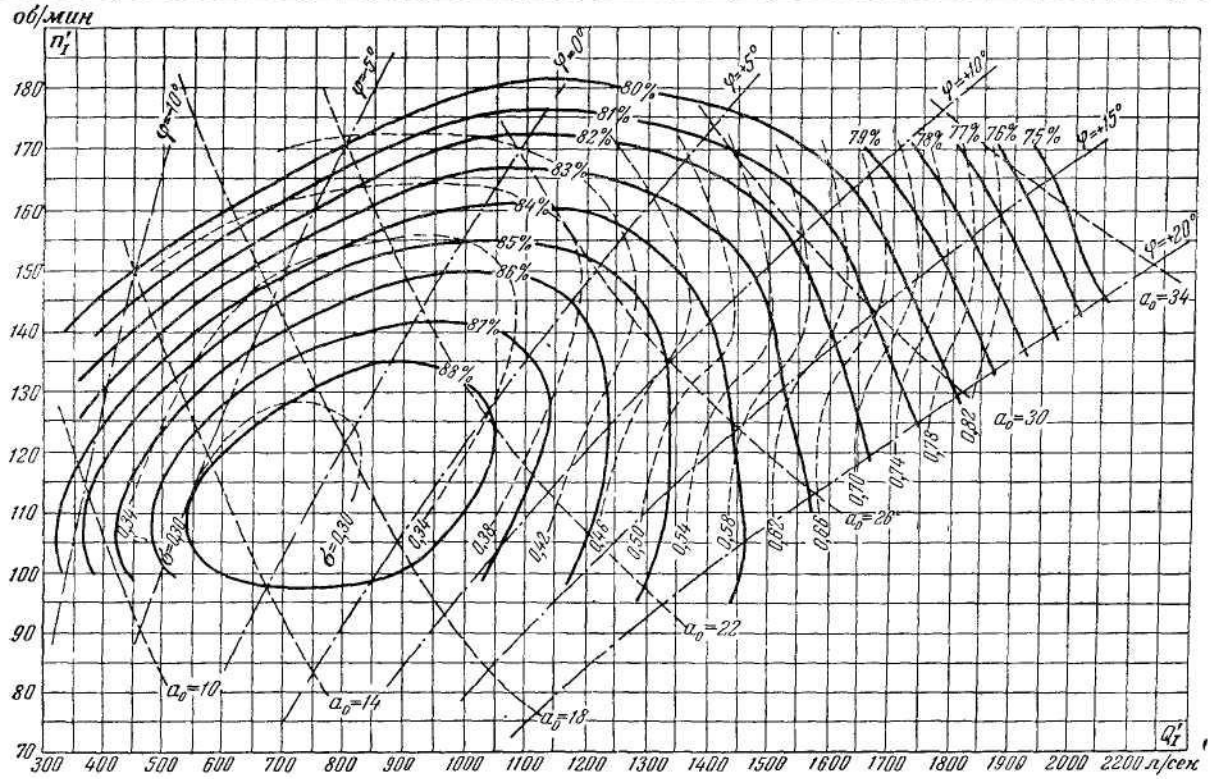
При сохранении геометрического подобия между моделью и турбиной оптимальный к. п. д. турбины может быть определен по следующей формуле

$$\eta_{о.т} = 1 - (1 - \eta_{о.м}) \sqrt[5]{\frac{D_м}{D_т}}, \qquad (13\text{-}15)$$

где $D_т$ и $\eta_{о.т}$ — диаметр и оптимальный к. п. д. турбины;

$D_м$ и $\eta_{о.м}$ — то же модели.

Для облегчения расчетов на кривой рис. 13-27 даны значения $\sqrt[5]{\frac{D_м}{D_т}}$ в зависимости от величины $\frac{D_м}{D_т}$.



Фис. 13-18. Универсальная характеристика турбины ПЛ587 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 32, отсасывающая труба 4а).

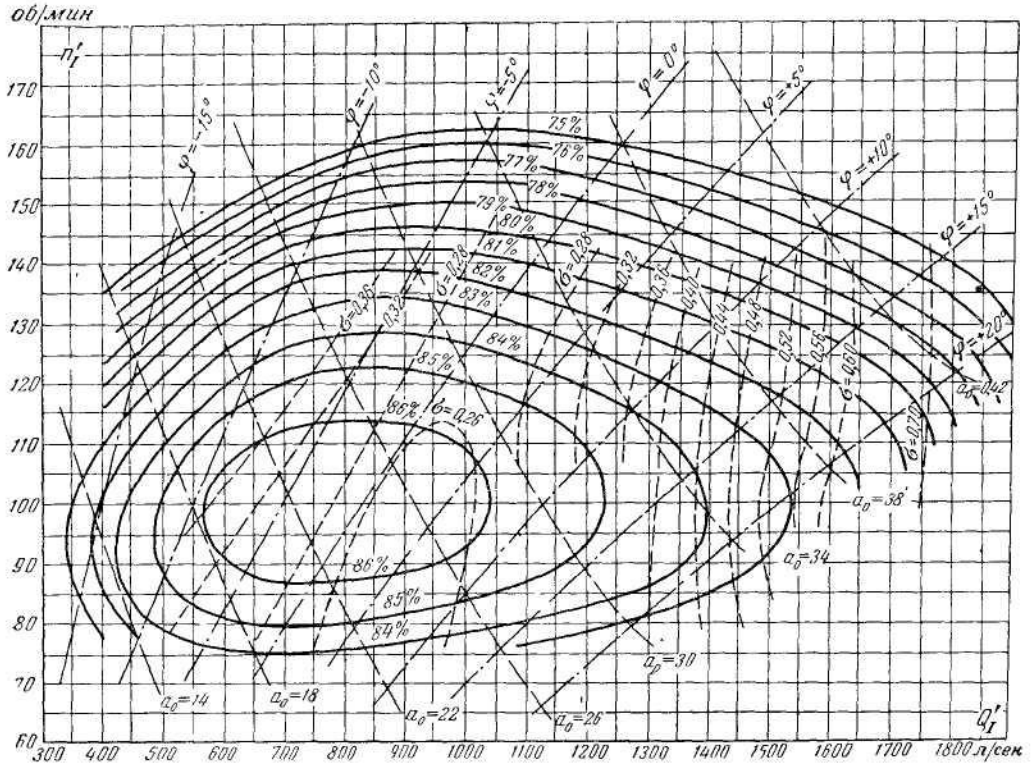


Рис. 13-19. Универсальная характеристика турбины ПЛ577 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 24, отсасывающая труба 4а).

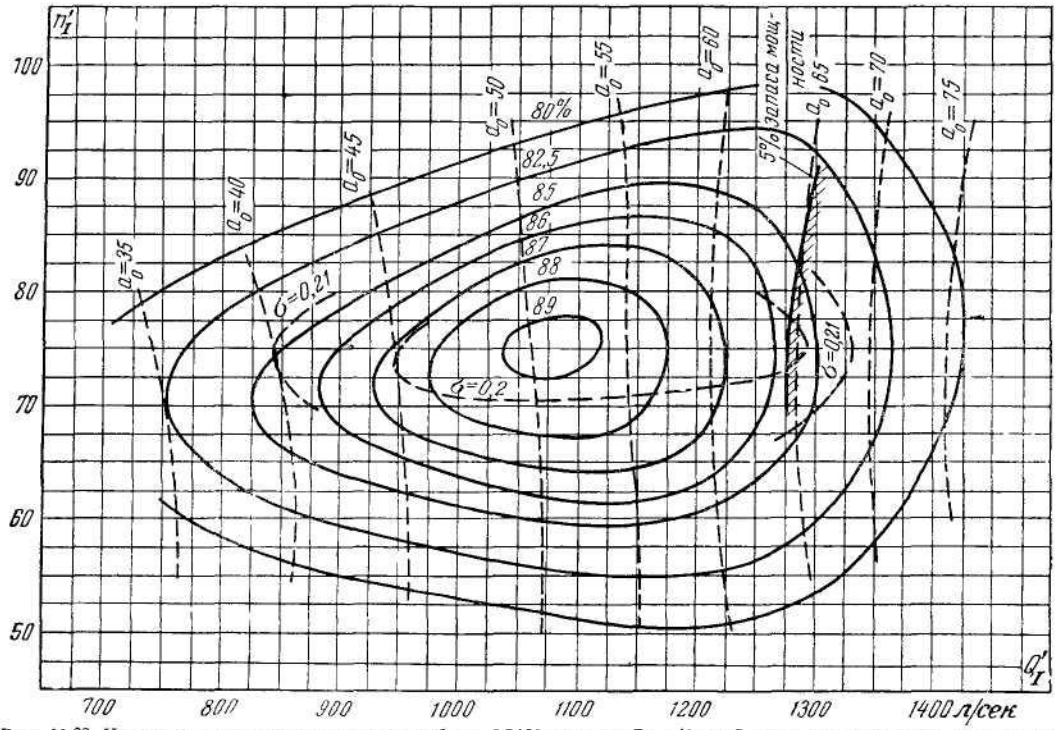


Рис. 13-20 Универсальная характеристика турбины РО123 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 12, отсасывающая труба изогнутая, высотой 2,23D).

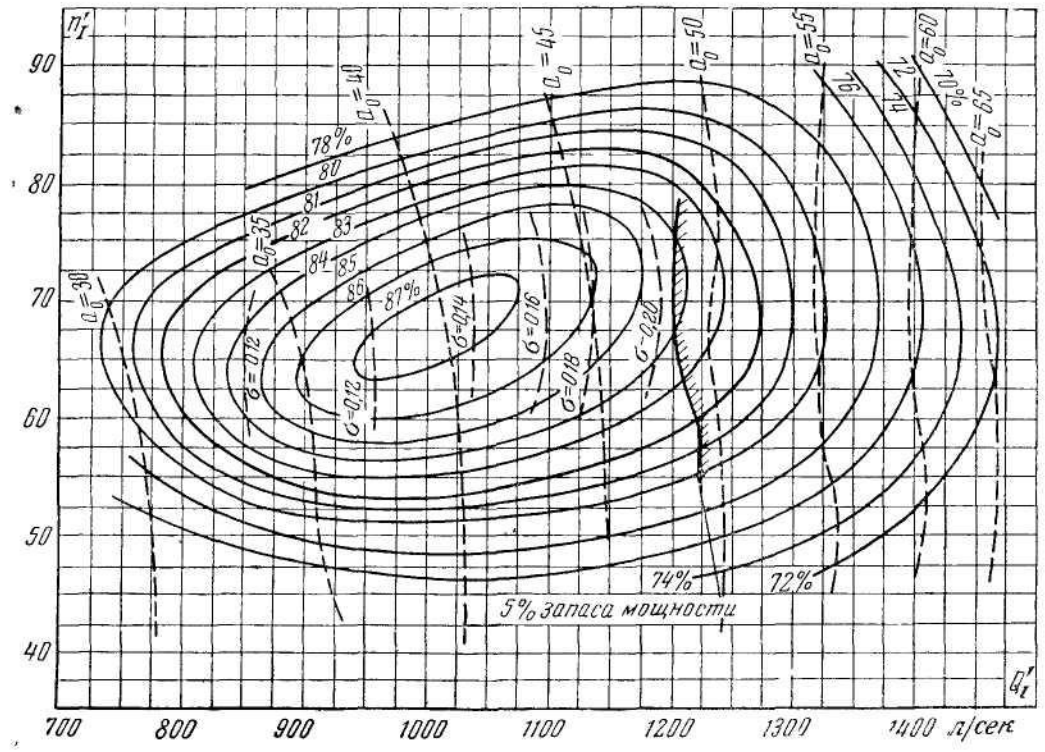


Рис. 13-21. Универсальная характеристика турбины РО21 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 16, отсасывающая труба изогнутая высотой 2D).

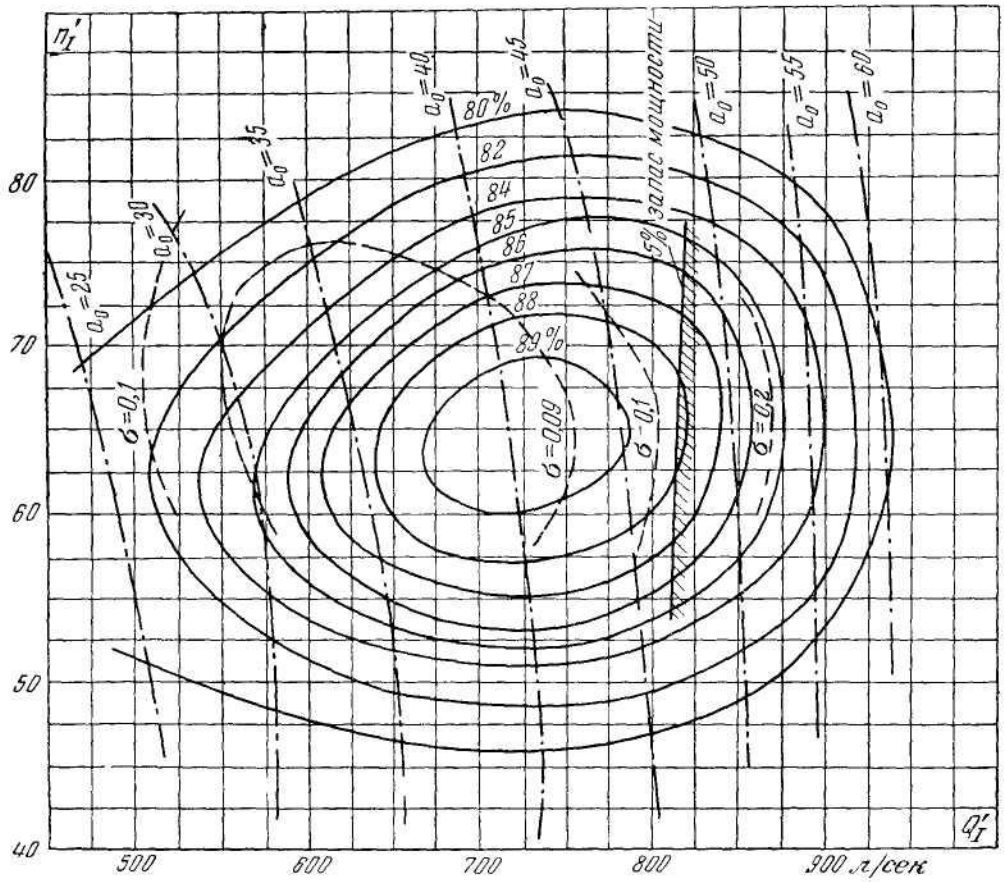


Рис 13 22. Универсальная характеристика турбины РО82 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 16, отсасывающая труба прямая коническая).

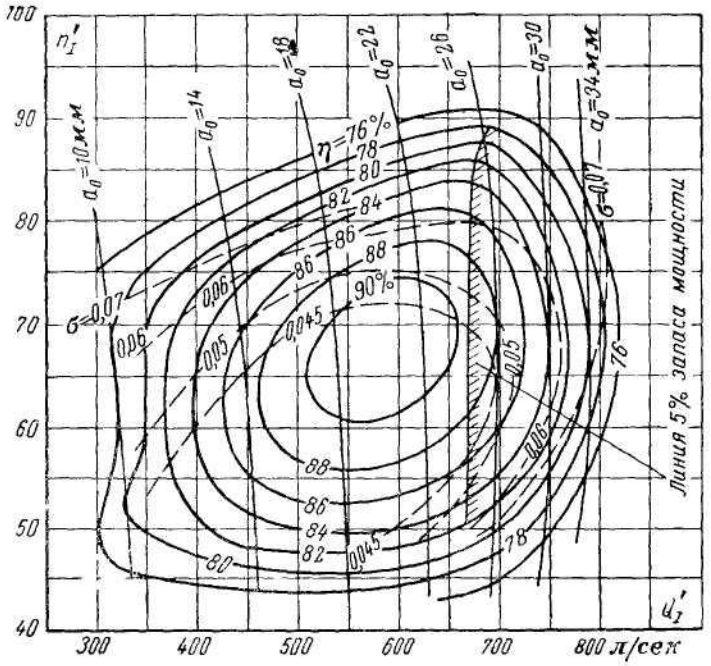


Рис 13 23 Универсальная характеристика турбины РО638 (модель $D = 46$ *см*, число направляющих лопаток 21, отсасывающая труба изогнутая, высотой 2,5D).

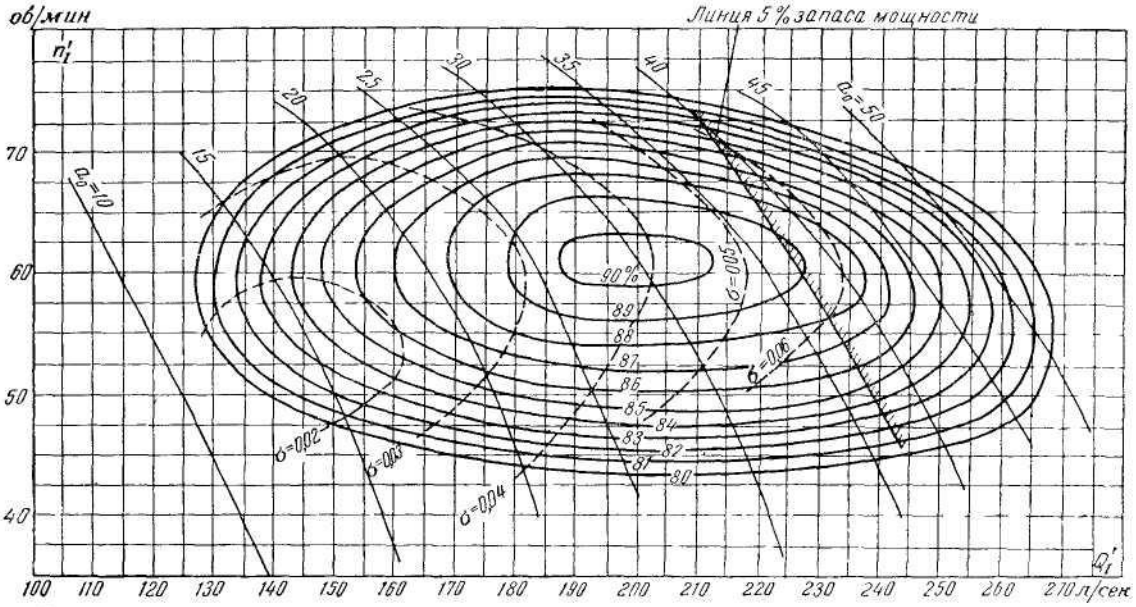


Рис. 13-24. Универсальная характеристика турбины РО533 (модель $D = 80$ *см*, число направляющих лопаток 18, отсасывающая труба прямая, коническая).

По формуле 13-15 пересчитывается только к. п. д. для оптимального режима. Для остальных режимов к. п. д. турбины можно определять, используя следующее соотношение

$$\eta_т = \eta_м \frac{\eta_{о.т}}{\eta_{о\,м}}.$$

Если модель испытывалась с прямоосной конической отсасывающей трубой, а устанавливается изогнутая отсасывающая труба, то дополнительно следует ввести поправку в соответствии с данными табл. 13-1. Изменение формы и длины отсасывающей трубы также вызывает некоторое изменение эксплуатационной характеристики.

Номенклатура реактивных турбин включает все размеры турбин от самых малых до самых крупных. Предусмотрен следующий нормальный ряд диаметров рабочих колес в сантиметрах (определяющим размером турбины является максимальный диаметр по входным кромкам рабочих лопастей):

$D =$ 30, 35, 42, 50, 59, 71, 84, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 225, 250 — малые и средние турбины;

$D =$ 275, 300, 330, 370, 410, 450, 500, 500, 600, 660, 720, 800, 900, 1 000 — крупные турбины.

При выборе размеров рабочего колеса допускаются отклонения от номенклатурных диаметров до +3%. Эти отклонения не влияют на остальные размеры турбины, соответствующие номинальному диаметру.

Марка реактивной турбины включает тип и конструктивную форму ее исполнения, а также величину диаметра турбины в сантиметрах. Конструктивная форма определяется положением вала: вертикальное В и горизонтальное Г, а также типом турбинной камеры: открытая О, фронтальная Ф, спиральная металлическая М и спиральная бетонная Б. Ориентировочные области применения реактивных турбин при различных конструктивных формах указаны в табл. 13-3.

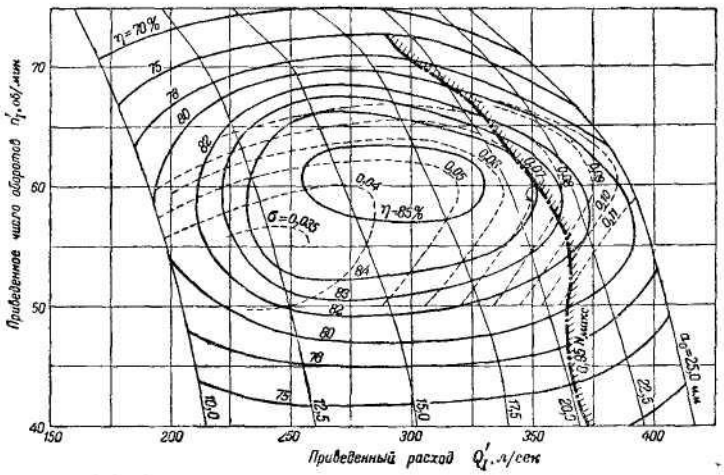


Рис 13-25. Универсальная характеристика турбины РО15 (модель $D = 37{,}1$ *см*, число направляющих лопаток 24, отсасывающая труба прямая, коническая).

Марки реактивных турбин имеют, например, следующий вид:

РО 211-ВМ-300,

ПЛ 661-ВБ-800.

Тип турбины (РО 211, ПЛ 661) обозначает сокращенно радиально-осевая или поворотнолопастная; цифры (211, 661)—номер типа. Раньше турбины именовались иначе: турбина Френсиса (радиально-осевая), турбина Каплана (поворотнолопастная) и соответственно

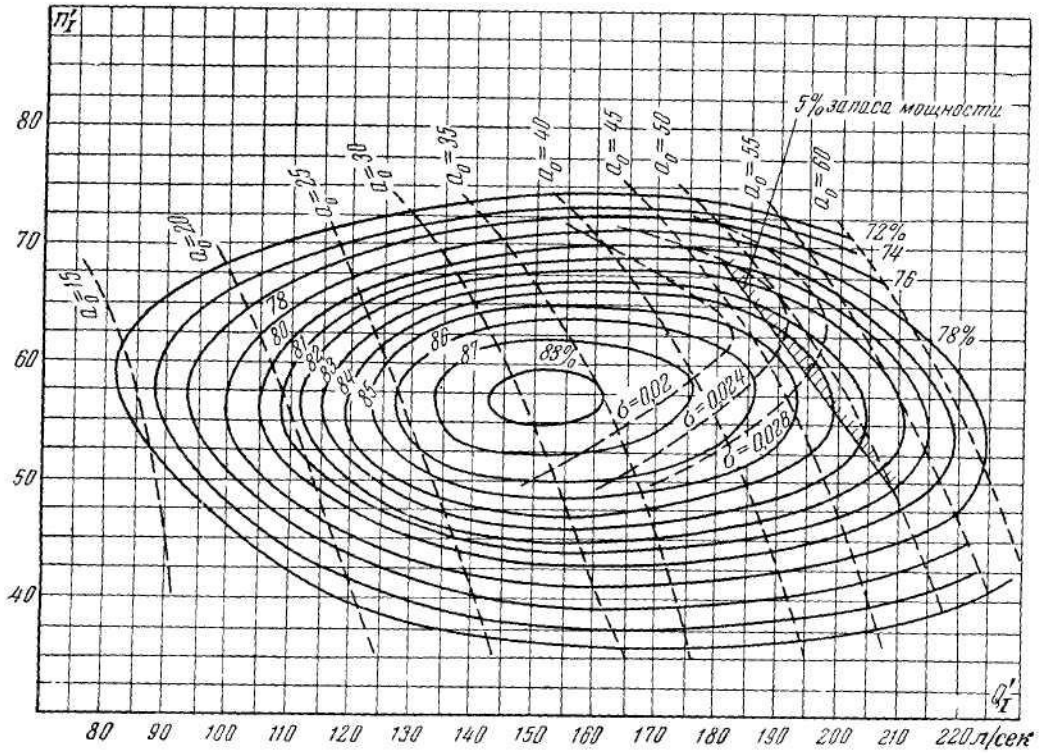


Рис. 13-26. Универсальная характеристика турбины РО216 (модель $D = 80$ *см*, отсасывающая труба прямая, - коническая).

Таблица 13-3

Конструктивная форма	Диаметр турбины, *см*	Напор, *м*
ВО	35—160	1,5—10
ГО	35—84	3—6
(ГФ)	30—100	6—25
ГМ	30—100	20—110
ВМ	84—800	25—400
ВБ	100—900	2—45

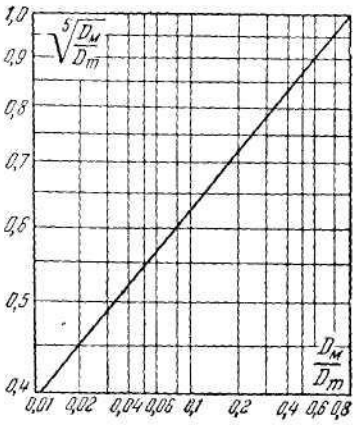


Рис. 13-27. График для пересчета к. п. д. турбин

тип турбины в марке записывался бы для данного случая РО211 и К661.

Обозначения ВМ и ВБ указывают на конструктивную форму турбинной камеры — вертикальная металлическая и вертикальная бетонная. Цифры (300 и 800) в конце марки обозначают размер в сантиметрах входного диаметра рабочего колеса.

Подбор турбин для гидроэлектростанций должен производиться с учетом режимного графика работы ГЭС, т. е. с учетом колебаний мощности и напора во времени. От выбора типа и размеров гидротурбин зависят энергетические показатели ГЭС (выработка энергии), что может оцениваться по величине средневзвешенного по выработке к. п. д. ГЭС, а также стоимость сооружения здания ГЭС, в частности отметка заложения основания. Подбор турбин обычно производится по универсальным (эксплуатационной или главной) характеристикам гидротурбин. Иногда для подбора турбин используют эксплуатационные характеристики, построенные в логарифмических шкалах (метод Н. М. Щапова) [1].

Предварительный подбор реактивных гидротурбин может быть произведен по расчетному напору (обычно берется по величине ближе к минимальному) при помощи единичных параметров, которые могут быть взяты либо по главным универсальным характеристикам, либо по данным табл. 13-4. При этом необходимо учитывать следующее:

[1] Более подробно о подборе гидротурбин см. «Турбинное оборудование гидроэлектростанций», Справочное руководство для проектирования под редакцией А. А. Морозова, Госэнергоиздат, 1958. Н. М. Щапов. Подбор водяных турбин для гидроэлектростанций, Госэнергоиздат, 1949.

Таблица 13-4

Рабочие параметры реактивных турбин

1. Система турбины	Радиально-осевые										Поворотнолопастные						
2. Тип турбины	РО246	(РО128)	РО533	РО15	РО60	РО82	(РО100)	РО211	РО123	РО300	(ПЛ129)	ПЛ577	ПЛ587	ПЛ510	(ПЛ245)	(ПЛ91)	ПЛ70
3. Допустимый наибольший напор H, *м*	300	250	225	170	120	100	70	70	45	25	40	35	30	22	22	18	7
4. Пределы диаметров по номенклатуре, *см*	180 410	100 410	150 410	50 450	100 500	42 500	84 550	180 550	84 660	30 100	275 900	(180) 900	(160) 900	(120) 900	(170) 900	(120) 900	120 900
5. Приведенное оптимальное число оборотов n'_{10}, *об/мин*	57	60	67	61	61	66	65	68	75	79	105	120	125	140	130	135	160
6. Приведенный оптимальный расход Q'_{10}, *м³/сек*	0,15	0,15	0,2	0,3	0,52	0,74	0,92	1,0	1,1	1,24	0,8	1,0	0,75	1,05	1,0	1,2	1,5
7. Приведенный предельный (наибольший) расход $Q'_{1пр}$, *м³/сек*	0,19	0,17	0,22	0,35	0,57	0,81	1,1	1,2	1,3	1,4	1,25 1,55	1,2 1,6	1,4 1,7	1,6 1,9	1,3 1,7	1,4 1,95	2,0 2,2
8. Оптимальный (наибольший) к. п. д., приведенный к $D_1=1$ *м*, η'_0, %	87,0	86,0	88,0	88,7	88,7	88,7	88,7	88,7	88,7	88,7	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	87,5	86,5
9. Коэффициент полезного действия при наибольшем открытии, приведенный к $D_1=1$ *м*, $\eta'_{пр}$, %	84,0	84,0	86,0	86,0	86,0	86,0	86,0	86,0	86,0	86,0	87,0 85,0	86,5 84,5	86,5 84,5	84,5 83,0	84,5 83,0	85,0 83,0	84,5 83,0
10. Коэффициент кавитации σ (при наибольшем открытии)	0,035	0,038	0,05	0,07	0,092	0,11	0,15	0,15	0,22	0,35	0,35 0,56	0,50 0,75	0,54 0,73	0,6 0,77	0,5 0,75	0,65 0,95	1,7 2,0
11. Коэффициент быстроходности n_s при наибольшем открытии, *об/мин*	85	80	110	120	150	200	230	250	300	305	450	500	520	630	550	630	820

1. Параметры турбин в таблице даны для оптимального числа оборотов.

2. Наибольший допустимый напор (графа 3) указан ориентировочно, исходя из приемлемых значений высоты отсасывания. В случае необходимости турбины могут использоваться и при больших значениях напоров.

3. В таблице предусмотрена возможность использования поворотнолопастных турбин при различных значениях максимального открытия. В связи с этим даются два значения $Q'_{I\,пр}$, σ и $\eta'_{пр}$ (графы 7, 9 и 10). Промежуточные значения могут быть определены интерполяцией. Если турбина применяется при напоре, близком к наибольшему (строка 3), то берутся обычно меньшие значения $Q'_{I\,пр}$ и σ. Если же напор турбины меньше допустимого или когда можно принять меньшую величину высоты отсасывания, то рекомендуется применять бо́льшие значения $Q'_{I\,пр}$ и σ, что позволяет несколько уменьшить размеры турбины.

4. Данные для пропеллерных турбин не приведены, но они могут быть приняты такими же, как и для соответственной поворотнолопастной турбины (исключая Q

5. Величины к. п. д. в табл. 13-4 осреднены по данным различных испытаний и приведены к диаметру 1 *м*. В связи с этим они не всегда совпадают с величинами, указанными на универсальных характеристиках.

В современных крупных и средних гидроэлектростанциях валы турбины и генератора соединяются наглухо посредством муфты. Следовательно, число оборотов турбины $n_т$ должно в точности совпадать с числом оборотов генератора, определяемым следующим соотношением, полученным из условия, что частота тока должна равняться 50 периодам в секунду:

$$np = 3\,000, \qquad (13\text{-}16)$$

где p — число пар полюсов (если p превышает 12, то желательно принимать четное число пар полюсов).

Для подбора турбин ориентировочные величины к. п. д. при максимальном открытии (полной мощности) могут быть приняты в соответствии с табл. 13-5.

Габаритные размеры реактивных турбин могут быть определены на основании данных рис. 13-28 по величине D_1, найденного расчетом. Все размеры на рис. 13-28 даны по отношению к D_1.

Пример подбора реактивной турбины по единичным параметрам

Дано: расчетный напор $H = 60$ *м*, максимальный напор 67 *м*, мощность агрегата $N = 10\,000$ *квт*; отметка оси турбины над уровнем моря ориентировочно 300 *м*.

1. По максимальному напору выбираем тип турбины РО211 (табл. 13-4, графа 3); турбина РО100 не рекомендуется, так как имеет меньшую величину n'_{10} и $Q'_{Iпр}$.

2. Определяем ориентировочное значение к. п. д. турбины $\eta_{пр} = 87\%$ (табл. 13-5) и вычисляем расход воды через турбину.

По формуле (13-2′) $N = 9{,}81QH\eta_{пр}$,

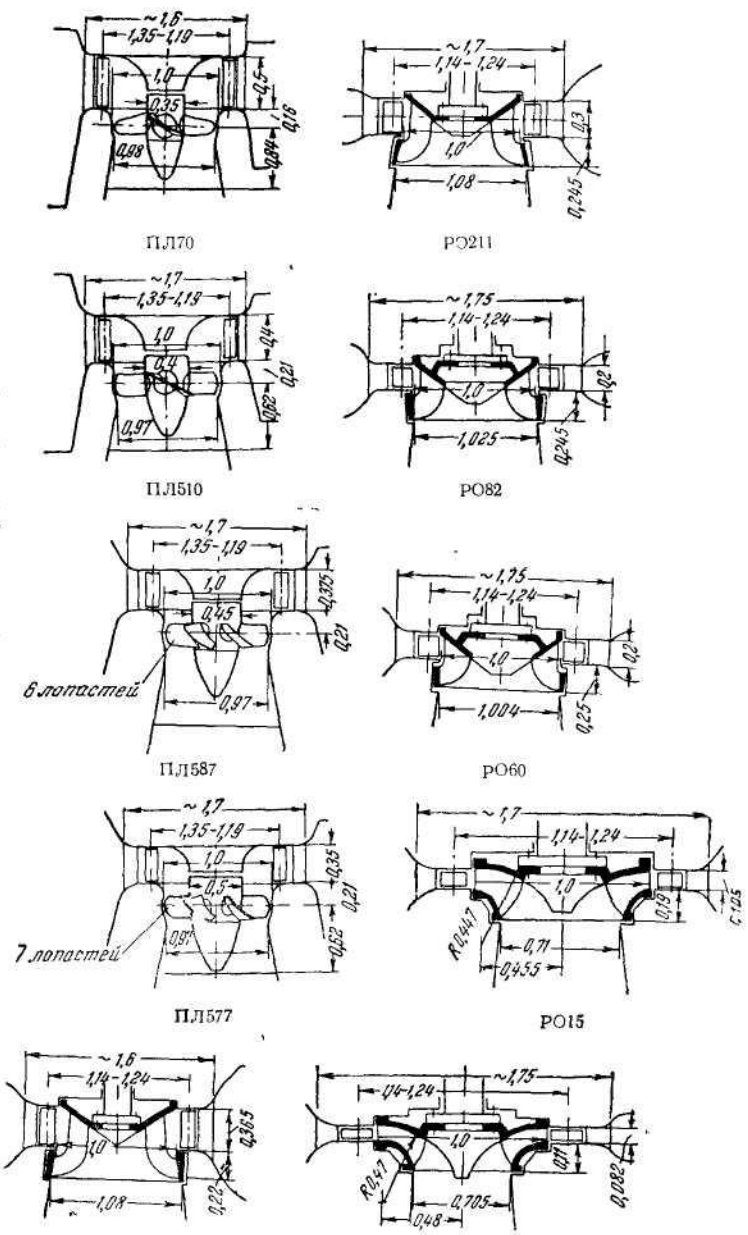


Рис 13-28 Относительные габаритные размеры реактивных турбин различных типов

$$Q = \frac{N}{9{,}81H\eta_{пр}} = \frac{10\,000}{6{,}81 \cdot 60 \cdot 0{,}87} = 19{,}5\ м^3/сек.$$

3. Определяем диаметр турбины.

Таблица 13-5

Ориентировочная величина к. п. д. турбин при максимальном открытии (мощности)

N, *квт*	60	100	200	300	600	1 000	2 000	4 000	6 000	10 000	20 000	40 000	60 000 и более
$\eta_{пр}$, %	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90

Для РО211 предельный приведенный расход $Q'_{1пр}=1{,}2$ *м³/сек* (табл. 13-4, графа 7). Используя формулы (13-6), получаем:

$$Q=Q'_{1пр}D_1^2\sqrt{H};\quad D_1^2=\frac{Q}{Q'_{1пр}\sqrt{H}}=\frac{19{,}5}{1{,}2\sqrt{65}}=2{,}1,\ D_1=1{,}45\ м.$$

Принимаем ближайший больший размер по нормальной номенклатуре $D_1=160$ *см* (если принять меньший размер 140 *см*, то не получим требуемой мощности).

4. Определяем число оборотов. Приведенное оптимальное число оборотов $n'_{10}=68$ *об/мин* (табл. 13-4, графа 5) По (13-6)

$$n=n'_1\frac{\sqrt{H}}{D}=\frac{68\sqrt{60}}{1{,}6}=330\ об/мин.$$

Ближайшее число оборотов генератора находим по (13-6):

$$np=3\,000;\quad p=10;\quad n=300\ об/мин.$$
$$p=9;\quad n=333{,}3\ об/мин.$$

Последнее ближе к оптимальному значению, найденному для турбины, его и принимаем.

5. Проверяем мощность подобранной турбины. По табл. 13-4 графа 9) находим $\eta'_0=88{,}7\%$ Пересчитываем его для турбины по формуле (13-15):

$$\eta_{от}=1-(1-\eta'_0)\sqrt[5]{\frac{D_м}{D_т}}=1-(1-0{,}887)\sqrt[5]{\frac{1}{1{,}6}}=$$
$$=1-0{,}113\cdot0{,}9=0{,}898.$$

Значение $\sqrt[5]{\frac{1}{1{,}6}}=0{,}91$ находим по графику рис. 13-27.

Зная, что $\eta'_{пр}=86\%$, находим

$$\eta_{пр.т}=0{,}86\frac{0{,}898}{0{,}887}=0{,}87.$$

Расход через турбину будет равен $Q=Q'_{1пр}D_1^2\sqrt{H}=$ $=1{,}2\cdot1{,}6^2\sqrt{60}=23{,}8$ *м³/сек*. Максимальная мощность турбины $N=9{,}81\cdot23{,}8\cdot60\cdot0{,}872=12\,200$ *квт*, т. е. несколько больше, чем требовалось.

6. Определяем допустимую высоту отсасывания по (13-10). Коэффициент кавитации для турбины РО211 (табл. 13-4, графа 10) $\sigma=0{,}15$. Для расчета принимаем максимальную величину напора

$$H_s=10-\frac{\nabla}{900}-\sigma H=10-\frac{300}{900}-0{,}15\cdot67=-0{,}35\ м,$$

т. е. турбину нужно установить на 0,35 *м* ниже отметки нижнего бьефа.

Предварительный подбор ковшовых турбин. За основной характерный размер принимаются диаметр колеса и диаметр сопла. Марка ковшовой турбины может быть записана, например, так: К35-В300/25×4, что обозначает: ковшовая турбина типа 35 с вертикальным валом (в случае горизонтального вала ставится буква Г), диаметр рабочего колеса 300 *см* с четырьмя соплами диаметром по 25 *см*. Диаметр сопла берется несколько больше диаметра струи d_c ($d\approx1{,}1d_c$).

Скорость струи перед входом на рабочую лопасть (ковш) составляет:

$$V_c=(0{,}95\div0{,}98)\sqrt{2gH}.\qquad(13\text{-}17)$$

Наивыгоднейшая окружная скорость колеса U, обеспечивающая максимальную величину к. п. д., должна быть немного меньше половины V_c. Обычно принимают:

$$U=(0{,}43\div0{,}47)\sqrt{2gH}.\qquad(13\text{-}18)$$

Отсюда число оборотов n вала турбины будет равно:

$$n=\frac{60U}{\pi D}.\qquad(13\text{-}19)$$

С целью увеличения числа оборотов турбины, что позволяет снизить вес и габаритные размеры генератора (для гидроагрегатов число оборотов более 750—1 000 *об/мин* обычно не применяется), стремятся уменьшить D, т. е. увеличить коэффициент быстроходности турбины До некоторого предела это допустимо, однако дальнейшее уменьшение диаметра или, точнее, отношения $D:d_c$, что равносильно увеличению коэффициента быстроходности турбины на одно сопло n_{s1}, приводит к снижению к. п. д. турбины. Это видно из данных табл. 13-6. Обычно минимальное значение $D:d_c$ для цельнолитых колес равно 7—8, а для отъемных ковшей — 10—12.

Соотношение между коэффициентом быстроходности ковшовых турбин и числом сопел должно соответствовать таблице (стр. 326). Следует учитывать, что при крайних значениях коэффициента быстроходности (26, 37 и 52) к. п. д. турбины снижается (см. табл. 13-6).

Пример подбора ковшовой турбины. Расчетный напор $H=450$ *м*, мощность $N=20\,000$ *квт*.

1) Выбор типа турбины. Рассмотрим сперва вариант турбины с одним соплом. По табл. 13-6 примем значение $n_{s1}=18$ *об/мин*, при котором к. п. д. имеет достаточно большую

Таблица 13-6

Ориентировочные значения к. п. д. ковшовых турбин в зависимости от коэффициента быстроходности на одно сопло (n_{s1})

Быстроходность на одно сопло n_{s1}	Мощность турбины, %				Примечание
	100	75	50	25	
6	84,5	85,5	85,5	81	Если турбина двухсопловая, то n_{s1} на одно сопло равно: $n_{s1}=\frac{n_s}{\sqrt{2}}$; если — четырехсопловая (с одним рабочим колесом или с двумя), то n_{s1} на одно сопло равно: $n_{s1}=\frac{n_s}{2}$; здесь n_s — коэффициент быстроходности турбины по (13-7)
10	86,5	87,5	87,5	83	
14	87,5	88,5	88,5	84	
18	86,5	87,5	87,5	83	
22	85	86	86	82	
26	83	84	84	80,5	
28	81	82,5	83	79,5	
32	77,5	79,5	80	77,5	

величину. В данном случае $n_{s1} = n_s$. По формуле (13-7) находим:

$$n = \frac{6}{7} n_s H \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{N}} = \frac{6}{7} 18 \cdot 450 \frac{\sqrt[4]{450}}{\sqrt{20\,000}} = 225 \text{ об/мин.}$$

Число оборотов получилось сравнительно малое. Габаритные размеры турбины и генератора будут достаточно большими. Увеличение числа оборотов за счет принятия больших значений n_{s1} невыгодно, так как приведет к снижению к. п. д. (если принять $n_{s1}=28$, то согласно данным табл. 13-6 к. п. д. снизится на 5,5%). Применим четырехсопловую турбину со значением $n_{s1}=18$ *об/мин*. Тогда $n_s = 2n_{s1} = 36$ и, следовательно, из приведенного выше расчета ясно, что число оборотов турбины возрастает в 2 раза т. е. будет равно 450 *об/мин*. По условию гидрогенератора можно принять ближайшее число оборотов 428,6 *об/мин* ($p=7$). Конструктивно это может быть либо вертикальная турбина с одним рабочим колесом и четырьмя соплами, либо горизонтальная с двумя рабочими колесами и с двумя соплами на каждом колесе. С точки зрения компоновки здания ГЭС вертикальный агрегат удобнее, так как он занимает меньше места, но опорные конструкции получаются сложнее.

2) Определяем габаритные размеры турбины. Расход, пропускаемый турбиной, определится из (13-2'). Величину к. п. д. при 100% нагрузки примем по табл. 13-6 равной 86,5%:

$$Q = \frac{N}{9{,}81 H \eta} = \frac{20\,000}{9{,}81 \cdot 450 \cdot 0{,}865} = 5{,}25 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Расход на одно сопло $5{,}25 : 4 = 1{,}31$ *м³/сек*.

Скорость струи перед входом на рабочие лопасти по (13-7)

$$V_c = 0{,}97 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 450} = 91 \text{ м/сек.}$$

Площадь сечения струи $F_c = Q : V_c = 1{,}31 : 91 = 0{,}0144$ *м²*. Диаметр струи $d_c = 0{,}154$ *м*; диаметр сопла $d = 1{,}1 d_c = 0{,}17$ *м*.

Диаметр рабочего колеса можно определить исходя из следующих соображений. Оптимальная величина окружной скорости по (13-8) должна быть равна $U = 0{,}45\sqrt{2gH} = 0{,}45\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 450} = 42{,}3$ *м/сек*. Поскольку число оборотов принято 428,6 *об/мин*, то по (13-19)

$$D = \frac{60 \cdot 42{,}3}{3{,}14 \cdot 428{,}6} = 1{,}9 \text{ м.}$$

Внешний диаметр колеса ориентировочно будет равен $1{,}9 + 2{,}7d = 1{,}9 + 2{,}7 \cdot 0{,}17 = 2{,}36$ *м*. На основании этих размеров можно наметить приблизительные габаритные размеры турбины.

13-2. ЛОПАСТНЫЕ НАСОСЫ

Насосы делятся на лопастные (центробежные, пропеллерные) и объемные (поршневые, ротационные и др.).

Последняя группа насосов в гидротехническом строительстве встречается сравнительно редко и в связи с этим здесь не рассматривается.

При анализе условий работы насоса различают следующие виды напоров (рис. 13-29).

а) Статический напор $H_{ст}$ — разность уровней верхнего и нижнего водоемов

б) Манометрический напор $H_{ман}$ — разность давлений за и перед насосом (в напорном и всасывающем патрубке). Для определения величины манометрического напора к напорному патрубку присоединяется манометр, а к всасывающему — вакуумметр (если насос работает без подпора и давление во всасывающем патрубке ниже атмосферного, в противном случае на всасывающий патрубок также ставится манометр).

Если отсчет по манометру составляет M *м вод. ст.*, а по вакуумметру B *м вод. ст.* (рис. 13-30), то $H_{ман} = M + B + Z$[*м*], где z — разность уровней установки манометра и вакуумметра (z положительно, если манометр стоит выше).

Манометрический напор равен:

$$H_{ман} = H_{ст} + h + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}. \qquad (13\text{-}20)$$

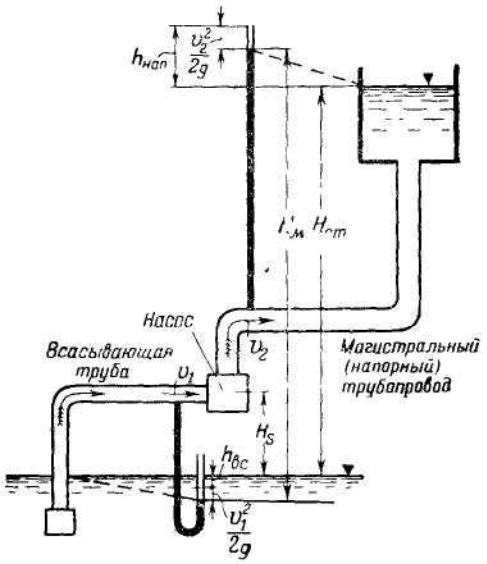


Рис 13-29. Схема работы насосной установки.

где h — суммарные гидравлические потери во всасывающем и напорном трубопроводах, *м*;

V_1 и V_2 — скорости жидкости в местах присоединения к трубопроводам манометра и вакуумметра.

в) Полный напор H, представляющий разность удельных энергий жидкости перед и за насосом. Полный напор равен:

$$H = H_{ст} + h. \qquad (13\text{-}21)$$

Практически часто считают, что полный напор равняется манометрическому.

Мощность, потребляемая насосом, N определяется следующей зависимостью:

$$N = \frac{\gamma Q H}{102\eta} \text{ [квт]}, \qquad (13\text{-}22)$$

где γ — объемный вес перекачиваемой жидкости, *кг/м³*;

Q — подача (производительность) насоса, т. е. расход жидкости, подаваемой насосом, *м³/сек*, *л/сек*;

H — полный напор, *м* столба перекачиваемой жидкости;

η — полный к. п. д. насоса, учитывающий гидравлические, механические и объемные потери в насосе.

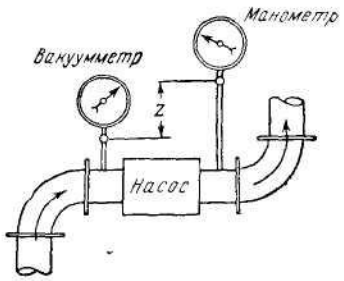


Рис. 13-30. Схема замера манометрического напора.

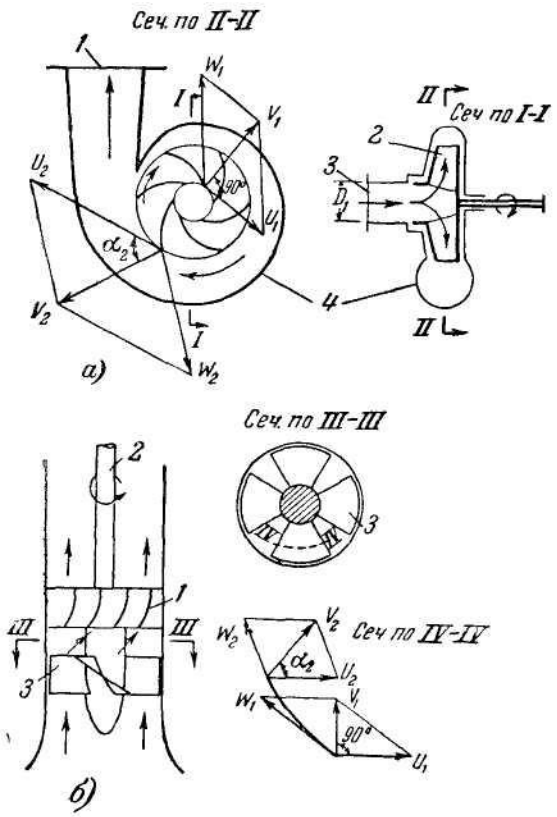


Рис. 13-31. Принципиальные схемы центробежного и пропеллерного насосов.

а — схема центробежного насоса; *1* — напорный патрубок; *2* — рабочее колесо, *3* — входной патрубок; *4* — спираль; *б* — схема пропеллерного (осевого) насоса: *1* — выправляющий аппарат; *2* — вал; *3* — лопасти рабочего колеса.

Рабочий процесс центробежных и пропеллерных насосов иллюстрируется рис. 13-31. В центробежных насосах при входе на рабочие лопасти абсолютная скорость жидкости V_1 имеет радиальное направление. Параллелограмм входной скорости можно построить, если разложить скорость V_1 на составляющие: переносную скорость $U_1 = \frac{\pi D_1 n}{60}$ и относительную скорость W_1. На выходной кромке рабочего колеса абсолютная скорость V_2 определяется построением параллелограмма по относительной скорости W_2 и переносной скорости $U_2 = \frac{\pi D_2 n}{60}$.

В пропеллерных насосах вода подводится к колесу в осевом направлении. При входе на рабочее колесо скорость V_1 направлена параллельно оси, а при выходе с рабочего колеса скорость V_2 направлена под углом α_2 к оси (жидкость вращается относительно оси и в то же время перемещается параллельно оси). Чтобы направить жидкость параллельно оси, за рабочим колесом устанавливается выправляющий аппарат.

Удельная энергия жидкости относительно рабочего колеса определяется выражением $\frac{UV\cos\alpha}{g}$ $[кГ \cdot м/кг]$. При входе на колесо относительная удельная энергия равна нулю, так как $\alpha_1 = 90°$. При выходе с колеса относительная удельная энергия будет равна $\frac{U_2 V_2 \cos\alpha_2}{g}$ $[кГ \cdot м/кг]$. Разность удельных энергий жидкости за колесом и до колеса равна полному напору, создаваемому насосом.

Потребляемая удельная энергия определится по уравнению Эйлера:

$$\frac{H}{\eta_г} = \frac{U_2 V_2 \cos\alpha_2}{g} \quad [кГ \cdot м/кг], \qquad (13\text{-}22')$$

где $\eta_г$ — гидравлический к. п. д. насоса, а $\frac{H}{\eta_г}$ — удельная потребляемая энергия на каждый килограмм жидкости, прошедшей через насос.

Оптимальный режим работы насоса, при котором к. п. д. имеет максимальное значение, определяется условиями безударного входа. При этом направление относительной скорости должно совпадать с направлением касательной к входной кромке рабочей лопасти.

Конструкции насосов. а) Консольный насос (рис. 13-32) состоит из литого корпуса *1* со спиральной камерой и напорным патрубком, съемной крышки *2* с всасывающим патрубком, рабочего колеса *3*, насаженного на вал *4*, соединяемый с валом электродвигателя посредством муфты *5*. Вал с подшипниками и корпус *1* крепятся на станине *6*. Задний обод рабочего колеса у большинства насосов имеет несколько разгрузочных отверстий *7* для уменьшения осевого усилия, передаваемого на вал. Вал уплотняется сальником, состоящим из корпуса крышки *8*, хлопчатобумажной набивки *9* и кольца гидравлического уплотнения *10*. Всасывающий патрубок консольных насосов всегда располагается горизонтально, положение же напорного патрубка может быть различным.

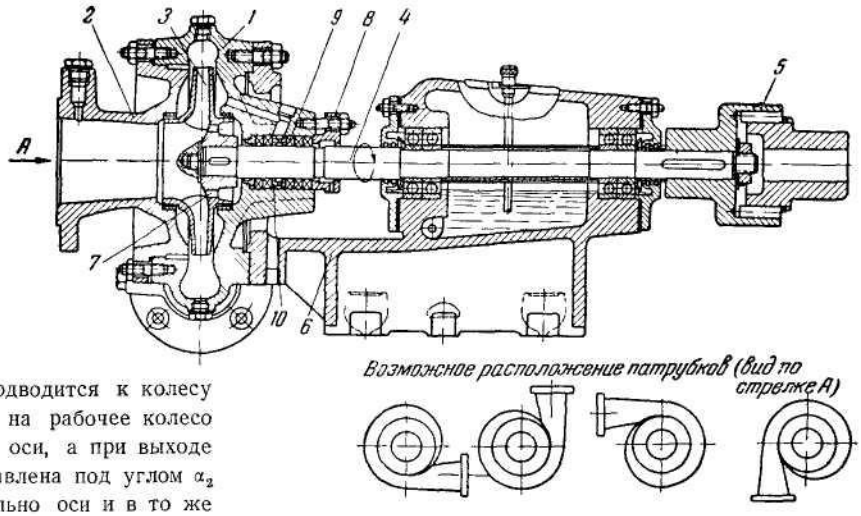
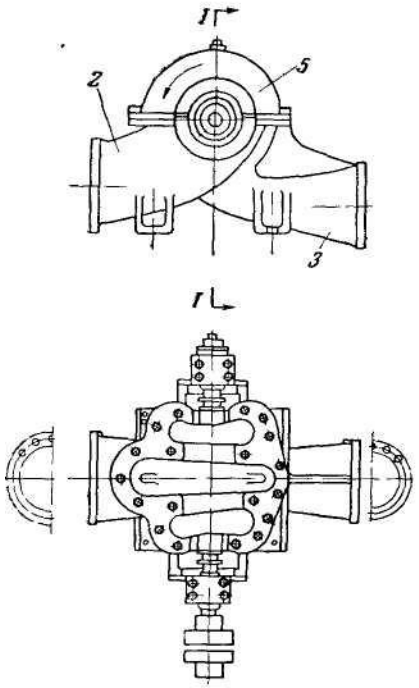


Рис. 13-32. Консольный насос.



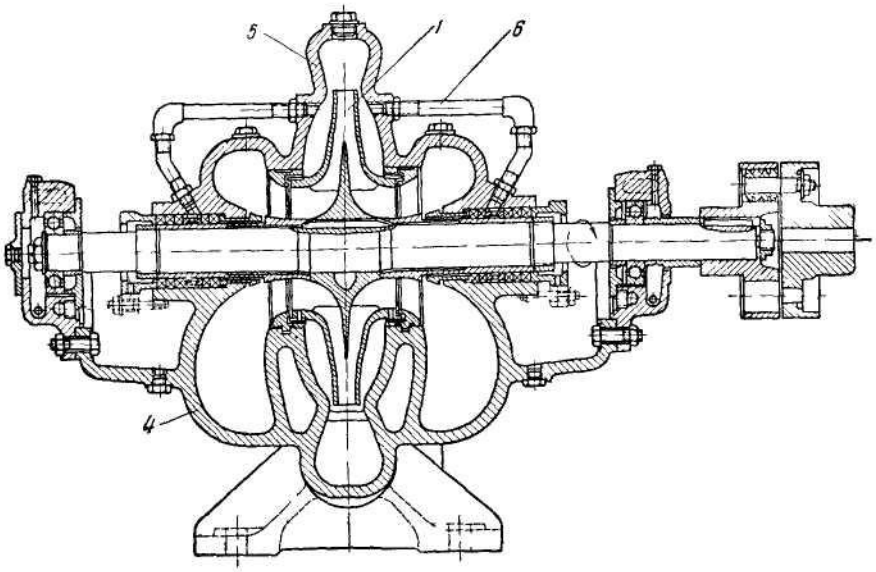


Рис. 13 33 Двусторонний насос

б) Насос двустороннего входа (рис 13 33) имеет сдвоенное рабочее колесо *1*

Подвод воды к насосу осуществляется по всасывающему патрубку *2*, отвод воды — по напорному патрубку *3* отлитому вместе с корпусом насоса *4* Крышка *5* насоса съемная Вода к кольцам гидравлического уплотнения сальников подводится по трубкам *6*

в) Вертикальные центробежные насосы (рис 13 34) применяются при необходимости получить очень большую подачу при значительном напоре

В насосе имеется направляющий подшипник с лигнофолевым вкладышем и водяной смазкой Сальник *2* расположен над подшипником *1*

г) Осевые (пропеллерные) насосы (рис 13-35) применяются когда необходима весьма большая подача при сравнительно малых напорах

Рабочее колесо *2* имеет обычно четыре рабочие лопасти, оно может быть цельнолитое либо с отдельными насадными рабочими лопастями

Рабочее колесо с входным обтекателем *3* крепится к валу *4* Направляющие подшипники насоса обычно с лигнофолевыми вкладышами *5* и *6* и с водяной смазкой крепятся в центральной части выправляющего аппарата *7* и в корпусе колена *8* Над верхним подшипником устанавливается сальник *9* Вал насоса посредством муфты *10* соединяется с валом электродвигателя

Иногда для регулирования подачи и для повышения к п д изготавливаются насосы с поворотными лопастями рабочего колеса

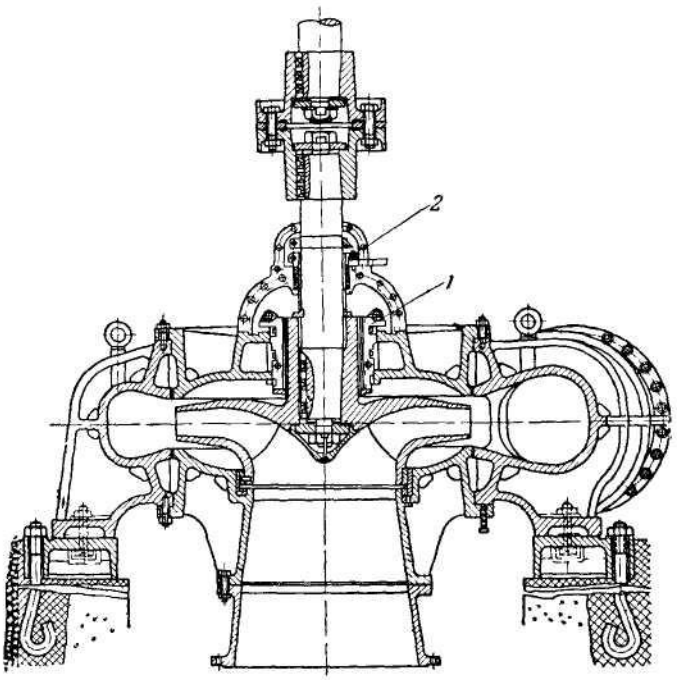


Рис 13 34 Вертикальный центробежный насос.

д) Артезианские насосы (рис 13 36) специально приспособлены для установки в скважинах и применяются для водоснабжения, орошения и понижения уровня грунтовых вод Артезианский насос представляет собой агрегат, состоящий из собственно насоса с приемной сеткой *1*, из трансмиссии, проходящей от насоса до верха скважины и из опорной части с электродвигателем (вертикальным, фланцевым), устанавливаемой над скважиной Насос состоит из нескольких секций, каждая из которых включает корпус *2* и рабочее колесо одностороннего входа *3* Насос может собираться с различным числом секций (рабочих колес) С увеличением напора увеличивается и число секций Нижняя секция снабжена направляющим подшипником *4* с водяной смазкой, а верхняя секция имеет подшипник *5* и сальник *6* Артезианские насосы выпускаются для скважин с обсадными трубами диаметром 300, 500 и 600 *мм*

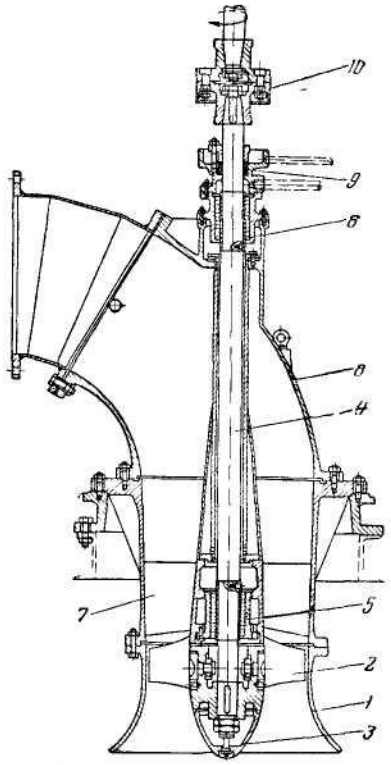


Рис 13-35. Пропеллерный (осевой) насос.

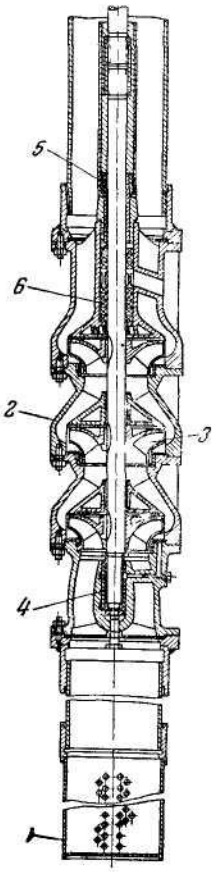


Рис 13-36 Артезианский насос (12НАХЗ).

е) Многоступенчатые насосы применяются в случае необходимости получить значительные по величине напоры. Принцип их устройства состоит в последовательном соединении нескольких насосов (секций) в одном агрегате.

ж) Землесосы (рис. 13-37) По конструкции и принципу действия землесосы аналогичны консольным насосам Основные конструктивные особенности землесосов связаны с необходимостью защиты рабочих его органов от износа (истирания) и обеспечения возможности прохода через землесос сравнительно крупных валунов Рабочее колесо *1*, стальное, литое имеет небольшое число рабочих лопастей (2—4) С целью предохранения вала *2* от износа сальник *3* расположен на развитой ступице рабочего колеса Кроме того, для предохранения сальника от попадания в него песка к кольцу *4* по трубке подводится чистая вода под давлением, превышающим напор землесоса. Для защиты от износа корпуса землесос снабжен стальными сменными бронедисками *5* и *6* Осевая сила, передаваемая на вал, воспринимается пятой *8* и передается на корпус землесоса *9* Для непосредственного соединения с валом электродвигателя служит упругая муфта *10*.

Пересчет параметров работы насоса при изменении числа оборотов, но при сохранении режима производится по следующим формулам:

$$\frac{Q_1}{Q_2}=\frac{n_1}{n_2};\quad \frac{H_1}{H_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2;\quad \frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3. \qquad (13\text{-}23)$$

Если же одновременно изменяются и число оборотов и диаметр рабочего колеса с сохранением геометрического подобия проточных частей насоса (в основном рабочего колеса), то подача, напор и мощность будут определяться следующими зависимостями:

$$\frac{Q_1}{Q_2}=\frac{n_1}{n_2}\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^3;\quad \frac{H_1}{H_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2;$$

$$\frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^5. \qquad (13\text{-}23')$$

Коэффициент быстроходности (n_s) насоса называется число оборотов насоса, геометрически подобного данному, но имеющего такую величину диаметра, при которой насос дает подачу 75 *л/сек* воды при напоре в 1 *м*:

$$n_s=3{,}65\frac{n\sqrt{Q}}{H^{3/4}}. \qquad (13\text{-}24)$$

Коэффициент быстроходности относится обычно к одному колесу, поэтому в случае насоса с двусторонним входом в формулу (13-24) следует подставлять половину фактической подачи насоса. Для многоступенчатых насосов при одинаковых рабочих колесах в формулу (13-24) нужно подставлять напор, деленный на число ступеней.

Наиболее тихоходные насосы (n_s=50 *об/мин* и более) применяются для получения значительных напоров при сравнительно небольшой величине подачи Самые быстроходные насосы (n_s=800 *об/мин* и менее) применяются для получения большой подачи при сравнительно малых напорах (пропеллерные насосы)

Кавитация Для избежания кавитации необходимо ограничивать высоту всасывания H_s насоса (рис 13-29). Допустимая высота всасывания $H_s^{доп}$ определяется следующим соотношением:

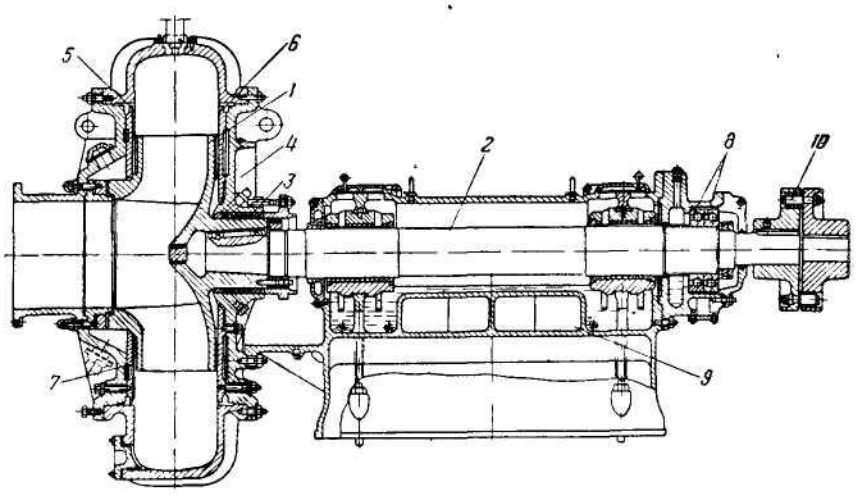


Рис. 13-37. Землесос (тип Р).

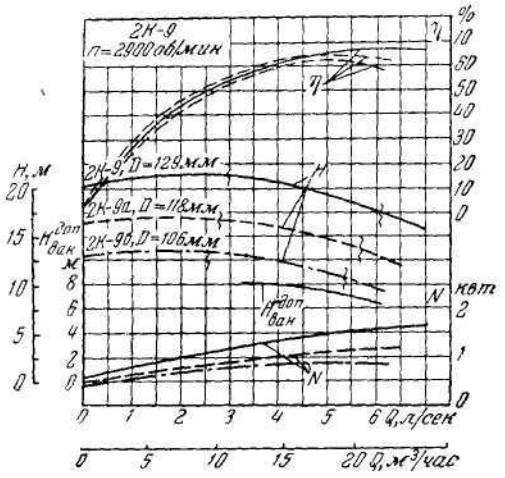


Рис. 13-38. Рабочая характеристика насоса 2К-9.

$$H_s^{доп} = \frac{p_{ат}}{\gamma} - \frac{p_{вод.паров}}{\gamma} - h_{вс} - \sigma H, \qquad (13\text{-}25)$$

где $\frac{p_{ат}}{\gamma}$ — атмосферное давление, *м. вод. ст.*, с учетом высоты установки насоса над уровнем моря ориентировочно можно принимать $\frac{p_{ат}}{\gamma} = 10{,}3 - \frac{\nabla}{900}$, где ∇ — абсолютная отметка оси насоса, *м* над уровнем моря;

$\frac{p_{вод.паров}}{\gamma}$ — давление водяных паров, *м вод. ст.* (табл. 13-2);

$h_{вс}$ — потеря напора во всасывающем трубопроводе при полной величине подачи;

σ — коэффициент кавитации, учитывающий динамическое разрежение внутри насоса (определяется опытным путем);

H — полный напор насоса, *м*.

При отсутствии опытных данных о величине коэффициента кавитации приближенное значение его можно определить по формуле С. С. Руднева:

$$\sigma = \frac{n_s^{4/3}}{5\,630}$$

или с учетом (13-24)

$$\sigma = \frac{n\sqrt[3]{nQ^2}}{1\,000H}. \qquad (13\text{-}26)$$

Чаще допускаемая высота всасывания в насосах определяется по допустимой вакуумметрической высоте всасывания $H_{вак}^{доп}$, которая задается на характеристиках (рис. 13-38) для каждого типа насоса в функции расхода:

$$H_s^{доп} = H_{вак}^{доп} - h_{вс} - \frac{V_1^2}{2g}. \qquad (13\text{-}27)$$

Если число оборотов насоса изменяется с n_1 на n_2, то соответственно следует изменить и $H_{вак}^{доп}$:

$$(H_{вак}^{доп})_2 = 10 - [10 - (H_{вак}^{доп})_1]\left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2. \qquad (13\text{-}28)$$

Обычно в каталогах приводятся данные $H_{вак}^{доп}$ для температуры воды до 20° С и для атмосферного давления, равного 10 *м вод. ст.* Если температура воды более 20° С, высота установки насоса над уровнем моря ∇, то допустимую высоту всасывания следует определять по формуле

$$H_s^{доп} = H_{вак}^{доп} - h_{вс} - \frac{\nabla}{900} - \frac{p_{вод.паров}}{\gamma} - \frac{V_1^2}{2g}. \qquad (13\text{-}27')$$

В некоторых случаях допустимая величина высоты всасывания может получиться отрицательной. Это указывает на необходимость установки насоса с подпором (ниже минимального уровня воды в водоеме).

Рабочая характеристика лопастного насоса выражает зависимость напора H, к. п. д η, потребляемой мощности N и допустимой вакуумметрической высоты всасывания в функции от расхода Q при постоянном числе оборотов (n=const). Рабочая характеристика строится на основании данных получаемых при испытании насоса. В качестве примера на рис. 13-38 приведена характеристика центробежного консольного насоса 2К-9 при числе оборотов вала n=2 900 *об/мин*. На кривой H волнистыми линиями выделена рабочая зона, в которой рекомендуется использовать данный насос, так как при этом он имеет наиболее высокий к. п. д. На характеристике, кроме сплошных линий H, N и η, соответствующих внешнему диаметру колеса 129 *мм*, приведены еще и пунктирные. Пунктирные линии соответствуют обрезанному колесу, т. е. обточенному по внешнему диаметру до 118 *мм* (первая ступень обозначается индексом *а*) и до 106 *мм* (вторая ступень обрезки обозначается индексом *б*). Обрезка колеса применяется с целью расширения области использования насоса данного типа и не должна превышать 15—20% от диаметра, чтобы не вызвать чрезмерного снижения к. п. д.

Если число оборотов насоса изменено по сравнению с указанным на характеристике, то характеристику следует пересчитать на новое число оборотов с использованием формул (13-23) и (13-28).

Подбор насоса производится совмещением рабочей характеристики насоса с характеристикой трубопровода. Последняя представляет собой зависимость полного напора H от величины пропускаемого по трубопроводу расхода (13-21), учитывая, что $h = kQ^2$. Гидравлические потери могут быть вычислены по формулам гидравлики, если известны размеры трубопровода (диаметры, длины участков, местные сопротивления).

Характеристика трубопровода представляет собой параболу (рис. 13-39). На рис. 13-40 показана схема

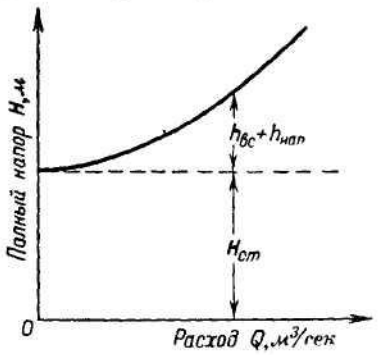


Рис. 13-39. Характеристика трубопровода.

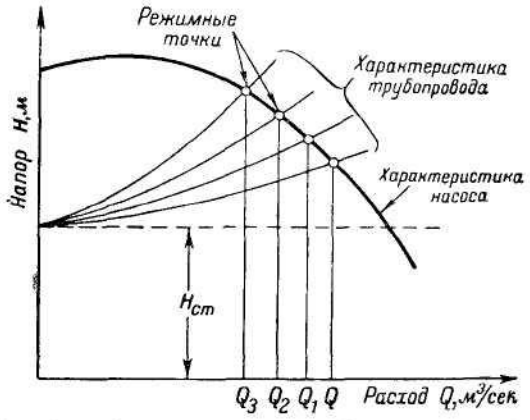


Рис. 13-40 Определение фактической подачи (расхода) совмещением характеристик насоса и трубопровода.

трубка, для пропеллерных насосов диаметр рабочего колеса); б) конструктивную форму насоса (обозначается одной или двумя буквами), в) коэффициент быстроходности рабочего колеса (в марке пишется число, равное n_s : 10).

В многоступенчатых насосах в марке, кроме того, указывается и число ступеней. Примеры марок насосов:

2К-9 — консольный насос с диаметром входного патрубка 50 *мм* (2×25), коэффициент быстроходности n_s=90.

32В-12 — центробежный вертикальный насос, диаметр входного патрубка 800 *мм* (32×25) и коэффициент быстроходности n_s=120.

Номенклатура насосов[1] консольных, двустороннего входа, центробежных вертикальных и пропеллерных, выпускаемых и намечаемых к освоению, приведена на рис. 13-41—13-43. На каждом из рисунков представлено поле, на котором в координатах Q и H нанесены области применения насоса каждого типа. Эти области

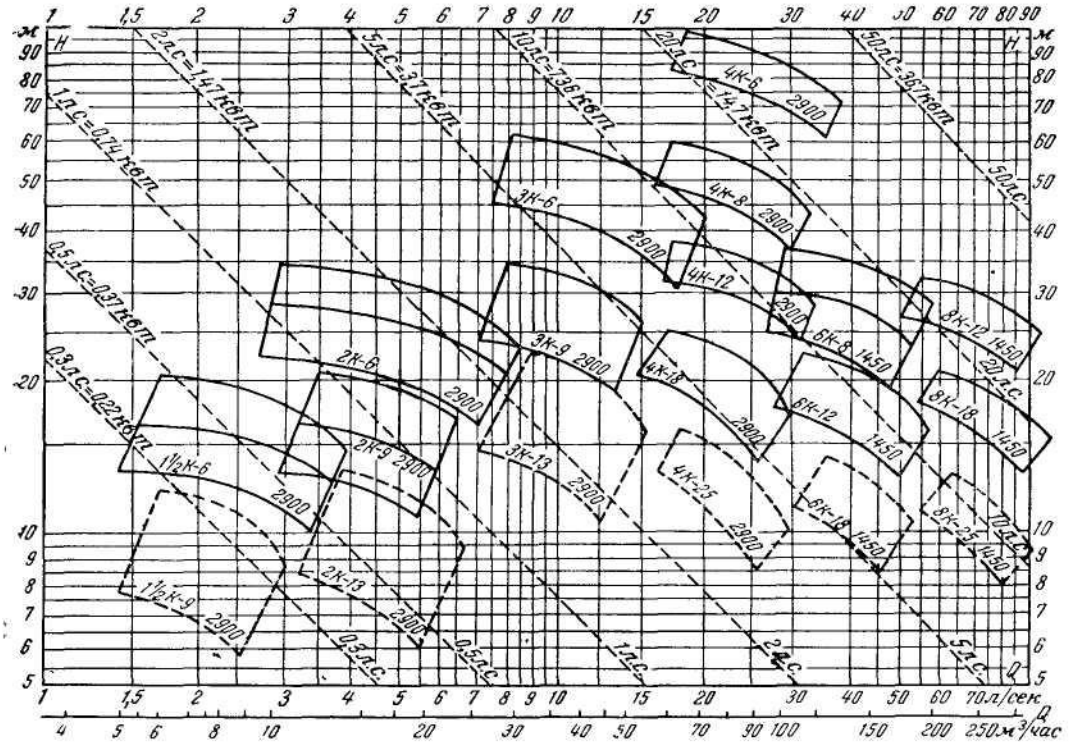


Рис. 13-41. Области применения консольных насосов (сплошными линиями — выпускаемые, пунктирными — подлежащие освоению).

совмещения характеристик насоса и трубопровода и определения величин фактической подачи (расходы Q_1, Q_2). Очевидно, что при данной величине статического напора чем круче идет характеристика трубопровода, т. е. чем больше величина гидравлических потерь, тем фактический расход будет меньше, например Q и Q_2.

Марка насоса включает: а) характерный размер насоса, уменьшенный в 25 раз (за характерный размер принимается диаметр входного патрубка, а для некоторых насосов и землесосов диаметр выходного па-

представлены в виде криволинейных четырехугольников, внутри которых написаны марка насоса и число оборотов. На поле приведены приблизительные величины мощности насосов. Выпускаемые образцы помечены сплошными линиями, проектируемые к выпуску — пунктирными. Приведенными полями можно пользоваться для предварительного подбора насоса. Пусть, например, требуется обеспечить подачу Q=26 *л/сек* и

[1] Подробные данные о конструкциях и характеристиках выпускаемых насосов приведены в каталоге справочника «Насосы», ВИГМ Машгиз, 1959.

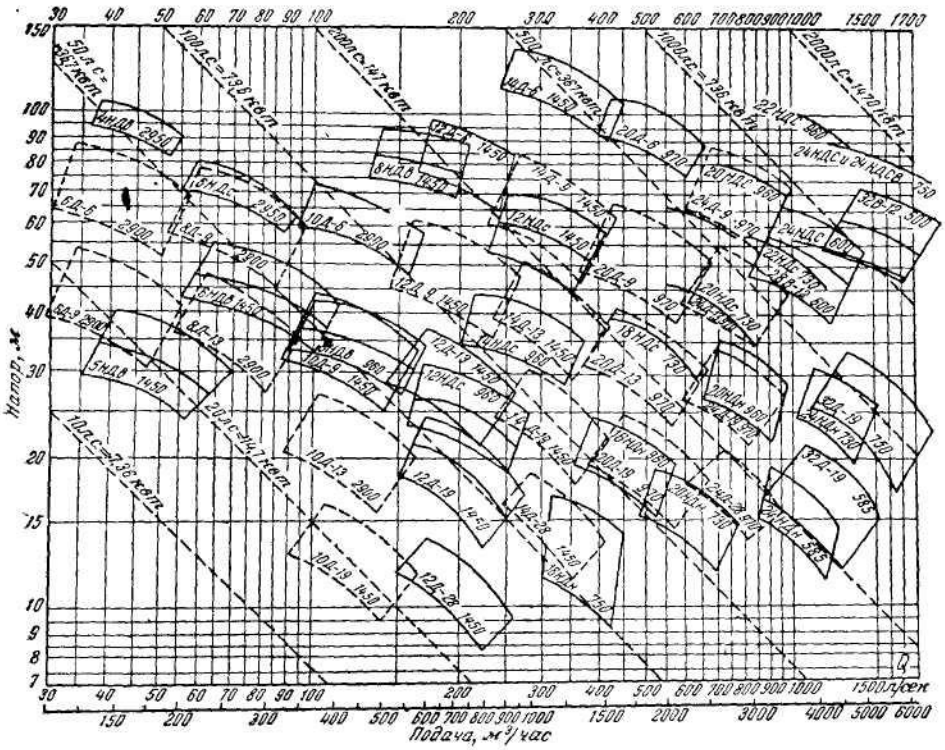


Рис. 13-42. Области применения двусторонних и вертикальных центробежных насосов (сплошными линиями — выпускаемые, пунктирными — подлежащие освоению).

напор $H=20$ *м* (статический плюс гидравлические потери). По рис. 13-41 находим, что для этих условий подходит насос 4К-18 с электродвигателем 2 900 *об/мин* мощностью около 5 *квт* (по интерполяции).

Следует учитывать, что если режимная точка попадает в нижнюю часть криволинейного четырехугольника, то следует применять колесо с обрезкой (*а* или *б*). При изменении числа оборотов против указанного пересчет подачи и напора может быть произведен по формулам (13-23). При определении мощности двигателя для насоса по формуле (13-22) величину к. п. д. можно ориентировочно принимать по рис. 13-44.

Технические характеристики выпускаемых артезианских насосов приведены в табл. 13-7.

В табл. 13-8 приведены технические данные выпускаемых землесосов.

Запуск лопастных насосов возможен лишь при условии, что всасывающий трубопровод и рабочее колесо полностью заполнены жидкостью (водой) и из них удален весь воздух. Запуск лопастных насосов может осуществляться несколькими способами:

а) предварительная заливка;

б) установка насоса ниже минимального уровня воды в водоеме (под заливом);

в) засасывание жидкости в насос из водоема при помощи специальных вакуум-насосов.

Для откачки воздуха используются водокольцевые вакуум-насосы КВН-4 и КВН-8 (насос КВН-4 отсасывает 55 *л/сек* при разрежении 440 *мм рт. ст.* и до 2 *л/сек* при разрежении 600 *мм рт ст.*; максимальное разрежение 650 *мм рт ст.*; насос КВН-8 имеет в 2 раза бо́льшую подачу, а остальные характеристики остаются теми же. Кроме того, для отсасывания воздуха могут применяться эжекторы.

Таблица 13-7

Артезианские насосы

Тип (марка)	Подача, *л/сек*	Полный напор, *м*	Потребляемая мощность на валу, *квт*
12НА×3	41,5	33	19
12НА×4	41,5	44	25
12НА×5	41,5	55	33
12А-18×6	41,5	66	37
12А-18×7	41,5	77	44
12А-18×8	41,5	88	50
20А-18×1	167	28	55
20А-18×3	167	85	170
24А-18×1	334	45	180

Примечание. Все выпускаемые артезианские насосы рассчитаны на 1 450 *об/мин*. Марка артезианского насоса расшифровывается так: первая цифра — внутренний диаметр обсадной трубы, уменьшенный в 25 раз, последняя цифра — число ступеней (рис. 13-36). Рекомендуется принимать электродвигатель с запасом мощности 30—40% против данных табл. 13-7.

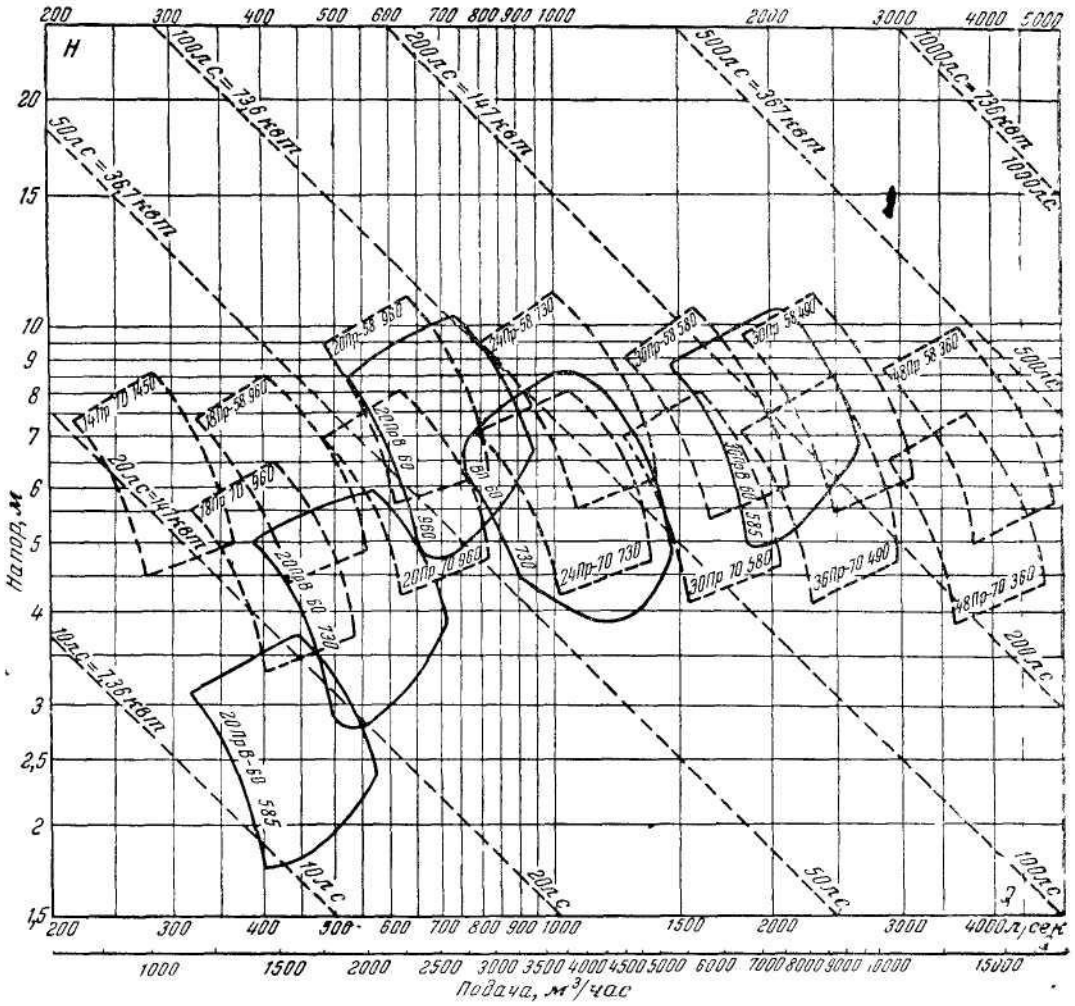


Рис 13-43 Области применения пропеллерных (осевых) насосов (сплошными линиями — выпускаемые, пунктирными — подлежащие освоению).

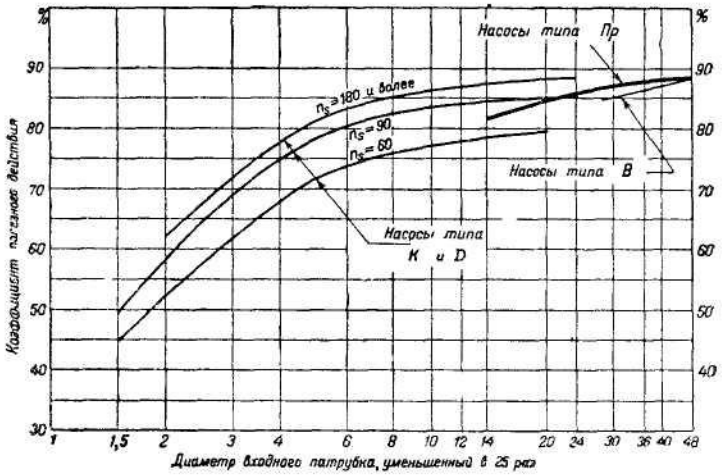


Рис. 13-44. График для определения ориентировочных значений к. п. д. насосов.

Таблица 13-8

Землесосы

...мера)	Подача, $м^3/ч$ (по объему пульпы)	Полный напор, $м$	Коэффициент полезного действия	Потребляемая мощность на валу $квт$ (при $\gamma = 1\ т/м^3$)	Число оборотов в минуту	Допустимая вакуумметрическая высота всасывания, $м$	Вес, $кг$
1	290	26	44	47			
	500	19,5	43,5	61	960	6	600
7	500	46,5	36	170			
	1 080	44,5	50	270	740	5	3 600
7	1 600	58	68	390	580	5—6	4 000
	3 600	54	70	755	490	5—6	9 500
К	10 000	80	73—76	Около 4 400	300	6	26 500
	540	28	57	75	130	4,5	650
	900	24	59	102			

...чания: 1. Мощность электродвигателя рекомендуется принимать с запасом 15—20% против указанной в табл. 13-8. ...ходимую мощность следует увеличить пропорционально объемному весу пульпы.
...осы также выпускаются с обрезкой колеса, в этом случае марка 12Р-7а, 20Р-11а, позволяет снизить напор и потреб-...ь.
...ределении допустимой высоты всасывания следует учитывать фактический объемный вес пульпы.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3
Термины, часто встречающиеся в литературе по гидравлике 6
Некоторые математические обозначения 8
Греческий алфавит 8
Латинский алфавит 8

Глава первая

ТАБЛИЦЫ, РАЗЛИЧНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ

А. Таблицы

1-1. Квадратные и кубические корни некоторых дробей 9
1-2. Степени, корни, обратные величины, окружности и площади кругов 9
1-3. Синусы и косинусы 12
1-4 Тангенсы и котангенсы 14
1-5 Мантиссы десятичных логарифмов (lg) 16
1-6. Антилогарифмы 18
1-7. Натуральные логарифмы (ln) 19
1-8. Значения $N = n^{2/3}$ 19
1-9. Значения $N = n^{3/2}$ 20
1-10. Эллиптические интегралы 1-го рода: $F(\lambda, \varphi) = \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \varphi}}$ 22
1-11. Эллиптические интегралы 2-го рода $E(\lambda, \varphi) = \int_0^{\varphi} \sqrt{1-\lambda^2 \sin^2 \varphi}\, d\varphi$ 22
1-12. Значения $h = \frac{v^2}{2g}$ $(g = 9{,}81\ м/сек^2)$ 23
1-13. Значения $v = \sqrt{2gh}$ 23

Б. Различные вспомогательные данные

1-14. Измерение плоских углов 24
1-15. Часто встречающиеся величины и соотношения 25
1-16. Техническая и физическая системы мер . . . 25
1-17. Значения g $[м/сек^2]$ для некоторых мест земного шара 25
1-18. Меры линейные 25
1-19. Меры площадей, или квадратные 25
1-20. Меры объема, или кубические 26
1-21. Меры веса 26
1-22. Меры объема жидкостей 26
1-23. Объем и вес воды 26
1-24. Меры расхода жидкости 26
1-25. Меры давления 26
1-26. Меры скорости 26
1-27. Меры мощности 26
1-28. Относительный вес жидкостей δ 27
1-29. Вес 1 $м^3$ твердых тел в тоннах 27

В. Основные физические свойства жидкостей

1-30. Плотность и относительный вес 28
1-31. Сжимаемость 28
1-32. Температурное расширение 28
1-33. Вязкость 28

Глава вторая

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

2-1. Гидростатическое давление в точке и его измерение 31
2-2. Схемы пьеометров (жидкостные манометры), гидравлический пресс и цилиндр 32
2-3. Давление жидкости на плоскую фигуру 33
2-4. Давление жидкости на криволинейные поверхности 33
2-5 Гидростатическое давление на затворы и другие элементы гидротехнических сооружений . 34
2-6. Статическо вращение жидкости 39
2-7. Плавание тел 40

Глава третья

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ

А. Общие формулы

3-1. Расход, средняя скорость и элементы поперечного сечения потока 1
3-1а. Основные виды движения жидкости 2
3-2. Уравнение Д. Бернулли (движение установившееся) 42
3-3. Уравнение Д. Бернулли для элементарной струйки потока во вращающемся канале . . . 44
3-4. Пьезометрическая линия, линия энергии, гидравлический и пьезометрический уклоны 44
3-5. Энергия и мощность потока 46
3-6. Распределение гидродинамического давления в потоке 47

Б. Гидравлические сопротивления

3-7. Основные зависимости 50
3-8. Определение потерь напора по длине 50
3-9. Определение средней скорости при равномерном движении 55
3-10. Местные сопротивления 6

Глава четвертая

ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ

4-1. Свободное истечение в атмосферу . . . . . .
4-2. Влияние сжатия . . . . . .
4-3. Истечение при уровень 76
4-4. Истечение при переменном уровне 80
4-5. Расчет отверстий затворов (истечение из-под затвора в ло 81
4-6 Насадки (истечение из отверстия с толстой стенкой) 83
4-7. Расчет водослива при плотине (истечение через водоспускную шлюзу) . . . . . .

Глава пятая

ВОДОСЛИВЫ

5-1. Обозначения и основная формула 90
5-2. Основные формы струи 91
5-3. Водослив с тонкой стенкой (с острым ребром) 92
5-4. Водосливы практического профиля 94
5-5 Водосливы с широким порогом 104
5-6. Косой водослив и водослив криволинейный в плане 109
5-7. Треугольные и трапецеидальные водосливы . . 109

Глава шестая

НАПОРНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

6-1. Основные формулы и зависимости 11
6-2. Выбор коэффициента шероховатости при проектировании напорных водоводов гидроэлектростанций . . . . . .
6-3 Некоторые [illegible] применяемые на практике,

формулы для учета гидравлических сопротивлений 115
6-4. Основные задачи гидравлического расчета напорного трубопровода 116
6-5. Предельные, допускаемые по условиям прочности материала, неразмывающие скорости для напорных водоводов 119
6-6. Некоторые задачи по напорному трубопроводу 120

Глава седьмая

РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ (расчет каналов)

7-1. Основные расчетные формулы и зависимости . . 123
7-2. Форма поперечного сечения канала 123
7-3. Выбор коэффициента шероховатости 124
7-4. Гидравлические расчеты каналов трапецеидального сечения 127
7-5. Гидравлический расчет каналов замкнутого сечения. Специальные формы поперечного сечения для туннелей 141
7-6. Допускаемые скорости течения воды в каналах по условиям неразмываемости русла 146
7-7. Заиление каналов 1.9

Глава восьмая

НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

8-1. Основное уравнение 152
8-2. Построение кривых свободной поверхности для призматических русел 159
8-3. Неравномерное движение в каналах с постоянной глубиной и переменной шириной (по В. Д. Журину) 179
8-4. Неравномерное движение в каналах прямоугольного сечения с переменной шириной. Движение радиального потока (по О. Ф. Васильеву) 181
8-5. Построение кривых подпора в естественных руслах 182
8-6. Гидравлический прыжок 187

Глава девятая

ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ И ГИДРАВЛИКА СООРУЖЕНИЙ

А. Частные случаи неравномерного движения

9-1. Смена уклона 193
9-2. Деление расхода 195
9-3. Сопряжение бьефов 198

Б. Примеры и частные случаи гидравлического расчета сооружений

9-4 Гидравлический расчет водобойных колодцев и водобойных стенок 206
9-5. Быстротоки 214
9-6. Перепады 219
9-7. Поверхностный и донный режим 221
9-8. Шахтный водосброс (по проф. А. Н. Ахутину) 229
9-9. Сифонный водосброс 231
9-10. Преграждение потока набросной камня в текущую воду (по проф. С. В. Избашу) 235
9-11. Гидравлические расчеты водосливной эжекции (по С. М. Слисскому) 241

Глава десятая

НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ

А. Волновые явления

0-1. Основные характеристики волн в открытых водоемах 246
10-2. Воздействие волны всплеска на вертикальные стенки или на стенки с уклоном круче 1:1 . . 247
10-3. Воздействие разбитых волн на вертикальные стенки или на стенки с уклоном круче 1:1 . . 248
10-4. Воздействие разбитых волн зыби на сооружение с наклонной стенкой с уклоном положе 1:1 249
10-5. Волновые явления в открытых деривационных каналах ГЭС 250

Б. Гидравлический удар

10-6. Основные величины 254
10-7. Исходные условия расчета удара 255
10-8. Аналитический расчет ударного давления . . 256
10-9. Графический расчет ударного давления . . . 261

В. Уравнительные резервуары

10-10. Предварительные замечания 265
10-11. Основы гидравлического расчета резервуаров 266
10-12. Определение минимальной площади резервуара 266
10-13. Аналитический расчет колебаний уровня в уравнительных резервуарах 267
10-14. Графический расчет колебаний уровня в уравнительных резервуарах 271
10-15. Графический расчет колебаний уровня в уравнительных резервуарах с учетом работы автоматических регуляторов турбин 277

Глава одиннадцатая

ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

А. Основной закон фильтрации, уравнения движения, формулы для построения кривой свободной поверхности

11-1. Основной закон фильтрации 278
11-2. Основные зависимости при безнапорном движении грунтовых вод 280

Б. Движение грунтовых вод в частных случаях гидротехнического проектирования

11-3. Приток грунтовой воды к вертикальным колодцам 281
11-4. Горизонтальный дренаж 283
11-5. Приток к котлованам при производстве строительных работ 286
11-6. Фильтрация из каналов 290
11-7. Фильтрация через земляные плотины 291

Глава двенадцатая

ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ

12-1. Основное уравнение 315
12-2. Форма свободной поверхности в открытом русле 315
12-3. Частный случай движения жидкости с переменным расходом 316

Глава тринадцатая

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МАШИНЫ

13-1. Турбины 324
13-2. Лопастные насосы 341

АЛФАВИТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

Абстрактная модель 130
Аэрация потока 214 215

Б

Безвакуумный профиль 94
Боковое сжатие 95
Бурное состояние потока 7, 158
Быстротоки 214, 215
Быстроходность турбины 326

В

Вакуум 31, 103
Вакуумметрическое давление 6 31
Вакуумный профиль 94
Ватерлиния 40
Внезапное расширение 63
— сужение 63
Водобойная стенка 203
Водобойный колодец 203
Водоизмещение 40
Водосливы 90
— безвакуумный и вакуумный (практического профиля) 94, 97, 98, 99
— боковые 90
— затопленные 90, 105
— косые 90, 100, 109
— практического профиля 90, 94, 97
— с тонкой стенкой 90, 92
— — широким порогом 99, 104
Водоспуск 83, 87
Волнистая струя 91
Волны 246
Воронка размыва 226
Воронкообразования 88
Вращение жидкости статическое 40
Всасывающая труба 120
Высота отсасывания 330
Вязкость 6 28

Г

Гидравлически наивыгоднейший профиль (сечение) 43, 123, 139
Гидравлические машины 322
— сопротивление 50
Гидравлический градиент 304
— показатель русла 158
— пресс 32
прыжок 7, 187
— радиус 41
— удар 254
— уклон 45, 115, 278
пр 32
81
Гидродинамическая сетка 304
Гидростатическое давление 31
Глубина в сжатом сечении 198
— водобойного колодца 203
— критическая 153, 155
— потока (канала) 127, 131, 136 137
— раздельная 198
— сопряженная 7, 187
Горизонтальный дренаж 283
Грунтовый колодец 281

Д

Давление гидростатическое 31
— избыточное 6 31
— на затворы 34
— — криволинейные поверхности 33
— — плоскую фигуру 33
Дальность отгона прыжка 201
Движение грунтовых вод 280
— неравномерное 6, 152 193
— неустановившееся 6 276
— равномерное 6 123
— с переменным расходом 312
Действующий диаметр 279
Деление расхода 195
Депрессионная поверхность кри
Длина колодца (водобойного) 205
— прыжка 190
Донный режим 221
Допускаемые скорости 117

З

Заиление (каналов, 14
Закон Дарси 278
— площадей 328, 330
Затопленное отверстие 78
Землесос, 347

Ж

Живое сечение 7 41
Жидкость 6
— вязкая 6
— (невязкая) идеальная 6
— несжимаемая 6
— однородная 6

К

Кавитация 329
Каналы 158 169, 317
— с неоднородной шероховат
Кинематический коэффициент
Корректив скоростного на
Коэффициент быстроходности 326

Коэффициент вертикального сжатия 82
— вязкости 6, 28
— кавитации 329
— затопления 103
— Кориолиса 7
— местных сопротивлений 63
— неоднородности грунта 278
— откоса 123
— полезного действия 327
— расхода 75, 76, 83 87, 93, 100
— сжатия 75, 82
— скорости 75
— сопротивления (в трубах) 51, 74, 75, 112
— турбулентности 48
— фильтрации 7, 279
— формы (водослива) 96, 101
— Шези 44
шероховатости, 113, 114, 124, 126
Кривая депрессии 281, 284
— подпора 7
— спада 7
Критерий затопления 105
Критическая глубина 7, 153 154, 155
— скорость Рейнольдса 7
Критический уклон 7, 157
Критическое число Рейнольдса 7, 50

Л

Ламинарное движение (ламинарный режим) 7, 50
Ламинарный режим 7, 50

М

Манометрическое давление 31
Местная скорость 7
Местные потери напора (сопротивление) 63
Метацентр 40
Метацентрическая высота 40
Метацентрический радиус 40
Метод (способ) Агроскина 130, 156
— Бахметева 159
— Башкировой 210
— Бернадского 185
Журина 128, 179
Киселева 136, 155
— Леви 223
— Маскицкого 184
Метод (способ) Павловского 128, 174, 183
Тольмана 187
— Туманян 231
— Чинчус 206
— Чарломского 183
— Чертоусова 222
— эквивалентных гусен 186
Модуль сопротивления русла 183
Мощность потока 42
— турбины 324

Н

Наброска камня в текущую воду 235
Напор 6
Напор (турбины) брутто 324
манометрический 341
— полезный 324
— полный 324, 34
— статический 34
Напорная линия 44
Напорные трубопроводы 112, 121
Насадок 83
Насосная марка 340
Насосов номенклатура 346
Насосы (лопастные) 341
Незатопленные струи 48
Неполное сжатие 77
Неравномерное движение 6, 152
Несовершенное сжатие 77
Неустановившееся движение 6
Нормальная глубина 152

О

Обратный уклон 153, 174
Опорожнение резервуаров 80
Отгон прыжка 201
Отжатая струя 91
Открытые русла 46
Относительная гладкость 52
Относительный вес 6, 27, 28
— перепад 93, 98, 205
Отсасывающая труба 326

П

Параметры реактивных турбин 338
Перепады 219
Плавно изменяющееся движение 7, 47
Плотность 6, 28
Поверхностный режим 221
Полное сжатие 77
Пористость грунта 278
Потери напора местные 63
— по длине 50
— энергии в прыжке 190
Поток бурный 158
— спокойный 158
Приведенная высота 6
Прилипшая струя 91
Приток к колодцам 281
— котловану 286
Прыжковая функция 188
Прыжок 187
— волна 188
Пьезометрическая высота 6
— линия 44
Пьезометрический уклон 45

Р

Рабочая характеристика 345
Равномерное движение 6, 42
Расход 7, 41, 125, 123
— волновой 251
Расходная характеристика 7, 112, 116, 117, 123

С

Свободная струя (струи) 47, 91
Свободное истечение (в атмосферу) 45
Сжатие неполное 77
— несовершенное 77
— полное 77
— совершенное 77
Сжимаемость 28
Сифоны (сифонный водосброс, труба) 121, 231
Скорости допускаемые 119
Скоростная характеристика 7, 105, 123
Скорость абсолютная 325
— донная 248
— допускаемая 117, 147, 148, 149
— подхода 94, 95
— распространения волны 249 251
— — удара 255
— средняя 7, 43
— фильтрации 280

Смоченный периметр 41
Совершенное сжатие 77
Сопротивление по длине 50
Сопряжение бьефов 198
Сопряженные глубины 189
Сплошное движение 42
Спокоиное состояние потока 158
Средняя скорость (потока) 41, 43
Статическое вращение жидкости 39
Степень наполнения канала 141
Струя волнистая 91
— подтопленная 91
— прилипшая 91
— свободная 91

Т

Температурное расширение 28
Типовые профили туннелей 144
Трапецеидальные водосливы 111
Треугольный водослив 109
Трубопроводы напорные, 112
Турбины 324
Турбулентное движение 50
Турбулентный режим 7

У

Удар гидравлический 254
Удельная энергия 43
— сечения 153
Удельный расход 201
Уклон 123, 153
Уравнение Бернулли 42, 44
Уравнительный резервуар 265
Усиленная шероховатость 217
Установившееся движение 6, 42

Ф

Фаза удара 255
Фильтрация из канала 290
— под гидротехническими сооружениями, 304
— через земляные плотины, 291
— — тело перемычки 291
Формулы Агроскина 61
— Альтшуля 54
— Андрианова 247
— Аравина 190
— Березинского 96
— ВТИ 52
— Гончарова 61, 151
— Горбачева 56
— Жуковского 255, 256
— Замарина 227
— Избаша 236
— Конакова 52
— Кузнецова 247
— Леви 149
— Маннинга 55
— Миловича 65, 66
— Никурадзе 52
— Пазловского 53,190
— Петрашева 226
Формулы Филоненко 52
— Форхгеймера 55
— Френкеля 54
— Черкасова 143
— Чертоусова 190
— Шаумяна 190
— Шевелева 52
— Шези 55

Х

Характеристика трубопровода 345
— турбин 330

Ц

Центр водоизмещения 40
— давления 33
— тяжести 40

Ч

Число Рейнольдса 50
— Фруда 191

Ш

Шахтный водосброс 229

Щ

Щелевой водослив 111

Э

Энергия потока 46
Эжекция водосливная 241