Б 48

СПРАВОЧНИК ПО ГИДРАВЛИКЕ

„ВИЩА ШКОЛА"

СПРАВОЧНИК ПО ГИДРАВЛИКЕ

Под редакцией
доктора технических наук
профессора В. А. БОЛЬШАКОВА

г. Ташкент
4 августа 1977 г.

КИЕВ
ГОЛОВНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ИЗДАТЕЛЬСКОГО ОБЪЕДИНЕНИЯ «ВИЩА ШКОЛА»
1977

605(083)
С74

УДК532(031)

Справочник по гидравлике. Под редакцией Большакова В. А. Киев, издательское объединение «Вища школа», 1977, 280 с.

В справочнике приводятся основные расчетные зависимости, а для сложных случаев числовые примеры расчетов, различные цифровые и табличные данные, необходимые при выполнении гидравлических расчетов открытых русел, гидротехнических сооружений и трубопроводов. Справочный материал сопровождается краткими пояснениями, облегчающими пользование книгой. Справочник предназначен для инженеров и техников, работающих в области строительства и водного хозяйства, а также может быть полезен студентам и учащимся высших и средних специальных учебных заведений.

Табл. 181. Ил. 264. Список лит.: 228 назв.

Коллектив авторов:

В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. И. Попов, В. Ю. Даденков

Рецензент доктор техн. наук *И. А. Шеренков*

Редакция литературы по строительству, архитектуре и коммунальному хозяйству
Зав. редакцией *В. В. Гаркуша*

С $\frac{30211-193}{M211(04)-77}$ 204—76

©Издательское объединение «Вища школа», 1977.

Одной из важнейших задач современного развития народного хозяйства является расширение строительства гидротехнических и водохозяйственных сооружений, промышленных и городских комплексов, автомобильных и железных дорог и т. п. Основой строительства являются технически совершенные проекты с учетом новейших достижений научных исследований. При этом определенное, а для некоторых объектов (оросительные и обводнительные системы, трубопроводы, мостовые переходы, гидротехнические сооружения различных назначений и пр.) решающее значение имеют гидравлические расчеты.

Настоящий справочник является пособием при выполнении гидравлических расчетов для инженеров и техников, работающих в области водоснабжения и канализации, гидромелиоративного и гидротехнического строительства, водных путей, автомобильных и железных дорог, мостов и тоннелей, промышленного и гражданского строительства и др. Он также будет полезен для студентов высших учебных заведений по указанным специальностям при изучении и овладевании ими курсом гидравлики и смежных дисциплин. Такая ориентация книги определяет ее содержание: рассматриваются вопросы общей гидравлики и движения воды в трубопроводах, открытых руслах и сооружениях.

При составлении книги особое внимание было уделено современным методам гидравлического расчета русел и сооружений, результатам новых исследований по гидравлике, в числе которых приведены разработки авторского коллектива. Ряд новых разделов гидравлики, учитывая их сложность, излагается более детально («Турбулентные свободные пограничные слои, струи и следы», «Стратифицированные течения» и др.).

Для более глубокого изучения конкретных вопросов следует пользоваться специальной литературой, перечень которой приведен в конце книги поглавно.

В справочнике принят единый порядок изложения всех глав: необходимые теоретические сведения, для сложных случаев числовые примеры расчетов, различные цифровые и табличные данные.

Для удобства пользования справочником в конце его приводится предметный указатель.

Книга подготовлена авторским коллективом в составе: доктора техн. наук проф. В. А. Большакова (главы 3, 10, 11, 17, 18 и § 12.6); канд. техн. наук доц. Ю. М. Константинова (главы 4, 6, 9, 13, § 12.1—12.5 и § 16.4); канд. техн. наук доц. В. Н. Попова (главы 1, 2, 5, 7 и 19); канд. техн. наук В. Ю. Даденкова (глава 8 и § 16.1—16.3). В подготовке справочника также приняли участие: доктор техн. наук профессор И. А. Железняк (§ 17.2) и

кандидат техн. наук ст. научный сотрудник А. П. Нетюхайло (главы 14 и 15). Кроме того, при написании ряда параграфов были использованы материалы, любезно представленные кандидатами техн. наук Л. Г. Рябухиным, А. М. Тугаем и инженерами А. Я. Кузнецом, М. Н. Цивиным, которым авторы искренне благодарны.

Авторы выражают признательность доктору техн. наук И. А. Шеренкову, взявшему на себя труд по рецензированию рукописи, замечания которого позволили улучшить данную книгу.

Авторы будут благодарны читателям, которые направят свои отзывы и пожелания по адресу: 252054, Киев-54, Гоголевская 7, «Вища школа».

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ, ПРИНЯТЫЕ В ГИДРАВЛИКЕ

a — коэффициент аэрации потока
$a_э$ — открытие щита (затвора)
c — скорость распространения волны (малых возмущений)
B — ширина потока поверху (по свободной поверхности потока)
b — ширина русла по дну
C — скоростной множитель (коэффициент Шези)
C_V — скорость распространения ударной волны
c — высота стенки
D, d — диаметр
$d_к$ — глубина водобойного колодца
E — энергия
E_0 — модуль упругости
$E_к$ — кинетическая энергия
$E_п$ — потенциальная энергия
e — удельная энергия потока
$Э$ — удельная энергия сечения
F — сила трения
Fr — число Фруда
G — вес (сила тяжести)
g — ускорение силы тяжести
H — геометрический напор
$H_{л,б}$ — пьезометрический напор
h — глубина потока
$h_{в.б}$ — глубина потока в верхнем бьефе
H_0 — гидродинамический напор (с учетом скоростного напора)
$h_д$ — приведенная высота давления
h_l — потери удельной энергии (потери напора) по длине
h_p — пьезометрическая высота
$h_п$ — глубина потока над стенкой падения
h_V — скоростной напор
h_W — потери удельной энергии (потери напора) суммарные
$h_{кр}$ — критическая глубина
$h_м$ — метацентрическая высота
$\Sigma h_м$ — местные потери удельной энергии (потери напора)
$h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе
$h_п$ — высота подтопления
$h_с$ — глубина потока в сжатом сечении
$h_Ц$ — глубина погружения центра тяжести смоченной поверхности плоской фигуры под уровнем жидкости
h_0, $h_б$ — глубина потока нормальная (бытовая)
h_1 — глубина потока в начале водопадного участка
h' и h'', h_1 и h_2 — глубины потока сопряженные (взаимные)
I, I_e — гидравлический уклон
I_p — пьезометрический уклон
J_x — момент инерции (относительно оси x)
$J_ц$ — момент инерции (относительно оси, проходящей через центр тяжести)
i_1, i_0 — уклон дна русла
i, i_e — средний гидравлический уклон
i_f — уклон трения
i_p — средний пьезометрический уклон
K — расходная характеристика
k — коэффициент фильтрации
L, l — длина
$l_{пр}$ — длина гидравлического прыжка
$l_{кр}$ — длина кривой свободной поверхности потока
M — масса
m_k, m — коэффициент заложения откоса
m, m_r — коэффициент расхода водослива
n — коэффициент шероховатости
P — высота перепада, плотины, водослива
P — сила
R_x, P_x — составляющая сила по оси x
R_y, P_y — составляющая сила по оси y
R_z, P_z — составляющая сила по оси z
P_0 — сила внешнего давления
P_1 — сила избыточного давления
p_a — атмосферное давление
p — полное давление в точке
p_0 — внешнее давление в точке
$p_м$ — избыточное или манометрическое давление в точке
$p_{вак}$ — вакуум
Q — расход
Q_{max} — максимальный расход
Q_{min} — минимальный расход
$Q_р$ — расчетный расход
$Q_{сб}$ — сбросной расход
q — удельный расход на единицу ширины потока
R — гидравлический радиус

r — геометрический радиус
Re — число Рейнольдса
s — площадь соприкасания двух смежных слоев жидкости
S_x — статический момент (относительно оси x)
l, s — расстояние
T, t — время
T — температура, К
t — температура, °С
T_0 — удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа
t — мощность водоносного пласта
u_* — динамическая скорость
u — скорость местная
$\overline{u}$ — осредненная местная скорость
u' — пульсационная составляющая местной скорости, т. е. $u = \overline{u} + u'$
V — средняя скорость в сечении
$V_{\min}$ — скорость минимальная (незаиляющая)
$V_{доп}$ — скорость допускаемая (неразмывающая)
$V_{в.к}$ — верхняя критическая скорость
$V_{н.к}$ — нижняя критическая скорость
W — скоростная характеристика
X, Y, Z — проекции внешних сил, заданных в виде ускорений (отнесенные к единице массы)
x — гидравлический показатель русла
$h_Ц$, y — глубина погружения центра тяжести сечения под свободной поверхностью
y — показатель степени в формуле Н. Н. Павловского
z — геометрическая высота (отметка точки)

Δz, z — перепад (разность отметок горизонтов воды) верхнего и нижнего бьефов
α — коэффициент кинетической энергии потока (коэффициент Кориолиса)
α_0 — коэффициент количества движения потока (коэффициент Буссинеска)
α, β — угол
α°, β° — угол в градусах
$\alpha_р$, $\beta_р$ — угол в радианах
γ — удельный вес
Δ — высота выступа шероховатости
Δ — относительная глубина наполнения
Δz — перепад в выходной части водобойного колодца
δ — толщина слоя жидкости; толщина водосливной стенки
ε — коэффициент сжатия
ζ — коэффициент потерь
ξ, η — глубина потока (относительная)
χ — смоченный периметр
λ — гидравлический коэффициент трения (коэффициент Дарси)
μ — коэффициент расхода
$\mu_в$, μ — динамический коэффициент вязкости
ν — кинематический коэффициент вязкости
ρ — плотность (объемная масса)
σ — коэффициент запаса
$\sigma_з$ — коэффициент затопления
τ — сила трения, удельная (на единицу поверхности)
φ — коэффициент скорости
Ω — площадь сечения сосуда (емкости)
ω — площадь живого сечения
ω_x, ω_y, ω_z — компоненты вихря (угловые скорости)
w — гидравлическая крупность наносов

Глава 1

ВАЖНЕЙШИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЖИДКОСТЕЙ

Жидкость — непрерывная среда, обладающая способностью сколь угодно значительно изменять свою форму под действием даже весьма малых сил, но, в отличие от газов, практически не изменяющая свой объем при увеличении или уменьшении давления.

Жидкое агрегатное состояние вещества — промежуточное между твердым и газообразным состоянием. При малых удельных объемах жидкость, подобно твердому телу, сохраняет свой объем, имеет свободную поверхность и т. д. При больших удельных объемах жидкость принимает форму сосуда, в котором находится.

Наиболее характерным свойством жидкости является текучесть — легкоподвижность частиц, обуславливаемая неспособностью жидкости воспринимать в покоящемся состоянии даже малые касательные напряжения.

В настоящей главе рассматриваются однородные жидкости. Однородной называется жидкость, имеющая в данный момент времени во всех точках занятого ею пространства одинаковые физико-механические свойства.

§ 1.1. Плотность и удельный вес

Плотность — масса жидкости в единице объема.

Плотность однородной жидкости

$$\rho = M/W, \qquad (1.1)$$

где M — масса жидкости; W — объем этой массы.

Удельный вес — вес жидкости в единице объема.

Удельный вес однородной жидкости

$$\gamma = G/W, \qquad (1.2)$$

где G — вес рассматриваемого объема жидкости.

Плотность и удельный вес связаны зависимостью

$$\gamma = \rho g, \qquad (1.3)$$

где g — ускорение силы тяжести.

Как плотность, так и удельный вес жидкостей зависят от температуры.

От плотности и удельного веса, величин именованных, следует отличать относительный вес δ_4^t — безразмерную величину, равную отношению веса жидкости при температуре t °С к весу дистиллированной воды, взятой в том же объеме, при 4 °С.

Значения удельного веса воды при различной температуре приведены в табл. 1.1, а данные о плотности, удельном и относительном весе других жидкостей при температуре 20° С — в табл. 1.2.

Таблица 1.1. **Удельный вес γ воды при различной температуре**

t, °С	γ, $н/м^3$	t, °С	γ, $н/м^3$	t, °С	γ, $н/м^3$
0	9808,7	14	9803,1	40	9735
4	9810	16	9800,2	50	9694,2
6	9809,7	18	9796,8	60	9647
8	9808,9	20	9792,9	70	9593,6
10	9807,5	25	9781,7	80	9534,7
12	9805,6	30	9768,4	100	9404,4

Относительный вес дистиллированной воды при различной температуре приведен в табл. 1.3, водных растворов спиртов при температуре 15° С — в табл. 1.4.

§ 1.2. Сжимаемость, упругость и температурное расширение жидкостей

Сжимаемость — свойство жидкости изменять свою плотность при изменении давления.

Сжимаемость характеризуется коэффициентом объемного сжатия β_p:

$$\beta_p = \frac{1}{W} \cdot \frac{dW}{dp}. \qquad (1.4)$$

Коэффициент объемного сжатия, под которым понимается относительное изменение объема жидкости W, приходящееся на единицу изменения давления p, можно считать также равным относительному изменению плотности ρ (полагая, что $M = \text{const}$), приходящемуся на единицу изменения давления p:

$$\beta_p = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{d\rho}{dp}. \qquad (1.5)$$

Таблица 1. 2. **Удельный вес γ, плотность ρ и относительный вес σ_4^{20} жидкости при 20° С**

Наименование	γ, *н/м³*	ρ, *кг/м³*	σ_4^{20}
Анилин	10 200	1040	1,04
Ацетон	7770	792	0,792
Бензол чистый каменноугольный	8590—8630	876—880	0,876—0,88
Бензин авиационный	7250—7370	739—751	0,739—0,751
» автомобильный	6990—7470	712—761	0,712—0,761
Битум жидкий:			
дорожно-сланцевый	9810 —10 790	1000—1100	1,0—1,1
нефтяной	9420 — 9710	960—990	0,96—0,99
Вода морская	10 010—10 090	1002—1029	1,002—1,029
» пресная	9790	998	0,998
Воздух при барометрическом давлении 10 *н/см²*	11,6	1,183	0,0012
Глицерин безводный	12 260	1250	1,25
Деготь:			
каменноугольный низкотемпературный дорожный ДН-7, ДН-8	10 100	1030	1,03
составной смешанного происхождения (ДС)	10 100—11 970	1030—1220	1,03—1,22
торфяной	10 100—10 300	1030—1050	1,03—1,05
Дизельное топливо	8150—8450	831—861	0,831—0,861
Керосин	7770—8240	792—840	0,792—0,84
Масло автотракторное АК-11	9070—9120	925—930	0,925—0,93
» вазелиновое	8610	878	0,878
» веретенное АУ	8710—8790	888—896	0,888—0,896
» для гидравлических систем АМГ	до 8340	до 850	до 0,85
» индустриальное ИС-12,20 и 45	8830—9120	900—930	0,9—0,93
» ИС-50 (машинное СУ)	8870—8910	904—908	0,904—0,908
» касторовое	9420	960	0,96
» компрессорное	8820—9060	899—924	0,899—0,924
» креозотовое	10 200—10 800	1040—1100	1,04 —1,1
» льняное	8930—9220	910—940	0,91 —0,94
» минеральное	8600—8750	877—892	0,877—0,892
» подсолнечное	9070	925	0,925
» солярное	8680—8850	885—902	0,885—0,902
» трансформаторное	8700	887	0,887
» турбинное (Л)	8760—8820	893—899	0,893—0,899
» хлопковое	9030—9120	920—930	0,92 —0,93
Нефть	8340—9320	850—950	0,85 —0,95
Ртуть	132 900	13 547	13,547
Сероуглерод	12 360—12 650	1260—1290	1,26—1,79
Смола:			
сырая каменноугольная низкотемпературная	9320—9910	950—1100	0,95—1,1
флотационная	9910—10 100	1010—1030	1,01—1,03
Спирт этиловый безводный	7740	789	0,789
Хлористый натрий (раствор с 26% NaCl)	10 690	1200	1,2
Эфир этиловый	7010—705 0	715—719	0,715—0,719

Таблица 1.3. **Относительный вес δ_4^t воды**

t, °C	δ_4^t	t, °C	δ_4^t	t, °C	δ_4^t	t, °C	δ_4^t	t, °C	δ_4^t
0	0,99987	20	0,99823	40	0,99224	60	0,98324	80	0,97183
1	0,99993	21	0,99802	41	0,99186	61	0,98272	81	0,97121
2	0,99997	22	0,99780	42	0,99147	62	0,9822	82	0,97057
3	0,99999	23	0,99756	43	0,99107	63	0,98167	83	0,96994
4	1	24	0,99732	44	0,99066	64	0,98113	84	0,9693
5	0,99999	25	0,99707	45	0,99024	65	0,98059	85	0,96865
6	0,99997	26	0,99681	46	0,98983	66	0,98005	86	0,968
7	0,99993	27	0,99654	47	0,9894	67	0,9795	87	0,96734
8	0,99988	28	0,99626	48	0,98896	68	0,97894	88	0,96668
9	0,99981	29	0,99597	49	0,98852	69	0,97838	89	0,96601
10	0,99973	30	0,99567	50	0,98807	70	0,97781	90	0,96534
11	0,99963	31	0,99537	51	0,98762	71	0,97723	91	0,96467
12	0,99952	32	0,99505	52	0,98715	72	0,97666	92	0,96399
13	0,99940	33	0,99473	53	0,98669	73	0,97607	93	0,9633
14	0,99927	34	0,9944	54	0,98621	74	0,97548	94	0,96261
15	0,99913	35	0,99406	55	0,98573	75	0,97489	95	0,96192
16	0,99897	36	0,99371	56	0,98525	76	0,97429	96	0,96122
17	0,99881	37	0,99336	57	0,98475	77	0,97368	97	0,96051
18	0,99862	38	0,99299	58	0,98425	78	0,97307	98	0,95981
19	0,99844	39	0,99262	59	0,98375	79	0,97245	99	0,95909

Значения коэффициентов объемного сжатия воды приведены в табл. 1.5.

Средние значения коэффициента объемного сжатия β_p, $см^2/н$:

воды	0,0000051
керосина	0,0000059
нефти	0,0000074
дизельного топлива	0,0000064
ртути	0,000000313

Величина E_0, обратная коэффициенту объемного сжатия, называется модулем объемной упругости жидкости:

$$E_0 = 1/\beta_p, \qquad (1.6)$$

или

$$E_0 = \rho \frac{dp}{d\rho}. \qquad (1.7)$$

Значения модуля объемной упругости воды при различной температуре и давлении приведены в табл. 1.6, а для некоторых жидкостей при 50 °С в табл. 1.7.

Средние значения модуля объемной упругости E_0, $н/см^2$:

воды	196 000
керосина	169 000
нефти	135 000
дизельного топлива	156 000
ртути	3 200 000

Температурное расширение — свойство жидкого тела изменять свой объем (следовательно и плотность) при изменении температуры.

Относительное изменение объема жидкости W при соответствующем изменении температуры характеризуется температурным коэффициентом объемного расширения жидкости

$$\beta_t = \frac{1}{W} \cdot \frac{dW}{dt}. \qquad (1.8)$$

Этот коэффициент показывает изменение объема при изменении температуры t на 1° С.

Таблица 1.4. **Относительный вес δ_4^{15} водных растворов спиртов при 15° С**

Содержание спирта в растворе, %	δ_4^{15} водного раствора спирта			
	метилового	этилового	пропилового	изопропилового
100	0,796	0,7937	0,8076	0,7894
90	0,8242	0,8224	0,8307	0,8156
80	0,8507	0,8479	0,8514	0,8402
70	0,8752	0,872	0,8717	0,8637
60	0,8979	0,8954	0,892	0,887
50	0,9186	0,9179	0,9125	0,9105
40	0,9373	0,939	0,9329	0,9333
30	0,9537	0,9569	0,9532	0,955
20	0,9682	0,9709	0,9721	0,9717
10	0,9795	0,9831	0,9851	0,9837

Таблица 1.5. **Коэффициент объемного сжатия β_p воды, $см^2/н$**

t, °C	β_p при давлении, $н/см^2$				
	50	100	200	390	780
0	0,0000054	0,00000537	0,00000531	0,00000523	0,00000515
5	0,00000529	0,00000523	0,00000518	0,00000508	0,00000493
10	0,00000523	0,00000518	0,00000508	0,00000498	0,00000481
15	0,00000518	0,0000051	0,00000503	0,00000488	0,0000047
20	0,00000515	0,00000505	0,00000495	0,00000481	0,0000046

Таблица 1.6. **Модуль объемной упругости воды E_0, $н/см^2$**

t, °C	E_0 при давлении, $н/см^2$				
	50	100	200	390	780
0	185 400	186 400	188 400	191 300	197 200
5	189 300	191 300	193 300	197 200	203 100
10	191 300	193 300	197 200	201 100	208 000
15	193 300	196 200	199 100	205 000	212 900
20	194 200	198 200	202 100	208 000	217 800

Таблица 1.7. **Модуль объемной упругости E_0, $н/см^2$, ряда жидкостей при 50° С**

Жидкость	E_0
Вода	209 600
Керосин	137 300
Турбинное масло	171 600
Силиконовая жидкость	103 000
Масло АМГ-10	130 400
Дизельное топливо	132 400

Таблица 1.8. **Температурный коэффициент объемного расширения β_t воды, 1/°С**

Давление, $н/см^2$	β_t при температуре t, °С				
	1—10	10—20	40—50	60—70	90—100
10	0,000014	0,00015	0,000422	0,000556	0,000719
980	0,000043	0,000165	0,000422	0,000548	0,000714
1960	0,000072	0,000183	0,000426	0,000539	—
4900	0,000149	0,000236	0,000429	0,000523	0,000661
8830	0,000229	0,000289	0,000437	0,000514	0,000661

Таблица 1.9. **Температурный коэффициент объемного расширения воды β_t при температуре, близкой к 1° С**

t, °С	0	+1	+2	+3	+4	+5
β_t, 1/°С	—0,000067	—0,000049	—0,000031	—0,000015	0	0,000017

Значения температурного коэффициента объемного расширения воды приведены в табл. 1.8 и 1.9.

Средние значения температурного коэффициента объемного расширения β_t, 1/°С:

Вода	0,000208
Спирт	0,0011
Керосин	0,001
Глицерин	0,0005
Нефть	0,0007
Ртуть	0,000182

§ 1.3. Вязкость

Вязкость — свойство жидкости оказывать сопротивление перемещению одного ее слоя по другому. Она характеризуется коэффициентами вязкости, зависящими от рода жидкости и ее температуры.

Динамически коэффициент вязкости $\mu_в$ характеризует собой силу, которая возникает на квадратном метре поверхности двух перемещающихся друг относительно друга слоев жидкости, при

Таблица 1.10. **Динамический коэффициент вязкости $\mu_в$ воды**

t, °C	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$	t, °C	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$	t, °C	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$	t, °C	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$	t, °C	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$
0	0,00179	20	0,00101	40	0,000656	60	0,000469	80	0,000357
1	0,00173	21	0,00098	41	0,000644	61	0,000462	81	0,000352
2	0,00167	22	0,00096	42	0,000632	62	0,000455	82	0,000348
3	0,00162	23	0,00094	43	0,000621	63	0,000448	83	0,000344
4	0,00156	24	0,00091	44	0,00061	64	0,000442	84	0,00034
5	0,00152	25	0,000894	45	0,000599	65	0,000436	85	0,000336
6	0,00147	26	0,000874	46	0,000588	66	0,000429	86	0,000332
7	0,00143	27	0,000855	47	0,000578	67	0,000423	87	0,000328
8	0,00139	28	0,000836	48	0,000568	68	0,000417	88	0,000324
9	0,00135	29	0,000818	49	0,000559	69	0,000412	89	0,00032
10	0,00131	30	0,000801	50	0,000549	70	0,000406	90	0,000317
11	0,00127	31	0,000784	51	0,00054	71	0,000401	91	0,000313
12	0,00124	32	0,000768	52	0,000532	72	0,000395	92	0,00031
13	0,0012	33	0,000752	53	0,000523	73	0,00039	93	0,000306
14	0,00117	34	0,000737	54	0,000515	74	0,000385	94	0,000303
15	0,00114	35	0,000723	55	0,000506	75	0,00038	95	0,000299
16	0,00111	36	0,000709	56	0,000499	76	0,000375	96	0,000296
17	0,0010	37	0,000695	57	0,000491	77	0,00037	97	0,000293
18	0,00106	38	0,000681	58	0,000483	78	0,000366	98	0,00029
19	0,00103	39	0,000669	59	0,000476	79	0,000361	100	0,000284

Таблица 1.11. **Кинематический коэффициент вязкости ν воды, $м^2/сек$**

t, °C	ν	t, °C	ν	t, °C	ν	t, °C	ν
0	179	9	135	18	106	40	66
1	173	10	131	19	104	45	60
2	167	11	127	20	101	50	56
3	162	12	124	22	99	55	51
4	157	13	121	24	92	60	48
5	152	14	118	26	88	70	41
6	147	15	115	28	84	80	37
7	143	16	112	30	80	90	33
8	139	17	109	35	73	100	28

Таблица 1.12. **Динамический $\mu_в$ и кинематический ν коэффициенты вязкости жидкостей при 20° С**

Наименование жидкости	$\mu_в$, $н \cdot сек/м^2$	ν, $м^2/сек$
Анилин	0,00447	430
Бензол	0,00065	74
Вода пресная	0,00101	101
Глицерин безводный	0,512	41 000
Масло касторовое	0,972	100 200
Ртуть	0,0015	11,1
Сероуглерод	0,00037	29,4
Спирт этиловый безводный	0,00119	151
Хлористый натрий (раствор с 26% NaCl)	0,00184	153
Эфир этиловый	0,00026	36,3

Таблица 1.13. **Изменение кинематического коэффициента вязкости ν некоторых масел в интервале температур от +100 до —10° С, $м^2/сек$**

Масло	ν при t °C					
	100°	50°	10°	0°	—5°	—10°
Авиационное:						
ИС-20С	2100	15 200	308 000	816 000	1 435 000	2 585 000
МК-22	2200	17 600	388 000	655 000	2 945 000	10 950 000
МС-20	2100	15 100	296 000	854 000	1 536 000	3 230 000

Продолжение табл. 1.13

Масло	ν при t °С					
	100°	50°	10°	0°	—5°	—10°
Автотракторное АК-15	5000	12 400	408 000	1 552 000	4 500 000	10 474 000
Веретенное АУ	360	1300	9000	18 000	28 000	44 000
Для гидравлических систем АМГ	470	1100	3000	4400	5400	6700
Индустриальное:						
ИС-12	360	1300	8700	17 500	26 300	41 200
ИС-20	480	1800	11 300	27 500	42 000	64 000
ИС-45	810	4200	50 100	11 900	195 000	599 000
50 (машинное СУ)	850	5000	83 300	229 000	417 000	838 000
Трансформаторное с присадкой ионол	300	900	5000	8900	12 400	17 700
Турбинное:						
22 (Л)	600	2200	21 300	47 600	77 300	91 000
22 (из сернистых нефтей)	500	2100	17 200	37 500	56 800	253 000
30 (УТ)	600	4200	35 900	86 300	143 800	331 000

Таблица 1.14. **Кинематический коэффициент вязкости ν дорожных битумов, дегтей и эмульсий, $м^2/сек$**

Наименование материалов	t, °С	ν, $м^2/сек$	Наименование материалов	t, °С	ν, $м^2/сек$
Битумы жидкие нефтяные дорожные:			Дорожные каменноугольные дегти:		
марка 1	25	менее 53 000	жидкие:		
» 2	60	14 000—39 000	Д-1	30	14 000—66 000
» 3	60	39 000—66 000	Д-2	30	66 000—190 000
» 4	60	66 000—110 000	вязкие:		
» 5	60	110 000—260 000	Д-3	30	250 000—950 000
» 6	60	более 260 000	Д-4	30	950 000—2 500 000
Битумы жидкие сланцевые медленногустеющие:			Д-5	30	2 500 000—5 600 000
			Д-6	30	5 600 000—8 900 000
			Д-7	50	510 000—3 600 000
С-1	25	530 000	Д-8	50	3 600 000—8 900 000
С-2	60	14 000—30 000	Битумные и дегтевые эмульсии:		
С-3	60	30 000—53 000	для поверхностной обработки	20	4300—6200
С-4	60	53 000—92 000	для пропитки	20	4300—10 000
С-5	60	92 000—260 000	для смешения на дороге	20	4300—6200
С-6	60	более 260 000	для смешения в установке	20	10 000—19 000
Битумы вязкие сланцевые дорожные:					
БС-0	60	20 000—110 000			
СС-1	60	более 110 000			

градиенте скорости $\frac{du}{dn} = 1$ (где dn — толщина слоя). Значения динамического коэффициента вязкости воды при различной температуре приведены в табл. 1.10.

Кинематический коэффициент вязкости воды

$$\nu = \mu_в/\rho. \qquad (1.9)$$

Значения кинематического коэффициента вязкости воды при различной температуре приведены в табл. 1.11.

Для определения вязкости при различных температурах часто пользуются эмпирическими формулами и графиками. Так, по зависимости Пуазейля, кинематический коэффициент вязкости воды

$$\nu = \frac{177{,}5}{1 + 0{,}0337t + 0{,}000221t^2}, \; м^2/сек, \qquad (1.10)$$

где t — температура в °С.

Динамический и кинематический коэффициенты вязкости масел, битумов, сточных вод, спиртов и других жидкостей и их зависимость от температуры приведены в табл. 1.12—1.17.

Таблица 1.15. **Рабочая температура t °С органических вяжущих материалов, при которой они имеют динамический коэффициент вязкости $\mu_в = 0{,}1 \div 0{,}5$ $н \cdot сек/м^2$**

Наименование материалов	Марка	t, °С
Битумы нефтяные вязкие	БН-0	110—130
	БН-I	130—150
	БН-II	150—160
	БН-III	160—180
	БН-IV; БН-V	180—210
Битумы сланцевые вязкие	БС-0; $БКЯ_1$	90—110
	БС-I; $БКЯ_2$	110—120
	БС-II; БС-III	120—150
Битумы нефтяные и сланцевые жидкие	А-1; Б-1; С-1	15—25
	А-2; Б-2; С-2	40—50
	А-3; Б-3; С-3	50—60
	А-4; Б-4; С-4	60—80
	А-5; Б-5; С-5	80—100
	С-6	90—100
	А-6; , Б-6	100—120
	БС-II; БС-III	120—130
	$БКЯ_3$; $БКЯ_4$	120—130
Дегти каменноугольные вязкие	Д-3; Д-4; Д-5	110—120
	Д-6; Д-7; Д-8	110—120
Дегти каменноугольные жидкие и сырые смолы	Д-1; Д-2	15—30

Таблица 1.16. **Приближенные значения кинематического коэффициента вязкости ν хозяйственно-бытовых сточных вод, $м^2/сек$**

t, °С	ν при количестве взвешенных веществ, *мг/л*					
	100	200	300	400	500	600
2	217	267	317	367	417	467
3	183	205	227	249	271	293
4	168	180	192	204	216	228
5	160	168	176	184	192	200
6	152	158	163	169	174	180
7	146	150	154	158	162	167
8	142	145	148	151	154	158
9	137	140	142	145	147	149
10	133	135	137	139	141	143
11	129	130	132	134	135	137
12	125	127	128	130	131	132
13	122	123	125	126	127	128
14	118	119	120	121	122	123
15	115	116	117	118	118	119
16	112	113	113	114	115	116
17	110	110	111	112	112	113
18	107	107	108	108	109	110
19	104	104	105	105	106	106
20	102	102	102	103	104	104
21	100	100	100	101	101	102
22	96	97	97	98	98	98
23	94	95	95	96	96	96
24	92	93	93	93	94	94
25	90	91	91	91	92	92

Таблица 1.17. **Динамический коэффициент вязкости $\mu_в$ чистых спиртов, $н \cdot сек/м^2$**

t, °С	$\mu_в$ для спиртов			
	метилового	этилового	пропилового	изопропилового
0	0,00081	0,00177	0,00388	0,00456
10	0,00069	0,00145	0,00292	0,00325
20	0,00059	0,00119	0,00226	0,00237
30	0,00052	0,00099	0,00178	0,00176
40	0,00045	0,00083	0,0014	0,00133
50	0,0004	0,0007	0,00113	0,00103
60	0,00035	0,00059	0,00092	0,0008
70	—	0,0005	0,00076	0,00064
80	—	—	0,00063	0,00052

§ 1.4. Прочие свойства

Поверхность жидкости на границе ее раздела с воздухом, газом, насыщенным паром или другой, неперемешивающейся жидкостью, благодаря силам взаимного притяжения молекул поверхностного слоя находится в состоянии равномерного натяжения.

Поверхностное натяжение σ_t численно равно силе, действующей на единицу длины контура поверхности в сторону ее сокращения. Выражают его в единицах работы, отнесенной к площади или в единицах силы, отнесенной к длине.

Поверхностное натяжение некоторых жидкостей на границе с воздухом при 20° С и нормальном барометрическом давлении σ_t, *н/м*:

Вода	0,081
Бензин	0,021 ÷ 0,022
Керосин	0,026 ÷ 0,027
Бензол	0,028 ÷ 0,029
Этиловый спирт ректификат	0,0224
Ртуть	0,541

Поверхностным натяжением жидкости и силами взаимодействия между нею и стенками трубки малого диаметра или скелетом мелкопористого твердого тела обусловлено явление *капиллярности*. В результате жидкость в трубке поднимается или опускается на некоторую высоту, причем на границе между жидкостью и газом образуется выпуклый (если жидкость несмачивающая) или вогнутый (если жидкость смачивающая) мениск.

При температуре 20° С в трубке диаметром d (*мм*):

высота капиллярного поднятия:

воды $$h_{кап} = \frac{30}{d}, \text{ мм}, \quad (1.11)$$

спирта $$h_{кап} = \frac{10}{d}, \text{ мм}; \quad (1.12)$$

высота капиллярного опускания ртути

$$h_{кап} = \frac{10{,}15}{d}, \text{ мм}. \quad (1.13)$$

Таблица 1.18. **Высота капиллярного поднятия воды $h_{кап}$ в песках**

Размер фракций, *мм*	Средний диаметр, *мм*	Пористость, %	Высота капиллярного поднятия, *см*		Время достижения максимальной высоты поднятия, *сут*
			за 2 *сут*	максимальная	
1—0,5	0,75	42	12,3	13,1	4
0,2—0,1	0,15	40,5	39,6	42,8	8
0,1—0,05	0,075	41	57,5	105,5	72

При замене трубки двумя параллельными пластинками с расстоянием между ними, равным d, величина $h_{кап}$ уменьшается вдвое.

На высоту капиллярного поднятия в грунтах влияет их гранулометрический и химико-минералогический состав, структура, текстурные особенности, степень уплотнения, состав водного раствора. Возрастание дисперсности грунтов приводит к увеличению высоты капиллярного поднятия и уменьшению скорости подъема воды.

Экспериментальные данные о высоте капиллярного поднятия в песках приведены в табл. 1.18.

Обычно для рядовых среднезернистых песков высота капиллярного поднятия 0,15—0,4 *м*, для мелкозернистых — 0,35—1 *м*.

Экспериментальные данные В. Ф. Бабкова и Н. П. Чубаровой показали, что между высотой капиллярного поднятия глинистых грунтов и их плотностью (объемным весом скелета) существует обобщающая связь

$$h_{кап} = 32{,}2 - 33{,}15\delta + 8{,}93\delta^2, \quad (1.14)$$

которая справедлива для значений $\delta = 1{,}3 \div 2$ *г/см*^{3}.

Максимальная высота капиллярного поднятия грунтов, обладающих связностью (при обычно встречающейся их плотности):

Супесь (при различном содержании пылеватых разностей)	0,6—1,4 *м*
Пылеватые суглинки	1,4—4 *м*
Лессовидные суглинки юга европейской части СССР	1,6—4 *м*
Лессовидные суглинки района Москвы	2—3,5 *м*
Моренные грунты центра европейской части СССР	1—2 *м*
Элювиально-делювиальные глины Предкавказья	2,5—4,5 *м*
Современные аловиальные отложения (Подмосковье)	1—2,5 *м*
Пылеватый грунт	2,5—4 *м*

Жидкости обладают способностью поглощать и растворять газы, соприкасающиеся с ними, что приходится учитывать, например, при расчете быстротоков, длинных трубопроводов, при борьбе с кавитацией.

Для жидкостей, используемых в качестве топлива, смазки, теплоносителей, рабочих тел и других целей, большое значение имеют такие свойства, как испаряемость, теплоемкость, теплопроводность, показатель преломления, химическая, механическая и радиационная стойкость, коррозионность и другие, сведения о которых приводятся в специальных справочниках и пособиях.

Здесь отметим только некоторые особенности воды, ее «аномалии», играющие важную роль в природе и технике.

Обычно тела, в том числе и жидкие, при охлаждении сжимаются. Вода при охлаждении от +100 до +4° С также уменьшает свой объем. Однако в интервале температур от +4 до 0° С не сжимается при охлаждении, а расширяется. Наибольшую плотность, таким образом, она имеет при +4° С (см. табл. 1.3).

За редким исключением, вещества тонут в жидкостях, образующихся при их плавлении. Вода же при замерзании увеличивается в объеме, примерно, на 10% и, соответственно, при образовании льда уменьшается ее плотность.

Удельная теплоемкость воды (c = = 4200 *дж/кг·град*) чрезвычайно велика по сравнению со многими другими телами. Как правило, теплоемкость тел по мере повышения температуры возрастает. У воды же при нагревании ее от 0° до +35° С теплоемкость падает, а при дальнейшем повышении температуры до +100° С начинает расти.

Вода имеет:

необычайно высокую теплоту плавления (скрытая теплота плавления), которая с повышением давления убывает, а не возрастает, как можно было бы ожидать;

аномальную дисперсию в области электрических (высокая диэлектрическая постоянная) и тепловых лучей;

наибольшее из всех широко распространенных жидкостей поверхностное натяжение (см. выше).

При конденсации паров воды в капиллярных кварцевых трубках образуется «сверхплотная» вода, удельная плотность которой достигает 1,4, а показатель преломления 1,49 (против 1,33 у обычной воды). Сверхплотная вода не замерзает даже при весьма низких температурах (до —50° С), не растворяется в обычной воде и имеет в 10—15 раз большую вязкость, кипит при температуре +300° С.

Глава 2
ГИДРОСТАТИКА

Гидростатика — раздел гидравлики, изучающий равновесие жидкостей и равновесие твердых тел, полностью или частично погруженных в жидкость.

§ 2.1. Давление в точке. Основное уравнение гидростатики

Если в каком-либо сечении в пределах находящегося в равновесии под действием произвольных внешних сил жидкого тела (рис. 2.1) выделить элементарную площадку $\Delta\omega$, на которую действует элементарная сжимающая сила ΔP, то при уменьшении площадки $\Delta\omega$ до нуля гидростатическое давление в данной точке жидкости

$$p = \lim_{\Delta\omega \to 0} \frac{\Delta P}{\Delta\omega} \qquad (2.1)$$

или

$$p = \frac{dP}{d\omega}. \qquad (2.2)$$

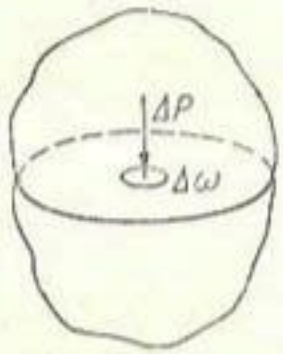


Рис. 2.1

Таким образом, гидростатическое давление является внутренней силой, действующей в данной точке жидкости. Оно представляет собой взятую с отрицательным знаком часть нормального напряжения, зависит от местоположения точки в покоящейся жидкости и одинаково по всем направлениям. Если рассматриваемая точка находится в пределах какой-либо фиксированной площадки, то гидростатическое давление направлено по нормали к ней.

Если плотность жидкости ρ с достаточной степенью точности может быть принята постоянной, то гидростатическое давление в любой точке жидкости, находящейся в равновесии под действием произвольных внешних сил

$$p = \rho \int (X dx + Y dy + Z dz), \qquad (2.3)$$

где X, Y, Z — проекции ускорений, вызываемых внешними силами, на соответствующие координатные оси.

Геометрическое место точек, имеющих одинаковое давление ($p = \text{const}$; $dp = 0$), называется поверхностью равного давления, или поверхностью уровня.

Если жидкость находится в равновесии под действием собственного веса, то проекции ускорений, вызываемых силой тяжести: $X = 0$; $Y = 0$; $Z = -g$ и тогда из выражения (2.3) получим основное уравнение гидростатики

$$p/\gamma + z = \text{const}, \qquad (2.4)$$

где γ — удельный вес жидкости; z — координата или отметка точки.

Величина

$$H = p/\gamma + z \qquad (2.5)$$

называется *гидростатическим напором*. Он представляет собой удельную (т. е. отнесенную к единице веса) потенциальную энергию жидкости в рассматриваемой точке. При этом p/γ — часть удельной потенциальной энергии — удельная энергия давления; z — часть удельной потенциальной энергии — удельная энергия положения.

Для несжимаемой жидкости, находящейся в равновесии под действием силы тяжести (рис. 2.2), полное гидростатическое давление в точке A

$$p = p_0 + \gamma h, \qquad (2.6)$$

где p_0 — внешнее давление на свободной поверхности жидкости, т. е. поверхности раздела между жидкостью и газообразной средой с постоянным давлением; γh — избыточное давление, численно равное весу столба жидкости высотой h с площадью поперечного сечения, равной 1; h — глубина погружения точки под свободной поверхностью жидкости.

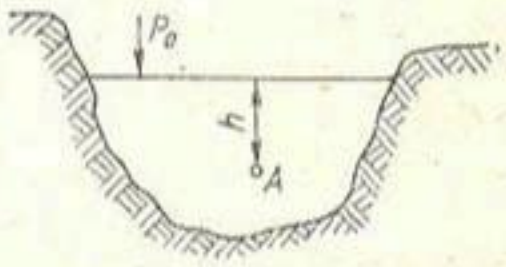


Рис. 2.2

Из выражения (2.6) непосредственно следует, что внешнее давление, производимое на пограничную поверхность находящейся в равновесии жидкости, передается одинаково во все точки внутри жидкости (закон Паскаля). При равновесии жидкости под действием силы тяжести поверхность уровня представляет собой горизонтальную плоскость.

Величина превышения полного гидростатического давления над атмосферным (p_a) называется манометрическим давлением:

$$p_м = p - p_a = p_0 + \gamma h - p_a. \qquad (2.7)$$

Недостаток гидростатического давления до атмосферного называют *вакуумом*:

$$p_{вак} = p_a - p. \qquad (2.8)$$

Значения нормального атмосферного давления, в зависимости от высоты над уровнем моря, приведены в табл. 2.1.

Условие равновесия двух разнородных несмешивающихся жидкостей (с удельными весами γ_1 и γ_2) в сообщающихся сосудах (рис. 2.3)

$$p_{0_1} - p_{0_2} = \gamma_2 h_2 - \gamma_1 h_1, \qquad (2.9)$$

Таблица 2.1. **Атмосферное давление в зависимости от высоты над уровнем моря**

Высота над уровнем моря, *м*	Нормальное давление		Высота столба	
	н/м²	*кгс/см²*	водяного (при t = 4° С), *м*	ртутного (при t = 0° С), *мм*
0	101 300	1,033	10,33	760
100	100 000	1,02	10,2	751
200	99 000	1,01	10,1	742
250	98 100	1	10	736
300	97 100	0,99	9,9	733
400	96 500	0,98	9,8	724
500	95 100	0,97	9,7	716
600	94 100	0,96	9,6	707
700	93 200	0,95	9,5	699
800	92 200	0,94	9,4	690
900	91 200	0,93	9,3	682
1000	90 200	0,92	9,2	674
1200	87 300	0,89	8,9	658
1500	84 300	0,86	8,6	635
2000	79 400	0,81	8,1	597
2500	76 500	0,78	7,8	563
3000	72 300	0,74	7,4	526

где p_{0_1} и p_{0_2} — давление на свободной поверхности жидкостей в первом и втором сосуде.

Если $p_{0_1} = p_{0_2} = p_0$, то

$$\gamma_1 h_1 = \gamma_2 h_2 \qquad (2.10)$$

или

$$h_1/h_2 = \gamma_2/\gamma_1, \qquad (2.11)$$

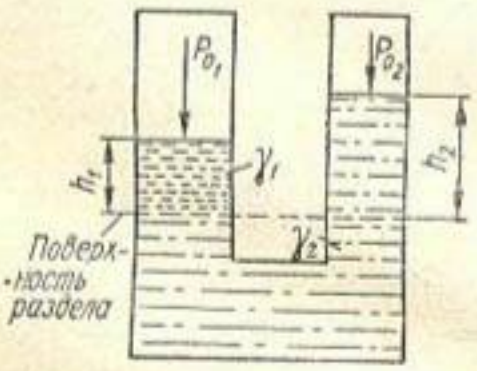


Рис. 2.3

т. е. уровни разнородных несмешивающихся жидкостей в сообщающихся сосудах при одинаковом внешнем давлении в них обратно пропорциональны удельным весам этих жидкостей.

§ 2.2. Сила давления жидкости на плоские поверхности

Сила гидростатического давления жидкости на погруженную в нее плоскую поверхность

$$P = (p_0 + \gamma h_{\text{Ц}})\,\omega, \qquad (2.12)$$

где $h_{\text{Ц}}$ — глубина погружения центра тяжести смоченной части плоской поверхности (рис. 2.4); ω — площадь смоченной части плоской поверхности.

Сила внешнего гидростатического давления

$$P_0 = p_0\omega. \qquad (2.13)$$

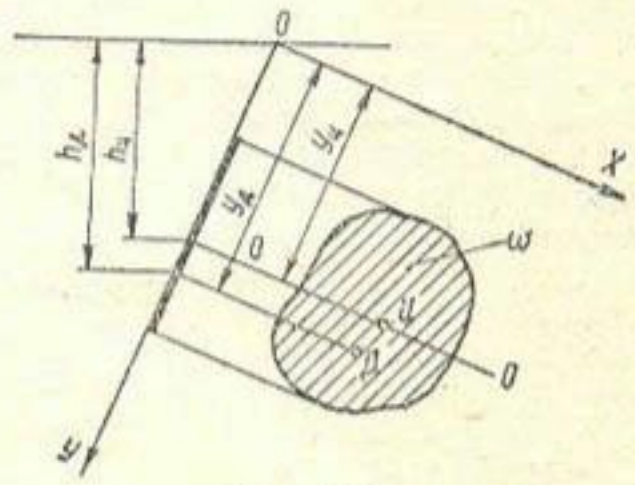


Рис. 2.4

Поскольку внешнее давление p_0 распределено равномерно по всей площади смоченной части поверхности, его равнодействующая приложена в центре тяжести этой поверхности.

Сила избыточного гидростатического давления

$$P_1 = \gamma h_{\text{Ц}}\omega. \qquad (2.14)$$

Она приложена в центре давления, координата которого определяется по формуле

$$y_{\text{Д}} = y_{\text{Ц}} + \frac{J_{\text{Ц}}}{\omega y_{\text{Ц}}}, \qquad (2.15)$$

где $y_{\text{Ц}}$ — координата центра тяжести смоченной части плоской поверхности; $J_{\text{Ц}}$ — центральный момент инерции, т. е. момент инерции площади смоченной части плоской поверхности относительно горизонтальной оси, проходящей через ее центр тяжести.

Момент инерции $J_{\text{Ц}}$ для наиболее распространенных фигур:

для квадрата со стороной a $J_{\text{Ц}} = \frac{a^4}{12}$;

для прямоугольника шириной b и высотой a $J_{\text{Ц}} = \frac{ba^3}{12}$;

для круга диаметром d $J_{\text{Ц}} = \frac{\pi d^4}{64}$.

Расстояние между центрами давления и центрами тяжести круглых сечений, расположенных

в вертикальной плоскости, приведены в табл. 2.2; частные зависимости для определения глубины погружения центра давления $h_Д$, для наиболее распространенных плоских, расположенных в пределах вертикальной стенки, фигур — в табл. 2.3.

Таблица 2.2. **Расстояние между центрами давления и тяжести круглых, расположенных в вертикальной плоскости, сечений, *мм***

Глубина погружения центра тяжести $h_{Ц}$, *м*	Расстояние между Д и Ц при диаметрах сечений, *м*						
	0,6	0,8	1	1,5	2	2,5	3
0,6	0,038	—	—	—	—	—	—
0,8	0,028	0,05	—	—	—	—	—
1	0,023	0,04	0,062	—	—	—	—
1,5	0,015	0,026	0,042	0,094	—	—	—
2	0,011	0,02	0,031	0,07	0,125	—	—
2,5	0,009	0,016	0,025	0,056	0,1	0,156	—
3	0,008	0,013	0,021	0,047	0,083	0,13	0,187
4	0,007	0,01	0,016	0,035	0,062	0,098	0,141
5	0,005	0,008	0,012	0,028	0,05	0,078	0,112
6	0,004	0,007	0,01	0,024	0,042	0,065	0,094
7	0,003	0,006	0,009	0,02	0,036	0,056	0,081
8	0,003	0,005	0,008	0,018	0,031	0,049	0,071
9	0,003	0,004	0,007	0,016	0,028	0,045	0,068
10	0,002	0,004	0,006	0,014	0,025	0,039	0,056
15	0,002	0,003	0,004	0,009	0,017	0,026	0,038
20	0,001	0,002	0,003	0,007	0,013	0,02	0,028
30	0,001	0,001	0,002	0,005	0,008	0,013	0,019
40	0,001	0,001	0,002	0,003	0,006	0,01	0,014
50	—	0,001	0,001	0,003	0,005	0,003	0,011

Зная силы P_0 и P_1 и координаты точек их приложения $y_Ц$ и $y_Д$, по правилу сложения параллельных сил нетрудно определить равнодействующую этих сил $P = P_0 + P_1$ и точку ее приложения.

Сила гидростатического давления на плоскую поверхность может быть определена и с помощью эпюры давления, которая представляет собой график изменения гидростатического давления в зависимости от глубины. Эпюру гидростатического давления строят по формуле (2.6). Объем

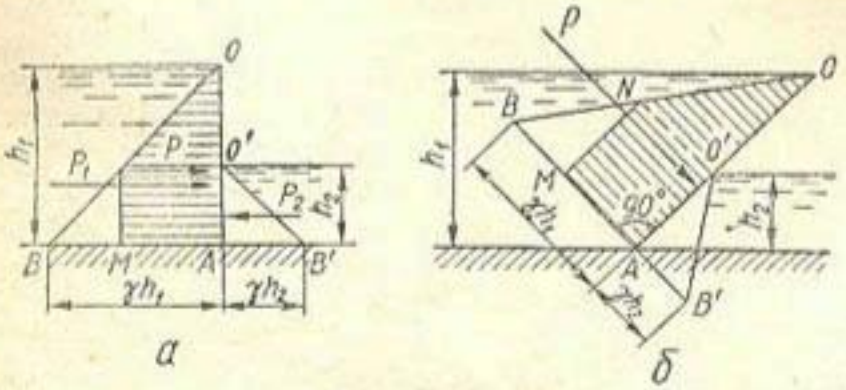


Рис. 2.5

эпюры равен силе гидростатического давления на плоскую поверхность (вертикальную — рис. 2.5, *а* и наклонную — рис. 2.5, *б*). Сила проходит через центр тяжести эпюры, положение которого для трапецеидальной эпюры давления на прямоугольную стенку может быть определено графически или по формулам:

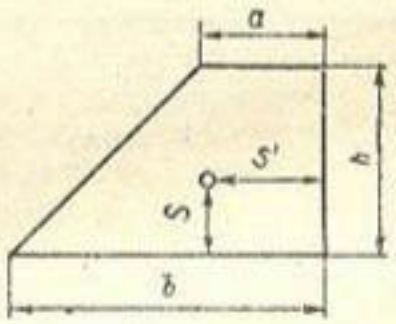


Рис. 2.6

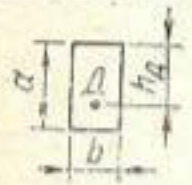
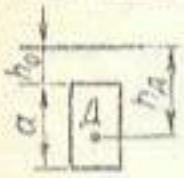
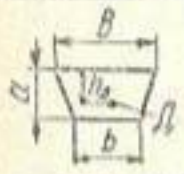
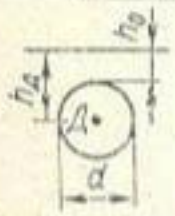
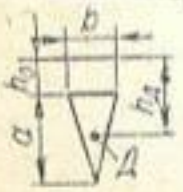
$$S = \frac{2a + b}{3(a + b)} h; \qquad (2.16)$$

$$S' = \frac{b^3 - a^3}{3(b^2 - a^2)}, \qquad (2.17)$$

где S и S' — координаты центра тяжести эпюры давления (рис. 2.6).

При треугольной эпюре давления на прямоугольную стенку сила проходит на расстоянии $2/3H$ от вершины эпюры.

Таблица 2.3. **Глубина погружения центра давления $h_Д$ для плоских фигур, расположенных в вертикальной плоскости**

Форма плоской фигуры и ее расположение под свободной поверхностью жидкости	Зависимость для определения глубины погружения центра давления $h_Д$
	$\frac{2}{3}a$
	$h_0 + \frac{a}{3} \cdot \frac{3h_0 + 2a}{2h_0 + a}$
	$\frac{a}{2} \cdot \frac{3b + B}{2b + B}$
	$h_0 + \frac{8h_0 + 5d}{2h_0 + d} \cdot \frac{d}{8}$
	$0{,}294d$
	$\frac{a}{2}$
	$h_0 + \frac{a}{2} \cdot \frac{2h_0 + a}{3h_0 + a}$

§ 2.3. Сила давления жидкости на криволинейные цилиндрические поверхности

Силу избыточного гидростатического давления на криволинейную поверхность определяют по формуле

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2}, \qquad (2.18)$$

где R_x, R_y, R_z — составляющие силы избыточного давления по соответствующим координатным осям.

В случае цилиндрической криволинейной поверхности

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_z^2}, \qquad (2.19)$$

где R_x и R_z — горизонтальная и вертикальная составляющие силы R.

Горизонтальная составляющая силы избыточного давления P_x равна силе давления на вертикальную проекцию криволинейной поверхности

$$R_x = \gamma h_Ц \omega_z, \qquad (2.20)$$

где $h_Ц$ — глубина погружения центра тяжести вертикальной проекции криволинейной поверхности; ω_z — площадь вертикальной проекции криволинейной поверхности.

Вертикальная составляющая R_z численно равна весу жидкости в объеме *тела давления*, т. е. тела, ограниченного вертикальными плоскостями, проходящими через крайние образующие цилиндрической поверхности, самой цилиндрической поверхностью и свободной поверхностью жидкости или ее продолжением (рис. 2.7).

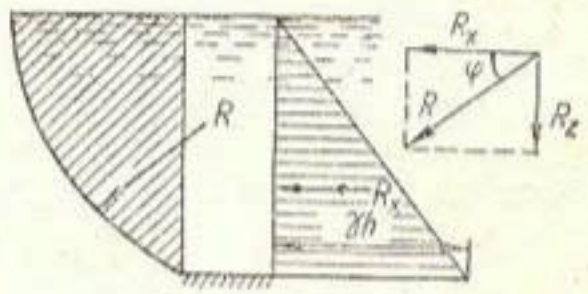


Рис. 2.7

Направление силы R определяется углом φ:

$$tg\,\varphi = R_z/R_x. \qquad (2.21)$$

Если криволинейная поверхность не цилиндрическая, то вторую горизонтальную составляющую R_y определяют аналогично силе R_x.

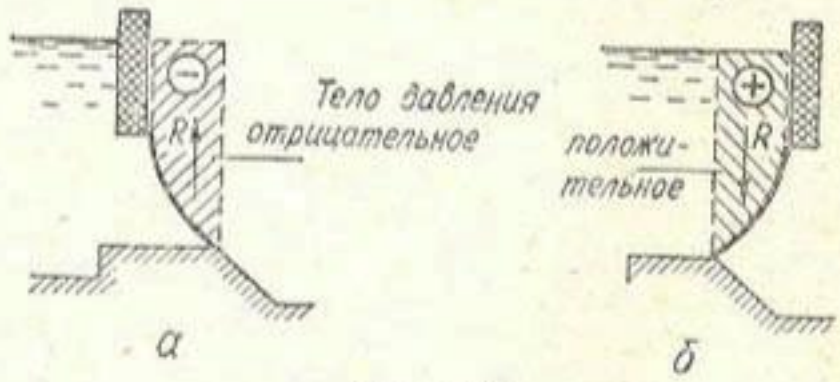


Рис. 2.8

Тело давления может «нагружать» и «разгружать» криволинейную поверхность, т. е. тело давления может быть действительным, или положительным (если оно заполнено жидкостью) и мнимым, или отрицательным (если оно не заполнено жидкостью). Знак тела давления приведен на рис. 2.8.

§ 2.4. Плавание тел

Равнодействующая сила P давления жидкости на поверхность неподвижного тела, полностью или частично погруженного в жидкость (*архиме-*

дова сила), равна по величине и противоположна по направлению весу жидкости в объеме, вытесненном телом

$$P = \gamma W, \qquad (2.22)$$

где W — объем жидкости, вытесняемый полностью или частично погруженным в нее телом и называемый *объемным водоизмещением*.

Центр тяжести D вытесненного объема жидкости (центр давления при плавании) называется *центром водоизмещения* (рис. 2.9).

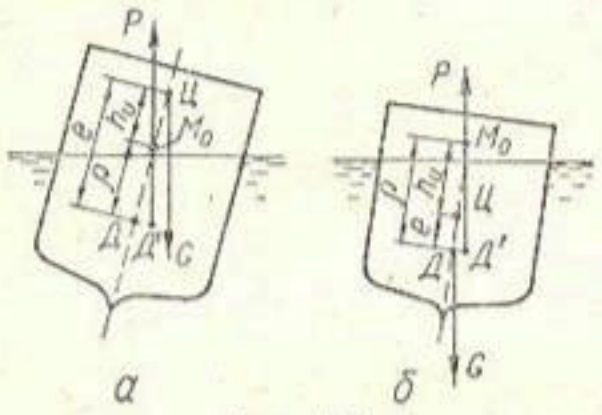


Рис. 2.9

Подъемная сила имеет в качестве линии действия вертикальную прямую, проходящую через центр водоизмещения.

Плоскость сечения плавающего тела, совпадающая со свободной поверхностью жидкости, называется *плоскостью плавания*, а линия пересечения плавающего тела со свободной поверхностью жидкости — ватерлинией.

Прямая, проходящая через центр тяжести плавающего тела Ц и центр водоизмещения в положении устойчивого равновесия тела (когда сила его веса и сила тяжести действуют по одной вертикальной прямой), называется *осью плавания*.

Глубина погружения самой низкой точки смоченной поверхности тела называется *осадкой*.

Если тело выведено из положения равновесия на какой-то угол α относительно вертикали, называемый углом крена, то объем водоизмещения изменяет свою первоначальную, обычно симметричную форму, а центр водоизмещения переместится в новую точку Д′, через которую и пройдет подъемная сила P.

Точка пересечения подъемной силы P при наклонном положении тела с осью плавания называется *метацентром*. Расстояние между центром тяжести тела Ц и метацентром М обозначается через $h_м$ и называется *метацентрической высотой*. Метацентрическая высота может быть определена по формуле

$$h_м = J_0/W - e, \qquad (2.23)$$

где J_0 — момент инерции площади плоскости плавания относительно продольной оси $S - S$; W — водоизмещение тела; e — расстояние между центром тяжести Ц и центром водоизмещения D.

Плавучесть тела — его свойство плавать при заданной нагрузке, имея заранее установленное погружение. *Запас плавучести* — добавочная нагрузка, которая соответствует весу жидкости в объеме надводной части плавающего тела.

Остойчивость — способность плавающего тела восстанавливать после крена свое исходное положение в жидкости.

Для того чтобы плавающее в подводном состоянии тело обладало статической остойчивостью, центр тяжести его Ц должен лежать на оси плавания ниже центра водоизмещения Д (рис. 2.10, *а*). В противном случае (рис. 2.10, *б*) тело не обладает остойчивостью.

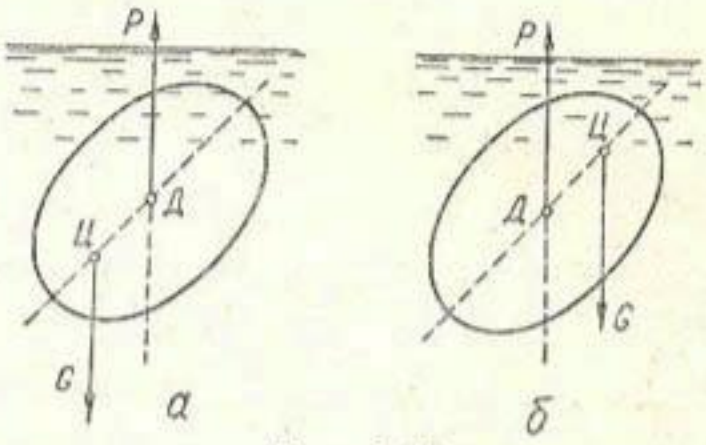


Рис. 2.10

Если часть плавающего тела возвышается над свободной поверхностью жидкости (надводное плавание), при соблюдении приведенного выше условия, тело, безусловно, остойчиво. При надводном плавании центр водоизмещения Д может лежать на оси плавания ниже центра тяжести Ц. При этом, если последний будет располагаться не выше предельного метацентра M_0 (при малых углах крена), тело будет оставаться остойчивым (рис. 2.9).

Чем выше расположен метацентр над центром тяжести тела, т. е. чем больше метацентрическая высота $h_м$, тем больше остойчивость тела (способность из крена переходить в положение равновесия), так как момент пары сил P и G, стремящийся восстановить равновесие тела, прямо пропорционален метацентрической высоте. Если метацентр лежит ниже центра тяжести тела, т. е. метацентрическая высота отрицательна, то тело неостойчиво.

§ 2.5. Относительный покой жидкости

Жидкость, заключенная в неподвижный резервуар и находящаяся в равновесии под действием силы тяжести, пребывает в абсолютном покое (рис. 2.11, *а*) относительно земли.

Равновесие жидкости может иметь место и при действии помимо собственного веса, других внешних сил, в том числе и сил инерции. Жидкое тело в таком случае будет находиться в *относительном* покое. Следует при этом иметь в виду, что жидкость, начавшая двигаться из состояния абсолютного покоя, приходит в состояние относительного покоя не сразу и переход из одного состояния в другое происходит под влиянием сил

трения. В самом состоянии относительного покоя силы трения отсутствуют.

В качестве примера рассмотрим равновесие жидкости в движущейся цистерне (рис. 2.11, *б*),

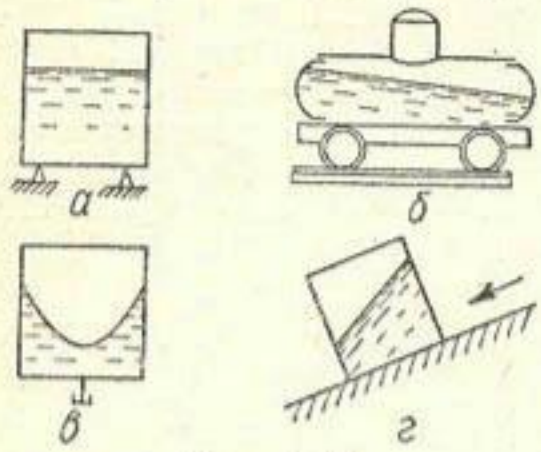


Рис. 2.11

вращающемся сосуде (рис. 2.11, *в*) и движущемся по наклонной плоскости резервуаре (рис. 2.11, *г*).

Если цистерна движется прямолинейно и равноускоренно по горизонтальной поверхности, то жидкость находится в покое относительно этой цистерны.

Выбрав подвижную систему координат с началом в точке пересечения свободной поверхности жидкости с передней стенкой цистерны (рис. 2.12)

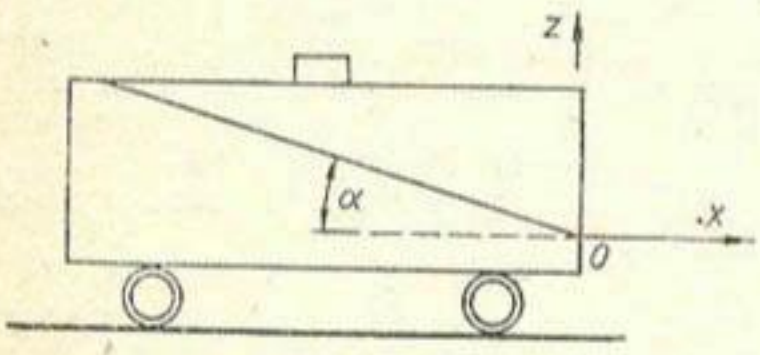


Рис. 2.12

и подставив в уравнение (2.3) $X = -j_x$; $Y = 0$; $Z = -g$, где j_x — горизонтальное ускорение при движении, получим для поверхности равного давления ($dp = 0$)

$$\frac{dz}{dx} = -j_x/g \qquad (2.24)$$

или

$$\alpha = \operatorname{arctg}(-j_x/g), \qquad (2.25)$$

т. е. свободная поверхность в вагоне-цистерне при равноускоренном движении представляет собой плоскость, наклоненную под углом α к горизонту.

Жидкость, заключенная в открытый сверху цилиндрический сосуд, вращающийся с постоянной угловой скоростью ω, находится в покое относительно сосуда. Начало координат выберем в точке пересечения свободной поверхности жидкости с осью сосуда (рис. 2.13). Тогда проекции ускорений на координатные оси:

$$X = \omega^2 x,\ Y = \omega^2 y,\ Z = -g.$$

Подставляя эти значения в уравнение (2.3), после интегрирования получим

$$p = \rho\left(\frac{\omega^2 x^2}{2} + \frac{\omega^2 y^2}{2} - gz\right) + C. \qquad (2.26)$$

Для начала координат, лежащего на свободной поверхности жидкости, $x = 0$, $y = 0$, $z = 0$. Следовательно, постоянная интегрирования $C = p_a$. Поскольку $x^2 + y^2 = r^2$, где r — расстояние от оси до рассматриваемой точки, из выражения (2.26) получим

$$z = \frac{\omega^2 r^2}{2g} - \frac{p - p_a}{\gamma}. \qquad (2.27)$$

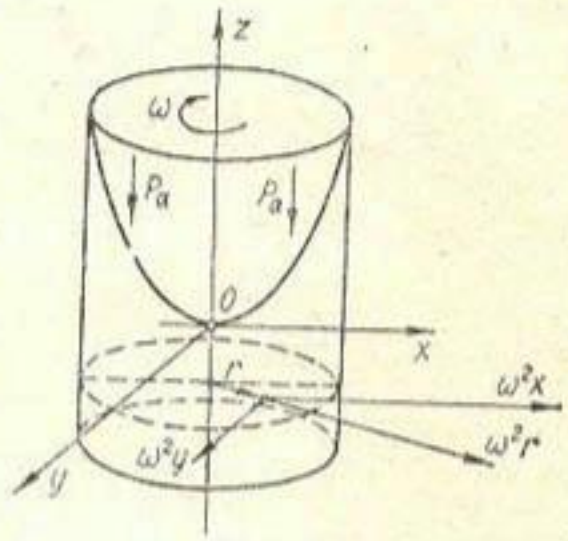


Рис. 2.13

Так как для свободной поверхности жидкости манометрическое давление

$$p_м = p + p_a = 0,$$

то уравнение ее примет вид

$$z = \frac{\omega^2 r^2}{2g}. \qquad (2.28)$$

Таким образом, в рассматриваемом случае свободная поверхность жидкости представляет собой параболоид вращения.

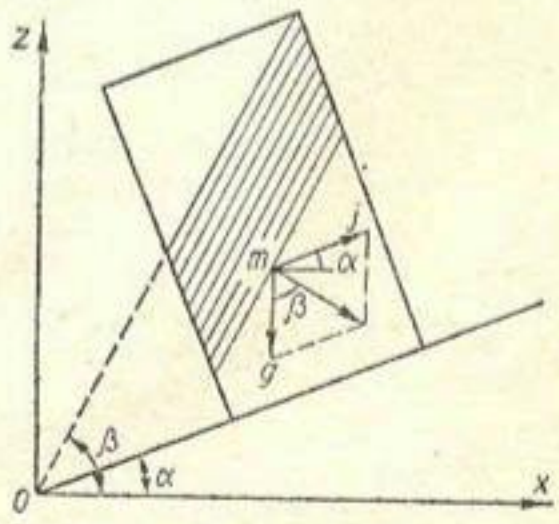


Рис. 2.14

Жидкость находится в покое относительно резервуара, движущегося с постоянным ускорением j по наклонной, образующей с горизонтом угол α плоскости (рис. 2.14).

В этом случае $X = -j$; $Y = 0$; $Z = -g$.

Поверхности равного давления, в том числе и свободная поверхность жидкости, представляют собой семейство параллельных плоскостей, наклоненных к горизонту под углом

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{j \cos \alpha}{g - j \sin \alpha}. \qquad (2.29)$$

Если резервуар движется с постоянной скоростью ($j = 0$), то

$$\operatorname{tg} \beta = 0, \text{ угол } \beta = 0$$

и поверхности равного давления представляют собой горизонтальные плоскости.

Если резервуар спускается только под действием силы тяжести (сила трения резервуара о плоскость равна нулю), то

$$j = g \sin \alpha, \ \operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha; \quad \beta = \alpha,$$

т. е. поверхности равного давления образуют семейство плоскостей, параллельных плоскости скатывания.

Глава 3

ОСНОВЫ ГИДРОДИНАМИКИ

§ 3.1. Основные положения

Гидродинамикой называется раздел гидромеханики, изучающий движение жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами при их относительном движении.

При изучении принимается, что жидкость является сплошной средой даже при бесконечно малых объемах. Поэтому гидродинамику можно считать в общем случае разделом механики сплошных сред. Жидкость состоит из бесконечно большого числа частиц жидкости, физический образ которых при рассмотрении уравнений движения жидкости представляется как бесконечно малая масса жидкости, занимающая бесконечно малый объем. Деформируемость частицы жидкости является ее главной кинематической особенностью как элемента сплошной среды.

Под точкой пространства понимают геометрический образ, не имеющий размеров, положение которого в пространстве определяется тремя координатами x, y, z. Таким образом, через точку пространства проходят разные частицы жидкости.

Частица жидкости характеризуется плотностью, местной скоростью и гидродинамическим давлением.

Плотность жидкости ρ принимается постоянной.

Местной скоростью u называется скорость в данной точке пространства в данный момент времени t, т. е. $u = f(x, y, z, t)$. В проекциях на оси координат следует различать составляющие u_x, u_y и u_z, тогда

$$u^2 = u_x^2 + u_y^2 + u_z^2. \qquad (3.1)$$

Полная производная каждой из составляющих скоростей может быть представлена в виде

$$\frac{du_x}{dt} = \frac{\partial u_x}{\partial t} \cdot \frac{dt}{dt} + \frac{\partial u_x}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dt} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \cdot \frac{dy}{dt} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \cdot \frac{dz}{dt} = \frac{\partial u_x}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_x}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_x}{\partial z}. \qquad (3.2)$$

Первое слагаемое правой части равенства выражает изменение скорости по времени в некоторой фиксированной точке пространства, т. е. местное изменение, и поэтому называется *локальной* производной, или *локальной составляющей ускорения*. Остальные слагаемые характеризуют изменение скорости при ее перемещении и называются *конвективными производными*, или *конвективными составляющими ускорения*.

Гидродинамическое давление p характеризует давление в точке пространства при движении жидкости и по аналогии со скоростью может быть записано как $p = f(x, y, z, t)$.

Если скорость и давление зависят от координат точек пространства и времени, т. е. $u = f(x, y, z, t)$ и $p = f_1(x, y, z, t)$, то такое движение будет *неустановившимся*, или *нестационарным*.

Если же скорость и давление в каждой данной точке пространства не изменяется во времени ни по величине, ни по направлению, т. е. $u = f(x, y, z)$ и $p = f_1(x, y, z)$, то такое движение будет *установившимся*, или *стационарным*.

Различают два вида движения: вихревое и потенциальное. *Вихревое движение* — это такое, когда, кроме поступательного движения, наблюдается вращение частиц жидкости. *Потенциальное движение* — это такое, в котором отсутствует вращательное движение.

В общем случае компоненты местной скорости могут быть представлены в таком виде:

$$\left.\begin{aligned} u_x &= u_{0x} + \frac{\partial F}{\partial x} + (\omega_y z - \omega_z y);\\ u_y &= u_{0y} + \frac{\partial F}{\partial y} + (\omega_z x - \omega_x z);\\ u_z &= u_{0z} + \frac{\partial F}{\partial z} + (\omega_x y - \omega_y x). \end{aligned}\right\} \quad (3.3)$$

Таким образом, движение частицы жидкости слагается: из поступательного движения центра тяжести частицы со скоростью u_0; из некоторого другого вида движения, обусловленного деформацией формы самой частицы с потенциалом скорости F; из вращательного движения с угловыми скоростями (компонентами вихря) ω_x, ω_y и ω_z.

При этом:

$$\left.\begin{aligned} \omega_x &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_z}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial z}\right);\\ \omega_y &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x}\right);\\ \omega_z &= \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y}\right); \end{aligned}\right\} \quad (3.4)$$

$$F = \frac{1}{2}\left[\frac{\partial u_x}{\partial x}x^2 + \frac{\partial u_y}{\partial y}y^2 + \frac{\partial u_z}{\partial z}z^2 + \left(\frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}\right)yz + \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x}\right)zx + \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y}\right)yx\right]. \quad (3.5)$$

При движении частиц жидкости различают линию тока, элементарную струйку, вихревую линию и вихревую трубку.

Линией тока называется линия, касательная к каждой точке которой в данный момент времени представляет вектор скорости (рис. 3.1, *а*). Следовательно, линия тока отражает мгновенную картину движения в различных точках. Так как путь частицы жидкости представляет траекторию ее движения с течением времени, то только в случае установившегося движения линии тока совпадают с траекториями движущихся частиц жидкости.

Бесконечно малый объем жидкости вокруг линии тока называется *элементарной струйкой* (рис. 3.1, *б*). В условиях установившегося движения элементарная струйка обладает такими свойствами: ее форма остается неизменной с течением времени; поверхность элементарной струйки, образованная линиями тока, является непроницаемой, т. е. частицы жидкости не могут выйти или проникнуть через нее; вследствие малости поперечного сечения струйки скорости во всех его точках принимаются постоянными и равными местной скорости.

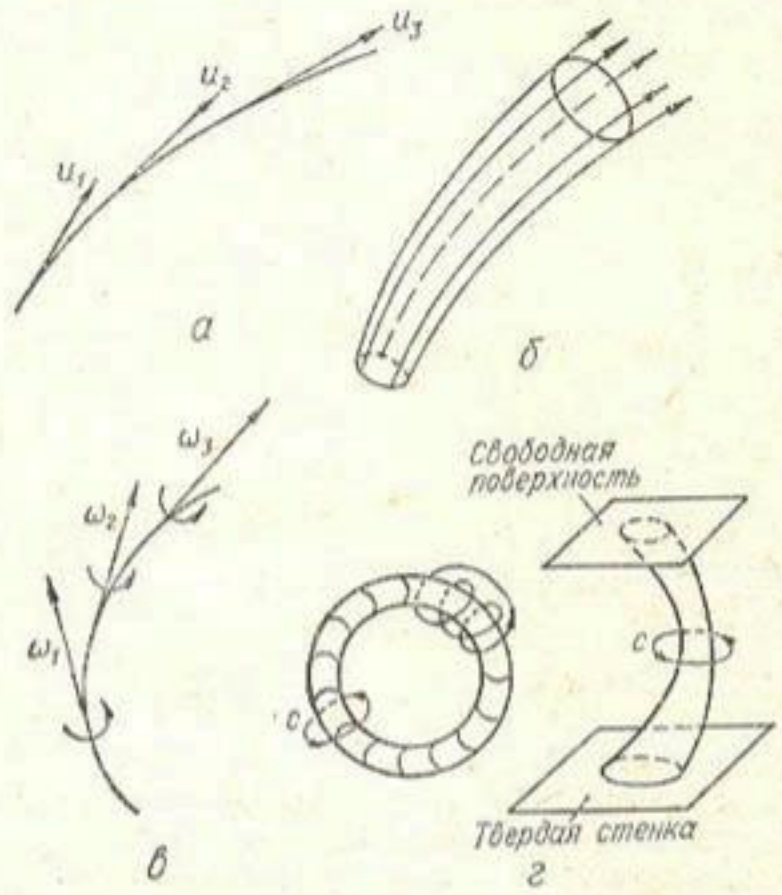


Рис. 3.1

Линия, в каждой точке которой в данное мгновение вихрь скорости частицы жидкости совпадает с направлением касательной к ней, называется *вихревой*. Таким образом, она представляет собой кривую, касательные к которой являются мгновенными осями вращения соответствующих частиц жидкости (рис. 3.1, *в*).

Часть движущейся жидкости, ограниченная вихревыми линиями, проведенными через все точки какого-нибудь бесконечно малого простого замкнутого контура, находящегося в области занятого жидкостью, называется *вихревой трубкой*. Она обладает такими свойствами: ее сечение нигде не может стать равным нулю, так как в этом сечении скорость вращения должна стать бесконечной, что физически невозможно; вихревые трубки не могут заканчиваться внутри жидкости — они либо замыкаются на себя, образуя вихревые кольца (рис. 3.1, *г*), либо «опираются» на стенку или на свободную поверхность.

В механике существуют два метода изучения движения жидкости: метод Ж. Лагранжа и метод Л. Эйлера.

Метод Лагранжа заключается в изучении движения каждой отдельной частицы жидкости. В этом случае движение задается положением

частиц в функции от времени и от их начальных координат x_0, y_0 и z_0 в некоторый момент времени $t = t_0$, т. е.

$$\left.\begin{aligned} x &= f_1(x_0, y_0, z_0, t_0); \\ y &= f_2(x_0, y_0, z_0, t_0); \\ z &= f_3(x_0, y_0, z_0, t_0). \end{aligned}\right\} \qquad (3.6)$$

Эта система уравнений характеризует «историю» движения частицы и ее «будущее». Величины x, y и z являются переменными Лагранжа, а их изменение за время dt позволяет получить значения dx, dy и dz, а затем пути $ds = \sqrt{dx^2 + dy^2 + dz^2}$ и скоростей $u_x = \frac{dx}{dt}$, $u_y = \frac{dy}{dt}$ и $u_z = \frac{dz}{dt}$.

Таким образом, задача сводится к определению траектории движения частицы жидкости.

Метод Эйлера основан на изучении поля скоростей, под которым понимается вся система векторов, представляющих величину и направление скоростей в соответствующих точках, достаточно полно характеризующая движение в данный момент времени. В этом случае переменными Эйлера являются значения скоростей u_x, u_y и u_z, которые определяются в зависимости от координат точек пространства x, y, z и времени t

$$\left.\begin{aligned} u_x &= f_1(x, y, z, t); \\ u_y &= f_2(x, y, z, t); \\ u_z &= f_3(x, y, z, t). \end{aligned}\right\} \qquad (3.7)$$

Следовательно, задача сводится к построению семейства линий тока, отвечающих отдельным моментам времени.

Метод Лагранжа в гидродинамике используется весьма редко ввиду его большой сложности, и обычно изучение движения основано на методе Эйлера. Метод Эйлера позволяет определить: скорость в любой точке пространства в любой момент времени; скорость в данной точке пространства с течением времени ($x = \text{const}$, $y = \text{const}$, $z = \text{const}$); скорость в фиксированный момент времени ($t = \text{const}$) в различных точках пространства.

§ 3.2. Уравнения Л. Эйлера

Основной задачей гидродинамики является отыскание значений u и p, т. е. зависимостей $u_x = f_1(x, y, z, t)$, $u_y = f_2(x, y, z, t)$, $u_z = f_3(x, y, z, t)$ и $p = f_4(x, y, z, t)$.

Эта задача решается с помощью уравнений Эйлера, которые выведены для идеальной (невязкой) жидкости, т. е. касательные и нормальные напряжения, сопровождающие деформацию частиц жидкости, не учитываются.

Уравнения Эйлера могут быть представлены в виде:

$$\left.\begin{aligned} X - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial x} &= \frac{du_x}{dt}; \\ Y - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial y} &= \frac{du_y}{dt}; \\ Z - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial z} &= \frac{du_z}{dt}. \end{aligned}\right\} \qquad (3.8)$$

С учетом зависимости (3.2) их можно представить в развернутом виде:

$$\left.\begin{aligned} X - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial x} &= \frac{\partial u_x}{\partial t} + u_x\frac{\partial u_x}{\partial x} + \\ &+ u_y\frac{\partial u_x}{\partial y} + u_z\frac{\partial u_x}{\partial z}; \\ Y - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial y} &= \frac{\partial u_y}{\partial t} + u_x\frac{\partial u_y}{\partial x} + \\ &+ u_y\frac{\partial u_y}{\partial y} + u_z\frac{\partial u_y}{\partial z}; \\ Z - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial z} &= \frac{\partial u_z}{\partial t} + u_x\frac{\partial u_z}{\partial x} + \\ &+ u_y\frac{\partial u_z}{\partial y} + u_z\frac{\partial u_z}{\partial z}. \end{aligned}\right\} \qquad (3.9)$$

Все члены уравнений отнесены к единице массы и в них принято: X, Y, Z — внешние действующие силы, заданные в виде проекций ускорения на соответствующие оси координат x, y, z; $\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial x}$, $\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial y}$ и $\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial z}$ — соответствующие силы гидродинамического давления (внутренние силы); $\frac{du_x}{dt}$, $\frac{du_y}{dt}$ и $\frac{du_z}{dt}$ — соответствующие силы инерции.

Полученные в таком виде дифференциальные уравнения Эйлера положили начало практическому изучению движения жидкости. Поскольку для отыскания четырех неизвестных u_x, u_y, u_z и p недостаточно трех уравнений, то к ним прибавляют четвертое — уравнение неразрывности или сплошности движения для несжимаемой жидкости.

В случае постоянной плотности уравнение неразрывности может быть представлено в общем виде:

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0. \qquad (3.10)$$

Уравнение неразрывности выражает закон сохранения массы, из которого следует, что интенсивность увеличения массы жидкости, содержащейся в данном пространстве, должна быть равна разнице между количествами жидкости, втекающими и вытекающими из этого пространства. Непосредственно из уравнения (3.10) следует

важный практический вывод — компоненты скорости не могут одновременно увеличиваться по всем трем координатным направлениям.

Уравнения Эйлера (3.8) и (3.9) справедливы как для безвихревого (потенциального), так и для вихревого движений. Для вихревого движения уравнения Эйлера следует несколько преобразовать, вводя компоненты вихря. Такие преобразованные уравнения называют уравнениями Громека — Лэмба и представляют в виде:

$$\left.\begin{aligned} X-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial x}&=\frac{\partial u_x}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{u^2}{2}\right)+\\ &+2\left(u_z\omega_y-u_y\omega_z\right);\\ Y-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial y}&=\frac{\partial u_y}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{u^2}{2}\right)+\\ &+2\left(u_x\omega_z-u_z\omega_x\right);\\ Z-\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial z}&=\frac{\partial u_z}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{u^2}{2}\right)+\\ &+2\left(u_y\omega_x-u_x\omega_y\right). \end{aligned}\right\} \quad (3.11)$$

В уравнениях (3.11) ω_x, ω_y и ω_z выражают собой компоненты вихря (угловые скорости), которые определяются зависимостями (3.4).

§ 3.3. Уравнения Навье — Стокса

Движение вязкой жидкости, т. е. с учетом касательных и нормальных напряжений, может быть описано уравнениями Навье — Стокса:

$$\left.\begin{aligned} X-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}&=\frac{\partial u_x}{\partial t}+u_x\frac{\partial u_x}{\partial x}+\\ &+u_y\frac{\partial u_x}{\partial y}+u_z\frac{\partial u_x}{\partial z}-\nu\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2}+\right.\\ &\left.+\frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}\right);\\ Y-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}&=\frac{\partial u_y}{\partial y}+u_x\frac{\partial u_y}{\partial x}+\\ &+u_y\frac{\partial u_y}{\partial y}+u_z\frac{\partial u_y}{\partial z}-\nu\left(\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2}+\right.\\ &\left.+\frac{\partial^2 u_y}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 u_y}{\partial z^2}\right);\\ Z-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z}&=\frac{\partial u_z}{\partial t}+u_x\frac{\partial u_z}{\partial x}+\\ &+u_y\frac{\partial u_z}{\partial y}+u_z\frac{\partial u_z}{\partial z}-\nu\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2}+\right.\\ &\left.+\frac{\partial^2 u_z}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right). \end{aligned}\right\} \quad (3.12)$$

Если учесть выражение (3.2) и ввести в рассмотрение оператор Лапласа $\Delta=\frac{\partial^2}{\partial x}+\frac{\partial^2}{\partial y}+\frac{\partial^2}{\partial z}$, то уравнения Навье — Стокса можно представить в таком виде:

$$\left.\begin{aligned} X-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}&=\frac{du_x}{dt}-\nu\Delta u_x;\\ Y-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}&=\frac{du_y}{dt}-\nu\Delta u_y;\\ Z-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z}&=\frac{du_z}{dt}-\nu\Delta u_z. \end{aligned}\right\} \quad (3.13)$$

В уравнениях (3.12) — (3.13) величина ν является кинематическим коэффициентом вязкости, а значения $\nu\Delta u_x$, $\nu\Delta u_y$ и $\nu\Delta u_z$ выражают собой силы вязкости, отнесенные к объему жидкости с единичной массой.

Система уравнений Навье — Стокса решается так же, как и система уравнений Эйлера, т. е. совместно с уравнением неразрывности. Обычно для определения искомых функций u_x, u_y и u_z надо располагать начальными данными и принимать во внимание граничные условия. Следует отметить, что решения уравнений Навье — Стокса существуют лишь для некоторых частных случаев, но в то же время анализ этих уравнений позволяет правильно понять саму природу движения жидкости.

§ 3. 4. Два режима движения жидкости

Силы вязкости существенно влияют на величину и распределение скоростей движения жидкости, т. е. на сам характер движения.

Различают два режима движения: ламинарный и турбулентный. Режим движения, при котором

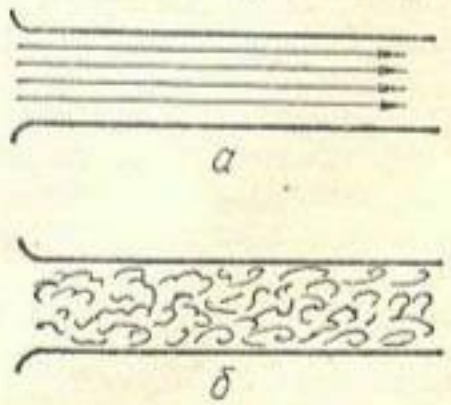


Рис. 3.2

жидкость движется слоями, называют *ламинарным*. При этом под слоем понимают геометрическое место частиц жидкости, двигающихся с одинаковой скоростью. Таким образом, при ламинарном движении (рис. 3.2, *а*) не происходит перемешивания частиц жидкости. Беспорядочный (хаотичный) режим движения частиц жидкости называется *турбулентным* (рис. 3.2, *б*).

Режим движения определяется числом Рейнольдса:

$$\mathrm{Re}_d = \frac{Vd}{\nu}; \qquad (3.14)$$

$$\mathrm{Re}_R = \frac{VR}{\nu}, \qquad (3.15)$$

где Re_d — число Рейнольдса, отнесенное к диаметру; Re_R — число Рейнольдса, отнесенное к гидравлическому радиусу R (см. § 3.6); V — средняя в сечении скорость (см. § 3.6).

Характерным признаком ламинарного режима движения является преобладающее влияние действия сил вязкости. Члены уравнения Навье — Стокса (3.13) $\frac{du_x}{dt}$, $\frac{du_y}{dt}$ и $\frac{du_z}{dt}$, выражающие свойства инерции (ускорения), весьма малы и ими можно пренебречь. До тех пор пока инерционные силы малы, движение исключительно устойчивое и характеризуется очень малыми значениями чисел Рейнольдса. При ощутимом влиянии инерционных сил (числа Рейнольдса растут), устойчивость движения становится относительной. При этом существует определенное число Рейнольдса, которое называется критическим (оно в общем случае зависит от граничных условий), ниже которого все возмущения будут гаситься (уравновешиваться) силами тяжести и движение будет устойчивым —ламинарным. Если число Рейнольдса выше этого критического значения, то инерционные силы превосходят силы вязкости, которые уже не в состоянии погасить возмущения, и движение становится турбулентным.

Исходя из такого понимания турбулентности, считают, что критическое число Рейнольдса $\mathrm{Re}_{d,кр} = 2320 \div 2000$ ($\mathrm{Re}_{R,кр} = 580 \div 500$). Если для потока $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$, то существует ламинарный режим движения, если $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр}$, то турбулентный режим движения имеет различную степень турбулизации.

Ламинарный режим является наиболее простым и легко поддается теоретическому изучению на основе вышеприведенных уравнений. Он наблюдается в тонких капиллярных трубках, например, при движении (фильтрации) воды в порах грунта, при движении крови в кровеносных сосудах, при движении очень вязких жидкостей (нефть, мазут, сахарный сироп и т. д.).

В гидротехнической и строительной практиках (при движении обычной воды) чаще всего имеет место турбулентный режим движения жидкости, который является более сложным, чем ламинарный.

При ламинарном режиме движения жидкости скорости изменяются постепенно от нулевых значений на границах до максимальных по оси или на поверхности. Они полностью характеризуются постоянной местной скоростью каждого слоя.

При турбулентном режиме движения частицы жидкости перемешиваются между собой, а скорость в любой точке потока постоянно изменяется как по направлению, так и по величине (рис. 3.3). Это явление называют пульсацией скорости. Турбулентное движение по существу является неустановившимся, но введение понятия местной осредненной скорости позволяет его считать квазиустановившимся (условно установившимся).

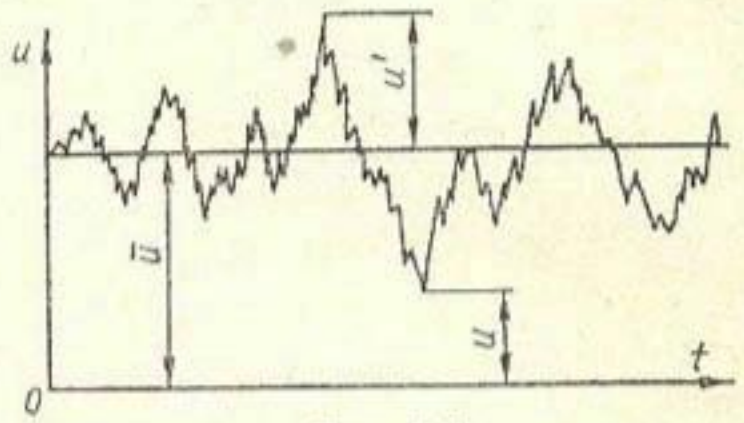


Рис. 3.3

В общем случае (рис. 3.3)

$$u = \bar{u} + u', \qquad (3.16)$$

или

$$\left.\begin{aligned} u_x &= \bar{u}_x + u'_x; \\ u_y &= \bar{u}_y + u'_y; \\ u_z &= \bar{u}_z + u'_z, \end{aligned}\right\} \qquad (3.17)$$

где u — местная скорость в данной точке в данный момент времени; $\bar{u}$ — местная осредненная скорость, которая получается в результате осреднения местных скоростей за определенный промежуток времени (от t до $t + T$), т. е. $\bar{u} = \frac{1}{T}\int_t^{t+T} u\,dt$;

u' — пульсационная добавка скорости (со знаком плюс или минус); верхняя черта над символом обозначает операцию осреднения величины;

$$\left.\begin{aligned} u &= \sqrt{u_x^2 + u_y^2 + u_z^2}; \\ \bar{u} &= \sqrt{\bar{u}_x^2 + \bar{u}_y^2 + \bar{u}_z^2}; \\ u' &= \sqrt{(u'_x)^2 + (u'_y)^2 + (u'_z)^2}. \end{aligned}\right\} \qquad (3.18)$$

Следует отметить, что

$$\bar{u}' = \frac{1}{T}\int_t^{t+T} u'\,dt = 0. \qquad (3.19)$$

Механизм турбулентного движения характеризуется величинами: $\overline{(u'_x)^2}$, $\overline{(u'_y)^2}$, $\overline{(u'_z)^2}$, $\overline{u'_x u'_y}$, $\overline{u'_x u'_z}$ и $\overline{u'_y u'_z}$, причем $\overline{(u'_x)^2} = \overline{u'_x u'_x}$.

Пульсация давления в турбулентном движении аналогична пульсации скоростей.

Для характеристики размеров вихрей в турбулентном движении используют величины коэффициента корреляции $R(r)$ и интегральный масштаб корреляции L (отражающий размер вихрей).

Принимая двухточечный момент корреляции $(u_x')_A$ $(u_x')_B$ (рис. 3.4, *а*), можно написать, что коэффициент корреляции $R(r)$ равен:

$$R(r) = \frac{\overline{(u_x')_A \cdot (u_x')_B}}{\overline{(u_x')_A^2}}. \qquad (3.20)$$

Соответственно интегральный масштаб корреляции

$$L = \int_0^\infty R(r)\, dr. \qquad (3.21)$$

На рис. 3.4, *б* представлен график коэффициента корреляции, причем линия *1* относится к крупномасштабным вихрям, а линия *2* — к мелкомасштабным вихрям. Следовательно, при

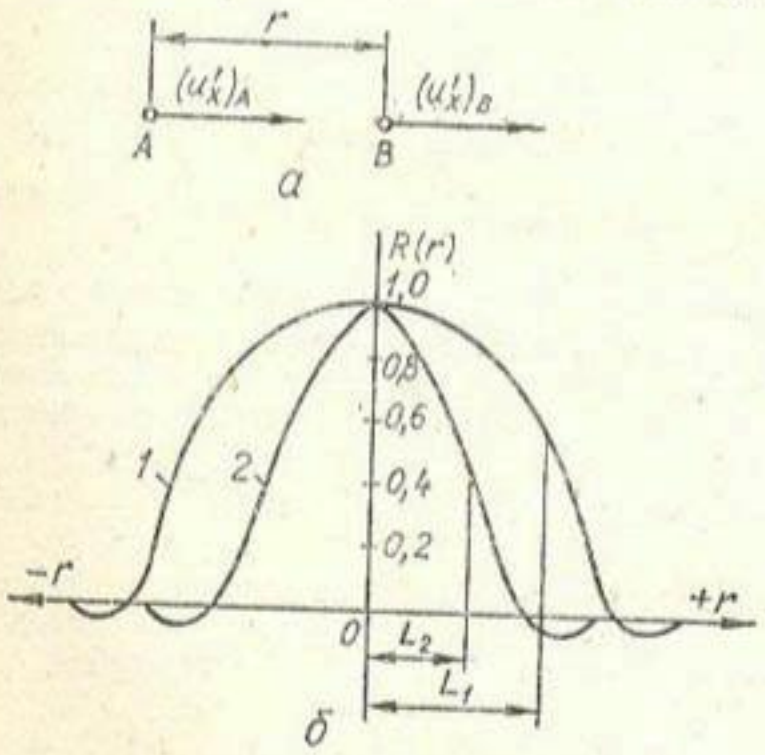


Рис. 3.4

развитой турбулентности существуют вихри самых разных масштабов, которые и являются источниками пульсаций скоростей и давлений.

§ 3.5. Уравнения Рейнольдса

Считается, что даже в случаях очень интенсивной турбулентности при достаточно подробном рассмотрении можно обнаружить чисто ламинарные характеристики и поэтому уравнения Навье — Стокса могут быть применимы в одинаковой степени к ламинарному и турбулентному движениям. Для количественного описания осредненного турбулентного движения используются уравнения Рейнольдса, которые могут быть представлены в виде:

$$\begin{aligned}
&\bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial z} = \\
&= X - \frac{1}{\rho}\frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}\left[\nu \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial x} - \overline{(u_x')^2}\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial y} - \overline{u_x' u_y'}\right) + \\
&+ \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial z} - \overline{u_x' u_z'}\right); \\
&\bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial z} = \\
&= Y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial \bar{p}}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial x} - \overline{u_x' u_y'}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left[\nu \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial y} - \overline{(u_y')^2}\right] + \\
&+ \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial z} - \overline{u_y' u_z'}\right); \\
&\bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} = Z - \\
&- \frac{1}{\rho}\frac{\partial \bar{p}}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial x} - \overline{u_x' u_z'}\right) + \\
&+ \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} - \overline{u_y' u_z'}\right) + \\
&+ \frac{\partial}{\partial x}\left[\nu \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} - \overline{(u_z')^2}\right].
\end{aligned} \qquad (3.22)$$

Совместно с системой уравнений Рейнольдса используется также уравнение неразрывности для осредненных скоростей

$$\frac{\partial \bar{u}_x}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} = 0. \qquad (3.23)$$

Таким образом, новые слагаемые в уравнениях Рейнольдса выражают дополнительные напряжения поверхностных сил, возникающие из-за наличия турбулентности.

§ 3.6. Поток жидкости, его элементы и характеристики движения

В строительной и гидротехнической практике чаще всего приходится решать инженерные задачи, связанные с потенциальным движением, т. е. таким, при котором отсутствует вращательное движение.

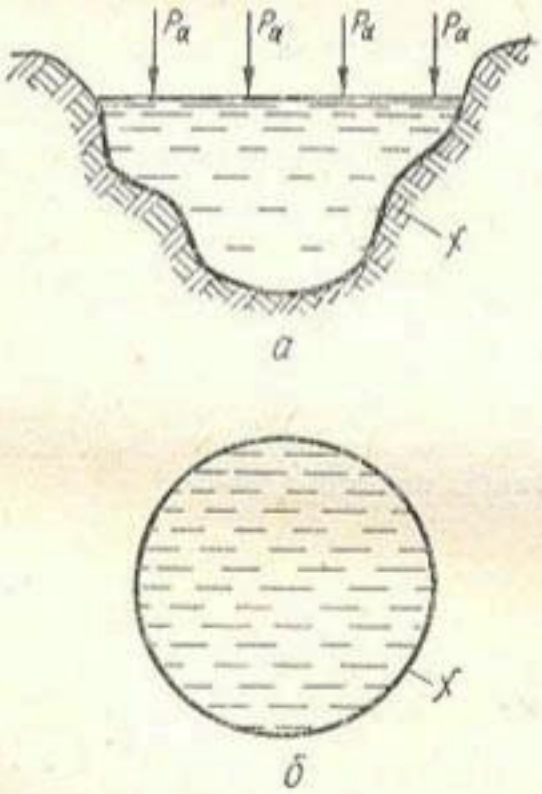
Первичным элементом движения обычно считают элементарную струйку (см. § 3.1). Если пересечь элементарную струйку ортогональной к линии тока плоскостью, то получим площадь живого сечения струйки $d\omega$. Количество жидкости, протекающее через это живое сечение в единицу времени, называется *элементарным расходом* dQ, или *расходом элементарной струйки*:

$$dQ = ud\omega. \qquad (3.24)$$

В инженерной практике обычно имеют дело с конечным объемом движущейся жидкости, который называется *потоком*. Поток жидкости состоит из бесконечно большого числа элементарных струек, т. е. является их совокупностью. Поверхность в пределах потока жидкости, нормальная в каждой своей точке к соответствующей осредненной скорости в этой точке, называется живым сечением потока. Объем жидкости, проходящей в единицу времени через живое сечение потока, называется *расходом* Q:

$$Q = \int_{\omega} dQ = \int_{\omega} ud\omega. \qquad (3.25)$$

Часть периметра (или периметр) живого сечения, где жидкость соприкасается со стенками русла, называется *смоченным периметром* χ (рис. 3.5, *а*, *б*).



а *б*

Рис. 3.5

Отношение площади живого сечения к длине смоченного периметра называется гидравлическим радиусом R

$$R = \omega/\chi. \qquad (3.26)$$

Обычно движение потока характеризуется *средней скоростью потока* V, под которой понимается такая одинаковая (реально не существующая) для всех точек живого сечения скорость, когда расход равен действительному (т. е. с учетом реальных местных скоростей):

$$Q = V\omega, \text{ но } Q = \int_{\omega} ud\omega, \qquad (3.27)$$

тогда

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{\int_{\omega} ud\omega}{\omega}.$$

В инженерной практике часто встречается *плавноизменяющееся* или *медленноизменяющееся* движение, под которым понимают такое движение, когда кривизна линий тока и угол расхождения между ними весьма малый. Это движение обладает такими свойствами:

живое сечение потока всегда является плоским;

гидродинамическое давление в плоскости живого сечения распределяется по гидростатическому закону, т. е.

$$p = p_0 + \gamma h;$$

компоненты скорости по осям y и z равны нулю, т. е. $u_x = u$, $u_y = 0$ и $u_z = 0$, тогда

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x}. \qquad (3.28)$$

Если кривизна линий тока и угол расхождения между ними большие, то такое движение называют *резкоизменяющимся* или *быстроизменяющимся* (например, растекание воды за сооружением, гидравлический прыжок).

Неустановившимся движением называют такое, когда элементы потока (расход, глубина, скорость и т. д.) изменяются как в пространстве, так и по времени.

Установившимся движением называют такое, когда элементы потока (расход, глубина, скорость и т. д.) не изменяются с течением времени, а могут лишь изменяться в пространстве.

Неравномерным движением называют такое, когда элементы потока изменяются в пространстве. Следует отметить, что неустановившееся движение всегда является неравномерным, но неравномерное движение может быть и установившимся.

Равномерным движением называют такое, когда элементы потока не изменяются ни по времени, ни в пространстве. Отсюда следует, что равномерное движение всегда является установившимся.

Безнапорным движением называют движение потока со свободной поверхностью, в точках которого гидродинамическое давление равно атмосферному (рис. 3.5, *а*).

Напорным движением называют такое, когда поток соприкасается со всеми точками периметра живого сечения (рис. 3.5, *б*) и не имеет свободной поверхности.

§ 3.7. Уравнение Д. Бернулли и его интерпретация

Одним из важнейших уравнений в гидравлике для решения инженерных задач является уравнение Д. Бернулли, которое получается путем интегрирования уравнений Эйлера (3.8) при движении жидкости под действием силы тяжести. Уравнение Д. Бернулли может быть представлено в виде:

для элементарной струйки невязкой (идеальной) жидкости

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = \text{const} \qquad (3.29)$$

или

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{u_2^2}{2g}\ ; \qquad (3.30)$$

для потока жидкости без учета потерь

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g}\ ; \qquad (3.31)$$

для потока вязкой (реальной) жидкости

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{w\,1-2}. \qquad (3.32)$$

Уравнение Д. Бернулли устанавливает связь между скоростью движения, давлением и геометрическим положением точки живого сечения, для которого оно написано. Как следует из (3.29) и (3.30), каждая из этих трех величин может изменяться, но сумма их является постоянной.

Геометрическая интерпретация (толкование) уравнения Л. Бернулли (рис. 3.6). В уравнение Д. Бернулли входят следующие линейные величины: z — геометрическая высота положения, или геометрический напор, или отметка точки от плоскости сравнения; $\frac{p}{\gamma}$ — пьезометрическая высота, отвечающая гидродинамическому давлению p; $\frac{u^2}{2g}$ $\left(\text{или } \frac{\alpha V^2}{2g}\right)$ — скоростной напор; $z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = H$ — гидродинамический напор; $h_{w\,1-2}$ — потеря напора на преодоление сопротивлений от сечения *1 — 1* до сечения *2 — 2*.

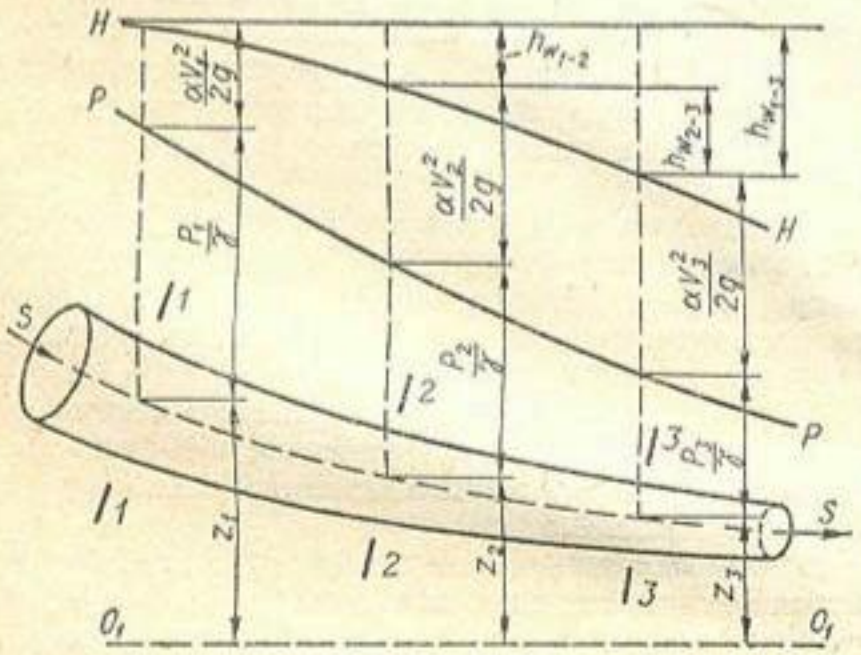


Рис. 3.6

Геометрическое место верхних концов отрезков суммы $z + \frac{p}{\gamma}$ называется *пьезометрической линией*. Изменение пьезометрической линии $z + \frac{p}{\gamma}$ на единицу длины, т. е. $\frac{d}{ds}\left(z + \frac{p}{\gamma}\right) = I_p$ называется *пьезометрическим уклоном* в точке, а средний пьезометрический уклон между сечениями *1—1* и *2—2* может быть выражен зависимостью

$$I_p = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 - \frac{p_2}{\gamma}\right)}{s_{1-2}}. \qquad (3.33)$$

Геометрическое место верхних концов отрезков суммы $z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}$ $\left(\text{или } z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g}\right)$ называется *напорной линией*. Изменение (падение) напорной линии на единицу длины называется *гидравлическим уклоном в точке* I_e:

$$I_e = \frac{dH}{ds} = -\frac{d}{ds}\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g}\right). \qquad (3.34)$$

Средний гидравлический уклон i_e на участке между двумя сечениями *1—1* и *2—2* может быть выражен такой зависимостью:

$$i_e = \frac{h_w}{s} = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g}\right)}{s}. \qquad (3.35)$$

Следует отметить, что пьезометрический и гидравлический уклоны положительны в том случае, если пьезометрическая или соответственно напорная линии понижаются по течению струйки или потока.

Энергетическая интерпретация уравнения Д. Бернулли. С энергетической точки зрения уравнение Д. Бернулли выражает закон сохра-

нения энергии и представляет энергию, отнесенную к единице веса жидкости, подсчитанную относительно произвольно выбранной горизонтальной плоскости (плоскости сравнения). Такая энергия называется *удельной энергией потока* (струйки). При этом $z + \frac{p}{\gamma}$ является удельной потенциальной энергией, состоящей из энергии положения z и энергии давления $\frac{p}{\gamma}$, а $\frac{u^2}{2g}$ (или $\frac{\alpha V^2}{2g}$) — удельная кинетическая энергия. Величина $h_{w_{1-2}}$ выражает собой энергию, затраченную на преодоление сопротивлений на пути от сечения $1-1$ до сечения $2-2$.

Коррективы α или коэффициент кинетической энергии физически выражает собой отношение действительной энергии, подсчитанной по местным скоростям, к энергии, подсчитанной по средней скорости.

При расчетах движения большую роль играет также поправочный коэффициент (коррективы) α_0. Он является коэффициентом количества движения потока, который физически выражает отношение действительного количества движения, подсчитанного по местным скоростям, к количеству движения, подсчитанному по средней скорости.

Законы распределения скоростей в живых сечениях потока пока еще изучены недостаточно и это затрудняет определение коррективов α_0, α, особенно для турбулентного режима движения. На практике обычно для турбулентных потоков принимают $\alpha_0 = 1$ и $\alpha = 1{,}1$, а при менее точных расчетах принимают $\alpha_0 = \alpha = 1$. В то же время в отдельных случаях значения этих коэффициентов могут быть больше — до 2—2,5 (гидравлический прыжок, турбулентная фильтрация и др.).

Для ламинарного потока коэффициент кинетической энергии потока α изменяется от 1 до 2 (в конце начального участка — для сформировавшегося ламинарного режима).

Условия применимости уравнения Д. Бернулли:

движение жидкости должно быть установившимся;

уравнение справедливо для всего потенциального потока в целом;

уравнение справедливо и для вихревого движения, но только для каждой отдельной линии тока и вихревой линии;

уравнение справедливо только для сечений с плавноизменяющимся движением, хотя между ними движение может быть и резкоизменяющимся (рис. 3.7);

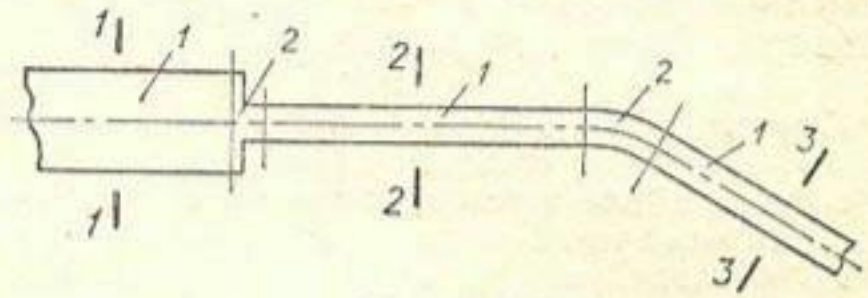


Рис. 3.7

1 — участки плавноизменяющего движения;
2 — » резкоизменяющего »

уравнение записывается для сечения потока, но значения $\frac{p}{\gamma}$ и z берутся для одной и той же точки;

уравнение следует составлять для тех сечений и его точек, где число неизвестных наименьшее;

уравнение, как правило, используется совместно с уравнением неразрывности.

Для установившегося движения уравнение неразрывности может быть представлено так:

для элементарной струйки

$$\left.\begin{aligned} &\frac{dQ}{ds} = 0 \text{ или } dQ_1 = dQ_2, \\ &\text{или } u_1 d\omega_1 = u_2 d\omega_2, \\ &\text{или } \frac{u_1}{u_2} = \frac{d\omega_2}{d\omega_1}; \end{aligned}\right\} \quad (3.36)$$

для потока жидкости

$$\left.\begin{aligned} &\frac{dQ}{ds} = 0 \text{ или } Q_1 = Q_2, \\ &\text{или } \omega_1 V_1 = \omega_2 V_2, \\ &\text{или } \frac{\omega_1}{\omega_3} = \frac{V_2}{V_1}. \end{aligned}\right\} \quad (3.37)$$

Глава 4

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ И ПОТЕРИ ЭНЕРГИИ ПРИ ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ

Потери энергии (напора), входящие в уравнение Д. Бернулли, являются следствием того, что на движение жидкости влияют гидравлические сопротивления, которые зависят от режима движения жидкости, формы живого сечения и его изменения, числа Рейнольдса, характера поверхности стенок русла.

Гидравлические сопротивления делятся на сопротивления по длине и местные сопротивления. *Сопротивления по длине* проявляются

на всей длине рассматриваемого участка потока. *Местные сопротивления* характеризуются резким изменением конфигурации живого сечения потока. В соответствии с этим и потери энергии (напора) делятся на потери по длине и местные потери.

§ 4.1. Сопротивления по длине. Касательные напряжения при равномерном движении воды. Потери напора по длине

Теоретическое и экспериментальное изучение сопротивлений и потерь энергии (напора) по длине проводится в условиях равномерного движения. Силы трения по длине, отнесенные к единице площади, называются *касательными напряжениями*. Касательные напряжения в любой точке потока жидкости характеризуются зависимостью

$$\tau = \mu \frac{d\bar{u}_x}{dy} + \varepsilon_\tau \frac{d\bar{u}_x}{dy}, \qquad (4.1)$$

где μ — динамический коэффициент вязкости; ε_τ — коэффициент турбулентной вязкости, зависящий от пульсационной составляющей скорости,

$$\varepsilon_\tau = -\frac{\rho\overline{u'_x u'_y}}{\frac{d\bar{u}_x}{dy}}, \qquad (4.2)$$

u'_x, u'_y — пульсационные составляющие скорости по осям x и y; $\frac{d\bar{u}_x}{dy}$ — градиент осредненной скорости в сечении, перпендикулярном направлению движения.

При различных режимах движения и на разном расстоянии от стенок русла влияние каждого из 2-х членов правой части уравнения (4.1) проявляется по-разному. При ламинарном режиме движения практически отсутствуют пульсации скорости ($\varepsilon_\tau = 0$) и касательные напряжения зависят от вязкости жидкости и градиента скорости, но не зависят от шероховатости стенок русла.

При турбулентном режиме движения в потоке возникают пульсации скорости, в результате чего создаются дополнительные касательные напряжения $\left(\varepsilon_\tau \frac{d\bar{u}_x}{dy}\right)$, которые обычно больше касательных напряжений от вязкости жидкости $\left(\mu \frac{d\bar{u}_x}{dy}\right)$. По мере увеличения чисел Рейнольдса Re пульсации скорости возрастают, влияние вязкости жидкости на касательные напряжения становится незначительным. Коэффициент турбулентной вязкости ε_τ при этом значительно больше коэффициента динамической вязкости μ и касательные напряжения зависят в основном от турбулентных пульсаций.

При равномерном движении, согласно зависимостям (3.33) и (3.35), гидравлический уклон равен пьезометрическому

$$i_e = i_p. \qquad (4.3)$$

Выражение (4.3) называется *основным уравнением равномерного движения*, при котором

$$i_p = h_l/l. \qquad (4.4)$$

Зависимость пьезометрического уклона от касательных напряжений на стенках русла τ_0 может быть представлена в виде

$$i_p = \frac{\tau_0}{\gamma R}, \qquad (4.5)$$

где R — гидравлический радиус.

Зависимость (4.5) также называют основным уравнением равномерного движения.

Касательные напряжения на стенках русла определяются по эмпирической формуле

$$\tau_0 = \rho \frac{\lambda}{8} V^2, \qquad (4.6)$$

где λ — гидравлический коэффициент трения.

Потери напора (энергии) по длине в трубах определяются в общем случае по формуле А. Дарси — Ю. Вейсбаха

$$h_l = \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}, \qquad (4.7)$$

где l — длина трубы; D — ее диаметр.

Гидравлический коэффициент трения λ зависит от касательного напряжения. Касательные напряжения, в свою очередь, зависят от вязкости жидкости, входящей в формулу числа Рейнольдса и от турбулентных пульсаций скорости, на которые в основном влияет относительная шероховатость стенок трубы Δ/D (Δ — абсолютная высота выступов шероховатости). Поэтому обычно представляют гидравлический коэффициент трения λ в зависимости от числа Рейнольдса Re и относительной шероховатости трубы Δ/D, т. е.

$$\lambda = f(\mathrm{Re}, \Delta/D). \qquad (4.8)$$

Влияние обоих факторов на величину λ различно при разных режимах движения.

§ 4.2. Ламинарный режим движения. Распределение скоростей и касательных напряжений по сечению и потери напора. Начальный участок

При ламинарном режиме движения жидкости в круглых трубах скорость распределяется по сечению согласно параболическому закону (рис. 4.1, *а*)

$$u = u_{\max}(1 - r^2/r_0^2), \qquad (4.9)$$

где r — расстояние от оси трубы до рассматриваемой точки в живом сечении; r_0 — радиус трубы;

u_{max} — максимальная скорость в живом сечении (по оси трубы), определяемая по формуле

$$u_{max} = \frac{\tau_0 r_0}{2\mu}. \qquad (4.10)$$

Касательные напряжения по сечению трубы распределяются по закону прямой линии (рис. 4.1, *б*)

$$\tau = (\tau/r_0)r. \qquad (4.11)$$

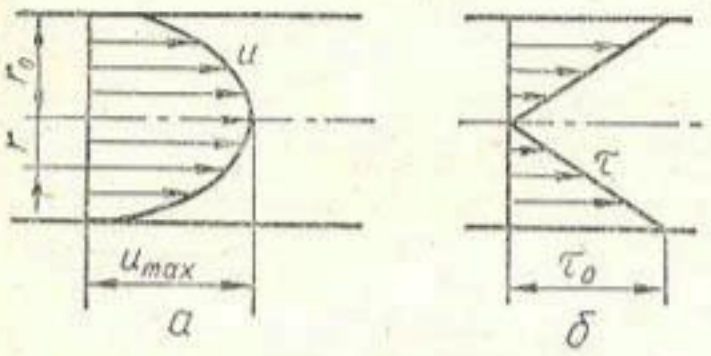


Рис. 4.1

Касательные напряжения у стенки трубы τ_0 зависят от вязкости, средней по сечению скорости диаметра трубы и определяются по формуле

$$\tau_0 = \frac{4\mu V}{r_0} = \frac{8\mu V}{D}. \qquad (4.12)$$

При распределении скоростей по формуле (4.9) коэффициент кинетической энергии $\alpha = 2{,}0$, а средняя скорость в живом сечении $V = u_{max}/2$. С учетом этого

$$u = 2V(1 - r^2/r_0^2). \qquad (4.13)$$

Так как скорость у стенки трубы (при $r = r_0$) $u = 0$, то гидравлический коэффициент трения не зависит от шероховатости стенок, а зависит только от числа Рейнольдса и определяется по формуле

$$\lambda = 64/\mathrm{Re}. \qquad (4.14)$$

С учетом этого потери напора по длине при ламинарном режиме

$$h_l = \frac{32\nu}{gD^2} Vl. \qquad (4.15)$$

Особенностью ламинарного режима движения является то, что *потери напора по длине прямо пропорциональны вязкости жидкости и средней скорости в первой степени и не зависят от шероховатости и, следовательно, материала стенок трубы.*

При известном расходе Q потери напора

$$h_l = \frac{40{,}7\nu}{gD^4} Ql. \qquad (4.16)$$

Пропускная способность трубопровода при ламинарном режиме с учетом того, что $h_l = H_1 - H_2$ (H_1 и H_2 — пьезометрические напоры в начале и конце трубопровода) определится по следующей зависимости:

$$Q = \frac{0{,}0245gD^4}{\nu l}(H_1 - H_2). \qquad (4.17)$$

Приведенные выше зависимости для ламинарного движения (4.10)—(4.17) справедливы в случае, если распределение скоростей по сечению подчиняется параболическому закону (4.9). Однако опыты показывают, что при входе в трубопровод распределение скоростей равномерно, а затем постепенно, лишь на некотором расстоянии от входа, оно становится параболическим (рис. 4.2). Это расстояние называется н а ч а л ь н ы м у ч а с т к о м. Теоретически длина начального участка бесконечна, но практически распределение скоростей, близкое к теоретическому, наступает на конечном расстоянии. Например, по данным Шиллера длина начального участка

$$l_н = 0{,}029D\mathrm{Re}. \qquad (4.18)$$

Гидравлический уклон на начальном участке больше, чем на остальной части трубы. Это необходимо учитывать при определении потерь напора. Для коротких труб длиной $l \leqslant l_н$ (4.18) по данным Н. З. Френкеля гидравлический коэффициент трения

$$\lambda = Б/\mathrm{Re}. \qquad (4.19)$$

Значения коэффициента $Б$ принимаются по следующим данным:

$\frac{l}{D\mathrm{Re}}$	0,0025	0,005	0,010	0,015	0,025	0,029
$Б$	120	105	89	80	72	69,5

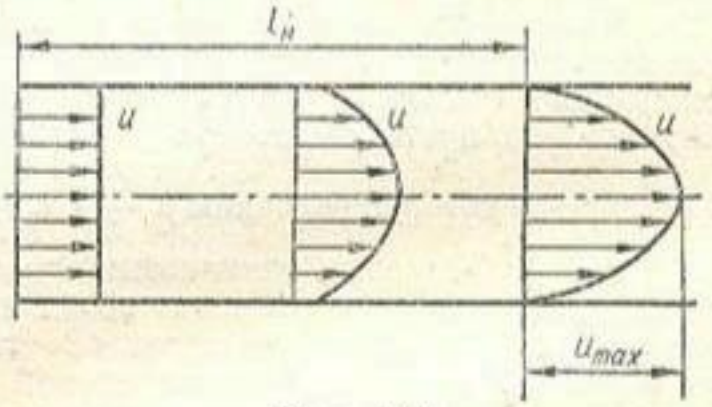


Рис. 4.2

Если длина трубы $l > l_н$, то потери напора

$$h_l = \frac{32\nu}{gD^2} Vl\left(1 + \frac{\mathrm{Re}D}{400l}\right). \qquad (4.20)$$

Если длина трубы $l > 0{,}05\mathrm{Re}D$, то величиной $\frac{\mathrm{Re}D}{400l}$ в формуле (4.20) можно пренебречь ввиду ее относительной малости и расчет сводится к пользованию формулами (4.15) или (4.7) с учетом (4.14).

Коэффициент кинетической энергии α в уравнении Бернулли может быть принят для сечений,

находящихся на расстоянии l', меньшем, чем длина начального участка $l_н$, по следующим данным:

$\frac{l'}{ReD}$	0,0010	0,003	0,005	0,010,	0,02	0,029
a	1,2	1,4	1,55	1,73	1,92	2,00

§ 4.3. Структура турбулентного потока. Распределение осредненных скоростей

При турбулентном режиме движения жидкости поток разделяется на две, резко отличные по структуре, области. Непосредственно у стенки трубы образуется очень тонкая область чисто вязкого движения — так называемый *вязкий подслой*. Остальная часть потока представляет собой область мало или почти не зависящую от вязкости, область полностью турбулентного движения, называемую *турбулентным ядром потока*.

В пределах вязкого подслоя динамический коэффициент вязкости μ значительно больше коэффициента турбулентной вязкости $\varepsilon_т$ (4.1) и, следовательно, касательные напряжения вязкостного трения значительно больше касательных напряжений турбулентного трения. В турбулентном же ядре потока наблюдается обратная картина, при которой касательные напряжения турбулентного трения во много раз больше касательных напряжений вязкостного трения, т. е. $\varepsilon_т \gg \mu$. Конечно, такое разделение потока на две резко различные области условно и схематично. В действительности влияние вязкости по мере удаления от стенки трубы убывает постепенно и между вязким подслоем и турбулентным ядром можно еще различать *переходную (промежуточную)* область, в которой величины $\mu \frac{d\bar{u}_x}{dy}$ и $\varepsilon_т \frac{d\bar{u}_x}{dy}$ в формуле (4.1) имеют одинаковый порядок. Введение такой области является необходимым при изучении тепломассопередачи. В гидродинамике обычно ограничиваются схемой двух областей вязкого подслоя и турбулентного ядра.

С учетом изложенного и результатов экспериментальных исследований толщину вязкого подслоя определяют по формуле

$$\delta = N \frac{\nu}{u_*}, \qquad (4.21)$$

где N — безразмерное число, принимаемое по данным Никурадзе и других авторов $10,5 \div 11,1$; ν — кинематический коэффициент вязкости жидкости; u_* — величина, имеющая размерность скорости и называемая динамической скоростью, или скоростью трения,

$$u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}, \qquad (4.22)$$

здесь τ_0 — касательные напряжения на стенках русла и практически в пределах вязкого подслоя; ρ — плотность жидкости.

С учетом формул (4.6), (4.21) и (4.22) и при среднем значении $N = 10,6$ толщина вязкого подслоя

$$\delta = \frac{30D}{Re\sqrt{\lambda}}, \qquad (4.23)$$

где $Re = \frac{VD}{\nu}$ — число Рейнольдса; λ — гидравлический коэффициент трения; D — диаметр трубы.

В пределах вязкого подслоя осредненные скорости изменяются по линейному закону (рис. 4.3)

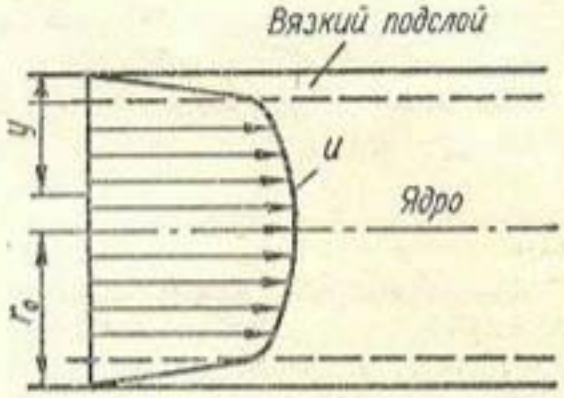


Рис. 4.3

от нуля у стенки трубы до конечного значения на его границе:

$$\bar{u} = u_*^2 \frac{y}{\nu}, \qquad (4.24)$$

где y — расстояние точки, в которой рассматривается значение скорости $\bar{u}$, от стенки трубы.

В турбулентном ядре потока распределение скоростей близко к логарифмическому закону и определяется по зависимости

$$\bar{u} = u_* \left(5,75 \lg \frac{y\bar{u}_*}{\nu} + 5,5\right). \qquad (4.25)$$

Закон изменения осредненных скоростей часто представляют также в виде дефекта (дефицита) местной скорости Д по формуле

$$Д = \frac{\bar{u}_{max} - \bar{u}}{u_*} = \frac{1}{\varkappa} \ln \frac{r_0}{y}, \qquad (4.26)$$

где r_0 — радиус трубы; $\varkappa$ — постоянная Прандтля — Кармана (более детальные исследования показывают, что $\varkappa$ зависит от диаметра трубы).

По данным Ф. А. Шевелева,

$$\varkappa = 0,337/D^{0,08}, \qquad (4.27)$$

где D — диаметр трубы в метрах.

Для анализа закона распределения осредненных скоростей обычно принимают $\varkappa = 0,4$, тогда

$$Д = \frac{\bar{u}_{max} - \bar{u}}{u_*} = 5,75 \lg \frac{r_0}{y}. \qquad (4.28)$$

Связь между максимальной (по оси трубы) и средней в сечении скоростью выражается формулой дефекта средней скорости

$$Д_{ср} = \frac{\bar{u}_{max} - V}{u_*} = \frac{1,5}{\varkappa}. \qquad (4.29)$$

Из этого выражения видно, что дефект средней скорости при определенном $\varkappa$ является величиной постоянной. При значении $\varkappa = 0,4$ $Д_{ср} = 3,75$. Тогда максимальная скорость по оси трубы

$$\bar{u}_{max} = V + 3,75u_*, \qquad (4.30)$$

или

$$\bar{u}_{max} = V(1 + 1,33\sqrt{\lambda}). \qquad (4.31)$$

Зависимость (4.31) показывает, что отношение максимальной скорости к средней по сечению при турбулентном движении при наиболее распространенных значениях гидравлического коэффициента трения $\lambda = 0,013 \div 0,05$ колеблется в пределах 1,15—1,3, что значительно меньше, чем при ламинарном движении, когда это отношение равно 2 (см. § 4.2).

Коэффициент кинетической энергии (коэффициент Кориолиса) для турбулентного потока в круглых трубах определяется по формуле А. Д. Альтшуля

$$\alpha = 1 + 2,65\lambda. \qquad (4.32)$$

§ 4.4. Гидравлически гладкие и шероховатые трубы. Гидравлический коэффициент трения. Потери напора по длине при турбулентном режиме движения

Потери напора по длине при турбулентном режиме движения определяют по формуле (4.7) с учетом гидравлического коэффициента трения λ и, следовательно, они существенно зависят от соотношения абсолютной высоты выступа шероховатости Δ и толщины вязкого подслоя δ. Так как фактическая высота всех выступов шероховатости не является одинаковой, то вводится понятие *эквивалентной шероховатости* $\Delta_{экв}$, т. е. такой равномерной шероховатости, которая дает при подсчете одинаковую с заданной шероховатостью величину λ. Значения $\Delta_{экв}$ приведены в таблице 4.1.

Схематично можно рассмотреть следующие три области гидравлических сопротивлений.

1. Область гидравлических гладких труб: выступы шероховатости погружены в вязкий подслой ($\Delta_{экв} \ll \delta$) и не нарушают целостности его. Выступы обтекаются без отрывов и вихреобразований. В этом случае шероховатость не влияет на гидравлические сопротивления и гидравлический коэффициент трения. Эта область существует при $Re\frac{\Delta_{экв}}{D} < 10$ (по А. Д. Альтшулю).

Таблица 4.1. **Значения эквивалентной шероховатости**

Трубы, их материал и состояние	$\Delta_{экв}$, *мм*
Цельнотянутые трубы	
Новые технические гладкие из стекла, латуни, меди, свинца	0,0015—0,01
То же, из алюминия	0,015—0,06
Стальные новые	0,02—0,05
Стальные после нескольких лет эксплуатации, очищенные и битумизированные	0,15—0,3
Стальные трубы сварные	
Новые	0,04—0,1
Бывшие в эксплуатации	0,1—0,15
Умеренно заржавленные	0,3—0,7
Старые заржавленные	0.8—1,5
Сильно заржавленные с большими отклонениями	2—4
Клепаные стальные трубы	
Вдоль и поперек по одному ряду заклепок, покрытые изнутри лаком, с хорошим состоянием поверхности	0,3—0,4
С двойной продольной и простой поперечной клепкой, некородированные	0,6—0,7
С простой поперечной и двойной продольной клепкой, изнутри просмоленные или покрытые лаком	1,2—1,3
С четырьмя — шестью продольными рядами клепки, длительное время эксплуатируемые	2
С четырьмя поперечными и шестью продольными рядами клепки	4
Поверхность труб в плохом состоянии, неравномерное перекрытие соединений	$\geqslant 5$
Оцинкованные стальные трубы	
Новые чистые	0,07—0,15
Оцинкованные из листовой стали, новые	0,15
То же, бывшие в эксплуатации	0,18
Чугунные трубы	
Новые	0,25—1
Новые битумизированные	0,15
Асфальтированные	0,12—0 3
Бывшие в эксплуатации	1—1,5
Со значительными отложениями	2—4
Очищенные, после многих лет эксплуатации	0,3—1,5
Сильно кородированные	до 3

Продолжение табл. 4.1.

Трубы, их материал и состояние	$\Delta_{экв}$, *мм*
Бетонные и другие трубы	
Бетонные, хорошая поверхность с затиркой	0,3—0,8
То же, при среднем качестве работ; железобетонные	2,5
То же, при грубой (шероховатой) поверхности	3—9
Асбестоцементные новые	0,05—0,1
То же, бывшие в эксплуатации	0,6
Стеклянные	0,0015—0,01
Рукава и шланги резиновые	0,03

2. При $Re\ \frac{\Delta_{экв}}{D} > 500$ имеет место область гидравлически шероховатых труб: выступы шероховатости выходят за пределы вязкого подслоя ($\Delta_{экв} \gg \delta$). Отрывное обтекание выступов сводит сопротивление трения к сопротивлению обтекания тел с резкими изменениями их конфигурации, которое не зависит от числа Рейнольдса и пропорционально скоростному напору набегающего потока и поперечному размеру обтекаемого тела (в данном случае выступов шероховатости).

3. При $10 < Re\ \frac{\Delta_{экв}}{D} < 500$ имеет место переходная область: высота выступов шероховатости $\Delta_{экв}$ того же порядка, что и толщина вязкого подслоя δ. В этом случае на гидравлическое сопротивление будет влиять как число Рейнольдса, так и величина выступов шероховатости.

В зависимости от особенностей каждой из трех областей имеются эмпирические формулы для определения гидравлического коэффициента трения.

Для гидравлически гладких труб наибольшее распространение получила формула Блазиуса

$$\lambda = 0{,}3164/Re^{1/4}. \qquad (4.33)$$

С учетом того, что $Re = \frac{VD}{\nu}$, а также зависимости (4.7), нетрудно убедиться, что потери напора по длине в области гидравлически гладких труб пропорциональны скорости в степени 1,75

$$h_l = k_{гл} V^{1,75}, \qquad (4.34)$$

где $k_{гл}$ — коэффициент пропорциональности.

Исследования Ф. А. Шевелева показали, что сопротивление в гидравлически гладких трубах прямо не зависит от высоты выступов шероховатости, но на него влияет волнистость поверхности вязкого подслоя, которая зависит от неровностей стенок трубы. В связи с этим Ф. А. Шевелев рекомендует формулы:

для гидравлически гладких новых стальных труб

$$\lambda_{гл.с} = 0{,}25/Re^{0{,}226}; \qquad (4.35)$$

для гидравлически гладких новых чугунных труб

$$\lambda_{гл.у} = 0{,}77/Re^{0{,}234}. \qquad (4.36)$$

Значения гидравлического коэффициента трения для гидравлически гладких труб по формулам Ф. А. Шевелева и Блазиуса приводятся в табл. 4.2.

Таблица показывает, что гидравлический коэффициент трения для гидравлически гладких новых чугунных труб значительно больше, чем для новых стальных труб. Следует отметить, что водопроводные чугунные и стальные трубы обычно работают в переходной области или в области гидравлически шероховатых труб.

В области гидравлически гладких труб обычно работают пластмассовые (винипластовые, полиэтиленовые трубы). С учетом различия качества укладки этих труб в лабораторных и производственных условиях, влияния стыков и среднего коэффициента вязкости воды $\nu = 1{,}3 \cdot 10^{-6}$ *м²/сек* расчет их производится по формуле Ф. А. Шевелева

$$\lambda_{гл.п} = 0{,}0134/(DV)^{0{,}226}, \qquad (4.37)$$

где D — диаметр, *м*; V — средняя скорость, *м/сек*.

Для гидравлически шероховатых труб гидравлический коэффициент трения определяется по формулам:

а) Н. Н. Павловского

$$\lambda = 8gn^2 (4/D)^{2y}, \qquad (4.38)$$

Таблица 4.2. **Коэффициенты гидравлического трения для гидравлически гладких труб по формулам Блазиуса и Ф. А. Шевелева**

Re	λ (4.33)	$\lambda_{гл.с}$ (4.35)	$\lambda_{гл.ч}$ (4.36)
5000	0,376	0,366	0,687
10 000	0,316	0,312	0,567
15 000	0,287	0,284	0,503
20 000	0,265	0,267	0,461
30 000	0,24	0,243	0,412
50 000	0,212	0,217	0,358

где n — коэффициент шероховатости, зависящий от вида и состояния поверхности трубы (см. табл. 6.8); $y = z - 0{,}5$ — показатель степени (значения z вычисляются по формуле 7.4); значения гидравлического коэффициента трения, подсчитанного по формуле (4.38), приводятся в табл. 4.3;

б) Л. Прандтля

$$\lambda = \frac{1}{4\left(\lg \frac{3{,}7D}{\Delta_{экв}}\right)^2}; \qquad (4.39)$$

в) для новых стальных и чугунных водопроводных труб, при среднем значении кинематического коэффициента вязкости $\nu = 1{,}3 \cdot 10^{-6}$ *м²/сек* Ф. А. Шевелевым получены следующие зависимости:

для стальных труб

$$\lambda = 0{,}0121/D^{0{,}226}; \qquad (4.40)$$

для чугунных труб

$$\lambda = 0{,}0143/D^{0{,}284}, \qquad (4.41)$$

где D — диаметр трубы, *м*.

По этим формулам можно проводить поверочный расчет только что проложенных водопроводных линий или рассчитывать трубопроводы, при

Таблица 4.3. **Коэффициент гидравлического трения λ, подсчитанный по формуле Н. Н. Павловского (4.38)**

D, *мм*	λ при значениях коэффициента *n*						
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,0165	0,0175
400	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039	0,050	0,058
500	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036	0,016	0,053
600	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034	0,043	0,050
700	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032	0,040	0,047
800	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031	0,038	0,044
900	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029	0,037	0,042
1000	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028	0,035	0,041
1200	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026	0,033	0,038
1500	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025	0,030	0,035
2000	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022	0,027	0,031
2500	0,011	0,013	0,015	0,018	0,020	0,025	0,028
3000	0,010	0,012	0,014	0,017	0,019	0,024	0,027
3500	0,0098	0,012	0,014	0,016	0,018	0,022	0,025
4000	0,0095	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021	0,024
5000	0,0090	0,011	0,012	0,014	0,016	0,020	0,022
6000	0,0085	0,010	0,012	0,014	0,016	0,019	0,021

укладке и последующей эксплуатации которых приняты специальные меры, гарантирующие трубы от коррозии и образования отложений на внутренней поверхности их стенок;

г) для неновых стальных и чугунных труб гидравлический коэффициент трения определяется по формуле Ф. А. Шевелева (при $V \geqslant 1{,}2$ *м/сек*)

$$\lambda = 0{,}0210/D^{0{,}3}; \qquad (4.42)$$

подсчитанные по этой формуле значения λ приведены в табл. 4.4;

д) керамические трубы (при $V \geqslant 2{,}7$ *м/сек*) рассчитываются по формуле А. С. Цейтлина [42]

$$\lambda = 0{,}011/D^{0{,}25}. \qquad (4.43)$$

Приведенные формулы для гидравлического коэффициента трения в области гидравлически шероховатых труб показывают, что его значения не зависят от скорости протекания воды в трубе. Поэтому потери напора в этом случае с учетом формулы (4.7) пропорциональны квадрату средней скорости

$$h_l = k_ш V^2, \qquad (4.44)$$

где $k_ш$ — коэффициент пропорциональности.

В связи с этим область гидравлически шероховатых труб также называют областью квадратичного сопротивления.

В переходной области сопротивления гидравлический коэффициент трения рекомендуется определять по формулам:

а) А. Д. Альтшуля [36]

$$\lambda = 0{,}11\,(\Delta_{экв}/D + 68/\mathrm{Re})^{0{,}25}; \qquad (4.45)$$

значения λ по формуле (4.45) приведены в таблице 4.5;

совместный анализ формул (4.45) и (4.7) показывает, что при малых числах Рейнольдса влияние скорости на величину потерь напора аналогично зависимости (4.34) для гидравлически гладких труб, а при больших числах Рейнольдса влияние величины 68/Re на гидравлический коэффициент трения незначительно; поэтому зависимость потерь напора от скорости может быть представлена в виде

$$h_l = k_п V^{1{,}75 \div 2{,}0}, \qquad (4.46)$$

где $k_п$ — коэффициент пропорциональности;

Таблица 4.4. **Гидравлический коэффициент трения λ для неновых стальных и чугунных водопроводных труб (при скорости $V \geqslant 1{,}2$ *м/сек*), подсчитанный по формуле Ф. А. Шевелева (4.42)**

Условный проход $D_у$, *мм*	Стальные трубы				Чугунные трубы ГОСТ 5525—61 и 9583—61	
	водогазопроводные ГОСТ 3262—62		электросварные ГОСТ 10704—63			
	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	λ	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	λ	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	λ
25	26,1	0,061	—	—	—	—
32	34,9	0,058	—	—	—	—
40	40	0,055	—	—	—	—
50	52	0,051	64	0,048	51,6	0,051
60	—	—	70	0,047	—	—
70	66,5	0,047	—	—	—	—
75	—	—	83	0,044	—	—
80	79,5	0,045	95	0,042	82,6	0,044
90	92,3	0,043	—	—	—	—
100	104	0,041	114	0,04	102	0,041
125	130	0,039	133	0,038	127,2	0,039
150	155	0,037	158	0,036	152,4	0,036
175	—	—	170	0,035	—	—
200	—	—	209	0,034	202,6	0,033
250	—	—	260	0,031	253	0,032
300	—	—	311	0,028	304,4	0,03
350	—	—	363	0,028	352,4	0,029
400	—	—	414	0,027	401,4	0,028
450	—	—	464	0,026	450,6	0,027
500	—	—	516	0,025	500,8	0,026
600	—	—	616	0,024	600,2	0,025
700	—	—	706	0,023	699,4	0,023
800	—	—	804	0,022	799,8	0,022
900	—	—	904	0,022	899,2	0,022
1000	—	—	1004	0,021	998,4	0,021
1200	—	—	1202	0,02	1199,2	0,02
1400	—	—	1400	0,019	—	—
1500	—	—	1500	0,019	—	—
1600	—	—	1600	0,018	—	—

б) в ряде зарубежных стран получила распространение формула Колбрука — Уайта

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{2{,}5}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_{экв}}{3{,}7D}\right); \quad (4.47)$$

расхождение результатов подсчета по формулам (4.45) и (4.47) практически не превышает 2—3%, но формула (4.47) по своей структуре менее удобна, чем формула А. Д. Альтшуля:

в) для водопроводных труб из разных материалов Ф. А. Шевелевым предложены следующие формулы:

для новых стальных труб

$$\lambda = \frac{0{,}0159}{D^{0.226}}\left(1 + \frac{0{,}684}{V}\right)^{0.226}; \quad (4.48)$$

для новых чугунных труб

$$\lambda = \frac{0{,}0144}{D^{0.284}}\left(1 + \frac{2{,}36}{V}\right)^{0.284}; \quad (4.49)$$

Таблица 4.5. **Коэффициент гидравлического трения λ, подсчитанный по формуле А. Д. Альтшуля (4.45)**

$\frac{D}{\Delta_{экв}}$	Re	λ	$\frac{D}{\Delta_{экв}}$	Re	λ
100	5000	0,043	700	8000	0,035
	10 000	0,040		70 000	0,024
	25 000	0,037		200 000	0,023
150	5000	0,042	1000	12 000	0,031
	10 000	0,038		70 000	0,023
	50 000	0,032		400 000	0,020
200	5000	0,041	2000	25 000	0,026
	10 000	0,036		200 000	0,019
	50 000	0,031		900 000	0,017
300	5000	0,039	3000	33 000	0,024
	10 000	0,035		200 000	0,017
	100 000	0,028		1 000 000	0,016
400	5000	0,039	5000	66 000	0,021
	10 000	0,034		500 000	0,015
	150 000	0,026		2 000 000	0,014
500	5000	0,038	10 000	100 000	0,018
	50 000	0,027		1 000 000	0,013
	200 000	0,024		2 000 000	0,012

условия применения этих формул аналогичны условиям применения формул Ф. А. Шевелева для новых стальных и чугунных гидравлически шероховатых труб, см. пояснения к формулам (4.40), (4.41);

для неновых стальных и чугунных водопроводных труб (при скорости $V < 1{,}2$ *м/сек*)

$$\lambda = \frac{0{,}0179}{D^{0.3}}\left(1 + \frac{0{,}867}{V}\right)^{0.3}; \quad (4.50)$$

значения λ для стальных труб, подсчитанные по формуле 4.50, приведены на рис. 4.4;

для асбестоцементных труб

$$\lambda = \frac{0{,}011}{D^{0.19}}\left(1 + \frac{3{,}51}{V}\right)^{0.19}; \quad (4.51)$$

по приведенным здесь формулам Ф. А. Шевелева, подсчитаны значения $h_l/l = \lambda/D \cdot V^2/2g$, которые приведены в его книге [43];

г) для керамических и стеклянных труб применяются формулы А. С. Цейтлина;

для керамических труб (при $V \leqslant 2{,}7$ *м/сек*)

$$\lambda = \left(0{,}95 + \frac{0{,}15}{V}\right)\frac{0{,}011}{D^{0.25}}; \quad (4.52)$$

для стеклянных труб

$$\lambda = \left(1 + \frac{0{,}235}{V}\right) \frac{0{,}0085}{D^{0.25}}; \qquad (4.53)$$

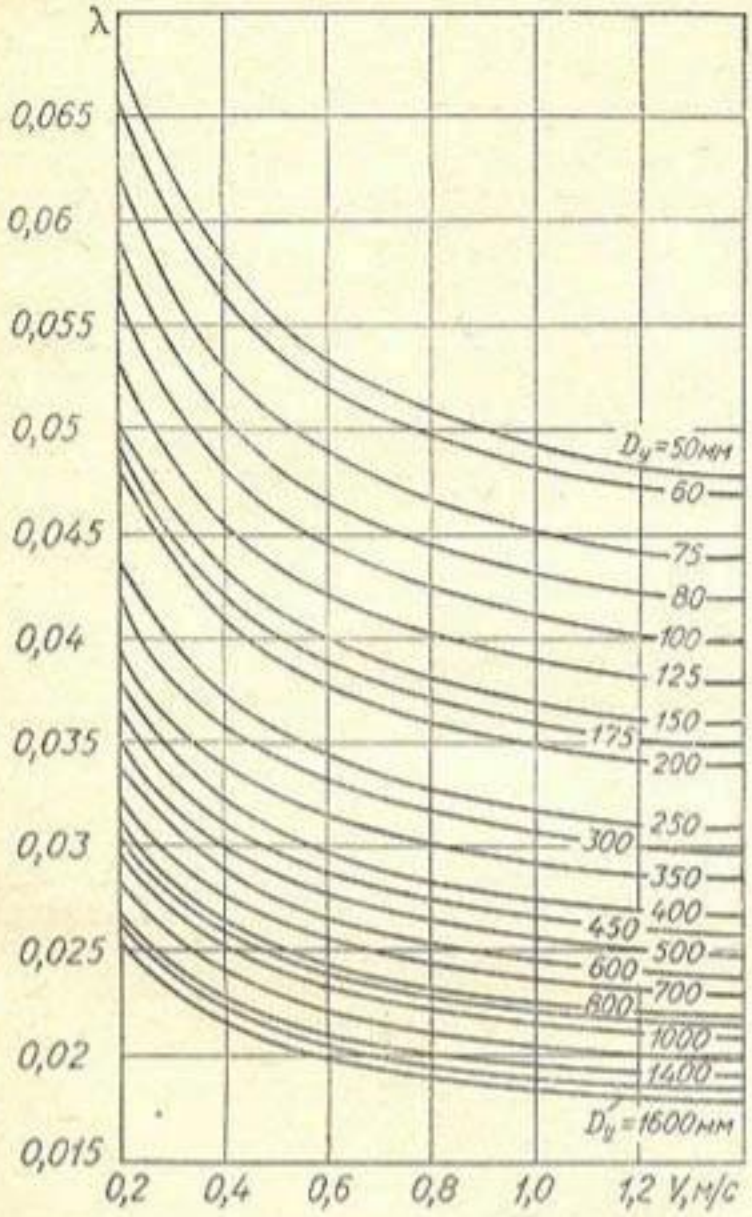


Рис. 4.4

д) для расчета движения сточных вод в канализационных трубах применяется формула Н. Ф. Федорова [39]

$$\lambda = \frac{0{,}25}{\left[\lg\left(\frac{\Delta_э}{3{,}42D_г} + \frac{a_э}{\mathrm{Re}}\right)\right]^2}, \qquad (4.54)$$

где $D_г$ — гидравлический диаметр, равный $4R$; $\Delta_э$ и $a_э$ — эквивалентная абсолютная шероховатость и безразмерный коэффициент, определяемые по специальной шкале (табл. 4.6); значения гидравлического коэффициента трения λ для сточных вод по формуле (4.54) получаются больше, чем для движения чистой воды в водопроводных трубах по формулам (4.50), (4.51) и др. С учетом формулы (4.54) составлены таблицы пропускной способности и скорости протекания жидкости в канализационных трубах [41].

Таблица 4.6. **Коэффициенты $\Delta_э$ и $a_э$ для формулы Н. Ф. Федорова (4.54)**

Материал труб	$\Delta_э$, мм	$a_э$
Асбестоцементные	0,6	70
Стальные	0,8	80
Чугунные	1	80
Керамические	1	85
Бетонные и железобетонные	1,5	100

§ 4.5. Местные сопротивления и потери напора

Местные сопротивления в трубопроводах вызываются различными факторами: резкое изменение конфигураций живого сечения потока, течения с изменением скорости, поперечная циркуляция, соединение и разделение потоков.

Величина местных потерь напора определяется по формуле Вайсбаха

$$h_м = \zeta \frac{V^2}{2g}, \qquad (4.55)$$

где V — средняя скорость в сечении за местным сопротивлением (иногда перед сопротивлением, при наличии специальной оговорки); ζ — коэффициент местного сопротивления, зависящий от вида местного сопротивления и, в некоторых случаях, от числа Рейнольдса.

Резкое изменение конфигурации живого сечения потока

Эта причина сопротивлений является наиболее распространенной. При обтекании углов в трубопроводе или элементов арматуры за ними возникают водоворотные зоны на поддержание течений, в которых расходуется энергия (напор).

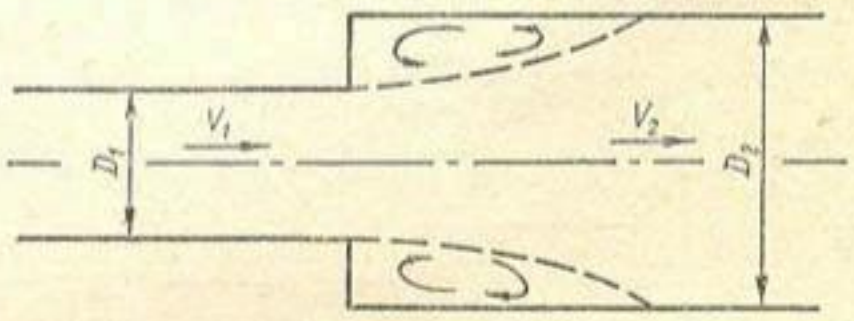


Рис. 4.5

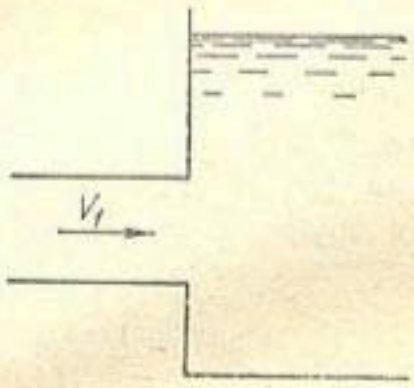


Рис. 4.6

Между транзитным потоком и водоворотными зонами возникают поверхности раздела, которые отделяют между собой течения с разными скоростями (на рис. 4.5, 4.7 поверхности раздела

показаны пунктирными линиями) и являются одним из признаков гидравлических сопротивлений. Ниже приводятся конкретные случаи местных сопротивлений и соответствующие им коэффициенты.

Внезапное (резкое) расширение труб (рис. 4.5). Потери напора в этом случае определяются по теореме Борда

$$h_{в.р} = \alpha_1 \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \qquad (4.56)$$

или

$$h_{в.р} = \zeta_{в.р} \frac{V_2^2}{2g}, \qquad (4.57)$$

где

$$\zeta_{в.р} = \alpha_1 (D_2^2/D_1^2 - 1)^2, \qquad (4.58)$$

здесь α_1 — коэффициент кинетической энергии в узком сечении трубы.

Таблица 4.7. **Значения ζ/α_1 для внезапного расширения труб**

D_2/D_1	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,5
$\frac{\zeta_{в.р}}{\alpha_1} = \left(\frac{D_2^2}{D_1^2} - 1\right)^2$	0	0,31	1,56	4,24	9	16,4	27,5	42,7	64	126
$\frac{\zeta'_{в.р}}{\alpha_1} = \left(1 - \frac{D_1^2}{D_2^2}\right)^2$	0	0,13	0,31	0,45	0,56	0,64	0,7	0,75	0,79	0,84

Здесь и в дальнейшем для определения коэффициентов сопротивления для некруглых сечений вместо отношения квадратов диаметров следует принимать отношение соответствующих площадей.

В некоторых случаях определяют потери напора при внезапном расширении пропорционально скоростному напору в узкой части трубы:

$$h_{в.р} = \zeta'_{в.р} \frac{V_1^2}{2g}, \qquad (4.59)$$

где

$$\zeta'_{в.р} = \alpha_1 (1 - D_1^2/D_2^2)^2; \qquad (4.60)$$

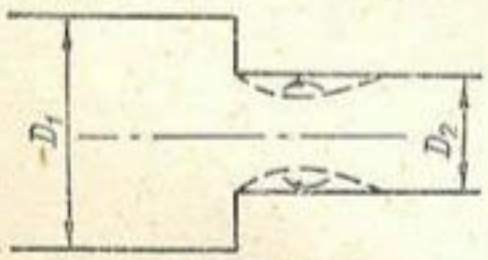


Рис. 4.7

значения $(D_2^2/D_1^2 - 1)^2$ и $(1 - D_1^2/D_2^2)^2$ приводятся в табл. 4.7.

Выход из трубы в резервуар под уровень (рис. 4.6). Считая поперечные размеры резервуара значительно большими сечения трубы и полагая $V_2 = 0$, из сравнения формул (4.59) и (4.56) получим

$$\zeta_{вых} = \alpha, \qquad (4.61)$$

где α — коэффициент кинетической энергии потока в трубопроводе.

Внезапное (резкое) сужение трубы (рис. 4.7). Коэффициент сопротивления $\zeta_{в.с}$ может быть найден по опытным данным Вейсбаха в зависимости от соотношения диаметров узкой и широкой трубы (табл. 4.8).

Применяются также приближенные формулы:

И. Е. Идельчика [37]

$$\zeta_{в.с} = 0{,}5 (1 - D_2^2/D_1^2) \qquad (4.62)$$

и А. Д. Альтшуля [36]

$$\zeta_{в.с} = (1/\varepsilon - 1)^2, \qquad (4.63)$$

где ε — коэффициент сжатия струи при входе в узкую трубу, определяемый по формуле

$$\varepsilon = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - D_2^2/D_1^2}. \qquad (4.64)$$

Таблица 4.8. **Коэффициент сопротивления внезапного сужения трубы $\zeta_{в.с}$**

D_2/D_1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_{в.с}$	0,5	0,49	0,46	0,43	0,4	0,35	0,29	0,22	0,14	0

Формула (4.62) лучше соответствует опытным данным при $D_2 < 0{,}5D_1$, а формула (4.63) при $D_2 > 0{,}5D_1$.

Вход в трубу из резервуара (рис. 4.8). Полагая поперечное сечение резервуара значительно боль-

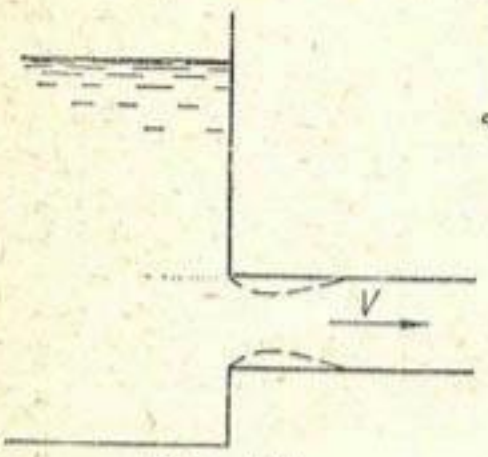


Рис. 4.8

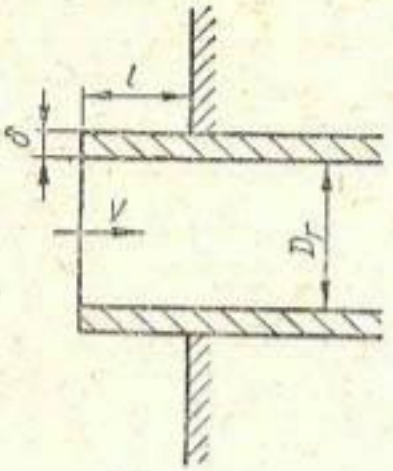


Рис. 4.9

шим сечения трубы, с учетом данных Ю. Вейсбаха и формулы (4.62) получим

$$\zeta_{вх} = 0{,}5. \qquad (4.65)$$

Коэффициент сопротивления входа в трубу $\zeta_{вх}$, выступающую в резервуар (рис. 4.9), определяется по табл. 4.9.

Коэффициент сопротивления входа в трубу с закругленными кромками (рис. 4.10, *а*, *б*) $\zeta_{з.вх}$ определяется по табл. 4.10 в зависимости от отношения радиуса закругления к гидравлическому диаметру трубы $D_г = 4R$ и типа заделки входа (*а* — заподлицо со стенкой, *б* — свободного).

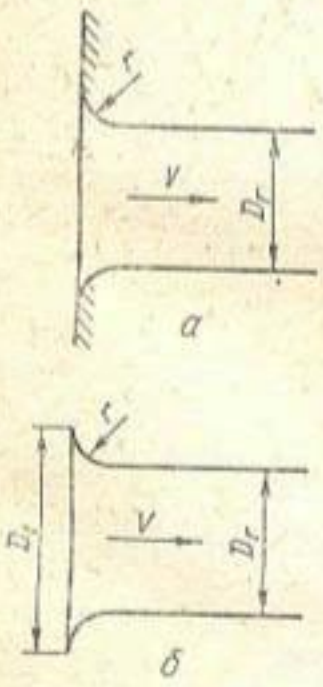


Рис. 4.10

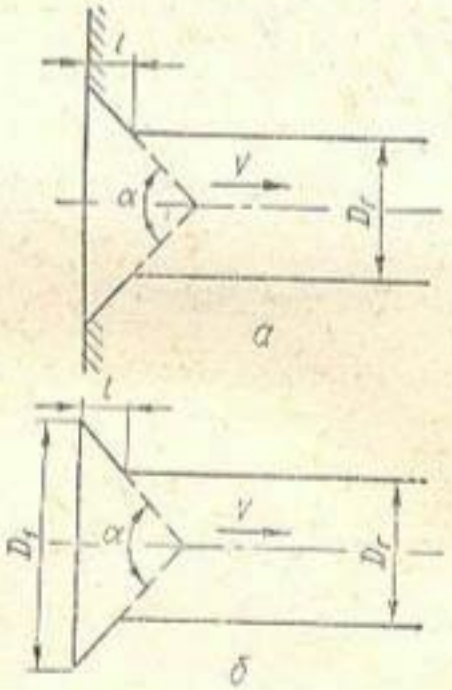


Рис. 4.11

Коэффициент сопротивления конического входа в трубу $\zeta_{к.вх}$ зависит от угла конусности $\alpha°$, отношения $l/D_г$ и определяется при входе, заделанном заподлицо со стенкой (рис. 4.11, *а*) по табл. 4.11, а при свободном входе (рис. 4.11, *б*) по табл. 4.12.

Таблица 4.9. **Коэффициент сопротивления входа в трубу, выступающую в резервуар, $\zeta_{вх}$**

$\frac{l}{D_г}$	$\zeta_{вх}$ при значениях $\delta/D_г$			
	0	0,012	0,024	0,05
0	0,5	0,5	0,5	0,5
0,01	0,68	0,55	0,52	0,5
0,05	0,82	0,63	0,54	0,5
0,15	0,9	0,72	0,6	0,5
⩾ 0,5	1	0,83	0,68	0,5

Примечание. Здесь $D_г$ — гидравлический диаметр, $D_г = 4R$. Для круглой трубы $D_г = D$.

Таблица 4.10. **Коэффициент сопротивления входа в трубу с закругленными кромками $\zeta_{з.вх}$**

Тип заделки входа	$\zeta_{з.вх}$ при значениях $r/D_г$					
	0	0,02	0,06	0,1	0,16	0,22
Вход заподлицо со стенкой	0,5	0,35	0,2	0,11	0,05	0,03
Свободный вход	1	0,7	0,32	0,15	0,05	0,03

Таблица 4.11. **Коэффициент сопротивления конического входа, заделанного заподлицо со стенкой $\zeta_{к.вх}$**

Угол конусности $\alpha°$	$\zeta_{к.вх}$ при значениях $l/D_г$					
	0,025	0,05	0,075	0,1	0,25	0,5
0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
10	0,47	0,44	0,42	0,38	0,36	0,28
20	0,44	0,39	0,34	0,31	0,26	0,18
40	0,41	0,32	0,26	0,21	0,16	0,1
60	0,4	0,3	0,23	0,18	0,15	0,14
90	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
180	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

При установке перед свободным входом в трубу экрана (рис. 4.12) коэффициент сопротивления определяется по формуле И. Е. Идельчика

$$\zeta = \zeta_{вх} + \sigma_э (D_г/D_1)^4, \qquad (4.66)$$

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления входа в трубу, определенный по табл. 4.9, 4.10, 4.12 в зависимости от типа входа; D_1 — диаметр расширенной части входа (рис. 4.10, *б* и 4.11, *б*); при отсутствии расширения $D_1 = D_г$; $\sigma_э$ —

коэффициент, учитывающий влияние экрана и определяемый по следующим данным:

$h/D_г$	1	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$\sigma_э$	0	0,03	0,14	0,24	0,4	0,68	1,65,

где h — расстояние от экрана до входа в трубу.

Таблица 4.12 **Коэффициент сопротивления свободного конического входа $\zeta_{к.\,вх}$**

Угол конусности $\alpha°$	$\zeta_{к.\,вх}$ при значениях $l/D_г$							
	0,025	0,05	0,075	0,10	0,15	0,25	0,6	1
0	1	1	1	1	1	1	1	1
10	0,97	0,93	0,86	0,81	0,78	0,7	0,5	0,35
20	0,93	0,86	0,74	0,65	0,56	0,44	0,27	0,19
40	0,86	0,74	0,57	0,47	0,30	0,20	0,14	0,1
60	0,8	0,68	0,5	0,41	0,25	0,17	0,13	0,1
90	0,72	0,6	0,48	0,41	0,27	0,2	0,18	0,15
180	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

При установке экрана перед плавным входом, заделанным заподлицо со стенкой (рис. 4.13),

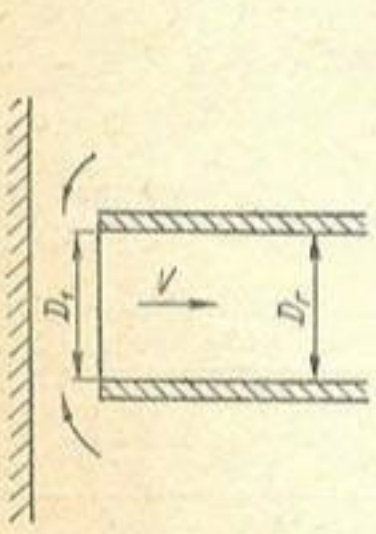


Рис. 4.12

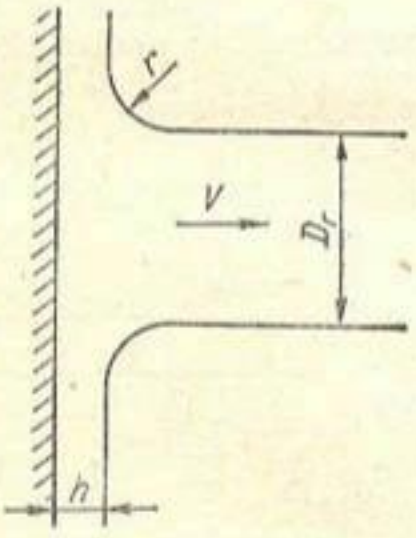


Рис. 4.13

коэффициент сопротивления $\zeta_{п.вх}$ определяется по табл. 4.13.

Коэффициент сопротивления входа, заделанного заподлицо к стенке под углом $\alpha°$ (рис. 4.14), определяется по формуле Вейсбаха

$$\zeta_{вх_\alpha} = 0{,}5 + 0{,}3\cos\alpha + 0{,}2\cos^2\alpha. \quad (4.67)$$

В зависимости от угла $\alpha°$ коэффициент сопротивления может быть определен по следующим данным:

α^0	90	75	60	45
$\zeta_{вх_\alpha}$	0,5	0,59	0,7	0,81

Диафрагма в трубопроводе (рис. 4.15). Коэффициент сопротивления $\zeta_д$ определяется по формуле

$$\zeta_д = \left(\frac{D_2^2}{\varepsilon D_д^2} - 1\right)^2, \quad (4.68)$$

где D_2 — диаметр трубы за диафрагмой; $D_д$ — диаметр отверстия в диафрагме; ε — коэффициент

Таблица 4.13. **Коэффициент сопротивления плавного входа $\zeta_{п.вх}$ с экраном перед ним**

$r/D_г$	$\zeta_{п.\,вх}$ при значениях $h/D_г$					
	0,8	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15
0,2	0,04	0,06	0,09	0,12	0,21	0,5
0,5	0,02	0,04	0,05	0,06	0,1	0,22

сжатия струи после диафрагмы, определяемый по формуле (4.64);

значения коэффициентов ε и $\zeta_д$ приводятся в табл. 4.14.

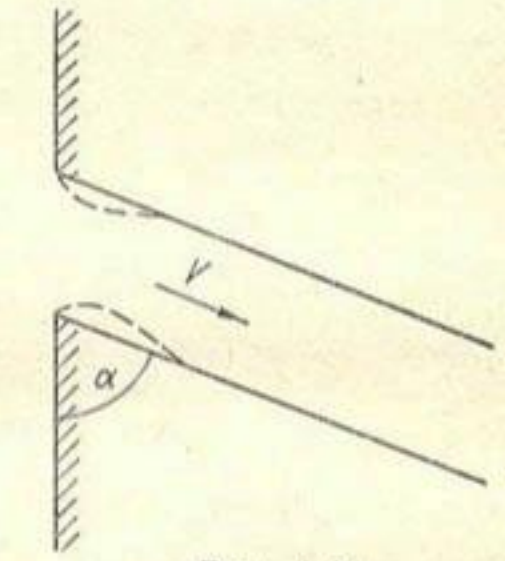


Рис. 4.14

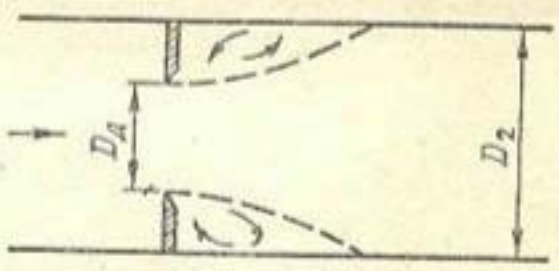


Рис. 4.15

Конфузоры (рис. 4.16). Коэффициент сопротивления $\zeta_к$ определяется по формуле

$$\zeta_к = \zeta_{к.вх}(1 - D_2^2/D_1^2) + \zeta_{тр}, \quad (4.69)$$

где $\zeta_{к.вх}$ — коэффициент сопротивления конического входа, определяемый по табл. 4.11; $\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трению, определяемый по формуле

$$\zeta_{тр} = \frac{\lambda_{ср}}{8\sin\frac{\alpha}{2}}\left[1 - D_2^4/D_1^4\right] = \lambda_{ср} f(\alpha,\ D_2/D_1); \quad (4.70)$$

Таблица 4.14. **Коэффициенты сопротивления $\zeta_д$ и сжатия струи ε в диафрагмах**

$D_д/D$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\zeta_д$	292	83,3	29,5	11,6	4,8	1,79	0,52	0
ε	0,613	0,616	0,621	0,628	0,640	0,667	0,718	1

значения $\frac{\zeta_{тр}}{\lambda} = f\ (\alpha, D_2/D_1)$ приводятся в табл. 4.15;

значения $\lambda_{ср}$ в формуле (4.70) принимаются как среднее арифметическое для начала и конца конфузора.

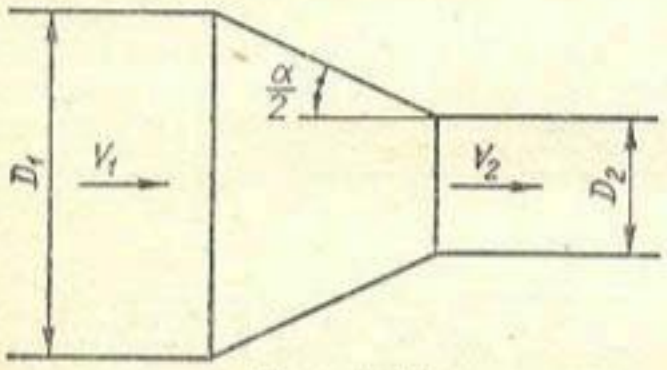


Рис. 4.16

Диффузоры (рис. 4.17). Коэффициент сопротивления $\xi_{диф}$ определяется по формуле

$$\zeta_{диф} = k_{см}\,(D_2^2/D_1^2 - 1)^2 + \zeta_{тр}, \qquad (4.71)$$

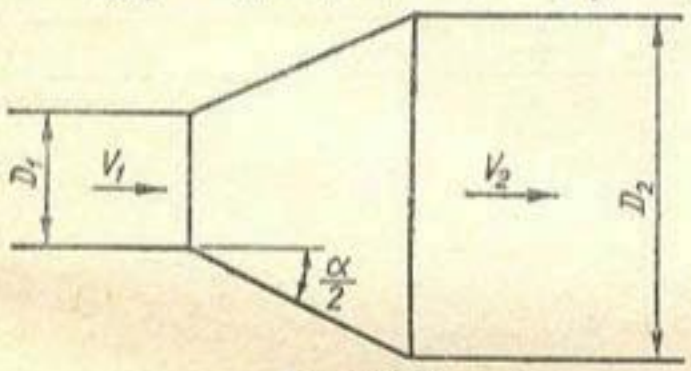


Рис. 4.17

где $k_{см}$ — коэффициент смягчения при постепенном расширении, определяемый по следующим данным:

α^0	2	4	6	8	10	12
$k_{см}$	0,02	0,05	0,1	0,14	0,16	0,22
α^0	15	20	25	30	40	45
$k_{см}$	0,3	0,42	0,62	0,72	0,85	1

$\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трению, определяемый по формуле

$$\zeta_{тр} = \frac{\lambda_{ср}}{8 \sin \frac{\alpha}{2}} (D_2^4/D_1^4 - 1) = \lambda_{ср} f_1\ (\alpha,\ D_1/D_2); \qquad (4.72)$$

значения $\zeta_{тр}/\lambda = f_1\ (\alpha,\ D_1/D_2)$ приведены в табл. 4.16.

Задвижки. Коэффициенты сопротивления в зависимости от типа задвижки и отношения высоты открытия a к диаметру трубы D приведены в табл. 4.17.

Таблица 4.15. **Значения $\zeta_{тр}/\lambda$ для подсчета коэффициента сопротивления конфузора**

D_2/D_1	Значения $\zeta_{тр}/\lambda$ при $\alpha°$					
	2	4	8	15	30	45
1	0	0	0	0	0	0
0,9	2,5	1,2	0,6	0,3	0,2	0,1
0,8	4,2	2,1	1,1	0,6	0,3	0,2
0,7	5,4	2,7	1,4	0,7	0,4	0,2
0,6	6,2	3,1	1,6	0,8	0,4	0,3
0,5	6,7	3,4	1,7	0,9	0,5	0,3
0,4	6,9	3,5	1,7	0,9	0,5	0,3
0,3	7,1	3,6	1,8	0,9	0,5	0,3

Таблица 4.16. **Значения $\zeta_{тр}/\lambda$ для подсчета коэффициента сопротивления диффузора**

D_1/D_2	Значения $\zeta_{тр}/\lambda$ при $\alpha°$					
	2	4	8	15	30	45
1	0	0	0	0	0	0
0,9	3,8	1,8	0,9	0,5	0,3	0,2
0,8	10,2	5,1	2,7	1,5	0,7	0,5
0,7	22,5	11,3	5,8	2,9	1,7	0,8
0,6	47,9	23,9	12,4	6,2	3,1	2,3
0,5	107,2	54,3	27,2	14,4	8	4,8
0,4	269	136	66,2	35,1	19,5	11,7
0,3	870	441	221	110	61,3	36,8

Вентили. Вентили имеют коэффициенты сопротивления в зависимости от их конструкции: для вентилей с прямым затвором $\zeta = 2 \div 5$; для вентилей с косым затвором $\zeta = 0{,}4 \div 2$.

Дроссельные затворы (рис. 4.18, *а*), **пробковые краны** (рис. 4.18, *б*) **и шаровые клапаны** (рис. 4.18, *в*). Коэффициенты сопротивления в зависимости от угла поворота φ принимаются в табл. 4.18.

Всасывающие клапаны с сеткой и обратные клапаны. Коэффициенты сопротивления принимают по табл. 4.19.

Таблица 4.17. **Коэффициенты сопротивления задвижек $\zeta_з$**

Тип задвижек	$\zeta_з$ при степени открытия a/D									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
«Лудло»	—	46	22	12	5,3	2,8	1,5	0,8	0,3	0,15
«Москва»	1000	180	65	33	19	12	7.4	4,0	1,8	0,75
Параллельная чугунная при										
$D_з/D = 1$	220	35	11	4,7	2,4	1,35	0,69	0,33	—	—
$D_з/D = 1{,}25$	225	40	14	6	3	1,6	0,95	0,5	0,23	0,2
$D_з/D = 1{,}50$	500	80	30	14,5	7,5	4,5	2,8	1,65	0,6	0,3
Простая в цилиндрической трубе	—	35	10	4,6	2,06	0,98	0,44	0,17	0,06	0,05
То же в прямоугольной трубе	193	44,5	17,8	8,12	4,02	2,08	0,95	0,39	0,09	—

Таблица 4.18. **Коэффициенты сопротивления дроссельного затвора, пробкового крана, шарнирного клапана**

Тип запорного устройства	Коэффициенты сопротивления при $\varphi°$													
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Дроссельный затвор	0,24	0,52	0,9	1,54	2,51	3,91	—	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751
Пробковый кран	0,05	0,31	0,88	1,84	3,45	6,15	11,2	20,7	41	95	275	—	—	—
Шарнирный клапан	—	—	90	62	42	30	20	14	9,5	6,6	4,6	3,2	2,3	1,7

Таблица 4.19. **Коэффициенты сопротивления всасывающих клапанов с сеткой и обратных клапанов**

Тип запорного устройства	Коэффициенты сопротивлении при D, *мм*											
	40	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	750
Всасывающие клапаны с сеткой	12	10	8,5	7	6	5,2	4,4	3,7	3,4	3,1	2,5	1,6
Обратные клапаны	—	18	11	8	6,5	5,5	4,5	3,5	3	2,5	1,8	—

Сетчатые фильтры. Коэффициент сопротивления определяется по формуле Ю. М. Кузьмина [38]

$$\zeta_{с.ф} = \frac{1}{[0{,}14 + 0{,}71 \lg (\mathrm{Re}\sqrt{\zeta_{с.ф}})]^2}, \quad (4.73)$$

где $\mathrm{Re} = \frac{a}{2\pi n \nu \omega}$; n — число проволок в единице длины сетки.

Потери напора в этом случае определяются с учетом скорости в ячейках сетки, т. е.

$$h_{с.ф} = \zeta_{с.ф} \frac{V^2_{с.ф}}{2g} = \zeta_{с.ф} \frac{Q^2}{2gA^2\omega^2}, \quad (4.74)$$

где A — коэффициент скважности, равной отношению площади сечения всех ячеек ко всей площади фильтра.

При протекании жидкости через сетку с весовой концентрацией твердых частиц c размером более размера ячейки сетки A/n за время t коэффициент скважности уменьшится в k раз

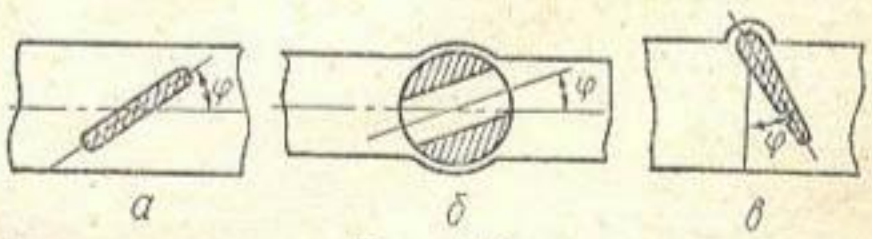


Рис. 4.18

$$k = 1 - 0{,}8 \frac{cQtn}{\gamma_1 A^2 \omega}, \quad (4.75)$$

где γ_1 — осредненный объемный вес твердой фазы.

Сварные стыки в трубопроводах. Коэффициент сопротивления $\zeta_{ст}$ определяется по формуле

$$\zeta_{ст} = 13{,}8\,(\Delta_э/D)^{3/2}, \qquad (4.76)$$

где $\Delta_э$ — эквивалентная высота сварного стыка.

В табл. 4.20 приводятся значения коэффициентов сопротивления в зависимости от диаметра трубопровода и технологии сварки.

С учетом сопротивления стыков гидравлический коэффициент трения λ_1 принимается равным

$$\lambda_1 = k\lambda, \qquad (4.77)$$

Таблица 4.20. **Коэффициенты сопротивления сварных стыков $\zeta_{ст}$**

Виды стыков	$\zeta_{ст}$ при диаметре трубы D, *мм*							
	200	300	400	500	600	700	800	900
С подкладными кольцами ($\Delta_э = 5$ *мм*)	0,06	0,03	0,018	0,013	0,009	0,007	0,006	0,005
Электродуговые и контактные ($\Delta_э = 3$ *мм*)	0,026	0,0135	0,009	0,006	0,004	0,0028	0,0023	0,002

где λ — гидравлический коэффициент трения в трубе без стыков, определяемый по данным § 4.5; k — коэффициент, учитывающий влияние стыков и определяемый по формуле

$$k = 1 + \zeta_{ст}/\lambda \cdot l/D, \qquad (4.78)$$

l — расстояние между стыками (длина труб).

Потери, связанные с изменением направления скорости

Эти потери вызываются резкими или плавными поворотами трубы. В первом случае поток сжимается после поворота, образуется водоворотная зона и поверхность раздела ее с основным потоком (рис. 4.19).

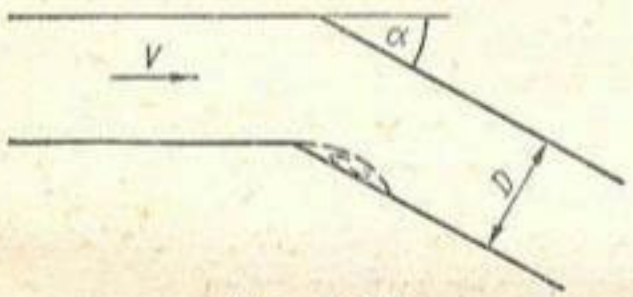


Рис. 4.19

Резкий поворот (колено) круглой или квадратной трубы. Коэффициент сопротивления определяется по табл. 4.21.

При прямоугольном сечении трубы $a \times b$ (где b — размер в плоскости поворота) значения $\zeta_к$, приведенные в табл. 4.21, следует умножить на коэффициент c_1, принимаемый по следующим данным:

a/b	⩾ 7,8	6	4	2	1	0,5	0,25
c_1	0,71	0,72	0,77	0,9	1	1,06	1,1

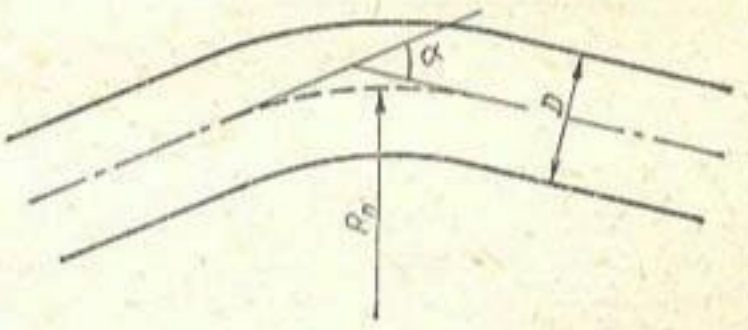


Рис. 4.20

Плавный поворот. С увеличением радиуса поворота потери напора уменьшаются.

Для трубы круглого поперечного сечения коэффициент сопротивления плавного поворота ζ_α (рис. 4.20) определяется по формуле

$$\zeta_\alpha = \zeta_{90°} a, \qquad (4.79)$$

где a — коэффициент, зависящий от угла поворота и определяемый по опытным данным Кригера (табл. 4.22); $\zeta_{90°}$ — коэффициент сопротивления при угле поворота на 90°, определяемый

Таблица 4.21. **Коэффициент сопротивления резкого поворота круглой или квадратной трубы $\zeta_к$**

$\alpha°$	0	30	45	60	75	90	110	130	150	180
$\zeta_к$	0	0,155	0,318	0,555	0,806	1,19	1,87	2,6	3,2	3,6

по формуле

$$\zeta_{90^\circ} = 0{,}02\,(100\lambda)^{2,5} + 0{,}106\,(D/R_{\text{п}})^{2,5}, \quad (4.80)$$

где D — диаметр трубы; $R_{\text{п}}$ — радиус поворота; λ — гидравлический коэффициент трения.

В табл. 4.23 приводятся значения ζ_{90° для некоторых λ и $D/R_{\text{п}}$.

Коэффициент сопротивления плавного поворота в трубе прямоугольного поперечного сечения также определяется по формуле (4.79), при этом коэффициент сопротивления при угле поворота $\alpha^\circ = 90^\circ$ определяется по формуле

$$\zeta_{90^\circ} = 0{,}124 + 3{,}1\left(\frac{b}{2R_{\text{п}}}\right)^{3,5}, \quad (4.81)$$

Таблица 4.22. **Коэффициент a, учитывающий величину угла при плавном повороте**

α°	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180
a	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1,0	1,05	1,13	1,2	1,27	1,33

Таблица 4.23. **Коэффициент сопротивления плавного поворота на угол 90° ζ_{90° в трубе круглого поперечного сечения**

λ	ζ_{90° при значениях $D/R_{\text{п}}$				
	1	0,8	0,6	0,4	≤0,2
0,015	0,16	0,12	0,08	0,07	0,06
0,02	0,22	0,17	0,14	0,12	0,11
0,025	0,3	0,26	0,23	0,21	0,2
0,03	0,42	0,37	0,34	0,32	0,31
0,035	0,56	0,52	0,49	0,47	0,46
0,04	0,75	0,7	0,67	0,65	0,64

где b — размер трубы в плоскости поворота; $R_{\text{п}}$ — радиус поворота;

значения ζ_{90° приводятся в табл. 4.24.

Потери напора при разделении и соединении потоков

Разделение потоков (рис. 4.21). Для прямого прохода в зависимости от типа тройника и соотношения расходов до разделения Q_0 и в боковом

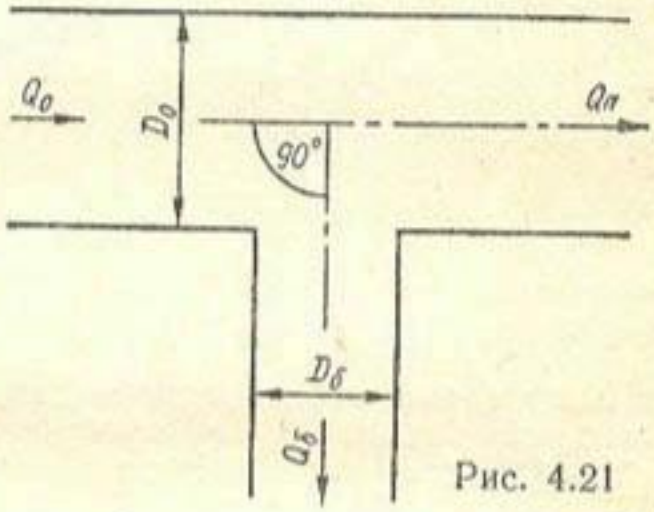


Рис. 4.21

ответвлении $Q_б$ коэффициент сопротивления $\zeta_{\text{п}}$ определяются по табл. 4.25.

Коэффициенты сопротивления для бокового ответвления $\zeta_б$ в зависимости от типа тройника и соотношения диаметров ответвления $D_б$ и основной трубы D_0, а также соотношения расходов $Q_б/Q_0$ приводятся в табл. 4.26.

Таблица 4.24. **Коэффициент сопротивления плавного поворота на угол 90° ζ_{90° в трубе прямоугольного поперечного сечения**

$\frac{b}{2R_{\text{п}}}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ζ_{90°	0,12	0,14	0,18	0,25	0,4	0,64	1,02	1,55	2.27	3,22

Соединение потоков (рис. 4.22). Потери напора определяются по следующим приближенным формулам:

для потока в прямом проходе

$$h_{\text{п.п}} = \frac{\left(V_0^2 + V_{\text{п}}^2 - 2\frac{\omega_{\text{п}}}{\omega_0} V_{\text{п}}^2 - 2\frac{\omega_б}{\omega_0} V_б^2 \cos\alpha\right)}{2g}; \quad (4.82)$$

для присоединяемого бокового потока

$$h_{б.\text{п}} = \frac{\left(V_0^2 + V_б^2 - 2\frac{\omega_{\text{п}}}{\omega_0} V_{\text{п}}^2 - 2\frac{\omega_б}{\omega_0} V_б^2 \cos\alpha\right)}{2g}. \quad (4.83)$$

где $\omega_{\text{п}}$, $\omega_б$, ω_0 — живые сечения потоков до присоединения, в боковом присоединении и после

Таблица 4.25. **Коэффициент сопротивления прямого прохода $\zeta_п$ при разделении потоков**

Тип тройника	$\zeta_п$ при значениях $Q_б/Q_0$							
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Стандартный	0,7	0,7	0,8	0,9	1,2	1,7	3	6,1
Сварной	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,6	1	2,1

присоединения; $V_п$, $V_б$, V_0 — скорость в соответствующих живых сечениях; α — угол присоединения.

Зависимость коэффициентов местных сопротивлений от чисел Рейнольдса

Приведенные выше рекомендации относятся к развитому турбулентному движению с большими числами Рейнольдса, т. е. когда влияние вязкости на коэффициенты местных сопротивлений незначительно. При малых числах Рейнольдса влияние последних на коэффициенты мест-

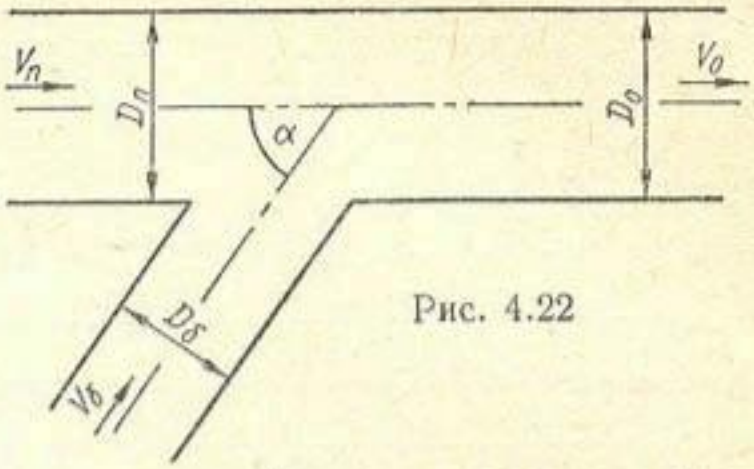


Рис. 4.22

ных сопротивлений определяется по формуле А. Д. Альтшуля

$$\zeta = A/Re + \zeta_{кв}, \qquad (4.84)$$

где $\zeta_{кв}$ — коэффициент рассматриваемого местного сопротивления, определяемый по вышеприведенным рекомендациям; А — коэффициент, определяемый для разных местных сопротивлений по табл. 4.27.

Таблица 4.26. **Коэффициент сопротивления бокового ответвления $\zeta_б$ при разделении потоков**

$D_б/D_0$	$\zeta_б$ при значениях $Q_б/Q_0$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Стандартные тройники										
1	101	26	12,3	7,5	5,2	4	3,2	2,8	2,4	2,2
0,875	59	15,7	7,7	4,9	3,5	2,8	2,4	2,1	1,9	1,8
0,77	36	10	5,1	3,4	2,5	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6
0,66	20	6	3,3	2,4	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
0,6	14,2	4,4	2,7	2	1,7	1,6	1,5	1,4	1,4	1,3
0,5	7,5	2,8	1,9	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2
0,4	3,8	1,8	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
0,3	2	1,5	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
0,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Сварные тройники										
1	100	25	11,4	6,6	4,3	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3
0,875	58	14,8	6,8	4	2,6	2,1	1,7	1,6	1,2	1,1
0,77	35	9,1	4,2	2,5	1,7	1,5	1,3	1,2	1,1	1
0,66	19,9	5,7	3	2,1	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1
0,6	13,9	4,1	2,3	1,7	1,4	1,2	1,1	1	1	1
0,5	7,1	2,4	1,6	1,3	1,1	1	1	1	0,9	0,9
0,4	3,4	1,5	1,2	1	1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
0,3	1,7	1,1	1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
0,2	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Взаимное влияние местных сопротивлений

При последовательном, сравнительно близком, расположении двух местных сопротивлений вследствие искажения эпюры распределения скоростей по сечению потери напора на втором сопротивлении отличаются от приведенных выше табличных значений. Расстояние, на котором сказывается взаимное влияние местных сопротивлений, определяется по формуле А. Д. Альтшуля

$$l_{вл} = 0{,}5D\zeta_{кв}/\lambda, \qquad (4.85)$$

или приближенно

$$l_{вл} = (40 \div 60)\, D. \qquad (4.86)$$

При расстояниях, меньших чем $l_{вл}$, суммарный коэффициент двух местных сопротивлений может быть определен по формуле

$$\zeta_{1-2} = (\zeta_1 + \zeta_2)\, k. \qquad (4.87)$$

Таблица 4.27. **Коэффициент A, учитывающий влияние числа Рейнольдса на местные сопротивления**

Наименование местного сопротивления	A
Внезапное расширение	30
Пробочный кран	150
Вентиль обыкновенный	2000
Шаровой клапан	5000
Колено 90°	600
Тройник	150
Задвижка при полном открытии	75
Диафрагма ($D_д^2/D^2 = 0{,}64$)	70
» (» $= 0{,}40$)	120
» (» $= 0{,}16$)	500
Конфузор	3200
Вентили при полном открытии	100—250

Примечания: 1. Более подробные данные приводятся в книге А. М. Курганова и Н. Ф. Федорова [39].

2. Для арматуры при полном открытии и отсутствии необходимых данных можно приближенно принимать $A \approx 500\ \zeta_{кв}$.

По данным Ю. А. Скобельцина и П. В. Хомутова, значения k определяются по следующим данным:

для прямоточных запорных устройств

$$k = 0{,}6 - 11{,}1 \cdot 10^{-6} l^2/D^2 + 1335\,(l/D)10^{-5}; \qquad (4.88)$$

для непрямоточных

$$k = 0{,}925 - 2085 \cdot 10^{-8} l^2/D^2 + 25 \cdot 10^{-4} l/D; \qquad (4.89)$$

значения k приводятся в таблице 4.28.

Таблица 4.28. **Коэффициент k, учитывающий взаимное влияние местных сопротивлений**

Тип запорного устройства	k при значениях l/D						
	0	10	20	30	40	50	60
Прямоточное	0,6	0,72	0,82	0,9	0,96	0,99	1
Непрямоточное	0,93	0,95	0,97	0,98	0,99	1	1

При сочетаниях других местных сопротивлений приближенно можно пользоваться зависимостями (4.87), (4.88), (4.89) или для большей точности проводить специальные экспериментальные исследования.

Глава 5

ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЙ И НАСАДКОВ

§ 5.1. Истечение из малых отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре

Малым (рис. 5.1, *I*, *II*) называется отверстие, в различных точках которого геометрический напор H (расстояние по вертикали от свободной поверхности жидкости до рассматриваемой точки отверстия) практически одинаков (высота такого отверстия, расположенного в вертикальной стенке, не превышает $0{,}1H$) (рис. 5.1).

Стенка считается *тонкой,* если ее толщина $\delta < 0{,}67H$.

Скорость при истечении из малых отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре (рис. 5.2)

$$V = \varphi \sqrt{2gH}\ , \qquad (5.1)$$

а расход

$$Q = \mu\omega \sqrt{2gH}\ , \qquad (5.2)$$

где g — ускорение силы тяжести; ω — площадь отверстия; φ — коэффициент скорости; μ — коэффициент расхода,

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}\ ; \qquad (5.3)$$

$$\mu = \varepsilon\varphi, \qquad (5.4)$$

где ε — коэффициент сжатия струи ($\varepsilon = \omega_c/\omega$); ξ — коэффициент сопротивления.

Обычно при истечении воды из малых отверстий в тонкой стенке принимают такие средние значения названных выше коэффициентов: $\varphi = 0{,}97$; $\xi = 0{,}06$; $\varepsilon = 0{,}64$; $\mu = 0{,}62$.

В общем случае коэффициенты, характеризующие истечение из отверстий, зависят от рода жидкости, температуры, формы и размеров отверстия, величины напора, условий подхода

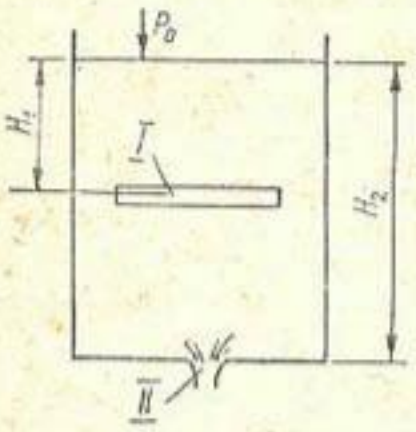


Рис. 5.1

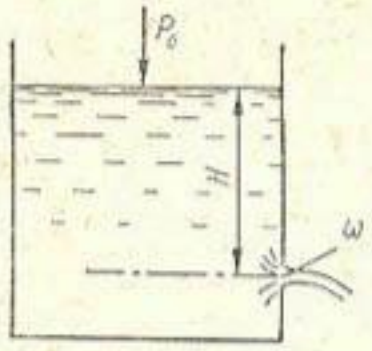


Рис. 5.2

к отверстию (сжатие струи, скорость подхода, угол наклона стенки, в которой расположено отверстие) и выхода из него (истечение в атмосферу,

Таблица 5.1. **Коэффициент расхода μ при истечении воды из малых круглых отверстий в тонкой стенке**

Напор над центром отверстия, м	μ при диаметре отверстия, м					
	0.006	0.015	0.03	0.06	0.18	0.3
0,18	0,655	0,624	0,613	0,601	0,588	—
0,2	0,653	0,623	0,611	0,601	0,589	—
0,21	0,651	0,622	0,611	0,601	0,590	0,58
0,24	0,648	0,62	0,61	0,601	0,591	0,585
0,27	0,646	0,618	0,609	0,601	0,593	0,587
0,3	0,644	0,617	0,608	0,6	0,594	0,59
0,4	0,638	0,613	0,605	0,6	0,595	0,594
0,5	0,635	0,611	0,605	0,6	0,597	0,594
0,6	0,632	0,61	0,604	0,599	0,597	0,596
0,9	0,627	0,606	0,603	0,599	0,598	0,596
1	0,624	0,606	0,603	0,599	0,598	0,596
1,2	0,623	0,605	0,602	0,599	0,597	0,596
1,5	0,62	0,605	0,601	0,598	0,597	0,596
1,8	0,618	0,604	0,6	0,598	0,597	0,596
2	0,616	0,604	0,6	0,598	0,597	0,596
2,4	0,614	0,603	0,6	0,598	0,596	0,596
3	0,611	0,601	0,598	0,597	0,596	0,595
6	0,601	0,598	0,596	0,596	0,596	0,594
15	0,6	0,595	0,594	0,594	0,594	0,593
30	0,593	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592

под уровень или при частичном затоплении отверстия).

Коэффициенты расхода при свободном истечении воды из малых круглых, квадратных и прямоугольных отверстий в тонкой стенке при различных напорах приведены в табл. 5.1, 5.2 и 5.3.

Сжатие называется *совершенным*, когда боковые стенки и дно сосуда практически не влияют на истечение (рис. 5.3, *I*). Если отверстие нахо-

Таблица 5.2. **Коэффициент расхода μ при истечении воды из малых квадратных отверстий в тонкой стенке**

Напор над центром отверстия, м	μ при стороне квадрата, м					
	0.006	0.015	0.03	0.06	0.18	0.3
0,18	0,66	0,63	0,617	0,605	0,598	—
0,2	0,658	0,629	0,617	0,605	0,598	—
0,21	0,656	0,628	0,616	0,605	0,599	0,596
0,24	0,652	0,625	0,615	0,605	0,6	0,597
0,27	0,65	0,623	0,614	0,605	0,6	0,598
0,3	0,648	0,622	0,613	0,605	0,6	0,599
0,4	0,642	0,618	0,61	0,605	0,601	0,601
0,5	0,64	0,616	0,61	0,605	0,601	0,601
0,6	0,637	0,615	0,608	0,605	0,603	0,602
0,9	0,632	0,612	0,607	0,605	0,604	0,603
1	0,63	0,611	0,607	0,605	0,603	0,603
1,2	0,628	0,61	0,606	0,605	0,603	0,602
1,5	0,628	0,61	0,606	0,604	0,602	0,602
1,8	0,627	0,609	0,605	0,604	0,602	0,602
2	0,623	0,609	0,605	0,604	0,602	0,602
2,4	0,619	0,608	0,605	0,604	0,602	0,602
3	0,616	0,606	0,604	0,603	0,601	0,601
6	0,606	0,603	0,602	0,602	0,601	0,6
15	0,603	0,601	0,6	0,6	0,599	0,599
30	0,599	0,598	0,598	0,598	0,598	0,598

дится от боковой стенки или дна на расстоянии l, меньшем утроенного размера отверстия (при круглом при $l \leqslant 3d$; при квадратном при $l \leqslant 3a$), то истечение происходит с *несовершенным* сжатием (рис. 5.3, *II*). В этом случае боковые стенки или

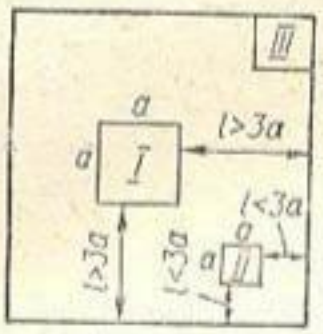


Рис. 5.3

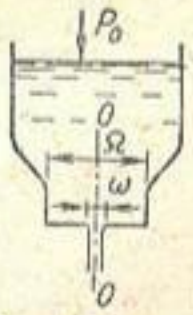


Рис. 5.4

дно сосуда оказывают влияние на истечение и коэффициент расхода

$$\mu_{н.с} = \mu\,[1 + 0{,}64\,(\omega/\Omega)^2], \qquad (5.5)$$

где Ω — площадь поперечного сечения сосуда.

Сжатие струи при подходе к отверстию может быть *полным* (по всему периметру) и *неполным*, когда с одной или нескольких сторон жидкость при подходе к отверстию не испытывает сжатия (рис. 5.3, *III*).

В последнем случае коэффициент расхода

$$\mu_{н.п} = \mu\,(1 + k\chi_1/\chi), \qquad (5.6)$$

где χ — полная длина периметра отверстия; χ_1 — длина части периметра отверстия, где отсутствует сжатие.

Коэффициент k в зависимости от формы отверстия может быть принят равным:

для круглых отверстий —0,128

» квадратных » — 0,152

» прямоугольных отверстий с соотношением сторон 1 : 2 — 0,157.

Таблица 5.3. **Коэффициент расхода μ при истечении воды из малого прямоугольного отверстия в тонкой вертикальной стенке**

Напор над верхним краем отверстия, *м*	μ при ширине отверстия, *м*							
	b = 0,2						b = 0,6	
	и при высоте отверстия, *м*							
	0,01	0,02	0,03	0,05	0,1	0,2	0,02	0,2
0,1	0,667	0,655	0,637	0,63	0,611	0,592	0,639	0,602
0,2	0,655	0,649	0,634	0,631	0,615	0,598	0,635	0,605
0,3	0,65	0,645	0,632	0,63	0,616	0,6	0,633	0,607
0,4	0,646	0,642	0,631	0,629	0,617	0,602	0,631	0,607
0,5	0,643	0,64	0,631	0,628	0,617	0,603	0,63	0,607
0,7	0,638	0,637	0,629	0,627	0,616	0,604	0,628	0,607
0,8	0,635	0,635	0,628	0,626	0,616	0,605	0,628	0,606
0,9	0,632	0,634	0,627	0,625	0,615	0,605	0,627	0,606
1,0	0,629	0,632	0,627	0,625	0,615	0,605	0,626	0,605
1,5	0,617	0,620	0,621	0,619	0,611	0,602	0,623	0,602
2,0	0,613	0,613	0,613	0,613	0,607	0,601	0,62	0,602
3,0	0,609	0,608	0,607	0,606	0,603	0,601	0,615	0,601

Если необходимо учесть скорость подхода жидкости к отверстию, следует пользоваться таблицами, в которых дан коэффициент скорости φ_V, учитывающий скорость подхода, или подсчитать этот коэффициент по зависимости

$$\varphi_V = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \xi - \alpha\,(\omega/\Omega)^2}} \qquad (5.7)$$

(см. рис. 5.4),
тогда

$$V = \varphi_V \sqrt{2gH}\ . \qquad (5.8)$$

Можно прибегнуть и к последовательному приближению, определяя расход по формуле

$$Q = \mu\omega \sqrt{2g}\, H_0^{1/2}, \qquad (5.9)$$

где H_0 — напор с учетом скоростного напора,

$$H_0 = H + \frac{\alpha Q^2}{2g\Omega^2}\ . \qquad (5.10)$$

Полагая в первом приближении $H_0' = H$, вычисляют Q', находят напор H_0'' во втором приближении и, подставляя в зависимость (5.9), вновь подсчитывают расход с учетом скорости подхода.

При истечении жидкости из малых отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре H_1 под постоянный уровень H_2 (рис. 5.5) действующий напор

$$H = H_1 - H_2. \qquad (5.11)$$

Скорость и расход следует определять по зависимостям (5.1) и (5.2). Истечение в этом случае

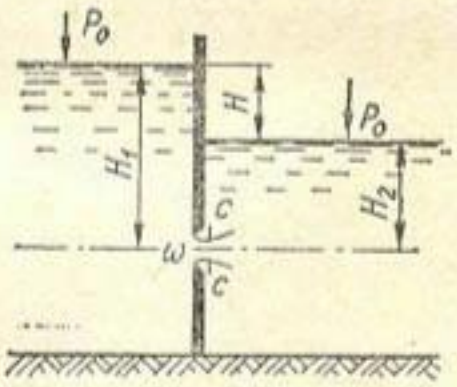


Рис. 5.5

происходит через затопленное отверстие. Однако при наличии большого резервуара коэффициент расхода практически остается тем же, что и в случае истечения в атмосферу.

§ 5.2. Истечение жидкости через насадки

Насадки (рис. 5.6) — это присоединенные к отверстию короткие патрубки, обычно длиной $l = (2 \div 4)\,D$, которые рассчитываются по

Таблица 5.4. **Средние значения коэффициентов сжатия струи ε, скорости φ и расхода μ при истечении из насадков (для концевого сечения насадка)**

Тип насадка	ε	φ	μ
Внешний цилиндрический насадок при полном заполнении (рис. 5.6, *а*):			
$l = (3 \div 4)D$	1	0,815	0,815
$l = 5D$	1	0,799	0,799
$l = 10D$	1	0,778	0,778
$l = 20D$	1	0,725	0,725
Внешний цилиндрический насадок, расположенный под углом α_p относительно нормали к стенке (рис. 5.6, *б*):			
П/18	1	0,799	0,799
П/9	1	0,782	0,782
П/6	1	0,764	0,764
П/4,5	1	0,747	0,747
П/3,6	1	0,731	0,731
П/3	1	0,719	0,719
Внутренний цилиндрический насадок (рис. 5.6, *в*) при:			
$l = 0{,}5D$	0,52	0,98	0,51
$l\ (3 \div 4)D$	1	0,71	0,71
Конически сходящийся насадок (рис. 5.6, *г*) при угле конусности θ_p:			
П/90	1	0,873	0,873
П/60	1	0,892	0,892
П/45	1	0,909	0,909
П/36	1	0,920	0,920
П/30	1	0,925	0,925
П/22	0,998	0,933	0,931
П/18	0,987	0,949	0,937
П/15	0,986	0,955	0,942
П/13,4	0,982	0,963	0,946
П/11	0,968	0,969	0,938
П/7	0,932	0,974	0,908
П/6	0,919	0,975	0,896
П/5	0,904	0,977	0,883
П/4	0,857	0,983	0,857
Коноидальный насадок (рис, 5.6, *д*)	1	0,947÷ ÷0,979	0,947÷ ÷0,979
Конически расходящийся насадок при угле конусности θ_p (рис. 5.6, *е*):			
П/36	1	0,475	0,475

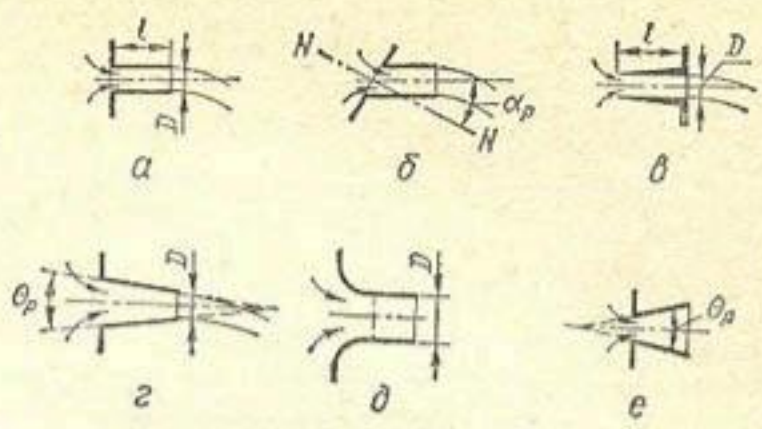


Рис. 5.6

тем же формулам, что и отверстия в тонкой стенке. Значения коэффициентов скорости, сжатия струи и расхода для различных насадков приведены в табл. 5.4.

§ 5.3. Истечение из больших отверстий в тонкой стенке

Большим (рис. 5.7) называется отверстие, геометрический напор в различных точках по высоте которого не одинаков. В общем случае

Таблица 5.5. **Значения коэффициента расхода $\mu_б$ для больших отверстий**

Вид отверстия	$\mu_б$
Отверстия средних размеров со сжатием со всех сторон	0,65
Отверстия больших размеров с несовершенным, но всесторонним сжатием	0,7
Донные отверстия (без сжатия по дну) с влиянием бокового сжатия	0,65—0,7
Донные отверстия с небольшим боковым сжатием	0,7—0,75
Донные отверстия с плавными боковыми подходами	0,8—0,85

истечения жидкости из больших отверстий в тонкой вертикальной стенке при постоянном уровне жидкости в сосуде расход определяется по формуле

$$Q = \mu_б \sqrt{2g} \int_{H_1}^{H_2} b_z z^{1/2} dz, \qquad (5.12)$$

где $\mu_б$ — коэффициент расхода для большого отверстия (табл. 5.5); H_1 и H_2 — напоры соответственно по верхней и нижней кромке отверстия;

b_z — переменная по высоте ширина отверстия (рис. 5.7).

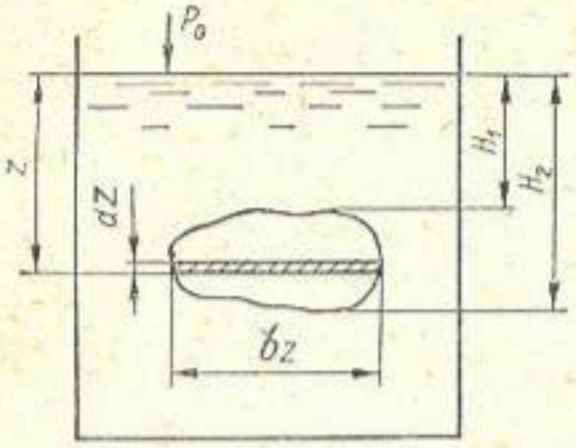


Рис. 5.7

Для большого прямоугольного отверстия в тонкой вертикальной стенке при постоянном уровне жидкости в сосуде

$$Q = \frac{2}{3}\mu_6 b\sqrt{2g}\ (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \qquad (5.13)$$

где b — ширина отверстия.

§ 5.4. Истечение при переменном напоре

В самом общем случае истечения жидкости из сосуда произвольной формы при наличии притока (рис. 5.8) уравнение баланса воды записывается в виде

$$\Omega dz = qdt - Qdt \qquad (5.14)$$

или

$$dt = \frac{\Omega dz}{q - Q}, \qquad (5.15)$$

где q — расход притока; Q — расход истечения; dz — изменение уровня жидкости в сосуде за время dt.

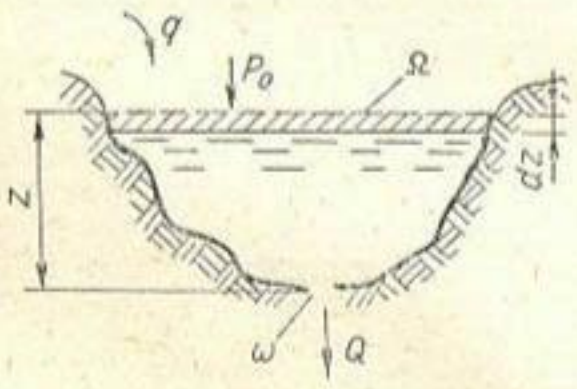


Рис. 5.8

Для использования приведенных выше зависимостей необходимо знать, как меняется по времени расход притока и закономерность изменения площади сечения сосуда по его высоте.

Если площадь отверстия ω, а расход притока $q = \text{const}$, то напор, при котором расход истечения будет равен постоянному расходу притока,

$$H = \frac{q}{\mu\omega\sqrt{2g}}. \qquad (5.16)$$

Если в какой-либо момент времени фактический напор в сосуде z, то при $z < H$ расход истечения $Q < q$ и уровень жидкости в сосуде будет повышаться до тех пор, пока не станет равным H; при $z > H$ расход $Q > q$ и уровень жидкости в сосуде будет понижаться до тех пор, пока не станет равным H.

Определяя в каждый данный момент времени расход при переменном напоре по формуле

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz}, \qquad (5.17)$$

находят время изменения уровня жидкости в сосуде от z_1 до z_2. В общем случае истечения жидкости при наличии постоянного притока

$$T = \int_{z_1}^{z_2} \frac{\Omega dz}{\mu\omega\sqrt{2g}\ (\sqrt{H} - \sqrt{z})}. \qquad (5.18)$$

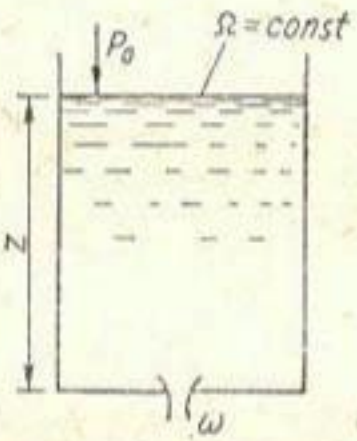


Рис. 5.9

С изменением напора меняется коэффициент сжатия струи ε и, частично, коэффициент скорости φ. Следовательно, коэффициент расхода $\mu = f(z)$. Однако при истечении маловязкой жидкости, например воды, коэффициент расхода меняется незначительно. Учитывая, что в условиях конкретных расчетов пределы изменения напора обычно не очень велики, а в таблицах приводятся осредненные опытные значения коэффициента расхода, с достаточной для практики степенью точности, можно считать $\mu = \text{const}$ и тогда

$$T = \frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int_{z_1}^{z_2} \frac{\Omega dz}{\sqrt{H} - \sqrt{z}}. \qquad (5.19)$$

Следует при этом помнить, что при истечении жидкости с повышенной вязкостью пренебрегать изменением μ нельзя.

Для практического использования зависимостей (5.18) и (5.19) необходимо знать $\Omega = f(z)$.

В частном случае истечения жидкости при постоянном расходе притока из цилиндрического или призматического сосуда с вертикальной осью, когда площадь поперечного сечения сосуда $\Omega = \text{const}$ (рис. 5.9), время изменения уровня жидкости от начального уровня z_1 до конечного уровня z_2

$$T = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \times$$

$$\times \left(\sqrt{z_1} - \sqrt{z_2} + \sqrt{H}\ln\frac{\sqrt{H} - \sqrt{z_1}}{\sqrt{H} - \sqrt{z_2}}\right). \qquad (5.20)$$

Когда приток отсутствует (т. е. $q=0$ и $H=0$), время частичного опорожнения таких сосудов

$$T=\frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}(\sqrt{z_1}-\sqrt{z_2}), \qquad (5.21)$$

а время полного опорожнения ($z_2=0$)

$$T=\frac{2\Omega\sqrt{z_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}. \qquad (5.22)$$

Если истечение при переменном напоре происходит не в атмосферу, а из одного призматического (цилиндрического) сосуда в другой (т. е. под переменный уровень), то время, необходимое для частичного выравнивания уровней в этих сообщающихся сосудах с соответствующим изменением рабочих напоров от z_1 до z_2 (рис. 5.10) определяется по формуле

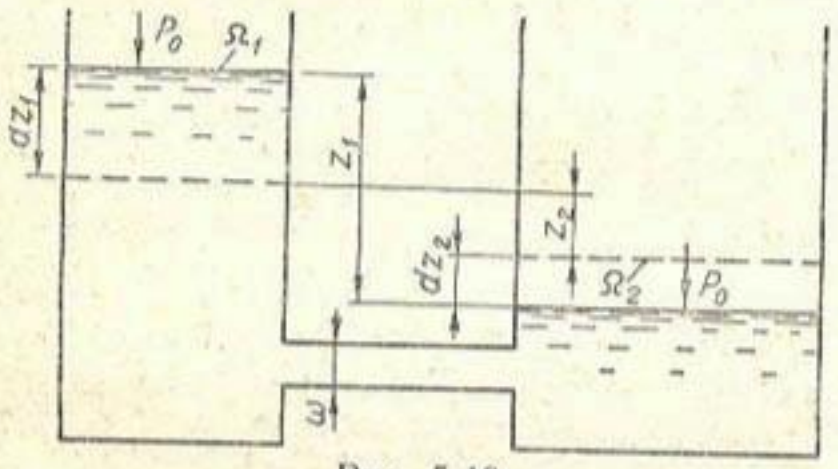


Рис. 5.10

$$T=\frac{2\Omega_1\Omega_2(\sqrt{z_1}-\sqrt{z_2})}{(\Omega_1+\Omega_2)\mu\omega\sqrt{2g}}, \qquad (5.23)$$

а время, за которое жидкость в обоих сосудах установится на одном уровне ($z_2=0$)

$$T=\frac{2\Omega_1\Omega_2\sqrt{z_1}}{(\Omega_1+\Omega_2)\mu\omega\sqrt{2g}}. \qquad (5.24)$$

Если наполнение второго резервуара происходит из большого водохранилища с постоянным горизонтом ($\Omega_1=\infty$), то время наполнения

$$T=\frac{2\Omega_2}{\mu\omega\sqrt{2g}}(\sqrt{z_1}-\sqrt{z_2}) \qquad (5.25)$$

и, наоборот, при опорожнении первого резервуара в водохранилище ($\Omega_2=\infty$) время частичного опорожнения

$$T=\frac{2\Omega_1}{\mu\omega\sqrt{2g}}(\sqrt{z_1}-\sqrt{z_2}). \qquad (5.26)$$

При опорожнении сосудов с переменной по высоте площадью поперечного сечения ($\Omega\neq$ $\neq$ const; $q=0$; $H=0$)

$$T=\frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_{z_2}^{z_1}\Omega z^{1/2}dz. \qquad (5.27)$$

Например, при опорожнении круглой цистерны длиной L с диаметром $D=2r$ (рис. 5.11), когда

$$\Omega=2L\sqrt{z(2r-z)}, \qquad (5.28)$$

время частичного опорожнения при условии, что отверстие находится на дне цистерны и истечение происходит в атмосферу при давлении на свободной поверхности жидкости в цистерне также равном атмосферному, определяется по формуле

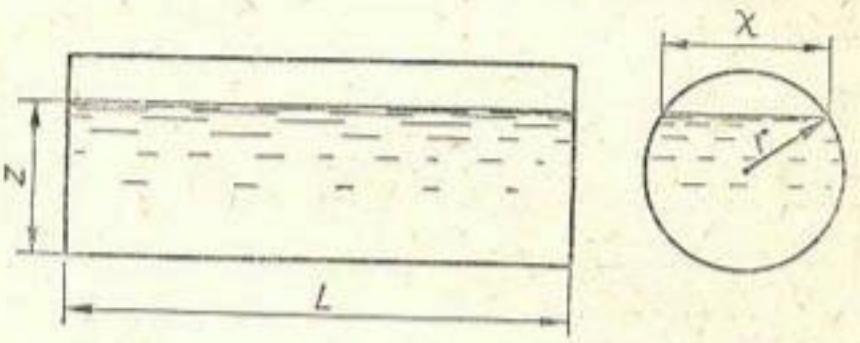


Рис. 5.11

$$T=\frac{2L}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_{z_2}^{z_1}\sqrt{2r-z}\,dz, \qquad (5.29)$$

а время полного опорожнения полной цистерны ($z_1=D$; $z_2=0$)

$$T=\frac{4LD\sqrt{D}}{3\mu\omega\sqrt{2g}}. \qquad (5.30)$$

§ 5.5. Некоторые вопросы движения струй жидкости при истечении из отверстий и насадков

Форма отверстия существенно сказывается на истечении и во многих случаях (рис. 5.12, где в верхнем ряду — отверстия, в нижнем — сечение струи при истечении) изменяет поперечное



Рис. 5.12

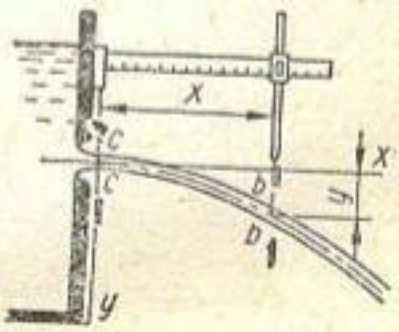


Рис. 5.13

сечение вытекающей струи. Это явление называется *инверсией*.

Координаты осевой линии струи, вытекающей из малого отверстия или насадка в боковой вертикальной стенке сосуда (рис. 5.13) в воздушное

пространство, связаны между собой соотношением

$$x = 2\varphi\sqrt{Hy}, \qquad (5.31)$$

где x — дальность падения (боя) струи; y — высота падения струи.

Если струя вытекает из насадка с начальной скоростью V, направление которой составляет угол Θ с горизонтом (рис. 5.14), то уравнение траектории струи в предположении, что все ее частицы движутся одинаково в пустоте, имеет вид

$$y = x\,\mathrm{tg}\,\Theta - \frac{gx^2}{2V^2\cos^2\Theta}. \qquad (5.32)$$

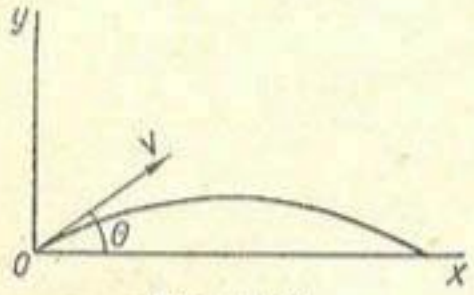


Рис. 5.14

При этом теоретическая дальность полета (боя) струи

$$l_т = \frac{V^2\sin^2\Theta}{g}, \qquad (5.33)$$

а теоретическая максимальная дальность боя имеет место при $\Theta = 45°$ и равна

$$l_{т\,max} = V^2/g. \qquad (5.34)$$

Формула (5.34) дает хорошее совпадение результатов с опытом лишь при напорах истечения $H_{ист} = 3{,}5 \div 7$ *м*. При напоре 10 *м* наибольшая дальность боя достигается при $\Theta = 35° \div 40°$, а при напоре 35 *м* — при $\Theta = 30° \div 34°$.

Свободная направленная вертикально вверх струя, покидающая насадок с первоначальной скоростью V, теоретически поднимается на высоту

$$h_т = \frac{V^2}{2g}. \qquad (5.35)$$

В реальных же условиях на дальность боя и высоту подъема оказывают влияние сопротивление воздуха, ветер, сложные колебательные явления, возникающие в струе, нарушающие ее компактность и приводящие к раздроблению на отдельные струи, а затем и распылению на отдельные капли. Методика учета всех этих факторов приводится в специальных пособиях и справочниках.

Дальность боя гидромониторной струи по эмпирической формуле Н. П. Гавырина

$$l = 0{,}415\sqrt{\Theta^2 d_0 H^2}, \qquad (5.36)$$

где l — дальность боя струи, *м*; Θ — угол наклона струи к горизонту; d_0 — диаметр насадка, *мм*; H — напор на выходе из насадка, *м*.

Формула применима при $\Theta = 5° \div 32°$, $d_0 = 5 \div 50$ *мм* и $H = 30 \div 80$ *м*. Наибольшая дальность боя струи получается при $\Theta = 30°$, $H = 35$ *м* и при $\Theta = 35°$, $H = 10$ *м*.

Глава 6

ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ

§ 6.1. Общие зависимости

Трубопроводы делятся на *короткие* и *длинные*. В длинных трубопроводах потери напора по длине значительно больше местных потерь напора, а в коротких трубопроводах эти потери соизмеримы между собой. Ориентировочно считают при длине $l < 50$ *м* трубопровод коротким, а при длине $l > 100$ *м* длинным. При $l = 50 \div 100$ *м* в зависимости от соотношения потерь напора трубопровод может быть длинным или коротким.

Короткие трубопроводы рассчитывают непосредственно по уравнению Бернулли с учетом потерь по длине и местных

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Sigma\lambda\frac{l}{D}\frac{V^2}{2g} + \Sigma\zeta\frac{V^2}{2g}. \qquad (6.1)$$

Так как обычно одной из заданных или искомых величин является расход Q, то удобнее это уравнение (принимая $\alpha = 1$) представить в виде

$$H_1 + 0{,}81\frac{Q^2}{gD_1^4} = H_2 + 0{,}81\frac{Q^2}{gD_2^4} + \Sigma S_0 Q^2 l + \frac{0{,}81}{g}\Sigma\zeta\frac{Q^2}{D^4}, \qquad (6.2)$$

где $H = z + \frac{p}{\gamma}$ — пьезометрический напор в расчетном сечении; ζ — коэффициент местных сопротивлений, определяемый по данным § 4.6; S_0 — удельное сопротивление трубы, определяемое по формуле

$$S_0 = \frac{8\lambda}{g\pi^2 D^5}. \qquad (6.3)$$

В этой формуле λ определяется по рекомендациям § 4.4 в зависимости от вида и материала труб и средней скорости протекания воды в трубе.

В табл. 6.1, 6.2, 6.3 приведены значения удельного сопротивления S_0 для новых стальных и

Таблица 6.1. **Удельные сопротивления S_0, *сек²/м⁶*, для новых стальных водогазопроводных труб**

Условный проход D_y, *мм*	Расчетный диаметр D_p, *мм*	Площадь сечения ω, *м²*	S_0 при средней в сечении скорости V, *м/сек*									
			0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
25	26,1	0,000491	604 000	548 500	514 000	452 500	477 500	465 000	454 000	445 500	441 000	427 800
32	34,9	0,000304	129 400	117 500	110 200	105 500	102 350	99 000	97 300	95 450	94 500	91 720
40	40,0	0,00126	62 650	56 900	53 350	51 150	49 600	48 300	47 150	46 250	45 800	44 480
50	52,0	0,0021	15 640	14 200	13 310	12 750	12 370	12 030	11 750	11 530	11 420	11 080
70	66,5	0,0038	4245	3852	3612	3460	3360	3270	3190	3135	3100	3009
80	79,5	0,0050	1645	1493	1402	1342	1302	1268	1237	1214	1202	1167
90	92,3	0,0064	746	677	636	609	590	575	561	551	546	529
100	104,0	0,0079	396	360	337	323	314	305	298	292	289	281
125	130,0	0,0123	121,7	110,4	103,4	99,3	96,3	93,3	91,5	89,7	88,9	86,2
150	155,0	0,0177	47,8	43,4	40,7	39,0	37,8	36,8	36,0	35,3	34,9	33,9

чугунных труб с учетом значений гидравлического коэффициента трения λ по формулам Ф. А. Шевелева.

Для проверки условий работы только что проложенных водопроводных линий из новых стальных и чугунных труб или при условии, что при укладке и последующей эксплуатации приняты меры против коррозии и отложений на стенках труб, значения удельного сопротивления определяют по формуле

$$S_0 = \theta S_{0_{1,0}}, \tag{6.4}$$

где $S_{0_{1,0}}$ — удельное сопротивление новых стальных и чугунных труб при скорости протекания воды в них $V = 1{,}0$ *м/сек* (табл. 6.4); θ — поправочный коэффициент, учитывающий влияние скорости и определяемый по табл. 6.5.

Удельные сопротивления S_0 асбестоцементных и полиэтиленовых труб приведены в табл. 6.6 и 6.7.

Из уравнения (6.2) определяется в зависимости от условий задачи расход Q или необходимый напор в начале трубопровода H_1, или его диаметр и т. д. Длинные трубопроводы также рассчитываются по уравнению Бернулли, но с пренебрежением (ввиду их относительной малости) местными потерями и скоростными напорами. С учетом этого уравнения (6.2) может быть представлено в виде

$$H_1 - H_2 = \Sigma S_0 Q^2 l. \tag{6.5}$$

Знак Σ указывает, что если трубопровод состоит из нескольких последовательных участков, то потери напора в них складываются.

Для одиночного трубопровода

$$H_1 - H_2 = S_0 Q^2 l. \tag{6.6}$$

Для расчета длинных трубопроводов также применяются формулы:

$$H_1 - H_2 = \sum \frac{Q^2}{K^2} l \tag{6.7}$$

и

$$Q = K\sqrt{i_p}\,, \tag{6.8}$$

где i_p — пьезометрический уклон, определяемый по формуле

$$i_p = \frac{H_1 - H_2}{l}; \tag{6.9}$$

K — расходная характеристика,

$$K = \frac{1}{\sqrt{S_0}}. \tag{6.10}$$

Для труб и водоводов, работающих в квадратичной области сопротивления, значения $K_{кв}$ могут быть подсчитаны по эмпирической формуле Н. Н. Павловского

$$K_{кв} = \frac{12{,}57}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2+z}, \tag{6.11}$$

Таблица 6.2. **Удельные сопротивления S_0, *сек²/м⁶*, для неновых стальных электросварных труб**

Условный проход D_y, *мм*	Расчетный внутренний диаметр D_p, *мм*	Площадь сечения ω, *м²*	S_0 при средней в сечении скорости V, *м/сек*									
			0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	>1,2
50	64	0,0032	5200	4720	4425	4240	4115	4010	3910	3840	3800	3686
60	70	0,0038	3232	2935	2750	2635	2540	2488	2430	2385	2364	2292
75	83	0,0054	1311	1190	1116	1070	1037	1010	986	967	958	929
80	95	0,0071	641	582	545	523	507	493	481	473	468	454
100	114	0,0104	244	221	208	199	193	188	183	180	178	173
125	133	0,0139	107,6	97,8	91,6	87,6	85,2	82,9	80,9	79,4	78,6	76,4
150	158	0,020	43,2	39,3	36,8	35,3	34,2	33,3	32,5	31,9	31,6	30,7
175	170	0,023	29,3	26,6	24,9	23,9	23,2	22,6	22,0	21,6	21,4	20,8
200	209	0,034	9,86	8,91	8,35	8,01	7,76	7,55	7,38	7,24	7,16	6,96
250	260	0,049	3,09	2,80	2,63	2,52	2,44	2,38	2,32	2,28	2,26	2,19
300	311	0,071	1,25	1,08	1,02	0,97	0,95	0,92	0,90	0,88	0,87	0,85
350	363	0,096	0,526	0,477	0,447	0,429	0,416	0,405	0,395	0,388	0,384	0,373
400	414	0,126	0,262	0,238	0,223	0,214	0,207	0,202	0,197	0,193	0,191	0,186
450	466	0,159	0,140	0,127	0,119	0,114	0,111	0,108	0,105	0,103	0,102	0,099
500	516	0,196	0,082	0,074	0,069	0,066	0,064	0,063	0,061	0,060	0,059	0,058
600	616	0,283	0,0319	0,0290	0,0272	0,0260	0,0252	0,0246	0,0240	0,0236	0,0233	0,0226
700	706	0,385	0,0155	0,0141	0,0132	0,0126	0,0122	0,0119	0,0116	0,0114	0,0113	0,0110
800	804	0,503	0,00777	0,00705	0,00662	0,00634	0,00615	0,00598	0,00584	0,00574	0,00568	0,00551
900	904	0,636	0,00417	0,00379	0,00355	0,00340	0,00330	0,00321	0,00314	0,00308	0,00305	0,00296
1000	1004	0,785	0,00240	0,00218	0,00204	0,00195	0,00190	0,00185	0,00180	0,00177	0,00175	0,00170
1200	1202	1,131	0,000922	0,000837	0,000785	0,000752	0,000730	0,000710	0,000693	0,000681	0,000674	0,000654
1400	1400	1,54	0,000411	0,000374	0,000350	0,000336	0,000326	0,000317	0,000310	0,000304	0,000301	0,000292
1500	1500	1,77	0,000285	0,000259	0,000243	0,000233	0,000226	0,000220	0,000215	0,000210	0,000208	0,000202
1600	1600	2,01	0,000203	0,000184	0,000172	0,000165	0,000160	0,000156	0,000152	0,000149	0,000148	0,000144

Таблица 6.3. **Удельные сопротивления S_0, *сек²/м⁶*, для неновых чугунных труб**

Условный проход D_y, *мм*	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	Площадь сечения ω, *м²*	S_0 при средней в сечении скорости V, *м/сек*									
			0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	>1.2
50	51,6	0,0021	16 270	14 780	13 840	13 270	12 880	12 520	12 630	12 000	11 890	11 540
80	82,6	0,0054	1347	1221	1144	1097	1064	1035	1011	992	982	953
100	102	0,0079	440	399	374	358	348	338	330	324	321	312
125	127,2	0,0127	136,5	124,0	116,2	111,3	108,0	105,0	102,6	100,6	99,5	96,7
150	152,4	0,0182	52,3	47,5	43,6	42,7	41,4	40,3	39,4	38,6	38,2	37,1
200	202,6	0,032	11.42	10,36	9,71	9,31	9,02	8,79	8,57	8,42	8.34	8,09
250	253	0,050	3,57	3,24	3,03	2,91	2,82	2,74	2,68	2,63	2,60	2,53
300	304,4	0,073	1,34	1,21	1,14	1,09	1,06	1,03	1,01	0,99	0,98	0,95
350	352,4	0,098	0,616	0,559	0,524	0,502	0,482	0,474	0,463	0,454	0,450	0,437
400	401,4	0,127	0,309	0,280	0,263	0,252	0,244	0,238	0,232	0,228	0,225	0,219
450	450,6	0,160	0,167	0,152	0,142	0,136	0,132	0,129	0,126	0,123	0,122	0,119
500	500,8	0,197	0,0955	0,0867	0,0813	0,0779	0,0755	0,0735	0,0718	0,0704	0,0698	0,0678
600	600,2	0,283	0,0366	0,0332	0,0312	0,0298	0,0290	0,0282	0,0275	0,0270	0,0267	0,0260
700	699,4	0,384	0,0163	0,0148	0,0139	0,0133	0,0129	0,0125	0,0122	0,0120	0,0119	0,0115
800	799,8	0,502	0,00800	0,00726	0,00681	0,00652	0,00633	0,00615	0,00601	0,00590	0,00584	0,00567
900	899,2	0,635	0,00429	0,00390	0,00365	0,00350	0,00340	0,00331	0,00323	0,00317	0,00314	0,00305
1000	998,4	0,783	0,00247	0,00224	0,00210	0,00201	0,00195	0,00190	0,00186	0,00182	0,00180	0,00175
1200	1199,2	1,127	0,000935	0,000848	0,000795	0,000762	0,000739	0,000720	0,000702	0,000689	0,000683	0,000663

Таблица 6.4. **Удельные сопротивления $S_{0_{1,0}}$, *сек²/м⁶*, при скорости $V = 1{,}0$ *м/сек* для новых стальных и чугунных водопроводных труб**

Условный проход D_y, *мм*	Стальные трубы				Чугунные трубы	
	водогазопроводные ГОСТ 3262—62		электросварные ГОСТ 10704—63		ГОСТ 5525—61 и 9583—61	
	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	$S_{0_{1,0}}$, *сек²/м⁶*	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	$S_{0_{1,0}}$, *сек²/м⁶*	Расчетный внутренний диаметр $D_р$, *мм*	$S_{0_{1,0}}$, *сек²/м⁶*
25	26,1	228 500	—	—	—	—
32	34,9	52 570	—	—	—	—
40	40,0	26 260	—	—	—	—
50	52,0	6864	64	2362	51,6	9604
60	—	—	70	1494	—	—
70	66,5	1940	—	—	—	—
75	—	—	83	624,8	—	—
80	79,5	772,7	95	307,8	82,6	832
90	92,3	360,1	—	—	—	—
100	104,0	192,7	114	119,8	102	276,1
125	130,0	60,65	133	53,88	127,2	83,6
150	155,0	24,35	158	22,04	152,4	34,09
175	—	—	170	15,09	—	—
200	—	—	209	5,15	202,6	7,40
250	—	—	260	1,65	253	2,30
300	—	—	311	0,86	304,4	0,83
350	—	—	363	0,295	352,4	0,415
400	—	—	414	0,148	401,4	0,209
450	—	—	464	0,080	450,6	0,113
500	—	—	516	0,047	500,8	0,065
600	—	—	616	0,0186	600,2	0,0249
700	—	—	706	0,0091	699,4	0,0111
800	—	—	804	0,0046	799,8	0,0055
900	—	—	904	0,00250	899,2	0,00294
1000	—	—	1004	0,00145	998,4	0,00170
1200	—	—	1202	0,00056	1199,2	0,00064
1400	—	—	1400	0,000255	—	—
1500	—	—	1500	0,000178	—	—
1600	—	—	1600	0,000127	—	—

Таблица 6.5. **Поправочные коэффициенты θ к значениям удельных сопротивлений для новых стальных и чугунных труб**

V, *м/сек*	θ для труб		V, *м/сек*	θ для труб	
	стальных	чугунных		стальных	чугунных
0,2	1,24	1,46	1	1	1
0,3	1,16	1,32	1,2	0,99	0,97
0,4	1,11	1,23	1,5	0,97	0,93
0,5	1,08	1,16	2	0,95	0,88
0,6	1,06	1,12	2,5	0,94	0,86
0,7	1,04	1,08	3,0	0,93	0,84
0,8	1,02	1,05			

где n — коэффициент шероховатости, приведенный в зависимости от материала и состояния внутренней поверхности стенки трубы в табл. 6.8; z — показатель степени, определяемый по формуле (7.4).

Значения $K_{кв}$, подсчитанные по формуле (6.11), приведены в табл. 6.9.

Для неквадратичной области расходная характеристика определяется по формуле

$$K = K_{кв}\psi, \qquad (6.12)$$

где ψ — поправочный коэффициент, определяемый по формуле А. Д. Альтшуля [10],

$$\psi = \frac{1}{\left(1 + \frac{68\nu}{V\Delta_{экв}}\right)^{1/8}}. \qquad (6.13)$$

Таблица 6.6. **Удельные сопротивления S_0, $сек^2/м^6$, для асбестоцементных труб (ГОСТ 539—73)**

Условный проход D_y, мм	Расчетный внутренний диаметр D_p, мм	Площадь сечения ω, м²	S_0 при средней в сечении скорости V, м/сек								
			0.25	0.35	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Трубы ВТ3, ВТ6, ВТ9											
50	50	0,0020	8610	8120	7640	7160	6850	6470	6230	6080	5960
75	75	0,0044	1050	990	931	873	835	788	760	741	727
100	100	0,0079	236	222	210	196	188	177	171	167	163
125	119	0,0111	95,7	90,2	84,9	79,5	76,1	71,8	69,3	63,5	66,2
150	141	0,0154	39,6	37,4	35,1	32,9	31,5	29,7	28,7	27,9	27,4
200	189	0,0281	9,93	8,18	8,81	8,26	7,90	7,46	7,19	7,01	6,87
250	235	0,0434	2,80	2,69	2,49	2,33	2,23	2,11	2,03	1,98	1,94
300	279	0,061	1,14	1,08	1,01	0,95	0,91	0,86	0,83	0,81	0,79
350	322	0,081	0,54	0,52	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,38	0,37
400	368	0,106	0,273	0,257	0,242	0,227	0,217	0,205	0,198	0,193	0,189
500	456	0,163	0,089	0,084	0,079	0,074	0,071	0,067	0,065	0,063	0,062
600	576	0,251	0,0266	0,0251	0,0237	0,0222	0,0212	0,0200	0,0193	0,0188	0,0184
700	672	0,355	0,0119	0,0113	0,0106	0,0099	0,0095	0,0090	0,0086	0,0084	0,0083
800	768	0,463	0,0060	0,0057	0,0054	0,0050	0,0048	0,0045	0,0044	0,0043	0,0042
900	864	0,586	0,00325	0,00307	0,00289	0,00270	0,00259	0,00244	0,00236	0,00230	0,00225
1000	960	0,724	0,00189	0,00178	0,00167	0,00157	0,00150	0,00142	0,00136	0,00133	0,00131
Трубы ВТ12											
150	135	0,0143	49,7	46,9	44,1	41,4	39,5	37,4	36,0	35,1	34,4
200	181	0,0257	10,85	10,22	9,63	9,02	8,63	8,15	7,86	7,66	7,51
250	228	0,0408	3,28	3,09	2,91	2,72	2,61	2,46	2,37	2,31	2,27
300	270	0,057	1,36	1,28	1,21	1,13	1,08	1,02	0,99	0,96	0,94
350	312	0,076	0,64	0,61	0,57	0,53	0,51	0,48	0,47	0,45	0,44
400	356	0,100	0,324	0,306	0,288	0,270	0,258	0,244	0,235	0,229	0,224
500	441	0,152	0,107	0,101	0,095	0,089	0,085	0,080	0,077	0,075	0,074

Таблица 6.7 **Удельные сопротивления S_0, $сек^2/м^6$, для полиэтиленовых труб (МРТУ 6—05—917—67)**

Условный проход D_y, мм	Расчетный внутренний диаметр D_p, мм	Площадь сечения ω, м²	S_0 при средней в сечении скорости V, м/сек								
			0,25	0,35	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
50	57,2	0,0026	8270	7670	7070	6460	6051	5525	5170	4930	4730
60	68,1	0,0036	3323	3085	2843	2594	2431	2220	2076	1980	1896
80	81,8	0,0053	1270	1177	1084	990	927	847	792	755	724
100	100	0,0079	443	410	379	346	324	296	277	264	253
125	127,2	0,0127	126,6	117,2	108,2	98,7	92,5	84,5	79,0	75,2	72,2
150	145,4	0,0166	62,9	58,2	53,7	49,0	45,9	41,9	39,3	37,4	35,8
200	212,2	0,0354	6,95	6,44	5,94	5,41	5,07	4,63	4,33	4,13	3,96
250	269,2	0,057	1,79	1,66	1,53	1,40	1,31	1,19	1,12	1,06	1,02
300	302,8	0,092	0,97	0,90	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61	0,58	0,55

Таблица 6.8. **Коэффициенты шероховатости *n* для напорных водоводов**

Тип напорного водовода и характеристика его поверхности	*n*
Железобетонные и бетонные туннели и трубопроводы	
Без штукатурки:	
а) при металлических формах при опалубке с тщательным выравниванием по оси	0,012—0,013
б) при обычном способе производства работ и деревянной опалубке	0,014—0,015
в) при недостаточном качестве производства работ — следы швов, наличие волнистости и др.	0,015—0,02
С затертой или заглаженной штукатуркой	0,012—0,014
С торкретным слоем:	
а) при тщательной затирке поверхности щеткой и заглаживании	0,012—0,015
б) при затирке без заглаживания	0,014—0,017
в) без затирки и заглаживания	0,017—0,023
Металлические трубопроводы	
Со сварными продольными и поперечными швами без стеснения сечения	0,011—0,013
Со сварными продольными швами и клепаными поперечными швами внахлестку при одном ряде заклепок	0,0115—0,014
То же, при 2-х и более рядах заклепок	0,013—0,015
С клепаными продольными и поперечными швами внахлестку при толщине листов до 11 *мм*	0,0125—0,016
То же, при толщине листов более 11 *мм*	0,014—0,018
Деревянные трубопроводы из клепок	0,010—0,012
Туннель в скале со сглаживанием путем удаления выступов	0,025—0,033
То же, с неровной поверхностью	0,04—0,045

Таблица 6.9. **Расходные характеристики $K_{кв}$, *м³/сек*, для водоводов круглого сечения**

Диаметр *D*, *м*	$K_{кв}$ при коэффициенте шероховатости *n*									
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017	0,02	0,025	0,03
0,5	4,81	4,31	3,9	3,55	3,25	2,99	2,76	2,22	1,65	1,28
0,6	7,77	6,98	6,33	5,77	5,29	4,88	4,52	3,66	2,74	2,14
0,7	11,66	10,5	9,53	8,7	7,99	7,38	6,84	5,58	3,73	3,27
0,8	16,56	14,94	13,58	12,42	11,42	10,56	9,81	8,05	6,04	4,78
0,9	22,58	20,4	18,56	16,93	16,55	14,49	13,47	11,06	8,35	6,67
1	29,80	26,94	24,54	22,51	20,75	19,22	17,88	14,72	11,2	8,93
1,1	38,29	34,66	31,6	29,01	26,77	24,82	23,12	19,48	14,61	11,62
1,2	48,14	43,62	39,81	36,58	33,78	31,35	29,21	24,21	18,55	14,82
1,3	59,43	53,89	49,23	45,26	41,83	38,85	36,23	29,57	22,68	18,25
1,4	72,22	65,55	59,92	55,13	50,99	47,39	44,23	36,67	23,3	22,8
1,5	86,6	78,65	68,79	66,24	61,31	57,02	53,25	44,2	34,25	27,64
2	184,59	168,13	154,25	142,4	132,15	123,22	115,35	96,65	75,4	61,6
2,5	332,5	303,6	279,1	258,2	240,1	224,3	210,3	177	139,3	114,4
3	536,2	490,3	451,5	418,3	389,6	364,4	342,3	289,3	229	189,7
3,5	804,1	736,3	679	629,8	587,3	550	517,2	439	340	290
4	1142	1047	967	898	838	785	739	628,3	503	418,7
5	2053	1886	1743	1622	1516	1423	1341	1143	921	707
6	3315	3048	2822	2628	2459	2311	2181	1867	1510	1270
7	4962	4585	4232	3965	3700	3480	3288	2820	2288	1930
8	7040	6380	5930	5527	5175	4955	4685	4026	3270	2767
9	9609	8840	8205	7660	7185	6770	5930	5505	4490	3800
10	12 650	11 680	10 820	10 120	9500	8950	8475	7285	5950	5051
12	20 428	18 890	17 540	16 420	15 400	14 480	13 700	11 799	9645	8199

Таблица 6.10. **Поправочный коэффициент ψ, учитывающий неквадратичную область сопротивлений в формуле (6.12)**

$\Delta_{экв}$, *мм*	ψ при средней скорости *V*, *м/сек*							
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.0	3.0	5.0
0,1	0,81	0,86	0,89	0,91	0,92	0,95	0,97	0,98
0,2	0,86	0,91	0,94	0,95	0,96	0,98	0,98	0,99
0,5	0,92	0,95	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	1,00
1,0	0,95	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00
3.0	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00

Таблица 6. 11. **Расходные характеристики $K_{кв}$ для неновых стальных и чугунных труб, работающих в квадратичной области сопротивления ($V \geqslant 1{,}2$ *м/сек*) и $K_{1,0}$ для асбестоцементных и полиэтиленовых труб при средней скорости протекания воды в трубе $V = 1{,}0$ *м/сек***

Условный проход D_y, *мм*	$K_{кв}$, $м^3/сек$, для труб		$K_{1,0}$, $м^3/сек$, для труб		
	стальных электросварных	чугунных	асбестоцементных		полиэтиленовых
			ВТ3, ВТ6, ВТ9	*ВТ12*	
50	0,0165	0,0093	0,0121	—	0,0124
60	0,0209	—	—	—	0,0203
75	0,0328	—	0,0347	—	—
80	0,0469	0,0324	—	—	0,0328
100	0,0763	0,0565	0,0732	—	0,0559
125	0,115	0,102	0,115	—	0,104
150	0,180	0,164	0,178	0,159	0,148
175	0,190	—	—	—	—
200	0,378	0,352	0,0381	0,340	0,445
250	0,679	0,628	0,670	0,665	0,871
300	1,089	1,027	1,047	0,963	1,189
350	1,637	1,512	1,52	1,390	—
400	2,268	2,140	2,15	1,969	—
450	3,165	2,910	—	—	—
500	4,160	3,840	3,74	3,438	—
600	6,649	6,22	6,86	—	—
700	9,57	9,32	10,25	—	—
800	13,49	13,30	14,50	—	—
900	18,37	18,17	19,67	—	—
1000	28,24	24,00	25,80	—	—
1200	39,01	38,90	—	—	—
1400	58,50	—	—	—	—
1500	70,40	—	—	—	—
1600	83,35	—	—	—	—

Примечание. Расчетные внутренние диаметры и площади сечений труб приведены в табл. 6.2, 6.3, 6.6 и 6,7.

Значения ψ при кинематическом коэффициенте вязкости воды $\nu = 0{,}013$ *см²/сек* в зависимости от величины эквивалентной шероховатости $\Delta_{экв}$ (табл. 4.1) и средней скорости V приведены в табл. 6.10.

Данные таблицы показывают, что при больших эквивалентных шероховатостях поправку для неквадратичной области сопротивления почти во всем диапазоне изменения скоростей можно не учитывать. При малых $\Delta_{экв}$ поправка имеет существенное значение и ее учет обязателен.

Для водопроводных труб расходные характеристики $K_{кв}$ определяются с учетом (6.10) и (6.3) по формуле

$$K_{кв} = \frac{1}{\sqrt{S_{0_{кв}}}} = \frac{\pi D^2 \sqrt{gD}}{8\lambda}. \qquad (6.14)$$

В табл. 6.11 приводятся подсчитанные по (6.14) значения $K_{кв}$ для неновых стальных и чугунных труб, а также значения $K_{1,0}$ для асбестоцементных и полиэтиленовых труб при скорости движения воды $V = 1{,}0$ *м/сек*. Расходные характеристики для неквадратичной области сопротивления определяются по формуле (6.12) с учетом поправочных коэффициентов ψ, приведенных в табл. 6.12 (для асбестоцементных и полиэтиленовых труб в указанной формуле вместо значений $K_{кв}$ принимаются значения $K_{1,0}$).

При расчете водопроводов также применяется формула

$$H_1 - H_2 = \Sigma i_p l, \qquad (6.15)$$

где $i_p = Q^2/K^2$ — пьезометрический уклон, значения которого определяются по таблицам Ф. А. Шевелева в зависимости от расхода, диаметра и материала трубы [61].

Местные потери напора в длинных трубопроводах иногда приближенно учитывают в приведенных выше формулах увеличением расчетной длины трубопровода на 5—10%.

Обычно при расчете трубопроводов неизвестна одна из величин—напор H_1, расход Q или $D = f(S_0) = f(K)$, которая может быть определена по формулам (6.5), (6.6), (6.7), (6.8) или (6.15) При проектировании новых водопроводов могут

Таблица 6.12. **Поправочный коэффициент ψ, учитывающий неквадратичную область сопротивления для водопроводных труб**

Трубы	ψ при средней скорости *V*, *м/сек*									
	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.6	2.0	3.0
Стальные и чугунные	0,84	0,88	0,91	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
Асбестоцементные	0,88	0,91	0,93	0,96	0,98	1,0	1,01	1,03	1,05	1,07
Полиэтиленовые	0,83	0,87	0,90	0,94	0,97	1,00	1,03	1,05	1,08	1,13

Таблица 6.13. **Предельные расходы *Q*, *л/сек*, в водопроводных трубах**

Условный проход $D_у$, *мм*	*Q* при значениях Э											
	0,5				0,75				1			
	Трубы				Трубы				Трубы			
	стальные	чугунные	асбестоцементные	полиэтиленовые	стальные	чугунные	асбестоцементные	полиэтиленовые	стальные	чугунные	асбестоцементные	полиэтиленовые
50	3,6	2,74	2,4	2,4	3,1	2,5	2,2	2,1	2,9	2,2	2,0	1,8
60	4,7	—	—	4,0	4,1	—	—	3,1	3,8	—	—	2,8
75	6,6	—	5,7	—	5,8	—	5,2	—	5,2	—	4,8	—
80	9,3	6,4	—	5,9	8,1	5,7	—	5,1	7,3	5,1	—	4,5
100	13,4	10,6	10,1	10,0	11,7	9,4	9,1	8,7	10,6	8,4	8,4	7,6
125	19,0	16,8	15,2	16,9	16,6	15,0	13,8	13,8	15,1	13,3	12,7	12,1
150	25,0	28,3	26,1	30,0	21,8	25,3	23,6	25,9	19,8	22,4	21,8	22,7
175	33,4	—	—	—	29,2	—	—	—	26,5	—	—	—
200	53,0	51,2	48,7	70,3	46,0	45,8	44,0	61,0	42,0	40,6	40,7	53,4
250	82,0	82,2	78,2	113	71,0	73,5	71,0	97,7	65,0	65,3	65,3	85,6
300	118	121	114	279	103	108	103	241	93,0	96,0	95,6	211
350	161	167	160	—	140	149	144	—	128	132	133	—
400	211	220	240	—	184	197	217	—	167	175	201	—
450	268	286	—	—	234	254	—	—	213	227	—	—
500	360	394	560	—	315	352	505	—	286	313	465	—
600	507	581	—	—	443	518	—	—	402	461	—	—
700	676	808	—	—	591	722	—	—	537	642	—	—
800	888	1080	—	—	776	966	—	—	705	857	—	—
900	1130	1396	—	—	987	1250	—	—	897	1110	—	—
1000	1528	1930	—	—	1335	1725	—	—	1213	1532	—	—
1200	2197	4690	—	—	1919	4100	—	—	1744	3730	—	—
1400	2810	—	—	—	2455	—	—	—	2231	—	—	—
1500	3248	—	—	—	2838	—	—	—	2578	—	—	—
1600	7050	—	—	—	6180	—	—	—	5620	—	—	—

Примечание. Асбестоцементные трубы диаметром более 500 *мм* изготовляются только по особому заказу и поэтому в таблице не приведены.

быть неизвестны две величины — напор в начале H_1 и диаметр D.

В этом случае обычно задаются диаметры по экономическим соображениям. В табл. 6.13 приведены значения предельных расходов в зависимости от диаметра и материала трубы и экономического фактора Э, который ориентировочно принимается по следующим данным:

для Сибири и Урала (большая глубина заложения труб, относительно дешевая электроэнергия) Э = 0,5

для центральных и западных районов Европейской части СССР Э = 0,75

для южных районов (небольшая глубина заложения труб, относительно дорогая электроэнергия) Э = 1,0

Более точное определение экономического фактора и предельных расходов приводится в специальной литературе по водоснабжению.

§ 6.2. Некоторые задачи расчета трубопроводов

Трубопроводы с равномерной раздачей воды по пути. Если на участке трубопровода вода непрерывно и равномерно расходуется из него, то потери напора на таком участке

$$H_1 - H_2 = S_0 Q_р^2 l, \qquad (6.16)$$

где $Q_р$ — расчетный расход, определяемый по формуле

$$Q_р = \sqrt{Q_{тр}^2 + Q_п Q_{тр} + \frac{Q_п^2}{3}}, \qquad (6.17)$$

$Q_{тр}$ — транзитный расход, проходящий по всей длине трубопровода; $Q_п$ — путевой расход (непрерывная раздача), забираемый из трубопровода на участке,

$$Q_п = q_0 l, \qquad (6.18)$$

q_0 — удельный путевой расход на 1 *м* длины трубопровода; l — длина участка трубопровода.

Для упрощения расчета вместо формулы (6.17) можно применять приближенную зависимость

$$Q_р = Q_{тр} + \beta Q_п. \qquad (6.19)$$

Коэффициент β зависит от соотношения $Q_{тр}/Q_п$:

$Q_{тр}/Q_п$	0	0,5	1	2	3	5
β	0,58	0,54	0,53	0,52	0,51	0,5

В среднем обычно принимают $\beta = 0{,}55$, а при расчете кольцевых водопроводных сетей $\beta = 0{,}5$.

Трубопроводы с последовательным и параллельными участками. При расчете трубопроводов с последовательными участками, которые имеют разные диаметры, длины и расходы, потери напора определяются как сумма потерь напора на отдельных участках, что видно из формул (6.2), (6.5), (6.7), (6.15).

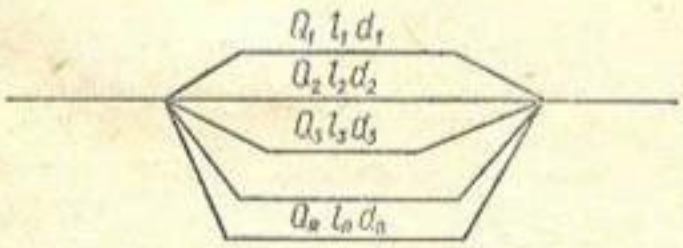


Рис. 6.1

Трубопроводы с параллельными участками и общими узловыми точками в их начале и конце (рис. 6.1) рассчитывают с учетом того, что потери по всем участкам одинаковы. Расходы в параллельных ветвях определяются из системы уравнений

$$\left.\begin{aligned}
&Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots + Q_n = Q;\\
&\frac{Q_1}{Q_2} = \sqrt{\frac{S_{02} l_2}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_2}\sqrt{\frac{l_2}{l_1}};\\
&\frac{Q_1}{Q_3} = \sqrt{\frac{S_{03} l_3}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_3}\sqrt{\frac{l_3}{l_1}};\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&\frac{Q_1}{Q_n} = \sqrt{\frac{S_{0n} l_n}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_n}\sqrt{\frac{l_n}{l_1}}.
\end{aligned}\right\} \qquad (6.20)$$

Потери напора между узловыми точками определяются как потери напора в одной из параллельных ветвей.

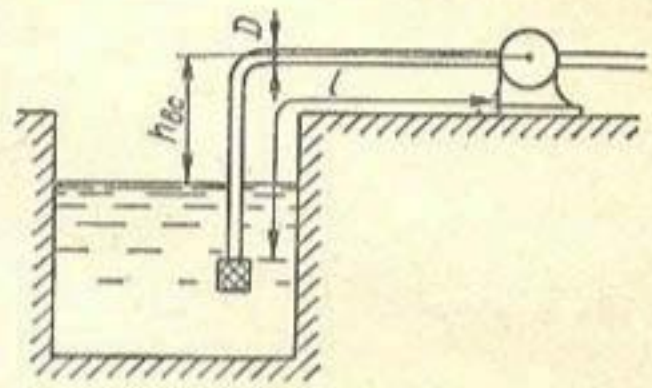


Рис. 6.2

Всасывающая труба насоса (рис. 6.2). Максимальная высота всасывания при заданных расходе Q и высоте вакуума $h_{вак}$

$$h_{вс} = h_{вак} - S_0 Q^2 l - \frac{0{,}81 Q^2}{g D^4}(1 + \Sigma\zeta). \qquad (6.21)$$

Максимальный расход при заданной высоте всасывания и высоте вакуума

$$Q = \frac{\pi D^2}{4}\sqrt{\frac{2g\,(h_{вак} - h_{вс})}{1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{D}}}. \qquad (6.22)$$

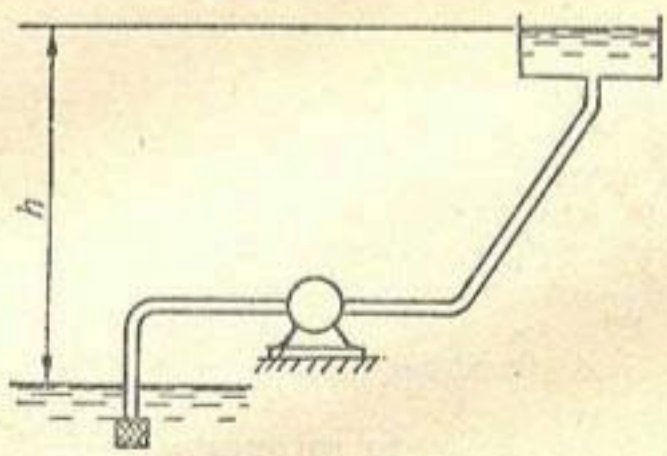


Рис. 6.3

Определение необходимой мощности насоса для подачи воды по трубопроводу (рис. 6.3). Полный напор насоса

$$H_{нас} = h + \Sigma S_0 Q^2 l, \qquad (6.23)$$

h — геометрическая высота подъема, состоящая из разности отметок в конце и в начале трубопровода и свободного напора в его конце, $h = H_{св} + z_к - z_н$; $\Sigma S_0 Q^2 l$ — сумма потерь напора на нагнетательной и всасывающей линии насоса.

Мощность насоса

$$\left.\begin{aligned} N &= \frac{\gamma Q H_{нас}}{10^3 \eta}, \ квт \ (\text{для } \gamma \text{ в } н/м^3); \\ \text{или} \\ N &= \frac{\gamma Q H_{нас}}{102 \eta}, \ квт \ (\text{для } \gamma \text{ в } кгс/м^3), \end{aligned}\right\} \quad (6.24)$$

где η — коэффициент полезного действия насоса.

Для длинных сифонных трубопроводов уравнение (6.25) приводится к виду

$$h_{вак} = h + H \frac{l}{L} \leqslant 7. \quad (6.27)$$

Отсюда находится допустимая величина H, после чего определяется необходимое удельное сопротивление

$$S_0 = \frac{H}{Q^2 l}, \quad (6.28)$$

а затем по таблицам § 6.1, в зависимости от материала трубы, подбирается ее диаметр (ближайший больший).

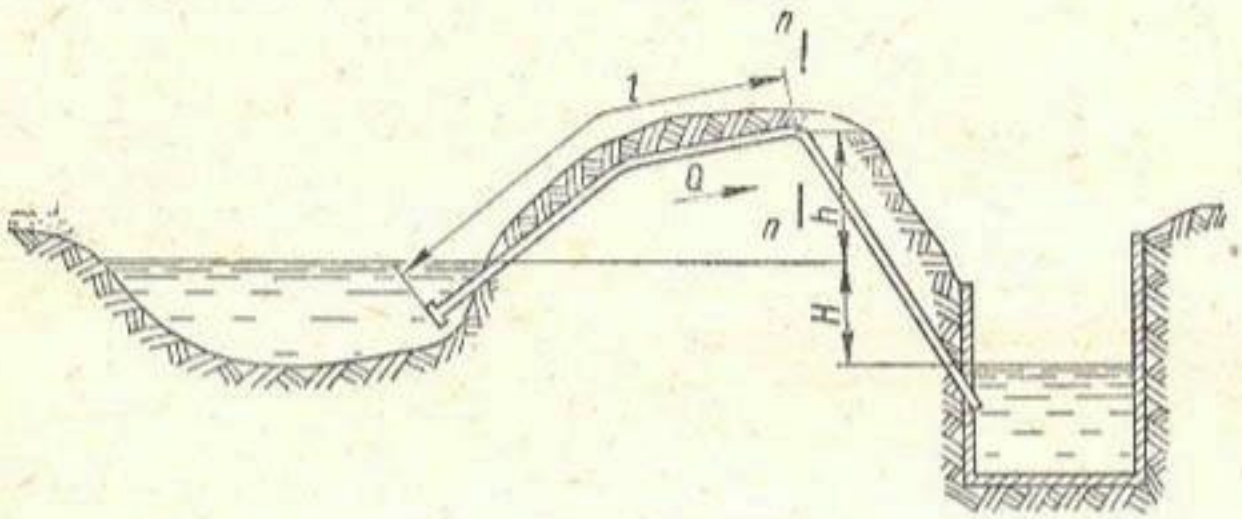


Рис. 6.4

Сифонный трубопровод (рис. 6.4) — трубопровод, работающий в условиях вакуума. Максимальный вакуум в наивысшей, наиболее отдаленной от начала сифона точке (сечение $n - n$) не допускается более 7 *м* водяного столба. Поэтому условие работы сифона

$$h_{вак} = h + H \frac{1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum_1^n \zeta}{\lambda \frac{L}{D} + \Sigma \zeta} \leqslant 7. \quad (6.25)$$

где h — превышение наивысшей точки сифона над уровнем воды в водохранилище; H — разность уровней у водохранилища и резервуара в конце сифона; l — расстояние от начала сифона до сечения $n - n$; L — полная длина сифона; λ — гидравлический коэффициент трения; $\sum_1^n \zeta$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений от начала сифона до сечения $n - n$; $\Sigma\zeta$ — сумма коэффициентов всех местных сопротивлений в сифоне.

Пропускная способность сифона

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gH}{\lambda \frac{L}{D} + \Sigma \zeta}}. \quad (6.26)$$

§ 6.3. Расчет тупиковых (разветвленных) водопроводных сетей

Тупиковая водопроводная сеть (рис. 6.5) состоит из основной магистрали и ответвлений. Величины потребления воды из сети в узловых ее точках (т. е. в точках разветвления отдельных ее участков) и в конечных точках называются

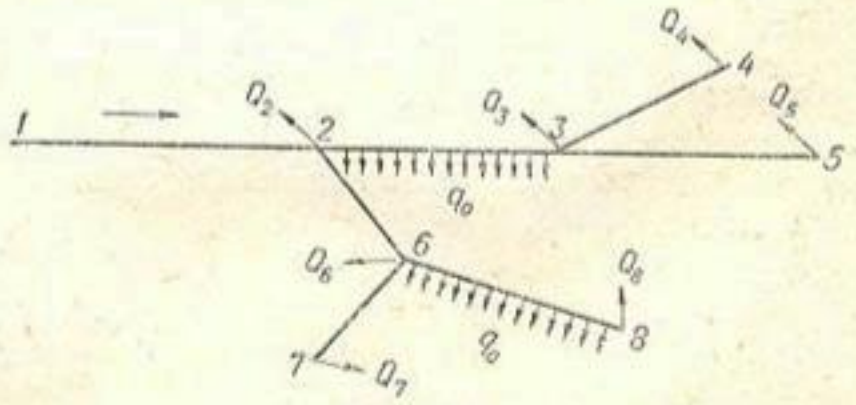


Рис. 6.5

узловыми расходами. Величины потребления воды на отдельных участках (т. е. непрерывная раздача) называются *путевыми расходами*. Расчетные расходы на отдельных участках сети называются *линейными расходами* и обозначаются q_{1-2}, q_{2-3} и т. д.

Линейный (расчетный) расход для участка сети определяется по формуле (6.19), причем

за транзитный расход $Q_{тр}$ принимают сумму всех расходов забираемых из сети в конце этого участка и на последующих участках.

Так, например,

$$q_{2-3} = Q_3 + Q_4 + Q_5 + 0{,}55\,(q_0 l)_{2-3};$$

$$q_{2-6} = Q_6 + Q_7 + Q_8 + (q_0 l)_{6-8};$$

$$q_{3-5} = Q_5 \text{ и т. д.}$$

Расчет тупиковой водопроводной сети состоит из выбора основной магистрали, определения диаметров участков и напоров в узловых точках.

Основная магистраль соединяет начальную точку сети с той конечной точкой, в которую наиболее трудно подать заданное количество воды. Такой точкой может быть точка, наиболее отдаленная от начала сети, имеющая наибольшую геодезическую отметку и наибольший узловой расход. Если эти признаки совпадают для одной точки, то направление к ней и является основной магистралью. Если же отдельные из указанных признаков характерны для разных точек, то необходимо сделать сравнение. Так, например, для рассматриваемой сети основной магистралью могут быть направления *1—2—3—4*, *1—2—3—5*, *1—2—6—7* и *1—2—6—8*. Допустим, по вышеуказанным признакам последние два направления не соответствуют основной магистрали. Тогда следует задаться диаметрами участков *3—5* и *3—4* по табл. 6.13, найти напор в узловой точке 3 в двух вариантах расчета — по направлению от точки *4* и точки *5*, т. е.

$$H_{3(4)} = H_4 + (S_0 q^2 l)_{3-4};$$

$$H_{3(5)} = H_5 + (S_0 q^2 l)_{3-5}.$$

Здесь H_4 и H_5 — напоры в конечных точках сети *4—5*, определяемые по формуле

$$H = z + H_{св}, \qquad (6.29)$$

где z — геодезическая отметка в рассматриваемой точке; $H_{св}$ — свободный напор в ней, принимаемый по следующим данным:

Количество этажей в здании	1	2	3	4	5	6
$H_{св}$	10	12	16	20	24	28

При большей этажности здания свободный напор увеличивается на 4 *м* на каждый этаж.

Из двух сравниваемых напоров в точке *3* принимается наибольший. Так, например, если $H_{3(4)} > H_{3(5)}$, то за основную магистраль принимается направление *1—2—3—4*. Затем задаются диаметрами других участков и определяют напоры во всех остальных точках основной магистрали:

$$H_2 = H_{3(4)} + (S_0 q^2 l)_{2-3} \qquad \text{и т. д.}$$

Если бы заранее нельзя было отбросить как основные направления *1—2—6—7* и *1—2—6—8*, то в точке *2* также необходимо бы было провести сравнение необходимых напоров для подачи воды по разным направлениям.

Ответвления рассчитываются как трубопроводы с известными напорами в начале и в конце их.

Определяется необходимое удельное сопротивление. Например, для участка *4—5*

$$S_{0_{4-5}} = \frac{H_4 - H_5}{(q^2 l)_{4-5}},$$

а затем по таблицам § 6.1 находится необходимый диаметр трубы (с округлением в бо́льшую сторону).

Чтобы избежать излишнего запаса, ответвление можно разбить на два участка (с длинами l_1 и $l_2 = l_{4-5} - l_1$) с двумя соседними табличными диаметрами (один, с запа́сом, D_1, а другой ближайший меньший D_2).

Тогда

$$H_4 - H_5 = S_{01} q_{4-5}^2 l_1 + S_{02} q_{4-5}^2 (l_{4-5} - l_1).$$

Из этого уравнения находятся длины участков l_1 (с диаметром D_1) и l_2 (с диаметром D_2).

Если ответвление состоит из нескольких участков (например *2—6—8*), то определяется средний пьезометрический уклон для этого ответвления

$$i_{p_{ср}} = \frac{H_2 - H_8}{l_{2-6} + l_{6-8}},$$

по величине которого определяется ориентировочный напор в промежуточной точке *6*, затем по разности напоров находится диаметр участка *2—6*, уточняется напор в точке *6*, находится диаметр участка *6 — 8*.

Аналогично может рассчитываться и основная магистраль, если по условию в начальной точке сети напор задан.

§ 6.4. Кольцевые водопроводные сети

Гидравлический расчет кольцевой сети (рис. 6.6) состоит из следующих этапов.

1. Определение путевых расходов для всех участков: $Q_{1-2} = q_0 l_{1-2}$; $Q_{2-3} = q_0 l_{2-3}$ и т. д.

2. Определение узловых расходов в узле. Расчетный узловой расход складывается из заданного сосредоточенного узлового расхода Q' и полусуммы путевых расходов на участках, примыкающих к данному узлу. Например:

$$Q_1 = \frac{Q_{1-2} + Q_{1-4}}{2}$$

(если в узле не задан сосредоточенный узловой расход);

$$Q_2 = \frac{Q_{1-2} + Q_{2-3} + Q_{2-5}}{2} + Q_2'$$

(при заданном сосредоточенном узловом расходе).

3. Предварительное назначение величины и направлений линейных расходов q_n на каждом участке сети, соответствующее принципу подачи воды по кратчайшему пути в наиболее отдаленные точки, а также взаимозаменяемости отдельных участков при аварии. Для каждого узла нужно

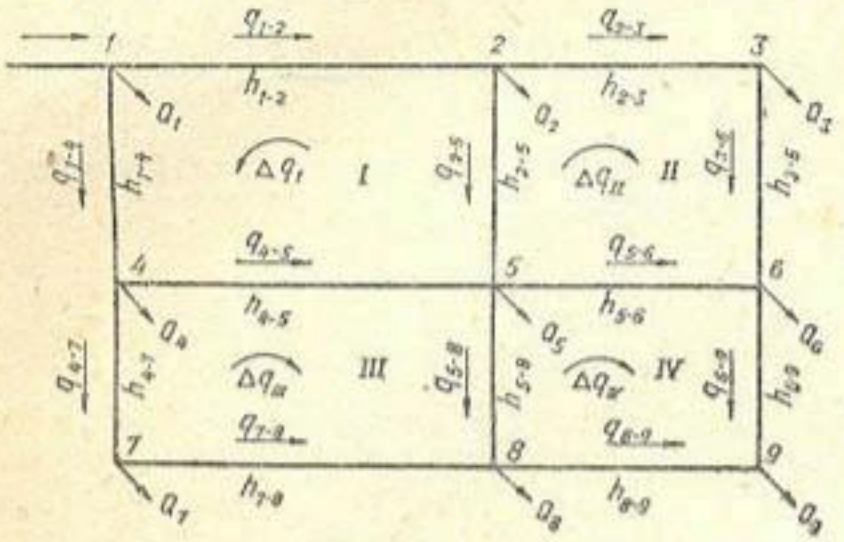


Рис. 6.6

соблюдать условие: сумма приходящих к узлу расходов равна сумме уходящих от узла расходов, включая узловой. Условно принимая для i-го узла приходящие расходы положительными, а уходящие — отрицательными, получим

$$\Sigma q_{ri} - Q_i = 0, \qquad (6.30)$$

где Q_i — узловой расход в узле i; q_{ri} — линейные расходы на примыкающих к узлу i участках.

4. Назначение диаметров участков по рекомендации табл. 6.13 с учетом намеченных линейных расходов.

5. Собственно гидравлический расчет (увязка) сети, состоящий из определения действительных линейных расходов и пьезометрических напоров в узловых точках сети. При этом в каждом кольце сумма потерь напора на участках с движением воды по часовой стрелке (*1—2—5* в первом кольце на рис. 6.6) должна равняться сумме потерь напора на участках с движением воды против часовой стрелки (*1—4—5*). Условно принимая потери напора по первому направлению положительными, а по второму — отрицательными, получим для каждого кольца

$$\Sigma h_l = 0. \qquad (6.31)$$

Обычно такое равенство сразу не получается, так как линейными расходами и диаметрами задаются ориентировочно. Поэтому следует уточнить распределение расходов по участкам, т. е. провести увязку сети в соответствии с уравнением (6.30).

Существуют методы увязки сети М. М. Андрияшева [50], В. Г. Лобачева, В. П. Сироткина [60], Н. У. Койды [55], Е. И. Яресько, М. П. Васильченко [52], А. Е. Белана и др. Подробно с ними можно ознакомиться в специальных изданиях по водоснабжению и по расчету водопроводных сетей. Здесь же приводится наиболее распространенный метод В. Г. Лобачева [57], суть которого в следующем.

Допустим, положительные потери напора в кольце оказались больше отрицательных. В

Таблица 6.14. **Пример увязки кольцевой сети (трубы чугунные, Э = 1)**

Номера колец	Номера участков	Длина l, м	Предварительное распределение расходов: q, л/сек	D, мм	V, м/сек	S_0, сек²/м⁶	$S = S_0 l$, сек²/м³	$h_l = Sq^2$, м	Sq, сек/м²	Первое исправление: Δq, л/сек	q, л/сек	$h_l = Sq^2$, м	Sq, сек/м²
I	1—2	300	64	250	1,28	2,53	760	+3,1	48,6	−0,9	63,1	+3,03	48
	2—5	400	20	150	1,1	37,65	15 060	+6,03	301,2	−0,9−2=2,9	17,1	+4,4	257,5
	5—4	300	18	150	0,99	38,16	11 440	−3,71	206	+0,9	18,9	−4,08	216,5
	4—1	400	36	200	1,13	8,18	3270	−4,26	113,8	+0,9	36,9	−4,46	120,7
								+1,16	669,6			−1,11	642,7
			$\Delta q_I = -\frac{1,16 \cdot 10^3}{2 \cdot 669,6} = -0,9$ л/сек							$\Delta q_I = -\frac{-1,11 \cdot 10^3}{2 \cdot 642,7} = +0,9$ л/сек			
II	2—3	600	28	200	0,88	8,45	5070	+3,96	142	+2	30	+4,56	152,2
	3—6	400	18	150	0,99	38,16	15 270	+4,95	274,7	+2	20	+6,1	305,3
	6—5	600	18	150	0,99	38,16	22 900	−7,42	412	−2	16	−5,87	368,8
	5—2	400	20	150	1,1	37,65	15 060	−6,03	301,2	−2−0,9=−2,9	17,1	−4,4	257,5
								−4,54	1129,9			+0,39	1083,8
			$\Delta q_{II} = -\frac{-4,54 \cdot 10^3}{2 \cdot 1129,9} = +2,0$ л/сек							$\Delta q_{II} = -\frac{0,39 \cdot 10^3}{2 \cdot 1083,8} = -0,2$ л/сек			

этом случае на участках с положительными потерями нужно уменьшить линейные расходы на величину некоторого поправочного расхода Δq и для соблюдения балансов расходов в узлах на участках с отрицательными потерями линейные расходы следует увеличить на ту же величину Δq. Иными словами, по кольцу против часовой стрелки пропускается поправочный расход Δq. Если в кольце преобладают отрицательные потери, то поправочный расход пропускается по часовой стрелке.

Потери напора на каждом участке записывают в виде

$$h_l = Sq^2, \qquad (6.32)$$

где $S = S_0 l$ — сопротивление участка трубопровода.

Поправочный расход для каждого кольца определяется по формуле

$$\Delta q = -\frac{\Sigma S q^2}{2\Sigma S q} = -\frac{\Delta h}{2\Sigma S q}, \qquad (6.33)$$

где $\Delta h = \Sigma S q^2 = \Sigma h_l$ — невязка потерь напора в кольце.

Исправляя соответствующие линейные расходы на величину Δq, можно легко увязать одно-кольцевую сеть. Для многокольцевых сетей для всех смежных участков будет по два поправочных расхода, вычисленных для каждого кольца. Это несколько усложняет расчет, так как один поправочный расход, уменьшая невязку в одном кольце, может увеличить ее в соседнем, а поэтому расчет состоит из ряда последовательных приближений. На практике невязки потерь по отдельным кольцам доводят до 0,3—0,5 *м*, а кроме того проверяют невязку по всему контуру сети, которая должна быть не больше 1—1,5 *м*. Следует отметить, что при каждом исправлении расходов изменяется скорость и, следовательно, удельное сопротивление трубопровода. Однако это изменение относительно невелико и его можно учесть

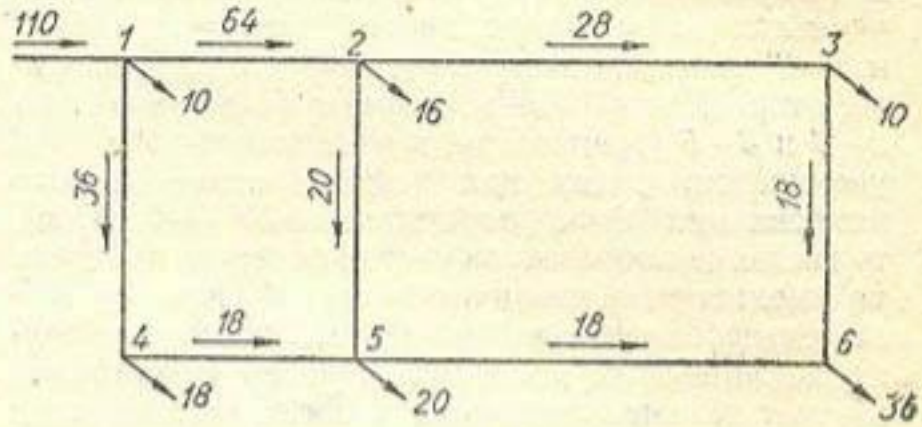


Рис. 6.7

в конце расчета после окончательного исправления расходов.

Зная необходимый напор в наиболее отдаленной точке сети и добавляя к нему последовательно потери, подсчитанные по уточненным расходам, можно найти пьезометрические и свободные напоры в каждой точке сети.

Пример 6.1. Для иллюстрации изложенного рассмотрим увязку двухкольцевой сети, изображенной на рис. 6.7. На схеме указаны узловые расходы и предварительно намеченные величины

Второе исправление				Третье исправление			Поправка за счет изменения скорости			
Δq, *л/сек*	q, *л/сек*	$h_l = Sq^2$, *м*	Sq, *сек/м²*	Δq, *л/сек*	q, *л/сек*	$h_l = Sq^2$, *м*	V, *м/сек*	S_0, *сек²/м⁶*	$S = S_0 l$, *сек²/м⁵*	$h_l = Sq^2$, *м*
+0,9	64	+3,11	48,6	−0,1	63,9	+3,1	1,27	2,53	760	+3,1
+0,9+0,2=1,1	18,2	+4,99	274	−0,1−0,2=−0,3	17,9	+4,83	0,98	38,28	15 320	+4,9
−0,9	18	−3,71	206	+0,1	18,1	−3,75	0,99	38,16	11 440	−3,75
−0,9	36	−4,26	113,8	+0,1	36,1	−4,27	1,13	8,18	3270	−4,27
		+0,13	642,4			−0,09				−0, 02

$$\Delta q_I = -\frac{0{,}13 \cdot 10^3}{2 \cdot 642{,}4} = -0{,}1 \text{ л/сек}$$

−0,2	29,8	+4,50	151	+0,2	30	+4,56	0,94	8,39	5040	+4,5
−0,2	19,8	+5,98	302	+0,2	20	+6,1	1,1	37,65	15 060	+6,02
+0,2	16,2	−6,02	371	−0,2	16	−5,87	0,88	38,76	23 250	−5,96
+0,2+0,9=1,1	18,2	−4,99	274	−0,2−0,1−=0,3	17,9	−4,83	0,98	38,28	15 320	−4,9
		−0,53	1098			−0,01				−0,31

$$\Delta q_{II} = -\frac{-0{,}53 \cdot 10^3}{2 \cdot 1098} = +0{,}2 \text{ л/сек}$$

и направления линейных расходов. Все расчеты сведены в табл. 6.14.

Данные таблицы показывают, что после второго исправления невязка во втором кольце оказалась несколько больше допускаемой (0,53 > > 0,5). При этом расходы и, следовательно, скорости на участках с положительными потерями напора (*2—3* и *3—6*) получились больше, чем при предварительном распределении расходов, а на участках с отрицательными потерями (*6—5* и *5—2*) меньше, чем при предварительном распределении. Ввиду этого сопротивления участков *2—3* и *3—6* уменьшатся, а участков *6—5* и *5—2* увеличатся, а так как невязка после второго исправления была отрицательной (—0,53 *м*), то введение поправки за счет изменения скорости не уменьшит, а увеличит невязку. Поэтому возникла необходимость произвести третье исправление линейных расходов, а затем и поправку за счет изменения скорости, после чего невязки в кольцах оказались в пределах допустимых.

§ 6.5. О применении электронно-вычислительных машин и аналоговых вычислительных машин для гидравлического расчета водопроводных сетей

Расчеты водопроводных сетей требуют весьма громоздкой вычислительной работы, особенно при непосредственной увязке сети. Эта работа может быть выполнена с помощью электронно-вычислительных машин (ЭВМ) или аналоговых вычислительных машин (АВМ).

Для увязки сети на ЭВМ предложено много методов, разработаны алгоритмы и программы. В большинстве своем они базируются на методе В. Г. Лобачева или его разновидностях.

При этом предполагаются заданными конфигурация сети, узловые расходы, диаметры труб на основании предварительного распределения линейных расходов, сопротивление участков сети, отметки всех характерных точек. Эти данные должны быть введены в машину.

Предварительно намеченные линейные расходы удовлетворяют уравнению баланса расходов в узлах (6.30), однако, обычно, они не удовлетворяют условиям равенства нулю алгебраической суммы потерь напора в каждом кольце (6.31). В результате в каждом кольце получается невязка, которая может быть устранена введением поправочного расхода Δq (6.33). При этом условие (6.30) не нарушается.

Машина производит эти подсчеты и исправляет линейные расходы на величину Δq. Затем процесс счета повторяется до тех пор, пока получаемые невязки Δh в каждом кольце не окажутся допустимыми или меньше их. На рис. 6.8 приведен возможный алгоритм гидравлического расчета кольцевой сети по методу В. Г. Лобачева.

Некоторые разновидности программ предусматривают также предварительное распределение на ЭВМ линейных расходов на участках (блок 1). Это осложняет программу и в большинстве случаев эта ее часть выполняется вручную, а машинные операции начинаются с блока 2.



Рис. 6.8

Другие программы позволяют решать задачи, где вместо некоторых узловых расходов заданы узловые напоры. Такими узлами являются резервуары с заданными отметками поверхности воды. В этих задачах необходимо также определить узловые расходы из резервуаров или в резервуары.

В отдельных программах учитываются особенности расчета сетей совместно с насосными станциями. Подробнее с этими вопросами можно ознакомиться в специальных руководствах по расчету водопроводных сетей.

Аналоговые вычислительные машины (АВМ) или устройства, применяемые для расчета водопроводных сетей, основаны на аналогии процесса движения воды некоторым другим процессам. Обычно аналогом движению воды в водопроводной сети является электрический ток в сети из электрических проводников. Такая аналогия называется электро-гидродинамической (ЭГДА).

Электрические АВМ обычно построены по принципу прямого моделирования, при котором силе тока I и напряжению U на модели соответствуют расход и напор на участках и в узлах водопроводной сети.

Электрическая характеристика проводника

$$U = rI, \tag{6.34}$$

а гидравлическая характеристика участка водопроводной сети

$$h = SQ^{\beta}, \tag{6.35}$$

где U — падение напряжения на участке электрической сети; r — электрическое сопротивление этого участка; β — показатель степени, который при квадратичной области сопротивления равен 2, а в переходной области сопротивления 1,75—2 (см. гл. IV), но чаще $\beta = 1{,}85 \div 2$.

Для того чтобы электрическая модель воспроизводила закон гидравлического сопротивления, необходимо, чтобы $r = SI^{\beta-1}$, что дает:

$$U = SI^{\beta}, \tag{6.36}$$

т. е. полная аналогия с (6.35).

Имеются различные конструкции электрических сопротивлений, зависящих от силы прохождения в них тока,— электромеханические автоматы (АВМ ВОДГЕО), специальные лампы накаливания (АВМ Днепропетровского горного института и АВМ Мак Илроя). В некоторые схемы вводится автотрансформатор, позволяющий изменять в широких пределах величину r и поддерживать заданное значение показателя β (АВМ Киевского инженерно-строительного института) [54].

В ряде АВМ (АКХ им. Н. Д. Панфилова и др.) применены элементы, аппроксимирующие нелинейную зависимость (6.36) прямолинейными отрезками.

С повышением напряжения до определенного уровня в цепь подключаются дополнительные сопротивления, что приводит к увеличению коэффициента пропорциональности в линейной зависимости (6.34).

Более подробные сведения об АВМ изложены в специальной литературе.

Следует отметить, что аналоговые машины позволяют почти мгновенно после набора электрической модели найти истинные линейные расходы и потери напора на участках. АВМ, кроме задач по увязке сетей при различных режимах их работы, позволяют проводить расчеты, связанные с усилением сетей, заменой насосов, повышением отметок резервуаров, режимами работы в случаях возможных аварий и выключения отдельных линий при ремонте, улучшением эксплуатации и дальнейшим развитием водоснабжения [49].

§ 6.6. Гидравлический удар

Гидравлический удар в трубопроводе возникает при быстром изменении скорости движения жидкости из-за изменения степени закрытия затвора или включения и выключения из работы насосов и сопровождается большим повышением давления.

При закрытии затвора или изменении режима работы насоса повышение давления в первый момент возникает у источника возмущения и затем распространяется по трубопроводу со скоростью C_v, называемой *скоростью ударной волны*. При подходе ударной волны к резервуару, к месту присоединения к другому трубопроводу большего диаметра и т. д. она отражается и практически с той же скоростью C_v возвращается к источнику возмущения (затвору или насосу). Время распространения ударной волны от источника возмущения и обратно по трубопроводу называется *фазой удара* и определяется по формуле:

$$T = \frac{2l}{C_v}, \tag{6.37}$$

где l — длина трубопровода.

Скорость ударной волны определяется по формуле Н. Е. Жуковского:

$$C_v = \frac{C_{ж}}{\sqrt{1 + \frac{E_{ж}}{E}\Psi}}, \tag{6.38}$$

где $E_{ж}$ — модуль объемной упругости жидкости; $E_{тр}$ — модуль упругости материала стенок трубы; $C_{ж} = \sqrt{\frac{E_{ж}}{\rho}}$ — скорость распространения звука в жидкости; ρ — плотность жидкости; Ψ — коэффициент, учитывающий деформативность стенок трубопровода. Для воды $\rho = 1000$ *кг/м*³; $E_{ж} = 2{,}07 \cdot 10^4$ *кгс/см*² $= 2{,}03 \cdot 10^6$ *кПа*; $C_{ж} = 1425$ *м/сек*;

$$C_v = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{E_{ж}}{E_{тр}}\Psi}}. \tag{6.39}$$

Для воды отношение $E_{ж}/E_{тр}$ в зависимости от материала стенки трубы принимается равным:

для стальных труб — 0,01
» чугунных труб — 0,02

для бетонных и железобетонных труб — 0,10—0,14
» полиэтиленовых труб — 1—1,45
» винипластовых труб — 0,68—0,73
» стеклопластовых труб — 0,2—0,4
» асбестоцементных труб — 0,11
» резиновых труб — 333—1000
» труб из оргстекла — 0,5—0,8
» труб из деревянных клепок — 0,2

Коэффициент Ψ принимается для тонкостенных трубопроводов (стальные, чугунные, резиновые, пластмассовые и т. д.) по формуле:

$$\Psi = D/\delta, \qquad (6.40)$$

где D — диаметр трубопровода; δ — толщина его стенок.

Для железобетонного трубопровода

$$\Psi = \frac{D}{\delta(1 + 9{,}5\alpha')}, \qquad (6.41)$$

где α' — коэффициент армирования кольцевой арматурой, равный:

$$\alpha' = f/\delta, \qquad (6.42)$$

f — площадь сечения кольцевой арматуры на 1 *м* длины стенки трубы;

обычно $\alpha' = 0{,}015 \div 0{,}05$.

Таблица 6.15. **Скорость ударной волны для разных** $\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$

$\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$	C_v, *м/сек*	$\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$	C_v, *м/сек*	$\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$	C_v, *м/сек*	$\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$	C_v, *м/сек*	$\frac{E_ж}{E_{тр}}\Psi$	C_v, *м/сек*
0,1	1358	1,0	1007	2,8	731	7,0	504	15,0	356
0,2	1301	1,2	961	3,0	712	7,5	488	16,0	345
0,3	1250	1,4	920	3,5	671	8,0	475	17,0	336
0,4	1204	1,6	883	4,0	637	9,0	451	18,0	327
0,5	1162	1,8	851	4,5	607	10,0	429	20,0	311
0,6	1126	2,0	822	5,0	581	11,0	411	22,0	297
0,7	1092	2,2	797	5,5	559	12,0	395	24,0	285
0,8	1062	2,4	773	6,0	539	13,0	381	27,0	269
0,9	1033	2,6	751	6,5	520	14,0	368	30,0	256

Для деревянного трубопровода

$$\Psi = \frac{240\gamma}{p} \cdot \frac{E_б}{E_ж}, \qquad (6.43)$$

где p — давление, на которое рассчитано сечение трубопровода; γ — удельный вес воды; $E_б$ — модуль упругости бандажа (сталь).

Значения скорости ударной волны C_v в зависимости от величины $(E_ж/E_{тр})\Psi$ приведены в табл. 6.15.

Если время закрытия задвижки (затвора) меньше фазы удара ($t_з < T$), т. е. когда ударная отраженная волна не успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, то такой удар называется *прямым*. Если же отраженная волна возвращается к затвору до его полного закрытия ($t_з > T$), то удар будет *непрямым*.

При прямом гидравлическом ударе повышение давления определяется по формуле Н. Е. Жуковского

$$\Delta p = \rho V_0 C_v, \qquad (6.44)$$

где V_0 — скорость протекания воды в трубопроводе до удара.

Повышение напора при прямом ударе

$$\Delta H = \frac{V_0 C_v}{g}. \qquad (6.45)$$

При непрямом ударе во время первой фазы, т. е. в течение времени $T = \frac{2l}{C_v}$ от начала закрытия затвора до возвращения отраженной волны к затвору, повышение напора определяется по формуле

$$\Delta H = \frac{C_v}{g}(V_0 - V), \qquad (6.46)$$

где V — скорость при данной степени открытия затвора.

С другой стороны,

$$H_0 + \Delta H = (\zeta_{тр} + \zeta_з)\frac{V^2}{2g}, \qquad (6.47)$$

где H_0 — напор в начале трубопровода до закрытия затвора; $\zeta_{тр}$ — коэффициент сопротивления трубопровода, равный:

$$\zeta_{тр} = \lambda \frac{l}{D} + \Sigma\zeta; \qquad (6.48)$$

$\zeta_з$ — коэффициент сопротивления затвора при данной степени его открытия.

Совместное решение уравнений (6.46) и (6.47) позволяет найти повышение напора и скорость в любой момент первой фазы. К концу первой фазы при непрямом ударе затвор еще не закрыт,

и отраженная волна понижения давления достигнет затвора раньше полного повышения давления. Отраженная волна уменьшит повышение давления прямой волны. Затем новая прямая волна пройдет по трубопроводу и вызовет снова отраженную обратную волну. Это явление будет повторяться и в последующих фазах до полного закрытия затвора.

Повышение напора в *любой* k-й фазе определяется по формуле

$$\Delta H_k = 2H_0 \left\{ \left[j - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i + \left(\frac{j\varphi_k}{\varphi_0} \right)^2 \right] - \right.$$

$$\left. - \frac{j\varphi_k}{\varphi_0} \sqrt{1 + 2\left(j - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i \right) + \left(\frac{j\varphi_k}{\varphi_0} \right)^2} \right\}, \quad (6.49)$$

где j — ударный параметр трубопровода,

$$j = \frac{V_0 C_v}{2gH_0}, \quad (6.50)$$

ΔH_i — повышение напора в каждой из фаз до рассматриваемой; φ_0 и φ_k — коэффициенты скорости системы трубопровода с затвором до начала закрытия затвора и при данном закрытии

$$\varphi_{0,k} = \frac{1}{\sqrt{\zeta_{тр} + \zeta_з}}. \quad (6.51)$$

Значения коэффициента сопротивления затвора $\zeta_з$ в зависимости от степени закрытия принимаются по табл. 4.17.

После закрытия затвора у резервуара возникнет волна понижения напора $\Delta H'$, определяемая по формуле

$$\Delta H' \approx \Delta H_п \left(1 - \frac{\Delta H_п}{8H_0 j} \right), \quad (6.52)$$

где $\Delta H_п$ — повышение напора в последней фазе удара до полного закрытия затвора.

Волна понижения напора $\Delta H'$ не должна быть больше предельной величины

$$\Delta H'_{пред} = H_{ст} + h_{вак.доп}, \quad (6.53)$$

где $H_{ст}$ — статический напор в трубопроводе; $h_{вак.доп}$ — допустимый вакуум в трубопроводе, равный 7—8 *м вод. ст.*

Пример 6.2. В трубопроводе длиной $l = 3000$ *м* при открытом затворе скорость $V_0 = 1$ *м/сек* и потери напора $h_п = H_0 = 7{,}06$ *м*. Коэффициент сопротивления трубопровода $\xi_{тр} = 140$, открытого затвора $\xi_з = 3$. Рассчитать гидравлический удар при условии, что затвор, установленный в конце водовода, закрывается равномерно в течение 60 *сек*. Скорость ударной волны $C_v = 1000$ *м/сек*, статический напор $H_{ст} = 50$ *м*.

Р е ш е н и е: 1. Определяем коэффициент скорости φ_0 трубопровода с открытым затвором

$$\varphi_0 = \frac{1}{\sqrt{\zeta_{тр} + \zeta_з}} = \frac{1}{\sqrt{140 + 3}} = 0{,}0837.$$

2. При открытии затвора $\frac{h}{D} = 0{,}4$ коэффициент его сопротивления $\zeta_з = 14$, т. е. 10% сопротивления трубопровода. В связи с этим для этого открытия считаем повышение напора, как для первой фазы (при больших открытиях повышение напора будет ничтожно малым). Так как затвор закрывается равномерно, то для достижения положения $h/D = 0{,}4$ необходимо время

Таблица 6.16. **Пример расчета гидравлического удара в трубопроводе, вызванного закрытием затвора**

№№ п.п.	t, *сек*	$\frac{h}{D}$	$\zeta_з$	φ_k	$\frac{\varphi_k}{\varphi_0}$	$\sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i$	ΔH_k
1	36	0,4	14	0,0806	6,9	0	0,14
2	42	0,3	30	0,0767	6,56	0,14	0,42
3	48	0,2	80	0,0673	5,75	0,56	2,54
4	54	0,1	490	0,0398	3,40	3,10	27,50
5	60	0	∞	0	0	30,60	40,0

$$t = (1 - 0{,}4)\, 60 = 36 \text{ сек}.$$

3. Фаза удара

$$T = \frac{2l}{C_v} = \frac{2 \cdot 3000}{1000} = 6 \text{ сек}.$$

Будем вычислять повышение напора в конце каждой фазы, т. е. после начала закрытия через 36, 42, 48, 54 и 60 *сек*.

4. Ударный параметр трубопровода

$$j = \frac{C_v V_0}{2gH_0} = \frac{1000 \cdot 1}{19{,}62 \cdot 7{,}06} = 7{,}16.$$

5. Дальнейший расчет ведем по формуле (6.49), все расчеты сводим в табл. 6.16. Для разных открытий затвора в таблице приведены значения коэффициентов сопротивления.

6. Определим по формуле (6.52) понижение напора через фазу после закрытия

$$\Delta H' = \Delta H_п \left(1 - \frac{\Delta H_п}{8H_0 j} \right) =$$

$$= 40 \left(1 - \frac{40}{8 \cdot 7{,}06 \cdot 7{,}16} \right) = 36{,}12 < H_{ст}.$$

В специальной литературе приводятся также расчеты гидравлических ударов при внезапном выключении насосов, в водопроводных сетях, в водоводах гидроэлектростанций, при наличии противоударных мероприятий [39], [56].

Глава 7

РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Открытыми называются русла, контур поперечного сечения которых образован незамкнутой линией. В открытом русле имеет место безнапорное движение жидкости, а поток имеет свободную поверхность.

§ 7.1. Коэффициенты шероховатости русел. Скоростные и расходные характеристики

Равномерным называется движение, элементы которого в рассматриваемый момент времени не изменяются по длине потока, при этом уклоны дна русла i, трения i_f, гидравлический i_e и пьезометрический i_p равны между собой.

Средняя в сечении скорость при равномерном движении воды в открытых руслах

$$V = W\sqrt{i}, \qquad (7.1)$$

где i — уклон дна русла.

Скоростная характеристика (средняя скорость потока при $i = 1{,}0$) определяется обычно по формуле

$$W = \frac{1}{n} R^z, \qquad (7.2)$$

где n — коэффициент шероховатости; z — показатель степени, по полной формуле Н. Н. Павловского

$$z = 0{,}37 + 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}75\,(\sqrt{n} - 0{,}1)\sqrt{R} \qquad (7.3)$$

(значения z, подсчитанные по этой формуле, приведены в табл. 7.1).

Гидравлический радиус

$$R = \omega/\varkappa, \qquad (7.4)$$

где ω — площадь живого сечения; $\varkappa$ — смоченный периметр.

В табл. 7.2—7.4 приведены значения коэффициентов шероховатости для русел с искусственным креплением, труб и напорных водоводов, неукрепленных искусственных и естественных русел.

Таблица 7.1. **Показатель степени z, подсчитанный по полной формуле Н. Н. Павловского**

Коэффициент шероховатости n	z при гидравлическом радиусе R, м						
	0,1	0,5	1	1,5	2	2,5	3
0,011	0,631	0,63	0,629	0,628	0,627	0,623	0,626
0,0115	0,636	0,634	0,633	0,631	0,63	0,63	0,629
0,012	0,642	0,639	0,637	0,635	0,634	0,633	0,631
0,0125	0,647	0,643	0,641	0,639	0,637	0,636	0,634
0,013	0,652	0,648	0,645	0,642	0,64	0,638	0,637
0,0135	0,657	0,652	0,648	0,646	0,643	0,641	0,64
0,014	0,661	0,656	0,652	0,649	0,646	0,644	0,642
0,0145	0,666	0,66	0,656	0,652	0,649	0,647	0,645
0,015	0,671	0,664	0,659	0,656	0,652	0,65	0,647
0,0155	0,676	0,668	0,663	0,659	0,655	0,652	0,65
0,016	0,68	0,672	0,666	0,662	0,658	0,655	0,652
0,0165	0,684	0,675	0,669	0,664	0,66	0,656	0,654
0,017	0,689	0,68	0,673	0,668	0,664	0,66	0,657
0,0175	0,693	0,684	0,677	0,671	0,667	0,662	0,659
0,018	0,697	0,687	0,68	0,674	0,669	0,665	0,661
0,019	0,706	0,695	0,686	0,68	0,675	0,67	0,665
0,02	0,714	0,702	0,692	0,685	0,68	0,674	0,67
0,021	0,722	0,709	0,699	0,691	0,685	0,678	0,674
0,0225	0,733	0,719	0,708	0,699	0,692	0,683	0,68
0,025	0,752	0,735	0,722	0,712	0,704	0,696	0,69
0,0275	0,769	0,75	0,735	0,724	0,715	0,707	0,699
0,03	0,786	0,764	0,748	0,736	0,725	0,716	0,708
0,035	0,817	0,792	0,773	0,757	0,745	0,735	0,725
0,04	0,846	0,817	0,795	0,776	0,764	0,751	0,74
0,045	0,852	0,822	0,799	0,782	0,768	0,755	0,743

Таблица 7.2. **Коэффициенты шероховатости *n* русел с искусственным креплением**

Поверхность русла	*n* при состоянии поверхности		
	хорошем	среднем	плохом
Цементная			
Из чистого цемента	0,011	0,012	0,013
Штукатуренная цементным раствором	0,011	0,013	0,015
Бетонированная			
Наиболее гладкая с весьма тщательной отделкой, хорошо устроенными швами облицовки, без песка и гравия на дне, при небольшом количестве закруглений в плане, имеющих к тому же большие радиусы	0,011	0,012	0,013
Без специальной весьма гладкой отделки (без тщательной сплошной штукатурки) или при не вполне ровно затертой поверхности с удовлетворительно устроенными швами, без песка и гравия на дне, при закруглениях в плане средней величины	0,013	0,014	0,015
То же, при наличии песка и гравия на дне, при худших швах, при крутых закруглениях; шероховатые бетонные поверхности	0,015	0,017	0,018
Бетонная неотделанная	0,014	0,017	0,018
Торкретная, выполненная посредством цемент-пушки, при ровном намете:			
при сглаживании поверхности проволочными щетками	0,015	—	—
без сглаживания поверхности	—	0,018	—
при нетщательном производстве работ	—	—	0,020
Торкретная, волнистая	0,018	0,0225	0,025
Металлическая			
Гладкая неокрашенная	0,011	0,012	0,014
» окрашенная	0,012	0,013	0,017
Ржавая, шероховатая; стальная, рифленая	0,020	0,025	0,030
Деревянная			
Желоб из клепок	0,011	0,012	0,014
Из продольно расположенных досок или брусьев:			
строганых	0,011	0,014	0,018
нестроганых	0,012	0,015	0,018
Из поперечно расположенных досок или брусьев:			
строганых	0,012	0,015	0,020
нестроганых	0,013	0,017	0,020
Кирпичная и каменная			
Кладка из кирпича, покрытого глазурью	0,011	0,013	0,015
Кирпичная кладка, покрытая цементным раствором	0,012	0,015	0,017
Облицовка из тесаного камня	0,013	0,015	0,017
Бутовая кладка на цементном растворе	0,018	0,025	0,030
Сухая кладка	0,025	0,030	0,035
Мощение:			
из булыжного камня	0,020	0,0225	0,0275
из рваного камня	0,0225	0,0275	0,030
с «изюмом»	—	0,040	—
Прочие поверхности			
Брезент по деревянным рейкам	0,014	0,015	0,016
Грунты, пропитанные битумом или дегтем	0,017	0,018	0,019

Продолжение табл. 7.2.

Поверхность русла	*n* при состоянии поверхности		
	хорошем	среднем	плохом
Фашинные тюфяки и тяжелые фашины	0,0225	0,025	0,0275
Одерновка плашмя и в стенку	0,025	0,0275	0,030
Хворостяные укрепления	0,0275	0,030	0,035
Габионная кладка	0,020	0,0225	0,025
Каменная наброска в плетнях	0,0225	0,025	0,0275
Канавы с земляным дном и одернованными или сложенными сухой кладкой откосами	0,0275	0,030	0,035
Канавы с одернованными откосами и мощеным дном	0,025	0,035	0,040

Таблица 7.3. **Коэффициент шероховатости *n* для неукрепленных искусственных русел**

Поверхность русла	*n* при состоянии поверхности		
	хорошем	среднем	плохом
Каналы в плотном лессе, плотном мелком гравии и плотной земле, затянутые илистой пленкой (для хороших условий — сплошной, для худших — прерывистой):			
при полной планировке дна и откосов	0,017	0,02	0,0225
при частичной подчистке дна и откосов после землеройной машины	0,018	0,225	0,025
при производстве работ машинами без последующей дополнительной планировки	0,020	0,025	0,0275
Большие земляные каналы:			
в лессе, плотной земле, без наносов, затянутые илистой пленкой	—	0,018	—
в песчаных и супесчаных грунтах, находящихся в хороших условиях содержания	—	0,02	—
Большие земляные каналы при различных условиях содержания и ремонта:			
при полной планировке дна и откосов	0,0225	0,025	0,0275
при частичной планировке	0,025	0,0275	0,03
при производстве работ землеройными машинами без последующей планировки	0,025	0,03	0,035
Малые земляные каналы при различных условиях содержания и ремонта:			
при полной планировке дна и откосов	0,025	0,0275	0,03
при частичной планировке	0,0275	0,03	0,035
при производстве работ землеройными машинами без последующей планировки	0,03	0,035	0,04
Большие земляные каналы в плохих условиях:			
с местными обвалами откосов	—	0,025	—
с местными обвалами откосов, местами с водорослями, булыжником или гравием по дну, заметно заросшие травой	0,03		
с неправильным профилем, заметно засоренные камнями и водорослями	—	0,035	—
со значительными промоинами и обвалами, заросшие камышом, с густыми корнями, крупными камнями по дну	—	—	0,04
Каналы и русла в скальных породах:			
чисто высеченные	0,02	0,0225	0,025
в средних условиях производства работ, без сплошного тщательного «сглаживания» поверхности, но с принятием мер против заметных выступов, остающихся при разработке выемки	0,0225	0,03	0,035
грубо высеченные в скале (неправильной формы)	0,025	0,035	0,04
Каналы в галечнике	0,025	0,03	0,035

Таблица 7.4. **Ориентировочные значения коэффициентов шероховатости n и показателя степени z для естественных русел**

Характеристика русла	n	Показатель степени $z = 0{,}5 + y$ при	
		$R < 1$ м	$R > 1$ м
Естественные русла, в том числе реки горного происхождения, но с небольшими уклонами в благоприятных условиях: чистое, прямое, незасоренное земляное русло (глина, песок, мелкий гравий) со свободным течением	0,025	0,737	0,698
То же, при галечно-гравийном русле	0,029	0,753	0,711
Периодические потоки (большие и малые) при очень хорошем состоянии поверхности и формы ложа; галечно-гравийные русла в благоприятных условиях, но с заметным содержанием наносов или более крупной (чем в предыдущем случае) галькой	0,033	0,773	0,727
Земляные русла периодических водотоков (сухих логов) в благоприятных условиях, правильные, хорошо разработанные галечниковые русла горных рек в нижнем течении; сравнительно чистые русла постоянных равнинных водотоков в обычных условиях, русло извилистое, с некоторыми неправильностями в направлении струй или же прямое, но с неправильностями в рельефе дна (отмели, промоины, местами камни)	0,04	0,8	0,75
Периодические (ливневые и весенние) водотоки, несущие во время паводка заметное количество наносов, с крупногалечным или покрытым растительностью (травой и пр.) ложем; русла больших и средних рек, значительно засоренные, извилистые и частично заросшие, каменистые, с неспокойным течением; поймы больших и средних рек, сравнительно разработанные, нормально поросшие растительностью (травой, кустарником)	0,05	0,835	0,779
Русла периодических водотоков, сильно засоренные и извилистые; поймы рек, неровные, плохо разработанные, сильно заросшие (промоины, кустарники, деревья, с наличием заводей; порожистые участки равнинных рек; галечно-валунные русла горного типа (в среднем течении) с неправильной поверхностью водного зеркала	0,067	0,888	0,823
Периодические водотоки и валунные русла горного типа с бурным пенистым течением, с изрытой поверхностью водного зеркала (с летящими вверх брызгами воды); русла и поймы равнинных рек значительно заросшие, со слабым течением, с большими глубокими промоинами	0,08	0,924	0,854
Поймы такие же, как и в предыдущем случае, но с сильно искривленным, косоструйным течением, заводями и пр.; русла горноводопадного типа с крупновалунным и извилистым ложем, с ярко выраженными перепадами, пенистость настолько сильна, что вода, потеряв прозрачность, имеет белый цвет, а шум потока доминирует над всеми остальными звуками	0,1	0,974	0,895
Реки болотного типа (заросли, кочки, стоячая вода во многих местах и пр.); поймы местные, с очень большими мертвыми пространствами, с местными углублениями (озерами и пр.)	0,13	1,046	0,955

Значения скоростной характеристики для искусственных русел произвольного поперечного сечения приведены в табл. 7.5 и 7.6, для естественных водотоков — в табл. 7.7. В первых двух из указанных таблиц показатель степени z определялся по полной формуле Н. Н. Павловского (7.3), а для малых значений гидравлического радиуса, при $R < 0{,}1$ м, по формуле Е. Е. Овчарова

$$y \cong 1{,}7\sqrt{n}\,. \qquad (7.5)$$

Во многих пособиях и справочниках формула для средней скорости приводится в таком виде:

$$V = C\sqrt{Ri}\,, \qquad (7.6)$$

где скоростной множитель

$$C = \frac{1}{n}R^y = \frac{W}{\sqrt{R}}\,. \qquad (7.7)$$

Расход при равномерном движении воды в открытых руслах

$$Q = K\sqrt{i}\,. \qquad (7.8)$$

Расходная характеристика (расход потока при $i = 1$)

$$K = \omega W. \qquad (7.9)$$

Таблица 7.5. Скоростные характеристики W, *м/сек*, при значениях коэффициента шероховатости $n = 0{,}011 \div 0{,}0165$

R, *м*	W при значениях n											
	0,011	0,0115	0,012	0,0125	0,013	0,0135	0,014	0,0145	0,015	0,0155	0,016	0,0165
0,01	4,00	3,75	3,53	3,33	3,15	2,98	2,83	2,69	2,55	2,43	2,32	2,22
0,02	6,40	6,03	5,69	5,38	5,10	4,84	4,60	4,38	4,17	3,99	3,81	3,73
0,03	8,43	7,95	7,51	7,11	6,75	6,42	6,11	5,83	5,56	5,32	5,09	4,88
0,04	10,24	9,68	9,15	8,68	8,24	7,84	7,48	7,14	6,82	6,53	6,25	6,00
0,05	11,92	11,27	10,67	10,12	9,62	9,17	8,74	8,35	7,99	7,65	7,34	7,05
0,06	13,48	12,76	12,09	11,48	10,92	10,41	9,93	9,50	9,09	8,71	8,36	8,03
0,07	14,97	14,17	13,44	12,77	12,16	11,59	11,07	10,59	10,14	9,72	9,33	8,97
0,08	16,39	15,52	14,72	14,00	13,33	12,72	12,15	11,63	11,14	10,69	10,27	9,88
0,09	17,75	16,82	15,97	15,18	14,47	13,81	13,20	12,64	12,11	11,63	11,17	10,75
0,10	21,3	20,1	19,0	18,1	17,2	16,3	15,6	14,9	14,2	13,6	13,1	12,5
0,12	23,9	22,6	21,4	20,3	19,3	18,4	17,6	16,8	16,1	15,4	14,8	14,2
0,14	26,3	24,9	23,6	22,5	21,4	20,4	19,5	18,6	17,9	17,1	16,5	15,8
0,16	28,6	27,1	25,7	24,5	23,3	22,3	21,3	20,4	19,5	18,8	18,0	17,3
0,18	30,8	29,2	27,8	26,4	25,2	24,1	23,0	22,1	21,2	20,3	19,5	18,8
0,20	33,0	31,3	29,7	28,3	27,0	25,8	24,7	23,7	22,7	21,8	21,0	20,2
0,22	35,0	33,2	31,6	30,1	28,7	27,5	26,3	25,2	24,2	23,3	22,4	21,6
0,24	37,0	35,1	33,4	31,9	30,4	29,1	27,5	26,8	25,7	24,7	23,8	23,0
0,26	38,9	37,0	35,2	33,6	32,1	30,7	29,4	28,2	27,1	26,1	25,1	24,3
0,28	40,8	38,7	36,9	35,2	33,7	32,2	30,9	29,7	28,5	27,4	26,4	25,5
0,30	42,6	40,5	38,6	36,8	35,2	33,7	32,3	31,1	29,9	28,8	27,7	26,8
0,32	43,5	41,3	39,4	37,6	36,0	34,4	33,1	31,8	30,5	29,4	28,3	27,4
0,34	46,1	43,8	41,8	39,9	38,2	36,6	35,1	33,8	32,5	31,3	30,2	29,2
0,36	47,8	45,5	43,4	41,4	39,6	38,0	36,5	35,1	33,8	32,5	31,4	30,3
0,38	49,4	47,0	44,9	42,9	41,1	39,4	37,8	36,4	35,0	33,7	32,6	31,5
0,40	51,1	48,6	46,4	44,4	42,5	40,8	39,1	37,6	36,2	34,9	33,7	32,6
0,45	55,0	52,4	50,0	47,9	45,9	44,0	42,3	40,7	39,2	37,8	36,5	35,3
0,50	58,8	56,0	53,5	51,2	49,1	47,1	45,3	43,6	42,1	40,6	39,2	38,0
0,55	62,4	59,5	58,9	54,5	52,2	50,2	48,3	46,5	44,8	43,3	41,8	40,5
0,60	65,9	62,9	60,2	57,6	55,3	53,1	51,1	49,2	47,5	45,9	44,4	43,0
0,65	69,3	66,2	63,3	60,7	58,2	56,0	53,9	51,9	50,1	48,4	46,8	45,4
0,70	72,6	69,4	66,4	63,6	61,1	58,7	56,6	54,5	52,6	50,9	49,2	47,7
0,75	75,8	72,5	69,4	66,5	63,9	61,4	59,2	57,1	55,1	53,3	51,6	50,0
0,80	79,0	75,5	72,3	69,3	66,6	64,1	61,7	59,6	57,5	55,6	53,8	52,2
0,85	82,1	78,5	75,1	72,1	69,3	66,6	64,2	62,0	59,9	57,9	56,1	54,3
0,90	85,1	81,3	77,9	74,8	71,9	69,2	66,7	64,4	62,2	60,2	58,3	56,5
0,95	88,0	84,2	80,6	77,4	74,4	71,6	69,1	66,7	64,4	62,4	60,4	58,6
1,00	90,9	87,0	83,3	80,0	76,9	74,1	71,4	69,0	66,7	64,5	62,5	60,6
1,10	96,5	92,4	88,5	85,0	81,8	78,8	76,0	73,4	71,0	68,7	66,6	64,6
1,20	102	97,6	93,6	89,9	86,5	83,3	80,4	77,7	75,2	72,8	70,5	68,4
1,30	107	103	98,5	94,6	91,1	87,8	84,7	81,9	79,2	76,7	74,4	72,2
1,40	112	108	103	99,2	95,5	92,1	88,9	85,9	83,1	80,6	78,1	75,8
1,50	117	112	108	104	99,8	96,2	92,9	89,8	87,0	84,3	81,7	79,3
1,60	122	117	112	108	104	100	96,9	93,7	90,7	87,9	85,3	82,8
1,70	127	122	117	112	108	104	101	97,4	94,3	91,4	88,7	86,1
1,80	131	126	121	116	112	108	105	101	97,9	94,9	92,1	89,4
1,90	136	130	125	120	116	112	108	105	101	98,3	95,4	92,6
2,00	140	135	129	124	120	116	112	108	105	102	98,6	95,8
2,10	145	139	133	128	124	119	115	112	108	105	102	98,8
2,20	149	143	137	132	127	123	119	115	111	108	105	102
2,30	153	147	141	136	131	126	122	118	115	111	108	105
2,40	157	151	145	140	135	130	126	122	118	114	111	108
2,50	161	155	149	143	138	133	129	125	121	117	114	111
2,60	165	159	152	147	142	137	132	128	124	120	117	113

R, м	W при значениях n											
	0,011	0,0115	0,012	0,0125	0,013	0,0135	0,014	0,0145	0,015	0,0155	0,016	0,0165
2,70	169	162	156	150	145	140	135	131	127	123	120	116
2,80	173	166	160	154	148	143	138	134	130	126	122	119
2,90	177	170	163	157	152	146	142	137	133	129	125	122
3,00	181	173	167	161	155	150	145	140	136	132	128	124

Таблица 7.6. **Скоростные характеристики W, *м/сек*, при значениях коэффициента шероховатости n =0,017÷0,04**

R, м	W при значениях n											
	0,017	0,0175	0,018	0,019	0,020	0,021	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,035	0,040
0,01	2,12	2,03	1,94	1,79	1,65	1,53	1,37	1,16	0,99	0,86	0,66	0,52
0,02	3,49	3,35	3,22	2,98	2,76	2,57	2,32	1,98	1,71	1,49	1,16	0,99
0,03	4,68	4,50	4,32	4,01	3,73	3,48	3,15	2,70	2,34	2,06	1,62	1,31
0,04	5,76	5,54	5,33	4,95	4,61	4,31	3,91	3,73	2,93	2,58	2,05	1,67
0,05	6,77	6,51	6,27	5,83	5,44	5,09	4,63	4,00	3,49	3,09	2,46	2,02
0,06	7,72	7,43	7,16	6,67	6,23	5,83	5,31	4,60	4,03	3,57	2,86	2,35
0,07	8,63	8,31	8,01	7,47	6,98	6,54	5,97	5,18	4,55	4,03	3,24	2,68
0,08	9,50	9,16	8,83	8,24	7,71	7,23	6,60	5,74	5,05	4,48	3,62	3,00
0,09	10,35	9,97	9,62	8,98	8,41	7,89	7,21	6,28	5,53	4,92	3,98	3,31
0,10	12,0	11,6	11,2	10,4	9,67	9,04	8,22	7,09	6,19	5,46	4,35	3,56
0,12	13,7	13,2	12,7	11,8	11,0	10,3	9,41	8,15	7,14	6,32	5,07	4,18
0,14	15,2	14,7	14,1	13,2	12,3	11,6	10,6	9,17	8,06	7,16	5,77	4,78
0,16	16,7	16,1	15,5	14,5	13,6	12,8	11,7	10,2	8,95	7,97	6,45	5,36
0,18	18,1	17,5	16,9	15,8	14,8	13,9	12,7	11,1	9,81	8,75	7,12	5,94
0,20	19,5	18,8	18,2	17,0	16,0	15,0	13,8	12,0	10,7	9,52	7,78	6,50
0,22	20,8	20,1	19,4	18,2	17,1	16,1	14,8	12,9	11,5	10,3	8,42	7,06
0,24	22,1	21,4	20,7	19,4	18,2	17,1	15,8	13,8	12,3	11,0	9,05	7,61
0,26	23,4	22,6	21,9	20,5	19,3	18,2	16,7	14,7	13,1	11,7	9,67	8,15
0,28	24,6	23,8	23,0	21,6	20,3	19,2	17,7	15,6	13,8	12,4	10,3	8,69
0,30	25,8	25,0	24,2	22,7	21,4	20,2	18,6	16,4	14,6	13,1	10,9	9,22
0,32	26,4	25,6	24,7	23,2	21,9	20,7	19,0	16,8	15,0	13,5	11,2	9,48
0,34	28,1	27,2	26,4	24,8	23,4	22,1	20,4	18,0	16,1	14,5	12,1	10,3
0,36	29,3	28,3	27,5	25,8	24,3	23,0	21,2	18,8	16,8	15,2	12,6	10,8
0,38	30,4	29,4	28,5	26,8	25,3	23,9	22,1	19,6	17,5	15,8	13,2	11,3
0,40	31,5	30,5	29,5	27,8	26,2	24,8	22,9	20,3	18,2	16,5	13,8	11,8
0,45	34,1	33,1	32,1	30,2	28,5	27,0	25,0	22,2	20,0	18,1	15,2	13,0
0,50	36,7	35,6	34,5	32,5	30,7	29,1	27,0	24,0	21,6	19,6	16,5	14,2
0,55	39,2	38,0	36,9	34,8	32,9	31,2	28,9	25,8	23,2	21,1	17,8	15,4
0,60	41,6	40,3	39,1	36,9	35,0	33,2	30,8	27,5	24,8	22,6	19,1	16,5
0,65	49,3	42,6	41,4	39,1	37,0	35,1	32,7	29,2	26,4	24,0	20,4	17,6
0,70	46,2	44,8	43,5	41,1	39,0	37,0	34,5	30,8	27,9	25,4	21,6	18,7
0,75	48,4	47,0	45,6	43,2	40,9	38,9	36,2	32,4	29,4	26,8	22,8	19,8
0,80	50,6	49,1	47,7	45,1	42,8	40,7	37,9	34,8	30,8	28,2	24,0	20,9
0,85	52,7	51,2	49,7	47,1	44,7	42,5	39,6	35,6	32,2	29,5	25,2	21,9
0,90	54,8	53,2	51,7	49,0	46,5	44,2	41,2	37,1	33,6	30,8	26,3	23,0
0,95	56,8	55,2	53,7	50,8	48,3	45,9	42,9	38,5	35,0	32,1	27,5	24,0
1,00	58,8	57,1	55,6	52,6	50,0	47,6	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6	25,0
1,10	62,7	60,9	59,3	56,2	53,4	50,9	47,5	42,8	39,0	35,8	30,7	27,0
1,20	66,5	64,6	62,9	59,6	56,7	54,1	50,5	45,6	41,5	38,2	32,9	28,9
1,30	70,1	68,2	66,3	62,9	59,9	57,1	53,4	48,3	44,0	40,5	34,9	30,7

R, *м*	*W* при значениях *n*											
	0,017	0,0175	0,018	0,019	0,020	0,021	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,035	0,040
1,40	73,7	71,6	69,7	66,2	60,3	60,1	56,3	50,9	46,4	42,7	36,9	32,5
1,50	77,1	75,0	73,0	69,3	66,0	63,0	59,0	53,4	48,8	44,9	38,8	34,3
1,60	80,5	78,3	76,2	72,4	69,0	65,9	61,7	55,9	51,1	47,1	40,7	36,0
1,70	83,8	81,5	79,4	75,4	71,8	68,6	64,3	58,3	53,3	49,1	42,6	37,7
1,80	87,0	84,6	82,4	78,3	74,6	71,3	66,9	60,6	55,5	51,2	44,4	39,3
1,90	90,1	87,7	85,4	81,2	77,4	74,0	69,3	62,9	57,6	53,2	46,2	40,9
2,00	93,2	90,7	88,4	84,0	80,1	76,5	71,8	65,1	59,7	55,1	47,9	42,5
2,10	96,2	93,6	91,2	86,8	82,7	79,1	74,2	67,3	61,7	57,0	49,6	44,0
2,20	99,1	96,5	94,0	89,4	85,3	81,5	76,5	69,5	63,7	58,9	51,2	45,5
2,30	102	99,3	96,8	92,1	87,8	84,0	78,8	71,6	65,7	60,7	52,9	46,9
2,40	105	102	99,5	94,7	90,3	86,4	81,1	73,7	67,6	62,5	54,4	48,4
2,50	108	105	102	97,2	92,8	88,7	83,3	75,7	69,5	64,2	56,0	49,8
2,60	110	108	105	99,7	95,2	91,0	85,5	77,7	71,3	66,0	57,5	51,1
2,70	113	110	107	102	97,5	93,3	87,6	79,7	73,1	67,7	59,0	52,5
2,80	116	113	110	105	99,8	95,5	89,7	81,6	74,9	69,3	60,5	53,8
2,90	118	115	112	107	102	97,7	91,8	83,5	76,7	70,9	61,9	55,1
3,00	121	118	115	109	104	99,8	93,8	85,3	78,4	72,5	63,3	56,4

Таблица 7.7. **Скоростные характеристики *W*, *м/сек*, для естественных водотоков**

R, *м*	*W* при значениях *n*								
	0,025	0,029	0,033	0,04	0,05	0,07	0,08	0,1	0,13
0,1	7,3	6,2	5,1	4,0	2,9	2,0	1,5	1,1	0,7
0,2	12,2	10,5	8,7	7,7	5,2	3,6	2,8	2,2	1,4
0,3	16,5	14,2	11,9	10,1	7,3	5,2	4,1	3,1	2,1
0,4	20,3	17,5	14,9	12,5	9,3	6,7	5,4	4,1	2,9
0,5	24,0	20,8	17,6	14,8	11,2	8,1	6,6	5,1	3,7
0,6	27,4	23,9	20,2	17,0	13,0	9,6	7,8	6,1	4,4
0,7	30,8	26,8	22,8	19,2	14,8	11,1	9,0	7,1	5,2
0,8	33,9	29,6	25,4	21,2	16,6	12,5	10,2	8,1	5,9
0,9	37,0	32,3	27,7	23,1	18,3	13,8	11,4	9,1	6,7
1,0	40,0	35,0	30,0	25,0	20,0	15,0	12,5	10,0	7,5
1,1	42,7	37,5	32,2	26,9	21,6	16,2	13,6	10,9	8,2
1,2	45,4	39,9	34,3	28 6	23,1	17,4	14,6	11,8	8,9
1,3	48,0	42,3	36,3	30,5	24,6	18,6	15,6	12,7	9,6
1,4	50,6	44,8	38,3	32,2	26,0	19,8	16,6	13,5	10,3
1,5	53,2	46,9	40,3	33,9	27,4	20,0	17,7	14,3	11,0
1,6	55,6	49,0	42,3	35,6	28,8	22,1	18,6	15,2	11,7
1,7	58,0	51,1	44,2	37,3	30,2	23,2	19,5	16,0	12,4
1,8	60,3	53,2	46,0	38,9	31,6	24,3	20,6	16,9	13,1
1,9	62,6	55,3	47,8	40,5	33,0	25,4	21,7	17,8	13,8
2,0	64,8	57,4	49,5	42,1	34,4	26,5	22,5	18,6	14,5
2,1	66,9	59,3	51,2	43,6	35,7	27,6	23,5	19,4	15,2
2,2	69,0	61,2	53,0	45,1	37,0	28,6	24,4	20,2	15,9
2,3	71,2	63,1	54,7	46,6	38,3	29,7	25,3	21,0	16,6
2,4	73,3	65,0	56,4	48,1	39,6	30,7	26,2	21,8	17,3
2,5	75,4	66,9	58,1	49,6	40,9	31,8	27,2	22,6	18,0
2,6	77,5	68,8	59,8	51,1	42,2	32,8	28,1	23,4	18,7
2,7	79,6	70,7	61,5	52,6	43,5	33,9	29,0	24,2	19,4
2,8	81,8	72,6	63,2	54,1	44,8	34,9	29,9	25,0	20,1
2,9	83,9	74,5	64,9	55,6	46,0	36,0	30,9	25,8	20,8
3,0	86,0	76,4	66,7	57,1	47,2	37,0	31,9	26,6	21,5

R, м	W при значениях n								
	0,025	0,029	0,033	0,04	0,05	0,07	0,08	0,1	0,13
3,1	87,9	78,1	68,2	58,5	48,4	38,0	32,8	27,4	22,1
3,2	89,8	79,9	69,8	59,8	49,5	39,0	33,7	28,2	22,8
3,3	91,7	81,6	71,3	61,1	50,7	40,0	34,6	29,0	23,5
3,4	93,6	83,4	72,9	62,5	51,8	41,0	35,5	29,8	24,1
3,5	95,5	85,1	74,5	63,9	53,0	42,0	36,4	30,6	24,7
3,6	97,4	86,8	76,0	65,2	54,1	43,0	37,3	31,4	25,4
3,7	99,3	88,6	77,6	66,2	55,3	44,0	38,2	32,2	26,1
3,8	101,2	90,3	79,2	68,0	56,4	45,0	39,1	33,0	26,8
3,9	103,1	92,1	80,8	69,4	57,5	46,0	40,0	33,8	27,5
4,0	105,0	93,8	82,3	70,7	58,7	47,0	40,9	34,6	28,2
4,1	106,8	95,4	83,7	72,0	59,9	48,0	41,8	35,4	28,9
4,2	108,6	97,1	85,2	73,3	61,0	48,9	42,7	36,2	29,9
4,3	110,4	98,7	86,6	74,6	62,2	49,9	43,5	37,0	30,2
4,4	112,2	100,4	88,0	75,9	63,3	50,8	44,3	37,8	30,9
4,5	114,0	102,0	89,5	77,2	64,5	51,8	45,1	38,6	31,6
4,6	115,8	103,7	90,9	78,5	65,6	52,7	46,0	39,4	32,3
4,7	117,6	105,3	92,3	79,8	66,7	53,7	46,9	40,2	33,0
4,8	119,4	107,0	93,8	81,1	67,8	54,6	47,7	41,0	33,6
4,9	121,2	108,6	95,2	82,4	69,0	55,6	48,5	41,8	34,2
5,0	123,0	110,3	96,6	83,7	70,2	56,5	49,3	42,6	35,5
5,1	124,7	111,8	98,0	84,9	71,3	57,4	50,2	43,4	33,5
5,2	126,4	113,3	99,4	86,1	72,3	58,3	51,0	44,2	36,2
5,3	128,1	114,8	100,8	87,3	73,4	59,2	51,9	45,0	36,8
5,4	129,8	116,3	102,2	88,5	74,4	60,1	52,7	45,8	37,4
5,5	131,5	117,8	103,6	89,7	75,5	61,0	53,6	46,6	38,1
5,6	133,2	119,3	105,0	90,9	76,5	61,9	54,5	47,4	38,8
5,7	134,9	120,8	106,4	92,1	77,6	62,8	55,3	48,2	39,5
5,8	136,6	122,3	107,8	93,3	78,6	63,7	56,1	49,0	40,2
5,9	138,3	123,8	109,2	94,5	79,7	64,6	56,9	49,8	40,8
6,0	140,0	125,3	110,6	95,7	80,7	65,5	57,8	50,6	41,5

Таблица 7.8. **Значения производной от коэффициента шероховатости $n^{3/2}$**

n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$
0,011	0,0011	0,016	0,002	0,0275	0,0045
0,0115	0,0012	0,0165	0,0021	0,029	0,0049
0,012	0,0013	0,017	0,0022	0,03	0,0052
0,0125	0,0014	0,0175	0,0023	0,033	0,006
0,013	0,0015	0,018	0,0024	0,035	0,0065
0,0135	0,0016	0,019	0,0026	0,04	0,008
0,014	0,0017	0,02	0,0028	0,05	0,0112
0,0145	0,0017	0,021	0,0030	0,07	0,0184
0,015	0,0018	0,0225	0,0034	0,09	0,027
0,0155	0,0019	0,025	0,004	0,10	0,0316

Таблица 7.9. **Значения осредненного коэффициента шероховатости $n_{ср}$**

$\sum \frac{\chi_i}{\chi} n_i^{3/2}$	$n_{ср}$	$\sum \frac{\chi_i}{\chi} n_i^{3/2}$	$n_{ср}$	$\sum \frac{\chi_i}{\chi} n_i^{3/2}$	$n_{ср}$
0,001	0,01	0,0035	0,023	0,006	0,033
0,0015	0,013	0,004	0,025	0,0065	0,035
0,002	0,016	0,0045	0,027	0,007	0,037
0,0025	0,018	0,005	0,029	0,0075	0,038
0,003	0,021	0,0055	0,031	0,008	0,04

При расчете русел с неоднородной шероховатостью дна и стенок определяется осредненный коэффициент шероховатости:

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} > 1{,}5 \div 2$

$$n_{ср} = \left(\frac{\chi_1}{\chi} n_1^{3/2} - \frac{\chi_2}{\chi} n_2^{3/2} + \right.$$

$$\left. + \cdots + \frac{\chi_m}{\chi} n_m^{3/2} \right)^{2/3}; \qquad (7.10)$$

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} < 1{,}5 \div 2$

$$n_{ср} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2 + \cdots + \chi_m n_m}{\chi}, \qquad (7.11)$$

где χ — полная длина смоченного периметра; $\chi_1, \chi_2, \ldots, \chi_m$ — длины частей смоченного периметра с коэффициентами шероховатости $n_1, n_2, \ldots, n_m$; n_{max} и n_{min} — наибольший и наименьший из коэффициентов шероховатости.

Значения $n^{3/2}$ и $n_{ср}$, входящих в зависимость (7.10), могут быть получены с использованием табл. 7.8 и 7.9.

§ 7.2. Допускаемые и наибольшие средние в сечении скорости течения

Выбор расчетной скорости $V_{рас}$, предопределяя размеры русла и тип его крепления, имеет большое экономическое значение. Во всех случаях эта скорость

$$V_{min} < V_{рас} \leqslant V_{доп}, \qquad (7.12)$$

где V_{min} — минимальная допускаемая (незаиляющая) средняя в сечении скорость, т. е. скорость, при незначительном снижении которой можно ожидать заиление русла наносами; $V_{доп}$ — максимальная допускаемая (неразмывающая) средняя в сечении скорость, т. е. наивысшее значение средней скорости течения воды, при котором для выбранного типа крепления или грунта, если русло не укреплено, поток не вызывает недопустимого для нормальной эксплуатации размыва (разрушения) русла.

Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости $V_{доп}$. Для неукрепленных русел эти скорости при ориентировочных расчетах можно определять так:

при $\frac{h}{d} \leqslant 600$ по формуле Б. И. Студеничникова:

$$V_{доп} = 3{,}6 \sqrt[4]{hd}, \ м/сек; \qquad (7.13)$$

при $\frac{h}{d} > 600$ по формуле А. М. Латышенкова:

$$V_{доп} = 5 d^{0{,}3} h^{0{,}2}, \ м/сек, \qquad (7.14)$$

где d — средний диаметр частиц грунта, *м*; h — глубина потока, *м*.

Допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости течения воды $V_{доп}$ для русел с искусственным креплением, неукрепленных русел в скальных, связных и несвязных грунтах приведены в табл. 7.10—7.13. (См.: Временные нормы допускаемых скоростей течения в искусственных сооружениях. МПС, 1952; Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. М., «Транспорт», 1974, стр. 25—29).

Эти таблицы предназначены для определения $V_{доп}$ при проектировании каналов, водоотводных русел, искусственных сооружений — мостов, труб, плотин, пойменных насыпей, выправительных сооружений, водоотводов, а также укреплений берегов и подмостовых русел естественных водотоков.

Значения скоростей, приведенные в таблицах, интерполировать не следует. При промежуточных размерах частиц грунта, размерах идущего для мощения камня, марок бетона и глубинах водотока значения скоростей принимаются по размерам, прочности и глубинам, ближайшим к натурным.

Если в начальной стадии проектирования глубина потока не известна, то для ориентировочных расчетов принимается значение допускаемой скорости, соответствующее глубине 0,4 *м*.

Если глубина водотока больше 3 *м*, то при пользовании табл. 7.11—7.13 (в случае отсутствия специальных данных) для расчетов принимается значение допускаемой скорости, соответствующее глубине 3 *м*.

Средние в сечении скорости течения, учитываемые в расчетах, должны соответствовать расчетным расходам воды в нормальных условиях эксплуатации.

Средние в сечении скорости течения определяются:

при расчетах отверстий сооружений, расчетах размывов и проектировании укреплений по всему периметру поперечного сечения водотока — как частное от деления расчетного расхода водотока на площадь его сечения;

при проектировании местных укреплений — как такое же частное для соответствующей части водотока (ближайшей к укрепляемому месту).

При небольших размерах русел с неоднородной шероховатостью за допускаемую скорость принимается неразмывающая средняя в сечении скорость для наиболее слабого типа укрепления.

В случае резкого отличия режима протекания воды от нормальных условий величины допускаемых скоростей течения устанавливаются на основании дополнительных расчетов, а в особо

Таблица 7.10. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости $V_{доп}$, *м/сек*, для неукрепленных русел в несвязных грунтах по ВН МПС**

Наименование грунтов	Размеры частиц грунтов, *мм*	$V_{доп}$ при средней глубине потока, *м*					
		0,4	1	2	3	5	10 и более
Пыль и ил с мелким песком; растительная земля	0,005—0,05	0,15—0,2	0,2—0,3	0,25—0,4	0,3—0,45	0,4—0,55	0,45—0,65
Песок:							
мелкий с примесью среднего	0,05—0,25	0,2—0,35	0,3—0,45	0,4—0,55	0,45—0,6	0,55—0,7	0,65—0,8
мелкий с глиной; средний с примесью крупного	0,25—1	0,35—0,5	0,45—0,6	0,55—0,7	0,6—0,75	0,7—0,85	0,8—0,95
крупный с примесью гравия; среднезернистый с глиной	1—2,5	0,5—0,65	0,60—0,75	0,7—0,8	0,75—0,9	0,85—1	0,95—1,2
Гравий:							
мелкий с примесью среднего	2,5—5	0,65—0,8	0,75—0,85	0,8—1	0,9—1,1	1—1,2	1,2—1,5
крупный с песком и мелким гравием	5—10	0,8—0,9	0,85—1,05	1—1,15	1—1,3	1,2—1,45	1,5—1,75
Галька:							
мелкая с песком и гравием	10—15	0,9—1,1	1,05—1,2	1,15—1,35	1,3—1,5	1,45—1,65	1,75—2
средняя с песком и гравием	15—25	1,1—1,25	1,2—1,45	1,35—1,65	1,5—1,85	1,65—2	2—2,3
крупная с примесью гравия	25—40	1,25—1,5	1,45—1,85	1,6 —2,1	1,85—2,3	2—2,45	2,3—2,7
Булыжник:							
мелкий с гравием	40—75	1,5—2	1,85—2,4	2,1—2,75	2,3—3,1	2,45—3,3	2,7—3,6
средний с галькой	75—100	2—2,45	2,4—2,8	2,75—3,2	3,1—3,5	3,3—3,8	3,6—4,2
средний с примесью крупного, крупный с мелкими примесями	100—150	2,45—3	2,8—3,35	3,2—3,75	3,5—4,1	3,8—4,4	4,2—4,5
крупный с примесью мелких валунов и гальки	150—200	3—3,5	3,35—3,8	3,75—4,3	4,1—4,65	4,4—5	4,5—5,4
Валуны:							
мелкие с примесью гальки	200—300	3,5—3,85	4,3—4,35	4,3—4,7	4,65—4,9	5—5,5	5,4—5,9
средние с примесью булыжника	300—400	—	4,35—4,75	4,7—4,95	4,9—5,3	5,5—5,6	5,9—6
особо крупные	400—500 и более	—	—	4,95—5,35	5,3—5,5	5,6—6	6—6,2

Примечания: 1. Нижние пределы скоростей течения соответствуют нижним пределам размеров частиц грунта, а верхние — верхним.

2. Приводимые в таблице допускаемые средние в сечении скорости течения воды получены в предположении, что содержание в воде коллоидных наносов (с фракциями размером менее 0,005 *мм*) при однородных несвязных грунтах дна не превосходит 0,1% по весу. При большем содержании коллоидных наносов значения допускаемых скоростей могут быть повышены (при соответствующем обосновании).

3. Для неоднородных несвязных грунтов допускаемые скорости принимаются как для однородного грунта с размером фракции, равным средневзвешенному размеру фракций неоднородного грунта.

Таблица 7.11. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости, $V_{доп}$, *м/сек*, для неукрепленных русел в связных грунтах по ВН МПС**

Грунты и их характеристика					$V_{доп}$ при средней глубине потока, *м*			
Наименование грунтов	Содержание частиц, %, размером		Приведенная порозность	Объемная масса грунтового скелета, *т/м³*	0,4	1	2	3
	менее 0,005 *мм*	0,005—0,05 *мм*						
Глины:	30—50	70—50						
малоплотные			1,2—0,9	до 1,2	0,35	0,4	0,45	0,5
среднеплотные			0,9—0,6	1,2—1,66	0,7	0,85	0,95	1,1
плотные			0,6—0,3	1,66—2,04	1	1,2	1,4	1,5
очень плотные			0,3—0,2	2,04—2,14	1,4	1,7	1,9	2,1
Тяжелые суглинки:	20—30	80—70						
малоплотные			1,2—0,9	до 1,2	0,35	0,4	0,45	0,5
среднеплотные			0,9—0,6	1,2—1,66	0,7	0,85	0,95	1,1
плотные			0,6—0,3	1,66—2,04	1	1,2	1,4	1,5
очень плотные			0,3—0,2	2,04—2,14	1,4	1,7	1,9	2,1
Тощие суглинки:	10—20	90—80						
малоплотные			1,2—0,9	до 1,2	0,35	0,4	0,45	0,5
среднеплотные			0,9—0,6	1,2—1,66	0,65	0,8	0,9	1
плотные			0,6—0,3	1,66—2,04	0,95	1,2	1,4	1,5
очень плотные			0,3—0,2	2,04—2,14	1,4	1,7	1,9	2,1
Лессовидные грунты в условиях закончившихся просадок:								
среднеплотные			0,9—0,6	1,2—1,66	0,6	0,7	0,8	0,85
плотные			0,6—0,3	1,66—2,04	0,8	1	1,2	1,3
очень плотные			0,3—0,2	2,04—2,14	1,1	1,3	1,5	1,7
Супеси	5—10	20—40	По табл. 7.10 в зависимости от крупности песчаных фракций					

Примечания: 1. При проектировании поверхностных водоотводов в подверженных выветриванию плотных и очень плотных грунтах допускаемые скорости ограничиваются теми же значениями, что и для грунтов средней плотности.

2. Для сложных связных грунтов (с включением крупных зерен и комков), в которых связная часть грунта лишь заполняет поры между крупными зернами или комками, допускаемые скорости устанавливаются по размерам этих последних как для несвязного грунта.

Таблица 7.12. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости $V_{доп}$, *м/сек*, для русел с искусственным креплением по ВН МПС**

Тип укрепления	$V_{доп}$ при средней глубине потока, *м*			
	0,4	1	2	3
Одерновка:				
плашмя (на плотном основании)	0,9	1,2	1,3	1,4
в стенку	1,5	1,8	2	2,2
Каменная наброска:				
из булыжного или рваного камня в зависимости от его крупности	По табл. 7.10 с коэффициентом 0,9			
в два слоя в плетнях в зависимости от крупности камня	По табл. 7.10 с коэффициентом 1,1			

Продолжение табл. 7.12

Тип укрепления	$V_{доп}$ при средней глубине потока, *м*			
	0,4	1	2	3
Одиночное мощение на мху (слой не менее 5 *см*):				
из булыжника размером 15 *см*	2	2,5	3	3,5
20 *см*	2,5	3	3,5	4
25 *см*	3	3,5	4	4,5
То же, на щебне (слой не менее 10 *см*):				
из рваного камня размером 15 *см*	2,5	3	3,5	4
20 *см*	3	3,5	4	4,5
25 *см*	3,5	4	4,5	5
То же, с подбором лица и грубым приколом на щебне (слой не менее 10 *см*):				
из камней размером 20 *см*	3,5	4,5	5	5,5
25 *см*	4	4,5	5,5	5,5
30 *см*	4	5	6	6
То же, на цементном растворе марки 200:				
из рваного камня размером 15 *см*	3,1	3,7	4,4	5
20 *см*	3,7	4,4	5	5,5
25 *см*	4,4	5	5,6	6,2
Двойное мощение из рваного камня на щебне (слой не менее 10 *см*); нижний слой из камней 15 *см*, верхний — из камней 20 *см*	3,5	4,5	5	5,5
Хворостяная выстилка и хворостяные покрывала на плотном основании (для временных укреплений):				
при толщине выстилки $\delta = 20 \div 25$ *см*	—	2	2,5	—
при других толщинах выстилки	То же, с коэффициентом $0{,}2\sqrt{\delta}$			
Фашинные тюфяки:				
при толщине 50 *см*	2,5	3	3,5	—
при других толщинах	То же, с коэффициентом $0{,}2\sqrt{\delta}$			
Габионы (размерами не менее $0{,}5 \times 0{,}5 \times 1$ *м*)	До 4	До 5	До 5,5	До 6
Бутовая кладка из камня:				
известняковых пород	3	3,5	4	4,5
крепких пород	6,5	8	10	12
Укрепление бетонными плитами	3	3,5	4	4,5
Бетон как одежда для креплений:				
марки 170	6,5	8	9	10
140	6	7	8	9,0
110	5	6	7	7,5
Бетонные лотки с гладкой поверхностью:				
из бетона марки 170	13	16	19	20
140	12	14	16	18
110	10	12	13	15
Деревянные лотки гладкие при надежном основании и течении вдоль водотоков	8	10	12	14

Примечания: 1. Скорости, указанные в таблице, приведены для нормальных грунтовых условий и качества укрепительных работ, соответствующих техническим условиям и правилам их производства. При этом предполагается, что укрепление откосов и берегов обеспечено от подмыва в нижней части; камень для набросок и мощения морозостойкий, крепких пород с удельным весом не менее 2 *т/м*^{3}; укрепления на цементном растворе при агрессивности вод обеспечены от химического воздействия этих вод.

2. Допускаемые скорости для бетона и железобетона в качестве одежды и крепления каналов приведены для сооружений в обычных условиях при незначительном истирании. При наличии в водотоке взвешенных и влекомых наносов (более 1500 *г/м*^{3}) эти скорости подлежат уменьшению на 10—20% в зависимости от состава и количества наносов.

Таблица 7.13. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости $V_{доп}$, *м/сек*, для неукрепленных русел в скальных грунтах**

Наименование грунтов	$V_{доп}$ при глубине потока, *м*			
	0,4	1	2	3
Конгломерат, мергель, сланцы	2	2,5	3	3,5
Пористый известняк, плотный конгломерат, слоистый известняк, известняковый песчаник, доломитовый известняк	3	3,5	4	4,5
Доломитовый песчаник, плотный неслоистый известняк, кремнистый известняк, мрамор	4	5	6	6,5
Граниты, диабазы, базальты, андезиты, кварциты, порфиры	15	18	20	22

Примечание. Для пород трещиноватых или выветренных значения допускаемой скорости следует уменьшать на 10—15% в зависимости от степени сохранности породы; при этом для сильно выветренных (раздробленных) пород допускаемые скорости принимаются как для несвязных грунтов по размерам преобладающих отдельностей.

Таблица 7.14. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) донные $u_{\Delta\ доп}$ и средние в сечении $V_{доп}$ скорости, *м/сек*, для однородных несвязных грунтов по ВСН 2-65**

Средний размер частиц грунта, *мм*	$u_{\Delta доп}$, *м/сек*	$V_{доп}$ при средней глубине потока, *м*						
		0,4	0,5	1	2	3	5	10
0,05	0,13	0,49	0,52	0,55	0,58	0,6	0,62	0,66
0,15	0,1	0,35	0,36	0,38	0,4	0,42	0,44	0,46
0,25	0,11	0,36	0,37	0,4	0,43	0,44	0,45	0,48
0,37	0,12	0,38	0,38	0,42	0,45	0,46	0,48	0,51
0,5	0,13	0,38	0,41	0,44	0,47	0,5	0,52	0,55
0,75	0,16	0,47	0,48	0,51	0,56	0,57	0,59	0,63
1	0,17	0,48	0,51	0,55	0,58	0,62	0,65	0,69
2	0,24	0,62	0,64	0,7	0,76	0,79	0,83	0,89
2,5	0,27	0,68	0,69	0,76	0,83	0,86	0,9	0,97
3	0,29	0,71	0,73	0,8	0,87	0,91	0,96	1,03
5	0,37	0,8	0,87	0,96	1,05	1,1	1,17	1,25
10	0,52	1,06	1,1	1,23	1,35	1,42	1,51	1,64
15	0,64	1,21	1,26	1,42	1,57	1,65	1,76	1,92
20	0,73	1,31	1,37	1,55	1,72	1,84	1,96	2,14
25	0,82	1,41	1,48	1,66	1,87	1,98	2,12	2,32
30	0,89	1,47	1,56	1,76	1,97	2,1	2,26	2,48
40	1,03	1,6	1,68	1,93	2,18	2,32	2,5	2,75
75	1,42	1,9	2,01	2,35	2,69	2,89	3,14	3,48
100	1,63	2,02	2,15	2,54	2,93	3,14	3,46	3,85
150	2	2,19	2,35	2,83	3,31	3,62	3,96	4,46
200	2,31	2,31	2,47	3,03	3,59	3,92	4,31	4,87
300	2,82	2,82	2,9	3,32	3,99	4,4	4,94	5,58

Примечания: 1. Скорость установлена для частиц с удельным весом $\gamma = 2{,}65\ т/м^3$. В каждом случае высота выступов шероховатости $\Delta = 0{,}7d$.

2. Для неоднородных несвязных грунтов, учитывая образование на поверхности грунта отмостки из крупных частиц, $V_{доп}$ принимают равной 0,75 величины допускаемой средней скорости для этих частиц. Количество крупных частиц должно при этом превышать 10%.

Таблица 7.15. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) донные $u_{\Delta доп}$ и средние в сечении $V_{доп}$ скорости для связных грунтов по ВСН 2-65**

Расчетное сцепление, *кгс/см²*	$u_{\Delta доп}$, *м/сек*	$V_{доп}$, *м/сек*, при средней глубине потока, *м*						
		0,4	0,5	1	2	3	5	10
0,005	0,16	0,38	0,39	0,42	0,47	0,49	0,52	0,56
0,01	0,18	0,42	0,44	0,48	0,52	0,55	0,58	0,63
0,02	0,21	0,49	0,52	0,57	0,61	0,65	0,69	0,74
0,03	0,24	0,56	0,59	0,64	0,7	0,74	0,78	0,84
0,04	0,27	0,64	0,65	0,71	0,79	0,81	0,86	0,92
0,05	0,29	0,68	0,71	0,77	0,84	0,89	0,98	1,01
0,075	0,34	0,8	0,83	0,91	0,99	1,04	1,1	1,19
0,1	0,39	0,92	0,96	1,03	1,14	1,2	1,27	1,37
0,125	0,42	0,99	1,03	1,13	1,22	1,3	1,37	1,47
0,15	0,46	1,08	1,13	1,22	1,34	1,41	1,49	1,61
0,175	0,5	1,18	1,21	1,32	1,46	1,52	1,6	1,72
0,2	0,53	1,25	1,28	1,4	1,54	1,6	1,69	1,82
0,225	0,56	1,32	1,36	1,48	1,63	1,7	1,8	1,93
0,25	0,58	1,37	1,42	1,54	1,69	1,78	1,88	2,02
0,3	0,63	1,48	1,54	1,69	1,84	1,94	2,04	2,2
0,35	0,69	1,62	1,67	1,83	2,01	2,09	2,21	2,38
0,4	0,74	1,74	1,79	1,96	2,16	2,25	2,38	2,56
0,45	0,77	1,81	1,88	2,06	2,24	2,35	2,49	2,64
0,5	0,82	1,93	1,99	2,17	2,39	2,5	2,63	2,84
0,6	0,89	2,1	2,16	2,38	2,59	2,72	2,88	3,1

Примечания: 1. Данные таблицы соответствуют наиболее часто встречающемуся значению среднего размера отрывающихся отдельностей $d = 4$ *мм*. Расчетная высота выступов шероховатости $\Delta = 2{,}8$ *мм*, удельный вес грунта $\gamma = 2{,}65$ *т/м³*.

2. Расчетное значение сцепления устанавливают как произведение нормативного сцепления на коэффициент однородности грунта. При отсутствии данных коэффициент однородности можно приближенно принять равным 0,5.

3. Для сложных связных грунтов, содержащих включения гальки, гравия или булыжника, допускаемую скорость устанавливают в зависимости от количества включений и характера их залегания. Для грунтов, в которых связная часть лишь заполняет поры (пространство) между зернами гальки или гравия, допускаемую скорость устанавливают как для несвязного грунта. При объеме включений не более 20% или при их слоистом расположении расчет следует вести по основному грунту.

Таблица 7.16. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) донные $u_{\Delta доп}$ и средние в сечении $V_{доп}$ скорости для скальных пород по ВСН 2-65**

Предел прочности на сжатие, *кгс/см²*	$u_{\Delta доп}$ и $V_{доп}$ при $h = 0{,}4$ *м*, *м/сек*	$V_{доп}$, *м/сек*, при средней глубине потока h, *м*					
		0,5	1	2	3	5	10
25	1,6	1,7	2,1	2,5	2,7	3	3,4
50	2,1	2,2	2,8	3,3	3,6	3,9	4,4
100	2,8	3	3,7	4,4	4,8	5,2	5,9
200	3,7	4	4,9	5,8	6,3	6,9	7,8
250	4,2	4,5	5,5	6,5	7,1	7,9	8,9
500	5,9	6,3	7,8	9,2	10	11	12,4
1000	8,3	8,9	10,9	12,9	14,1	15,5	17,5
1500	10,2	10,9	13,4	15,9	17,3	19,1	21,5
2000	11,8	12,6	15,5	18,3	20,1	22,1	24,9

Примечание. Данные таблицы соответствуют наиболее часто встречающемуся значению среднего диаметра отрывающихся отдельностей $d = 200$ *мм*. Расчетная высота выступов эквивалентной шероховатости $\Delta = 140$ *мм*.

Таблица 7.17. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) донные $u_{\Delta доп}$ и средние в сечении $V_{доп}$ скорости для укрепленных русел и деревянных лотков по ВСН 2-65**

Вид крепления	Высота выступов эквивалентной шероховатости Δ, *мм*	$u_{\Delta доп}$, *м/сек*	$V_{доп}$, *м/сек*, при средней глубине потока, *м*						
			0,4	0,5	1	2	3	5	10
Бетонная одежда при воде, не содержащей песчаных и галечниковых наносов при бетоне марки, *кгс/см²*:									
50	5	4,3	9,3	9,6	10,6	11,7	12,3	13	14,1
75	5	5	10,8	11,2	12,4	13,6	14,3	15,2	16,4
100	5	5,6	12,1	12,5	13,8	15,2	16	17	18,3
150	5	6,3	13,6	14	15,6	17,1	18	19,1	20,6
200	5	7	15,1	15,6	17,3	19	20	21,2	22,9
300	5	8,6	18,5	19,2	21,2	23,3	24,6	26,1	28,1
Одежда из каменной кладки при воде, не содержащей песчаных и галечниковых наносов при пределе прочности камня не менее пятикратной марки раствора, *кгс/см²*:									
10	50	3	4,1	4,3	5	5,7	6,2	6,7	7,4
25	50	4,4	6	6,3	7,4	8,4	9,1	9,8	10,9
50—150	50	5,2	7	7,4	8,7	9,9	10,7	11,6	12,8
Габионы размером не менее 0,5×0,5×1,0 *м*	50	3,3	4,5	4,7	5,5	6,3	6,8	7,3	8
Каменная наброска в плетневой клетке	140	1,7	2,8	3	3,5	3,7	4	4,4	4,8
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10—15 *см*) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена:									
на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней:									
15—20 *см*	50	1,7	2,3	2,4	2,8	3,2	3,5	3,8	4,2
20—30 *см*	70	2,1	2,6	2,8	3,3	3,8	4,1	4,4	4,9
на осевшем или плотно утрамбованном грунте при крупности камней:									
15—20 *см*	50	1,8	2,4	2,6	3	3,4	3,7	4	4,4
20—30 *см*	70	2,3	2,8	3	3,6	4,1	4,5	4,9	5,4
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней:									
15—20 *см*	50	2,1	2,8	3	3,5	4	4,3	4,7	5,2
20—30 *см*	70	2,4	3	3,1	3,7	4,3	4,7	5,1	5,6
Деревянные гладкие лотки при надежном основании и течении вдоль волокон:									
из дуба с расчетным сопротивлением на скалывание 15,6 *кгс/см²*	2	11,5	28	29	32	35	36	38	41
из сосны с расчетным сопротивлением на скалывание 12 *кгс/см²*	2	10	25	26	28	30	32	34	36

Таблица 7.18. **Коэффициент условий работы A_1 каналов в несвязных грунтах, при протекании в которых поток несет наносы в коллоидном состоянии (при содержании в воде глинистых частиц более 0,1 *кгс/м³*)**

Грунт	Средний размер частиц грунта, *мм*	Значения A_1 по категориям каналов		
		I (магистральные каналы)	II (межхозяйственные распределители)	III (хозяйственные распределители)
Песок:				
мелкий	0,25—0,5	1,14	1,18	1,22
средний	0,5—1	1,14	1,18	1,22
крупный	1—2	1,22	1,26	1,3
Гравий:				
мелкий	2—4	1,22	1,26	1,3
средний	4—10	1,18	1,22	1,26
крупный	10—20	1,1	1,14	1,18
Галька	20—200	1,05	1,1	1,14

ответственных случаях — на основании специальных натурных и лабораторных исследований.

При неблагоприятных грунтовых условиях (свеженасыпанный грунт и др.), неблагоприятных обстоятельствах производства работ и эксплуатации укрепления допускаемые скорости течения должны быть соответственно понижены.

Величины допускаемых скоростей для рисберм и креплений дна зависят от характера течения (равномерное, неравномерное, наличие прыжка и пр.) и для ответственных сооружений подлежат установлению на основании дополнительных исследований. Для ориентировочных расчетов в предварительных стадиях проектирования можно в этом случае принимать табличные значения $V_{доп}$, соответствующие глубине 0,4 *м*.

Ведомственные строительные нормы Госземводхоза СССР (ВСН 2-65) предусматривают определение максимальных допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока при проектировании каналов оросительных и осушительных систем по специальным расчетным зависимостям, учитывающим физико-технические свойства и однородность грунта, в котором проложено русло канала, материал крепления (облицовки), назначение канала и условия его работы (см.: Указания по определению допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. М., 1965).

При отсутствии данных специальных исследований максимальные допускаемые (неразмывающие) донные (на высоте выступов эквивалентной шероховатости) $u_{\Delta доп}$ и средние в сечении $V_{доп}$ скорости течения потока в случае проектирования осушительных и оросительных систем можно принимать по табл. 7.14—7.17.

При наличии наносов в коллоидном состоянии значения максимальных допускаемых (неразмывающих) скоростей течения следует умножать на коэффициент условий работы, устанавливаемый в зависимости от категории каналов по табл. 7.18 и 7.19.

При отнесении проектируемого канала к той или иной категории следует учитывать его значение. В отдельных случаях, при надлежащем обосновании, можно отнести межхозяйственный канал к I категории или хозяйственный распределитель ко II категории. В тех случаях, когда необходимо учитывать влияние нескольких факторов, проявляющихся одновременно, коэффициент условий работы определяется как произведение коэффициентов, учитывающих влияние отдельных факторов. Периодичность не учитывают для тех каналов, в которых размывы не препятствуют нормальной эксплуатации (редко действующие сбросы, некоторые каналы водосборно-сбросной сети и т. д.). Если русло канала по сечению сложено из грунтов с различными свойствами, за расчетную принимают донную скорость на осевой вертикали, равную максимально допустимой донной скорости для менее устойчивого к размыву грунта.

Таблица 7.19. **Коэффициент условий работы A_2 каналов в связных грунтах в зависимости от периодичности их работы и наличия наносов**

Условия работы канала	Значения A_2 по категориям каналов		
	I (магистральные каналы)	II (межхозяйственные распределители)	III (хозяйственные распределители)
Каналы, свободные от растительности, коллоидных и донных наносов	1	1	1
Имеются наносы:			
в коллоидном состоянии (более 0,1 *кгс/м³*)	1,14	1,18	1,26
донные коррозирующие	0,87	0,89	0,92
Дно покрыто растительностью	1,05	1,07	1,1
Работа с перерывами в районах:			
с сухим климатом	0,45	0,47	0,5
с влажным климатом	0,77	0,84	0,89

При пользовании ведомственными строительными нормами Госземводхоза СССР переход от донной скорости $u_{\Delta доп}$ к средней по сечению скорости $V_{hдоп}$ при заданной средней глубине протe-

кания потока h осуществляется по формуле

$$V_{h\text{доп}} = 0{,}8u_{\Delta\text{доп}}\left(\lg\frac{6{,}15h}{\Delta}\right), \quad (7.15)$$

где Δ — высота выступов эквивалентной шероховатости.

Допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости протекания потока для проложенных в торфе русел приведены в табл. 7.20 по данным СНиП II—И.3—62.

Таблица 7.20. **Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости $V_{\text{доп}}$, *м/сек*, для русел, проложенных в торфе (при $R = 1$ *м*)**

Наименование торфа	$V_{\text{доп}}$, *м/сек*
Древесный	0,4
Хвощевой	0,8
Осоково-гипновый, хорошо разложившийся (более 55%)	0,6
Осоково-гипновый, слабо разложившийся (до 35%)	0,9
Сфанговый, хорошо разложившийся (более 55%)	0,7
Сфанговый, слабо разложившийся (до 35%)	1,2
Сфанговый, пушицевый, слабо разложившийся (до 35%)	1,5

Минимальные допускаемые (незаиляющие) средние в сечении скорости протекания воды $V_{\min}$. Эти скорости зависят от количества и размеров взвешенных частиц. Для определения их существуют зависимости и таблицы, составленные на основе натурных наблюдений и опытных данных. Некоторые из них приводятся ниже.

Если насыщенность потока наносами с диаметром частиц более 0,25 *мм* не превышает 0,01% по весу, то

$$V_{\min} = a_1\sqrt{R}, \quad (7.16)$$

где R берется в *м*, а множитель в зависимости от среднего диаметра частиц преобладающей массы взвешенных наносов приведен в табл. 7.21.

Эта же скорость может быть определена по такой зависимости

$$V_{\min} = ah^{0,64}, \quad (7.17)$$

где h — глубина потока, *м*; a — коэффициент, зависящий от характеристики наносов:

для крупных песчано-илистых наносов $a = 0{,}6 \div 0{,}71$

» средних песчано-илистых наносов $a = 0{,}54 \div 0{,}57$

для мелких песчано-илистых наносов $a = 0{,}39 \div 0{,}41$

» очень мелких песчано-илистых наносов $a = 0{,}34 \div 0{,}37$

Допускаемая незаиляющая скорость может быть также определена по зависимости А. С. Гиршкана

$$V_{\min} = AQ^{0,2}, \quad (7.18)$$

Таблица 7.21. **Множитель a_1 в зависимости от среднего диаметра $d_{\text{ср}}$**

$d_{\text{ср}}$, *мм*	a_1, $м^{0,5}/сек$	$d_{\text{ср}}$, *мм*	a_1, $м^{0,5}/сек$	$d_{\text{ср}}$, *мм*	a_1, $м^{0,5}/сек$
0,1	0,22	0,8	0,9	1,6	1,05
0,2	0,45	1	0,95	1,8	1,07
0,4	0,67	1,2	1	2	1,1
0,6	0,82	1,4	1,02	3	1,11

где Q — расход, $м^3/сек$; A — коэффициент, зависящий от гидравлической крупности наносов (скорости падения частиц грунта в чистой воде): $A = 0{,}33$, если $\omega < 1{,}5$ *мм/сек*; $A = 0{,}44$, если $\omega = 1{,}5 \div 3{,}5$ *мм/сек*; $A = 0{,}55$, если $\omega > 3{,}5$ *мм/сек*.

Средневзвешенная гидравлическая крупность наносов ω определяется в зависимости от содержания разных фракций (в процентах) и от средней крупности каждой фракции $\omega_ф$, которая определяется по формуле

$$\omega_ф = \frac{\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1\omega_2}}{3}, \quad (7.19)$$

где ω_1 и ω_2 — предельные значения гидравлической крупности, характеризующие данную фракцию (табл. 7.22).

Формула В. Н. Гончарова:

$$q = \frac{0{,}0535}{h}\left(\frac{V_{\min}}{V_0h^{0,2}}\right)^4\left(1 - \frac{V_0h^{0,2}}{V_{\min}}\right), \quad (7.20)$$

где q — весовое содержание фракций наносов крупнее 0,005 *мм* в промилле; V_0 — скорость потока, при которой происходит осаждение наносов данной крупности при глубине потока в 1 *м* (табл. 7.23).

В табл. 7.24 приводятся значения минимальной допускаемой скорости, подсчитанные по формуле В. Н. Гончарова.

Минимальные допускаемые средние в сечении скорости движения неочищенных сточных вод в канализационной сети: при диаметре труб до 500 *мм* $V_{\min} = 0{,}7$ *м/сек*, более 500 *мм* $V_{\min} = 0{,}8$ *м/сек*.

Таблица 7.22. **Скорость падения частиц грунта в чистой воде (гидравлическая крупность) ω, *см/сек*, при $\gamma = 2{,}65$ *гс/см³***

Диаметр частиц, *мм*	ω при температуре суспензии, °С				Диаметр частиц, *мм*	ω при температуре суспензии от 5 до 20° С
	5	10	15	20		
0,01	0,0043	0,0049	0,0056	0,0064	1,75	17,8
0,02	0,017	0,0198	0,0226	0,0256	2	19
0,03	0,0397	0,046	0,053	0,0597	2,5	21,25
0,04	0,0705	0,082	0,094	0,106	3	23,25
0,05	0,106	0,123	0,141	0,16	4	26,85
0,06	0,159	0,184	0,212	0,239	5	30
0,07	0,216	0,251	0,288	0,325	6	32,9
0,08	0,282	0,328	0,377	0,424	7	35,5
0,09	0,357	0,414	0,477	0,587	8	38
0,1	0,441	0,512	0,588	0,663	9	40,3
0,12	0,635	0,737	0,847	0,956	10	42,5
0,15	0,99	1,15	1,325	1,49	12,5	47,7
0,2	1,545	1,711	1,876	2,042	15	52
0,3	2,665	2,831	2,996	3,162	17,5	56,2
0,4	3,785	3,951	4,116	4,292	20	60,2
0,5	4,905	5,071	5,236	5,402	22,5	63,7
0,6	6,025	6,191	6,356	6,522	25	67,2
0,7	7,145	7,311	7,476	7,642	27,5	70,6
0,8	8,265	8,431	8,596	8,762	30	73,6
0,9	9,405	9,571	9,736	9,902		
1	10,505	10,671	10,836	11,002		
1,2	12,745	12,911	13,076	13,242		
1,5	16,105	16,271	16,436	16,602		

В трубах дождевой и общесплавной канализации при периоде повторяемости расчетного дождя $p \leqslant 0{,}5$ допускается $V_{min} = 0{,}6$ *м/сек*.

При движении осветленных или биологически очищенных сточных вод $V_{min} = 0{,}5$ *м/сек*.

При движении сточных вод в дюкере $V_{min} = 0{,}9$ *м/сек*.

Наименьшие расчетные скорости движения ила в напорных илопроводах:

Содержание воды в иле, %	V_{min}, *м/сек*
98	0,7—0,8
97	0,8—0,9
96	0,9—0,95
95	1 —1,1
93	1,2—1,3
90	1,5—1,6

По данным ВСН 2-65 Госземводхоза СССР, при проектировании осушительных и оросительных каналов минимальная средняя в сечении скорость потока при глубине $h = 1$ *м* не должна быть менее 0,3 *м/сек*.

При заданных расходе Q, форме поперечного сечения русла и обстановке, в которой происходит движение потока (т. е. при известных уклоне дна i и коэффициенте шероховатости n), гидравлический расчет открытых русел по максимальной допускаемой скорости можно производить лишь в том случае, когда эта скорость меньше или равна наибольшей возможной для заданных условий средней в сечении скорости V_{max}.

Таблица 7.23. **Состав взвешенных наносов, %, и скорость V_0, *м/сек***

Состав взвешенных наносов, %, при диаметре фракций, *мм*			V_0, *м/сек*
0—0,25	0,25—0,05	0,05—0,005	
75	25	—	0,57
25	75	—	0,395
—	75	25	0,285
—	25	75	0,22

Наибольшая возможная средняя в сечении скорость имеет место при гидравлически наивыгоднейшем профиле живого сечения, когда максимальным является гидравлический радиус (в общем случае русло считается гидравлически наивыгоднейшего профиля, если оно при заданной

Таблица 7.24. **Минимальные допускаемые (незаиляющие) средние в сечении скорости V_{min}, *м/сек*, по В. Н. Гончарову**

Состав взвешенных наносов		Средняя глубина h, *м*	V_{min} при весовом содержании фракции насосов крупнее 0, 005 *мм* (в промилле)						
Диаметр, *мм*	%		0,1	0,5	1	2,5	5	7,5	10
0,25—0,05	25	0,30	0,22	0,28	0,32	0,39	0,45	0,49	0,52
0,05—0,005	75	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	75	0,30	0,28	0,37	0,42	0,50	0,58	0,64	0,68
0,05—0,005	25	0,60	0,36	0,48	0,55	0,67	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	25	0,30	0,39	0,51	0,58	0,70	0,81	0,88	0,94
0,25—0,05	75	0,60	0,50	0,67	0,76	0,93	1,08	1,18	1,26
		1,00	0,60	0,82	0,94	1,15	1,54	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—0,25	75	0,30	0,57	0,73	0,84	1,00	1,16	1,27	1,35
0,25—0,05	25	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

площади поперечного сечения пропускает наибольший расход). При этом

$$V_{max} = W_{max}\sqrt{i}\,, \qquad (7.21)$$

где максимальная скоростная характеристика

$$W_{max} = \frac{1}{n} R_{max}^{z}, \qquad (7.22)$$

а максимальный гидравлический радиус

$$R_{max} = \left(\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{2+z}}. \qquad (7.23)$$

При гидравлически наивыгоднейшем профиле поперечного сечения безразмерное отношение

$$\psi = \omega/R^2 \qquad (7.24)$$

принимает вид

$$\psi_{г.н} = (\omega/R^2)_{г.н}$$

и определяется в зависимости от формы поперечного сечения русла.

Так, для русел прямоугольного поперечного сечения $\psi_{г.н} = 8$; для параболического $\psi_{г.н} = 6{,}54$; для сегментного $\psi_{г.н} = 6{,}28$.

Для русел трапецоидального поперечного сечения

$$\psi_{г.н} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m \qquad (7.25)$$

(численные значения этого безразмерного соотношения приведены в табл. 19.6).

Порядок определения R_{max} и V_{max} следующий: при известных Q, n и i в зависимости от формы поперечного сечения определяется $\psi_{г.н}$ и подсчитывается соотношение

$$\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}. \qquad (7.26)$$

Затем выбирается расчетное значение показателя степени z, и по табл. 7.25 находится R_{max}.

Таблица 7.25. **Максимальный гидравлический радиус R_{max}, м, соответствующий руслу гидравлически наивыгоднейшего профиля**

Значения $\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}$ при z				R_{max}, м
0,65	0,7	0,75	0,8	
0,0022	0,0020	0,0018	0,0016	0,10
0,0036	0,0033	0,0029	0,0026	0,12
0,0054	0,0049	0,0045	0,0041	0,14
0,0078	0,0071	0,0065	0,0060	0,16
0,0107	0,0097	0,0090	0,0082	0,18
0,0123	0,0129	0,0104	0,0096	0,20
0,0162	0,0167	0,0137	0,0127	0,22
0,023	0,021	0,020	0,018	0,24
0,028	0,026	0,025	0,023	0,26
0,034	0,032	0,030	0,028	0,28
0,041	0,039	0,037	0,034	0,30
0,049	0,046	0,044	0,041	0,32
0,057	0,054	0,052	0,049	0,34
0,067	0,063	0,060	0,057	0,36
0,077	0,074	0,070	0,067	0,38
0,088	0,084	0,080	0,077	0,40
0,120	0,116	0,111	0,107	0,45
0,159	0,154	0,149	0,144	0,50
0,205	0,199	0,193	0,188	0,55
0,258	0,252	0,246	0,239	0,60
0,319	0,313	0,306	0,299	0,65
0,388	0,381	0,375	0,369	0,70
0,467	0,459	0,453	0,447	0,75
0,551	0,547	0,541	0,536	0,80
0,650	0,643	0,639	0,634	0,85
0,756	0,751	0,748	0,741	0,90
0,873	0,871	0,868	0,866	0,95
1,000	1,000	1,000	1,000	1,0
1,287	1,291	1,299	—	1,1
1,621	1,634	1,652	—	1,2
2,00	2,03	2,05	—	1,3
2,43	2,48	2,52	—	1,4
2,90	2,99	3,05	—	1,5
3,47	3,56	3,64	—	1,6
4,07	4,19	4,30	—	1,7
4,74	4,90	5,02	—	1,8
5,48	5,65	5,83	—	1,9
6,28	6,50	6,73	—	2,00
7,14	7,41	7,69	—	2,1
8,07	8,42	8,71	—	2,20
9,09	9,48	9,88	—	2,3
10,16	10,62	11,07	—	2,4
11,34	11,87	12,43	—	2,5
12,59	13,18	13,87	—	2,6
13,90	14,61	15,36	—	2,7
15,31	16,11	16,98	—	2,8
16,80	17,72	18,69	—	2,9
18,38	19,42	20,52	—	3,0

Осредненные значения z в зависимости от коэффициента шероховатости и гидравлического радиуса приведены в табл. 7.26.

При известных R_{max} и коэффициенте шероховатости n из таблиц скоростных характеристик

Таблица 7.26. **Осредненные значения показателя степени z**

Пределы изменения коэффициента шероховатости, n	Осредненные значения z при гидравлическом радиусе R, м			
	0,1—0,5	0,51—1	1,01—2	2,01—3
0,011—0,016	0,65	0,65	0,65	0,65
0,0165—0,017	0,7	0,65	0,65	0,65
0,0175—0,018	0,7	0,7	0,65	0,65
0,019—0,020	0,7	0,7	0,7	0,65
0,021—0,0225	0,7	0,7	0,7	0,7
0,025—0,0275	0,75	0,75	0,7	0,7
0,03—0,04	0,8	0,8	0,75	0,75

(табл. 7.5—7.7) определяется W_{max} и по зависимости (7.21) вычисляется наибольшая возможная средняя в сечении скорость V_{max}.

§ 7.3. Гидравлические элементы живого сечения потока

В руслах трапецоидального поперечного сечения при одинаковой крутизне откосов (рис. 7.1) площадь живого сечения

$$\omega = (b + mh)\,h; \qquad (7.27)$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}\,; \qquad (7.28)$$

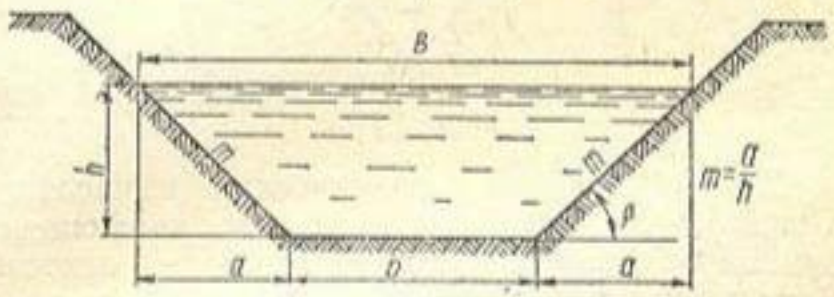


Рис. 7.1

ширина русла по свободной поверхности жидкости

$$B = b + 2mh, \qquad (7.29)$$

где b — ширина русла по дну; m — коэффициент заложения откосов ($m = \operatorname{ctg}\beta$); h — глубина потока в рассматриваемом сечении.

Если известны площадь живого сечения русла ω, его ширина по дну b и задан коэффициент заложения откосов m, то глубина потока

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4m\omega} - b}{2m}. \qquad (7.30)$$

При разной крутизне откосов (рис. 7.2) площадь сечения

$$\omega = (b + m_{ср} h)\, h, \qquad (7.31)$$

где

$$m_{ср} = \frac{m_1 + m_2}{2}; \qquad (7.31)$$

смоченный периметр

$$\chi = b + h\,(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}). \qquad (7.32)$$

Русла прямоугольного (рис. 7.3) и треугольного (рис. 7.4) поперечного сечения являются частным случаем русла трапецоидального: первые — при $m = 0$, вторые — при $b = 0$.

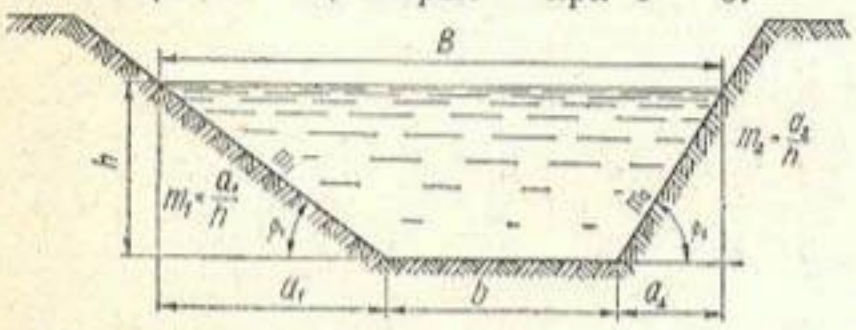


Рис. 7.2

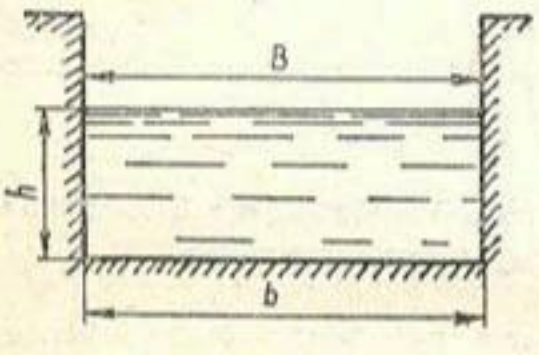


Рис. 7.3

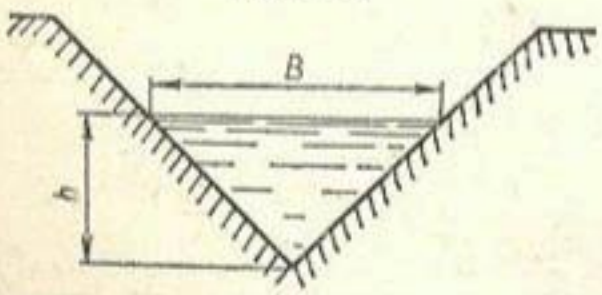


Рис. 7.4

Для облегчения практических вычислений в табл. 19.6 приведены величины, являющиеся функцией коэффициента заложения откосов. Если последний при расчете не задан и не предопределен условиями проектирования, то его выбирают в зависимости от типа грунта (табл. 7.27).

Русла полигонального профиля (рис. 7.5) могут рассматриваться состоящими из основания сечения, имеющего форму трапеции или треугольника, и расположенных над ним ряда участков, имеющих трапецоидальную форму. Следовательно, при наличии n участков в симметричном русле:

площадь живого сечения

$$\omega = \sum_{i=1}^{n} \left[b + 2 \left(\sum_{i=1}^{n} m_{i-1} h_{i-1} \right) + m_i h_i \right] h_i; \qquad (7.33)$$

Таблица 7.27. **Коэффициент откоса m в зависимости от типа грунта**

Тип грунта	m
Мелкозернистые песчаные грунты	3—3,5
Супесчаные 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—0,1

смоченный периметр

$$\chi = b + 2 \sum_{i=1}^{n} h_i \sqrt{1 + m_i^2}; \qquad (7.34)$$

ширина русла по свободной поверхности

$$B = b + 2 \sum_{i=1}^{n} m_i h_i. \qquad (7.35)$$

При этом: h_i — глубина в пределах соответствующего участка; $h = \sum_{i=1}^{n} h_i$ — глубина потока в рассматриваемом сечении; для $i=1$ $m_{i-1} = 0$; $h_{i-1} = 0$; в случае треугольной формы основания $b = 0$.

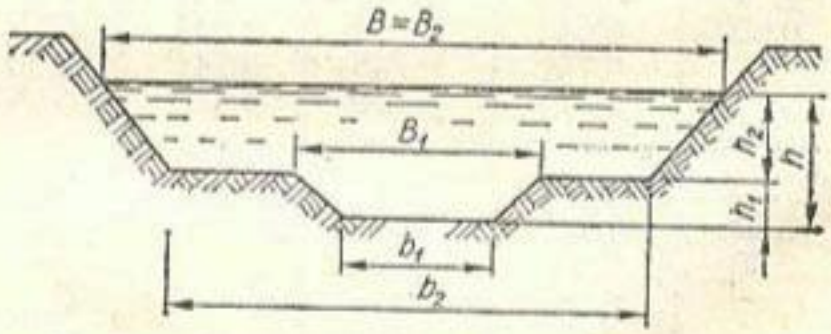


Рис. 7.5

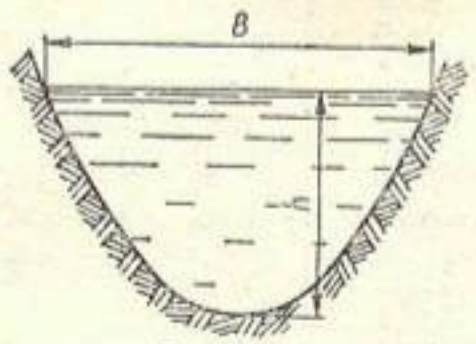


Рис. 7.6

Для русел параболического поперечного сечения (рис. 7.6) с параметром квадратичной параболы p:

Таблица 7.28. **Основные геометрические и гидравлические элементы лотков параболического поперечного сечения при различном наполнении**

$\Delta = \frac{h}{p}$	$B' = \frac{B}{p}$	$\omega' = \frac{\omega}{p^2}$	$\chi' = \frac{\chi}{p}$	$R' = \frac{R}{p}$	$f(\Delta) = \frac{Q}{p^2\sqrt{p}}$	$\psi_R = \frac{h}{R_{max}}$	$\frac{p}{R_{max}}$
0,1	0,89	0,06	0,923	0,065	0,046	1,16	11,6
0,2	1,26	0,169	1,34	0,125	0,184	1,33	6,66
0,3	1,55	0,31	1,69	0,183	0,414	1,44	4,81
0,4	1,79	0,477	2,0	0,238	0,736	1,53	3,83
0,5	2,0	0,667	2,3	0,29	1,15	1,61	3,21
0,6	2,19	0,876	2,57	0,341	1,66	1,67	2,79
0,7	2,37	1,1	2,84	0,389	2,25	1,73	2,47
0,8	2,53	1,35	3,1	0,436	2,94	1,78	2,23
0,9	2,68	1,61	3,35	0,481	3,72	1,83	2,03
1,0	2,83	1.89	3,6	0,524	4,6	1,88	1,88
1,1	2,97	2,18	3,84	0,567	5,56	1,92	1,74
1,2	3,1	2,48	4,08	0,608	6,61	1,96	1,63
1,3	3,22	2,79	4,31	0,647	7,77	1,99	1,53
1,4	3,35	3,12	4,55	0,687	8,97	2,03	1,45
1,5	3,46	3,46	4,78	0,725	10,3	2,07	1,38
1,6	3,58	3,82	5,01	0,762	11,8	2,1	1,31
1,7	3,69	4,18	5,24	0,798	13,2	2,13	1,25
1,8	3,79	4,55	5,47	0,833	14,8	2,16	1,2
1,89	3,89	4,9	5,67	0,86	16,4	2,18	1,16
1,9	3,9	4,94	5,69	0,868	16,6	2,19	1,15
2,0	4,0	5,33	5,92	0,902	18,4	2,22	1,11
2,1	4,1	5,74	6,14	0,935	20,3	2,24	1,07
2,2	4,2	6,15	6,36	0,967	22,2	2,27	1,03
2,3	4,29	6,58	6,58	0,999	24,3	2,3	1,0
2,4	4,38	7,01	6,8	1,03	26,4	2,32	0,968
2,5	4,47	7,45	7,02	1,06	28,7	2,35	0,939
2,6	4,56	7,91	7,24	1,09	31,0	2,37	0,912
2,7	4,65	8,37	7,46	1,12	33,5	2,39	0,887
2,8	4,73	8,83	7,68	1,15	36,3	2,42	0,864
2,9	4,82	9,31	7,89	1,18	38,7	2,44	0,841
3,0	4,9	9,8	8,11	1,21	41,3	2,46	0,821
3,2	5,06	10,8	8,54	1,26	47,0	2,51	0,783
3,4	5,22	11,82	8,97	1,32	53,2	2,54	0,748
3,6	5,37	12,88	9,4	1,37	59,4	2,58	0,718
3,8	5,51	13,97	9,82	1,42	66,2	2,62	0,69
4,0	5,66	15,08	10,25	1,47	73,4	2,66	0,665
4,2	5,8	16,23	10,67	1,52	81,1	2,69	0,641
4,4	5,93	17,4	11,09	1,57	88,7	2,73	0,62
4,6	6,07	18,6	11,52	1,62	97	2,76	0,6
4,8	6,2	19,83	11,94	1,66	106	2,79	0,582
5,0	6,32	21,08	12,36	1,71	115	2,83	0,565
5,2	6,45	22,35	12,78	1,75	124	2,85	0,549
5,4	6,57	23,66	13,19	1,79	134	2,89	0,535
5,6	6,69	24,99	13,61	1,84	144	2,92	0,521
5,8	6,81	26,34	14,03	1,88	154	2,95	0,508
6,0	6,93	27,71	14,45	1,92	165	2,97	0,495

Таблица 7.29. **Основные геометрические и гидравлические элементы труб круглого поперечного сечения при различном наполнении**

$\Delta = \frac{h}{r}$	$B' = \frac{B}{r}$	$\omega' = \frac{\omega}{r^2}$	$\chi' = \frac{\chi}{r}$	$R' = \frac{R}{r}$	$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$	$\frac{\omega'}{\Delta^2} = \frac{\omega}{h^2}$	$\psi = \omega'^2 R'^4 i^3$	$E = \frac{1}{2\omega'^2}$
0,20	1,20	0,164	1,29	0,127	0,18	4,10	0,0017	18,70
0,25	1,32	0,227	1,45	0,157	0,28	3,64	0,0044	9,72
0,30	1,43	0,296	1,59	0,186	0,40	3,32	0,0092	5,72
0,35	1,52	0,369	1,73	0,214	0,54	3,01	0,0175	3,68
0,40	1,60	0,447	1,86	0,241	0,71	2,80	0,030	2,50
0,45	1,67	0,529	1,98	0,268	0,89	2,62	0,048	1,79
0,50	1,73	0,614	2,09	0,293	1,09	2,45	0,073	1,33
0,55	1,79	0,702	2,21	0,318	1,32	2,32	0,107	1,014
0,60	1,83	0,793	2,32	0,342	1,56	2,20	0,151	0,795
0,65	1,87	0,885	2,43	0,365	1,82	2,09	0,204	0,639
0,70	1,91	0,980	2,53	0,387	2,10	2,00	0,270	0,521
0,75	1,94	1,076	2,64	0,408	2,40	1,91	0,350	0,432
0,80	1,96	1,174	2,74	0,429	2,71	1,84	0,446	0,361
0,85	1,98	1,272	2,84	0,448	3,05	1,76	0,554	0,308
0,90	1,99	1,371	2,94	0,466	3,40	1,69	0,680	0,266
0,95	2,00	1,471	3,04	0,484	3,77	1,63	0,821	0,232
1,00	2,00	1,571	3,14	0,500	4,16	1,57	0,979	0,202
1,05	2,00	1,671	3,24	0,515	4,56	1,52	1,153	0,179
1,10	1,99	1,771	3,34	0,530	4,99	1,46	1,348	0,159
1,15	1,98	1,870	3,44	0,543	5,43	1,41	1,550	0,143
1,20	1,96	1,968	3,54	0,555	5,89	1,37	1,767	0,129
1,25	1,94	2,066	3,65	0,566	6,37	1,33	1,97	0,117
1,30	1,91	2,162	3,75	0,576	6,87	1,28	2,24	0,107
1,35	1,87	2,256	3,86	0,585	7,40	1,24	2,49	0,098
1,40	1,83	2,349	3,97	0,593	7,94	1,20	2,75	0,091
1,45	1,79	2,439	4,08	0,599	8,52	1,16	3,00	0,084
1,50	1,73	2,527	4,19	0,603	9,12	1,12	3,25	0,078
1,55	1,67	2,613	4,31	0,607	9,76	1,09	3,51	0,073
1,60	1,60	2,694	4,43	0,608	10,44	1,05	3,74	0,069
1,626	1,56	2,735	4,49	0,609	10,82	1,04	3,86	0,067
1,65	1,52	2,772	4,56	0,608	11,18	1,02	3,96	0,065
1,70	1,43	2,846	4,69	0,606	12,00	0,99	4,15	0,062
1,75	1,32	2,915	4,84	0,603	12,92	0,96	4,33	0,059
1,80	1,20	2,978	5,00	0,596	14,01	0,92	4,44	0,056
1,85	1,05	3,038	5,17	0,587	15,38	0,89	4,54	0,054
1,90	0,87	3,083	5,38	0,573	17,32	0,86	4,52	0,053
1,95	0,63	3,121	5,65	0,553	20,84	0,82	4,41	0,052
2,00	0,00	3,142	6,28	0,500	∞	0,79	3,91	0,051

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{4}{3}\sqrt{2p}h^{3/2}; \qquad (7.36)$$

ширина русла по свободной поверхности

$$B = 2\sqrt{2ph}; \qquad (7.37)$$

смоченный периметр

$$\chi = p\left[\sqrt{2\frac{h}{p}\left(1+2\frac{h}{p}\right)} + \ln\left(\sqrt{2\frac{h}{p}} + \sqrt{1+2\frac{h}{p}}\right)\right]. \qquad (7.38)$$

При этом уравнение квадратичной параболы имеет вид:

$$x^2 = 2ph. \qquad (7.39)$$

Для труб, коллекторов и тоннелей круглого поперечного сечения радиусом r:

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{1}{2}(\varphi - \sin\varphi)\, r^2; \qquad (7.40)$$

смоченный периметр

$$\chi = \varphi r; \qquad (7.41)$$

ширина русла по свободной поверхности

$$B = 2\sqrt{r^2 - h^2}; \qquad (7.42)$$

глубина потока

$$h = 2r \sin^2 \frac{\varphi}{4}, \qquad (7.43)$$

где φ — центральный угол сегмента.

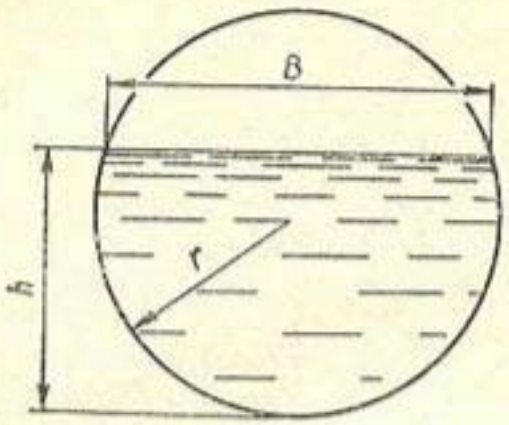


Рис. 7.7

Для облегчения расчетов русел параболического и круглого поперечного сечений составлены вспомогательные табл. 7.28 и 7.29, где в зависимости от относительной глубины наполнения Δ приведены относительные величины ω', χ', B', R'. При этом для русел параболического поперечного сечения $\Delta = h/p$, а для круглого $\Delta = h/r$.

§ 7.4. Определение нормальной (бытовой) глубины протекания потока

При определении нормальной (бытовой) глубины h_0 заданными являются: форма и размеры поперечного сечения, продольный уклон дна i, состояние (коэффициент шероховатости n) поверхности дна и стенок русла, а также расчетный расход Q.

Способ подбора. Этот способ применим при определении нормальной глубины в русле какого угодно поперечного сечения. При этом задаются глубинами $h_1, h_2, \ldots, h_n$, вычисляют соответствующие им значения площади живого сечения потока ω, смоченного параметра χ, гидравлического радиуса R, по таблицам находят значения скоростных характеристик W и подсчитывают расходные характеристики $K = \omega W$, которые сравнивают с расчетным значением расходной характеристики

$$K_0 = Q/\sqrt{i}; \qquad (7.44)$$

если $K_n = K_0$, то искомая нормальная глубина $h_0 = h_n$.

С учетом найденной глубины определяют площадь живого сечения (см. § 7.3) и среднюю в сечении скорость потока $V = Q/\omega$.

Построение графика расходных характеристик. Подбор можно упростить, построив по нескольким произвольно заданным глубинам график зависимости $K = f(h)$ (рис. 7.8), по которому находят глубину, соответствующую расчетному значению расходной характеристики.

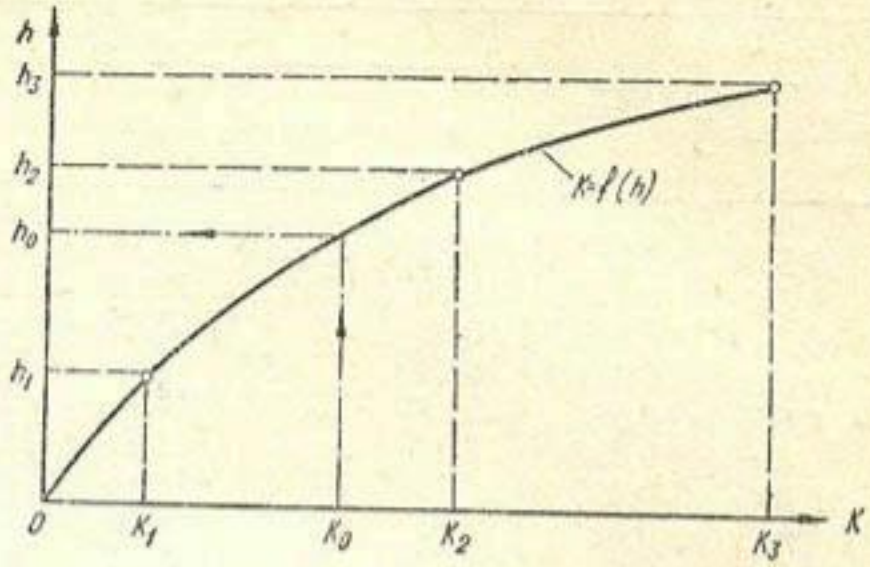


Рис. 7.8

Применение показательного закона. Нормальную глубину можно найти, использовав так называемый «показательный закон», согласно которому

$$K_2/K_1 = (h_2/h_1)^{x_1}, \qquad (7.45)$$

где x_1 — гидравлический показатель русла.

В этом случае, задавшись двумя произвольными глубинами h_1 и h_2, подсчитывают соответствующие им значения расходных характеристик K_1 и K_2 и определяют гидравлический показатель русла

$$x_1 = \frac{\lg \frac{K_2}{K_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}}. \qquad (7.46)$$

Зная расчетное значение расходной характеристики K_0, искомую нормальную глубину находят по зависимости

$$h_0 = h_1 (K_0/K_1)^{\frac{1}{x_1}}. \qquad (7.47)$$

Метод относительных характеристик живого сечения. Поскольку расходная характеристика $K = \omega W$, а расход $Q = K\sqrt{i}$, с учетом зависимостей (7.2), (7.23) и (7.24) получим, что гидравлический радиус

$$R = \left(\frac{Qn}{\psi \sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{2+z}}, \text{ а} \qquad (7.48)$$

$$R/R_{\max} = \sqrt[2+z]{\psi_{г.и}/\psi}. \qquad (7.49)$$

Тогда для любого характерного линейного элемента живого сечения русла l_i, например нормальной глубины, ширины трапецоидального поперечного сечения по дну и по свободной поверхности потока, параметра параболического или радиуса круглого поперечного сечения,

Таблица 7.30. **Основные геометрические и гидравлические элементы русел трапецоидального поперечного сечения (при осредненном значении показателя степени $z = 0{,}7$)**

$\Psi_R = h/R_{max}$	R/R_{max}	b/R_{max} при значениях коэффициента заложения откосов m									
		0	0.5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,558	0,581	22,32	19,09	19,11	19,84	21,09	22,67	24,49	26,47	30,8	35,43
0,579	0,549	21,05	17,99	17,99	18,67	19,83	21,3	23,14	24,87	28,92	33,27
0,598	0,565	19,93	17	16,99	17,62	18,71	20	21,7	23,44	27,26	31,35
0,617	0,58	18,98	16,17	16,15	16,74	17,76	19,07	20,58	22,23	25,84	29,71
0,635	0,594	18,14	15,43	15,4	15,95	16,91	18,15	19,59	21,15	24,58	28,26
0,652	0,607	17,39	14,77	14,72	15,24	16,15	17,33	18,7	20,19	23,45	26,95
0,669	0,619	16,78	14,18	14,13	14,62	15,49	16,61	17,91	19,33	22,45	25,8
0,685	0,631	16,12	13,65	13,59	14,05	14,87	15,94	17,94	18,55	21,54	24,74
0,7	0,643	15,56	13,15	13,09	13,52	14,31	15,33	16,52	17,83	20,19	23,76
0,715	0,653	15,05	12,71	12,63	13,04	13,8	14,78	15,92	17,17	19,93	22,88
0,73	0,664	14,6	12,31	12,23	12,61	13,34	14,28	15,38	16,59	19,24	22,08
0,758	0,683	13,78	11,58	11,49	11,84	12,5	13,38	14,4	15,52	17,99	20,64
0,785	0,701	13,09	10,96	10,86	11,17	11,79	12,6	13,55	14,6	16,91	19,39
0,81	0,717	12,48	10,43	10,32	10,58	11,15	11,91	12,8	13,78	15,95	18,29
0,834	0,732	11,91	9,92	9,8	10,06	10,59	11,29	12,13	13,06	15,1	17,81
0,858	0,746	11,45	9,5	9,37	9,6	10,09	10,76	11,55	12,42	14,36	16,45
0,881	0,759	11,01	9,12	8,98	9,18	9,65	10,28	11,02	11,85	13,68	15,17
0,903	0,772	10,62	8,77	8,62	8,81	9,24	9,83	10,54	11,82	13,07	14,95
0,924	0,783	10,27	8,45	8,29	8,46	8,87	9,43	10,1	10,84	12,5	14,3
0,945	0,794	9,94	8,16	7,99	8,15	8,53	9,06	9,7	10,4	11,99	13,7
0,965	0,804	9,65	7,89	7,72	7,86	8,21	8,71	9,32	10	11,51	13,15
0,985	0,814	9,38	7,65	7,47	7,59	7,92	8,4	8,98	9,63	11,07	12,64
1,004	0,823	9,24	7,42	7,23	7,34	7,65	8,1	8,66	9,27	10,65	12,16
1,023	0,832	8,9	7,21	7,02	7,11	7,4	7,83	8,86	8,95	10,28	11,72
1,041	0,84	8,68	7,01	6,81	6,89	7,17	7,57	8,08	8,64	9,91	11,3
1,06	0,848	8,49	6,84	6,63	6,7	6,96	7,35	7,83	8,37	9,59	10,93
1,077	0,855	8,29	6,63	6,44	6,49	6,74	7,11	7,57	8,09	9,26	10,54
1,095	0,862	8,1	6,49	6,28	6,32	6,55	6,9	7,34	7,84	8,96	10,2
1,112	0,869	7,94	6,34	6,11	6,15	6,36	6,7	7,12	7,59	8,68	9,87
1,129	0,875	7,79	6,19	5,97	5,99	6,19	6,5	6,91	7,36	8,41	9,56
1,145	0,881	7,63	6,05	5,82	5,83	6,02	6,32	6,71	7,14	8,15	9,25
1,161	0,887	7,49	5,92	5,68	5,69	5,86	6,15	6,52	6,94	7,9	8,97
1,178	0,892	7,36	5,8	5,56	5,55	5,71	5,99	6,34	6,74	7,68	8,71
1,193	0,897	7,23	5,68	5,43	5,42	5,57	5,82	6,16	6,55	7,45	8,44
1,209	0,902	7,11	5,57	5,32	5,29	5,43	5,68	6	6,37	7,24	8,2
1,224	0,907	7	5,46	5,2	5,17	5,3	5,53	5,84	6,2	7,03	7,96
1,24	0,911	6,89	5,36	5,1	5,06	5,17	5,39	5,69	6,04	6,84	7,74
1,255	0,916	6,78	5,26	4,99	4,95	5,05	5,26	5,54	5,88	6,65	7,51
1,269	0,92	6,67	5,16	4,89	4,84	4,93	5,13	5,40	5,72	6,46	7,3
1,284	0,924	6,58	5,07	4,8	4,73	4,82	5,01	5,27	5,57	6,29	7,09
1,299	0,928	6,49	4,99	4,71	4,64	4,72	4,89	5,14	5,43	6,12	6,9
1,313	0,931	6,4	4,91	4,62	4,54	4,61	4,78	5,01	5,29	5,96	6,71
1,327	0,935	6,32	4,82	4,53	4,45	4,51	4,66	4,89	5,16	5,80	6,52
1,341	0,938	6,24	4,75	4,46	4,36	4,41	4,56	4,77	5,03	5,65	6,35
1,355	0,941	6,16	4,67	4,37	4,28	4,32	4,45	4,66	4,9	5,5	6,18
1,369	0,944	6,08	4,60	4,3	4,19	4,23	4,35	4,55	4,78	5,36	6,01
1,383	0,947	6,01	4,53	4,23	4,11	4,14	4,26	4,44	4,67	5,22	5,85
1,386	0,95	5,94	4,46	4,15	4,03	4,05	4,16	4,34	4,55	5,08	5,69
1,409	0,952	5,87	4,39	4,08	3,96	3,97	4,07	4,23	4,44	4,94	5,53
1,422	0,954	5,81	4,33	4,01	3,88	3,89	3,98	4,14	4,33	4,82	5,39
1,436	0,967	5,74	4,27	3,95	3,81	3,81	3,89	4,04	4,23	4,7	5,24
1,462	0,962	5,62	4,15	3,82	3,68	3,66	3,73	3,86	4,03	4,46	4,96

Продолжение табл. 7.30.

$\Psi_R = h/R_{max}$	R/R_{max}	b/R_{max} при значениях коэффициента заложения откосов m									
		0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
1,488	0,966	5,51	4,04	3,71	3,55	3,52	3,57	3,68	3,84	4,23	4,7
1,513	0,97	5,4	3,93	3,59	3,43	3,38	3,42	3,52	3,65	4,01	4,45
1,538	0,973	5,3	3,83	3,49	3,31	3,25	3,28	3,36	3,48	3,81	4,2
1,562	0,976	5,21	3,74	3,38	3,2	3,13	3,14	3,21	3,31	3,61	3,97
1,586	0,979	5,12	3,65	3,29	3,09	3,01	3,01	3,06	3,15	3,42	3,75
1,61	0,982	5,03	3,56	3,2	2,99	2,9	2,89	2,93	3	3,23	3,54
1,634	0,984	4,95	3,48	3,11	2,89	2,79	2,76	2,79	2,85	3,06	3,33
1,657	0,986	4,87	3,4	3,02	2,8	2,68	2,64	2,66	2,71	2,88	3,13
1,68	0,988	4,8	3,33	2,94	2,71	2,59	2,54	2,54	2,57	2,79	2,94
1,703	0,99	4,63	3,25	2,86	2,62	2,49	2,43	2,42	2,44	2,57	2,76
1,725	0,992	4,66	3,18	2,78	2,54	2,39	2,32	2,3	2,31	2,41	2,57
1,748	0,993	4,61	3,13	2,73	2,47	2,32	2,22	2,19	2,19	2,27	2,41
1,77	0,995	4,57	3,05	2,64	2,37	2,21	2,12	2,08	2,07	2,12	2,24
1,792	0,996	4,48	2,99	2,58	2,3	2,13	2,03	1 98	1,95	1,98	2,07
1,884	0,998	4,35	2,85	2,42	2,1	1,94	1,81	1,73	1,68	1,65	1,69
1,898	0,999	4,21	2,71	2,26	1,95	1,74	1,59	1,49	1,42	1,34	1,32
1,949	1	4,09	2,58	2,12	1,79	1,56	1,4	1,27	1,18	1,05	0,98
2	1	4	2,47	2	1,66	1,4	1,21	1,06	0,94	0,77	0,65
2,05	0,999	3,9	2,36	1,88	1,52	1,25	1,04	0,87	0,72	0,51	0,34
2,108	0,998	3,81	2,26	1,76	1,39	1,1	0,87	0,68	0,52	0,36	0,05
2,156	0,997	3,73	2,17	1,66	1,27	0,96	0,71	0,5	0,38	0,02	—
2,193	0,995	3,65	2,07	1,55	1,15	0,82	0,56	0,33	0,13	—	—
2,24	0,995	3,58	1,99	1,46	1,03	0,70	0,41	0,17	—	—	—
2,286	0,994	3,52	1,91	1,36	0,93	0,57	0,27	0,01	—	—	—
2,33	0,992	3,45	1,83	1,27	0,83	0,46	0,14	—	—	—	—
2,375	0,99	3,39	1,76	1,19	0,72	0,34	0,01	—	—	—	—
2,419	0,987	3,34	1,69	1,11	0,63	0,23	—	—	—	—	—
2,462	0,985	3,28	1,62	1,03	0,54	0,13	—	—	—	—	—
2,505	0,982	3,23	1,55	0,95	0,45	0,02	—	—	—	—	—
2,548	0,98	3,18	1,49	0,88	0,36	—	—	—	—	—	—
2,59	0,977	3,14	1,43	0,81	0,28	—	—	—	—	—	—
2,631	0,975	3,09	1,37	0,73	0,2	—	—	—	—	—	—
2,672	0,972	3,05	1,31	0,67	0,12	—	—	—	—	—	—
2,713	0,969	3,02	1,26	0,6	0,04	—	—	—	—	—	—
2,753	0,966	2,98	1,21	0,54	—	—	—	—	—	—	—
2,793	0,963	2,94	1,15	0,48	—	—	—	—	—	—	—
2,833	0,96	2,91	1,11	0,42	—	—	—	—	—	—	—
2,872	0,957	2,87	1,07	0,36	—	—	—	—	—	—	—

будем иметь

$$l_i/R_{max} = \frac{l_i}{R}\sqrt[2+z]{\psi_{г.н}/\psi}. \qquad (7.50)$$

При определении нормальной глубины методом относительных характеристик живого сечения устанавливают значения $\psi_{г.н}$ (для прямоугольного поперечного сечения $\psi_{г.н} = 8$; для параболического $\psi_{г.н} = 6{,}54$; для трапецоидального $\psi_{г.н}$ определяется по зависимости (7.25) или табл. 19.6).

Затем подсчитывается величина $\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}$ и по выбранному осредненному значению показателя степени z (табл. 7.26) находят максимальный гидравлический радиус R_{max} (табл. 7.25).

Далее, в зависимости от формы поперечного сечения русла, вычисляют безразмерные соотношения: p/R_{max} — для параболических русел; b/R_{max} — для трапецоидальных и прямоугольных русел и по таблицам 7.28 или 7.30 находят относительную глубину $\psi_R = h/R_{max}$.

Тогда искомая нормальная глубина

$$h_0 = \psi_R R_{max}. \qquad (7.51)$$

При определении нормальной глубины протекания потока весьма эффективным является использование ЭВМ. Ниже приводится методика расчета на ЭВМ русел трапецоидального поперечного сечения. Основная зависимость для равномерного движения $Q = \omega W\sqrt{i}$ решается относительно искомой нормальной глубины

$$h_0 = \left[\frac{Qn}{\sqrt{i}}\left(\frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta+m}\right)^z \frac{1}{\beta+m}\right]^{\frac{1}{2+z}}, \tag{7.52}$$

где $\beta = b/h_0$ — относительная ширина русла по дну.

Отсюда h_0 находится методом последовательных приближений (итераций) в такой последовательности:

1. Задаются каким-нибудь значением h_{01}.
2. Определяют отношение $\beta_1 = b/h_{01}$.
3. Вычисляют h_{02} во втором приближении.
4. Если $|h_{02} - h_{01}| < \varepsilon$ (где ε — наперед заданная точность определения h_0), то расчет закончен. В противном случае вычисляют $\beta_2 = b/h_{02}$ и расчет повторяют, начиная с пункта 3. Расчет продолжается до тех пор, пока наступит неравенство $|h_{0n+1} - h_n| < \varepsilon$.
5. Определив h_0, находят площадь живого сечения потока $\omega_0 = bh_0 + mh_0^2$ и среднюю скорость $V = Q/\omega_0$.

§ 7.5. Другие типичные случаи расчета каналов и водоотводных русел при равномерном движении потока

Случай 1. Известными являются расчетный расход Q (определяемый методами гидрологии), задана форма поперечного сечения и уклон дна i русла (величина которого прежде всего диктуется профилем местности), тип грунтов, в которых прорывается русло (т. е. известен коэффициент шероховатости n и ограничены минимальные значения коэффициента заложения откосов для неукрепленного русла m). Определению в этом случае подлежат глубина равномерного движения потока h_0, ширина русла по дну b (при трапецоидальной или прямоугольной форме его поперечного сечения), а если средняя в сечении скорость протекания потока V_0 превосходит допустимую для данного типа грунтов скорость $V_{доп}$, то и необходимый тип укрепления.

При решении таких задач следует прежде всего определить наибольшую возможную скорость, которая установится в русле гидравлически наивыгоднейшего профиля. Анализ показывает, что даже в тех случаях, когда профиль русла значительно отличается от гидравлически наивыгоднейшего, скорость течения воды в нем практически равна значению, найденному по формуле (7.21). Поэтому скорость V_{max} можно при указанных выше условиях проектирования принимать в качестве расчетной, т. е. полагать, что $V_{рас} = V_{max}$.

Порядок расчета следующий.

Устанавливается допускаемая неразмывающая скорость $V_{доп}$ для заданного типа грунта (т. е. без крепления), вычисляется максимальный гидравлический радиус R_{max} и максимальная скорость V_{max} для тех же условий (см. § 7.2).

Сопоставляются значения V_{max} и $V_{доп}$: если $V_{max} \leqslant V_{доп}$, то укреплять русло не нужно; если $V_{max} > V_{доп}$ — принимают необходимый тип укрепления русла и расчет повторяется до тех пор, пока не определится тот тип укрепления, для которого $V_{max} \leqslant V_{доп}$.

В расчет принимается $V_{рас} = V_{max}$.

Полагая, что $\psi_{R_1} = 2$ (т. е. стремясь получить русло гидравлически наивыгоднейшего профиля), по табл. 7.28 находят относительную величину b/R_{max} и вычисляют ширину русла по дну b. Последняя округляется в большую сторону до целых дециметров (при этом ее минимальные значения обычно ограничиваются условиями проектирования, например 0,5 *м* для дорожного водоотвода).

По новому значению ширины по дну b_1 подсчитывается b_1/R_{max} и из табл. 7.28 находится относительная глубина ψ_R. Искомая нормальная глубина $h_0 = \varphi_R R_{max}$.

Для проверки расчета необходимо при полученных значениях b и h_0 вычислить расход воды Q и сопоставить его с заданным значением расхода. Если расхождение превысит 5%, то расчет нужно уточнить.

При проведении такого расчета с использованием ЭВМ формулу (7.21) следует представить в таком виде:

$$V_{max} = \frac{\sqrt{i}}{n}\left(\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}\right)^{\frac{z}{2+z}}. \tag{7.53}$$

Затем она преобразуется в соответствии с выбранным осредненным значением z. Например, при $z = 2/3$

$$V_{max} = \sqrt[4]{\frac{Qi^{3/2}}{n^3} \cdot \frac{1}{4\left(2\sqrt{1+m^2} - m\right)}}. \tag{7.54}$$

Определив по формуле (7.54) максимальную скорость для неукрепленного русла, сопоставляют ее с допускаемой.

При $V_{max} \leqslant V_{доп}$ расчетная средняя в сечении скорость $V_{рас} = V_{max}$.

В этом случае определяется минимальная площадь живого сечения русла

$$\omega_{min} = Q/V_{max}$$

и находится минимальное допускаемое для дорожного водоотвода значение глубины в русле при $b = 0{,}5$ *м*

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4m\omega_{min}} - b}{2m}.$$

Поскольку, принимая произвольное значение ширины русла b, мы отклоняемся от русла гидравлически наивыгоднейшего профиля, нормальная глубина h_0 будет несколько больше вычисленного значения h.

В связи с этим производится определение нормальной глубины h_0 подбором, который начинается с $h_{01} = h$, затем $h_{02} = h + 0{,}01$ *м*, $h_{03} = h_{02} + 0{,}02$ *м* и т. д. Та первая глубина h_{0i}, при которой вычисленный расход $Q_i = \omega_i W_i \sqrt{i}$ станет больше заданного расхода Q, принимается за нормальную. На печать выводятся значения b, h, ω, V.

Если $V_{max} > V_{доп}$ для неукрепленного русла в расчет последовательно вводят допускаемые скорости для стандартных типов укрепления и при окончании счета на печать выводится номер типа укрепления.

Случай 2. Необходимо в русле трапецоидального поперечного сечения определить ширину русла по дну b при заданных: форме русла, уклоне дна i, коэффициенте шероховатости n, расходе Q и ограниченной глубине протекания воды h_0.

Порядок расчета: по заданному коэффициенту заложения откосов вычисляется $\psi_{г.н}$ (см. зависимость (7.25) или табл. 19.6) и вычисляется величина

$$\frac{Qn}{\psi_{г.н}\sqrt{i}}.$$

По табл. 7.25 находится R_{max} и вычисляется

$$\psi_R = h_0/R_{max}.$$

Затем, найдя по табл. 7.28 соотношение b/R_{max}, соответствующее заданному m, вычисляют

$$b = \frac{b}{R_{max}} R_{max}.$$

Случай 3. Если при расчете известны уклон дна i, форма сечения и характеристика поверхности русла (т. е. известен коэффициент шероховатости n) и по заданной глубине равномерного движения h_0 необходимо определить среднюю в сечении скорость протекания потока V_0 и расход Q, то вычисляется ψ, площадь живого сечения ω, смоченный периметр χ, гидравлический радиус R, по таблицам находится соответствующая скоростная характеристика W и подсчитываются: средняя в сечении скорость $V = W\sqrt{i}$; расход $Q = \omega V$.

Случай 4. При определении размеров и скорости протекания воды в безнапорных дорожных и канализационных трубах, а также гидротехнических тоннелях заданными являются расход Q, рекомендуемая относительная глубина наполнения Δ, уклон дна i, состояние поверхности стенок (коэффициент шероховатости n).

В общем случае задача может быть решена способом подбора. При этом необходимо учитывать, что диаметры сечений должны приниматься в соответствии с установленными стандартами, например для круглых труб:

керамические канализационные трубы диаметром 125 *мм*; 150 *мм* и далее до 600 *мм*, кратным 50 *мм*;

чугунные трубы диаметром 75 *мм*; 80 *мм*; 100 *мм* и далее до 300 *мм*, кратным 25 *мм*, затем до 500 *мм* через 50 и до 1000 *мм* через 100 *мм*;

бетонные и железобетонные трубы, коллекторы и тоннели диаметром 250, 300, 350, 400, 500 *мм* и т. д., кратным 100 *мм*.

При подборе принимаются радиусы сечения $r_1, r_2, \ldots, r_n$, затем вычисляются с помощью табл. 7.29 соответствующие заданной относительной глубине наполнения Δ площади живого сечения $\omega = \omega' r^2$, гидравлические радиусы $R = R' r$; определяются значения скоростной характеристики W (по табл. 7.5—7.6) и расходной характеристики $K = \omega W$. Последнее сравнивается с расчетным значением $K_0 = Q/\sqrt{i}$. Если значения K_0 окажутся между значениями K_{n-1} и K_n, соответствующими двум соседним стандартным значениям r_{n-1} и r_n, то принимается r с ближайшим к K_0 значением K. Затем следует уточнить относительную глубину наполнения Δ и определить среднюю в сечении скорость протекания воды $V = W\sqrt{i}$.

Размеры сечения трубы, коллектора или тоннеля могут быть определены также построением графика $K = f(r)$ при заданном значении Δ, по которому находят ближайший стандартный радиус r для известного K_0.

Дренажные трубы рассчитывают как безнапорные, но при условии полного их наполнения. С учетом этого определяется значение расчетной расходной характеристики K_0, по которой подбирается необходимый диаметр трубы (ближайший больший).

Глава 8

УСТАНОВИВШЕЕСЯ НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

§ 8.1. Удельная энергия сечения

Удельной энергией сечения Э называется удельная энергия в данном живом сечении потока, подсчитанная относительно наинизшей точки данного живого сечения за вычетом удельной энергии внешнего давления

$$Э = e - z_0 - \frac{p_0}{\gamma}, \qquad (8.1)$$

где z_0 — расстояние между наинизшей точкой

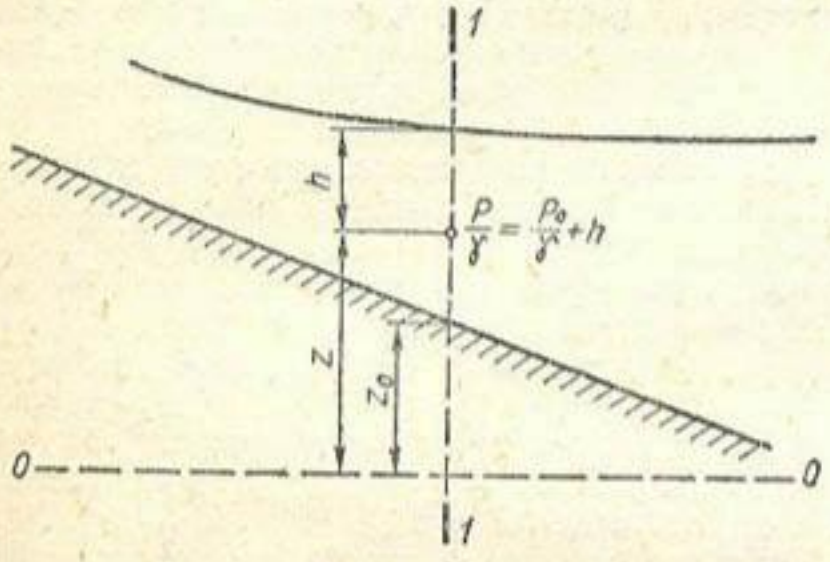


Рис. 8.1

живого сечения и плоскостью сравнения (рис. 8.1); e — удельная энергия потока, равная:

$$e = \frac{\alpha V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z. \qquad (8.2)$$

Подставив значение e в формулу (8.1), получим

$$Э = \frac{\alpha V^2}{2g} + h. \qquad (8.3)$$

График удельной энергии сечения показан на рис. 8.2.

Минимум удельной энергии сечения соответствует глубине, которая называется *критической глубиной* $h_{кр}$.

Если глубина потока равна критической, то выполняется следующее условие:

$$\frac{\alpha Q^2 B_{кр}}{g\omega_{кр}^3} = 1, \qquad (8.4)$$

где $\omega_{кр}$ и $B_{кр}$ — площадь живого сечения и ширина сечения поверху при $h = h_{кр}$.

По характеру изменения удельной энергии сечения при увеличении глубин потоки различают:

бурные (находящиеся в бурном состоянии), в которых глубины потока меньше критической и удельная энергия убывает с увеличением глубины;

спокойные (находящиеся в спокойном состоянии), в которых глубины потока больше критической и удельная энергия сечения возрастает с увеличением глубины потока;

критические (находящиеся в критическом состоянии), в которых глубина потока равна критической и удельная энергия сечения минимальна.

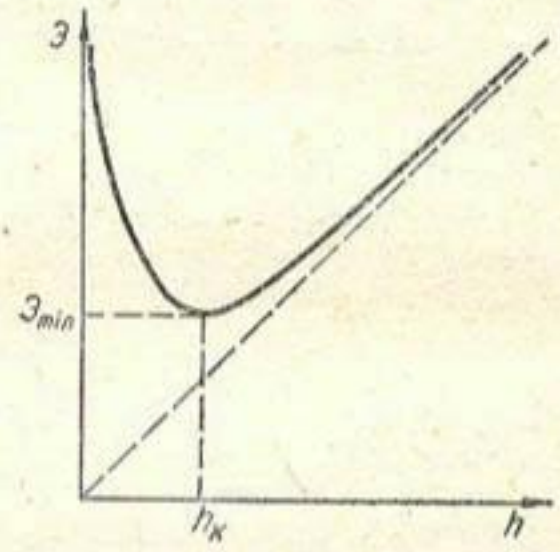


Рис. 8.2

При критическом состоянии потока (при критической глубине) выполняется условие (8.4).

По предложению В. Д. Журина, безразмерная величина $\frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}$, характеризующая состояние потока, называется *параметром кинетичности* $П_к$.

Значения параметра кинетичности так определяют состояния потока: спокойное $П_к < 1$; бурное $П_к > 1$; критическое $П_к = 1$.

Параметр кинетичности представляет собой отношение удвоенной удельной кинетической энергии к средней глубине в данном живом сечении $\bar{h}$:

$$П_к = \frac{2\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right)}{\bar{h}}, \qquad (8.5)$$

где

$$\bar{h} = \omega/B. \qquad (8.6)$$

Для прямоугольных сечений $\bar{h} = h$ и параметр кинетичности равен числу Фруда:

$$П_к = Fr = \frac{\alpha V^2}{gh}.$$

§ 8.2. Определение критической глубины и критического уклона

Критическая глубина $h_{кр}$, т. е. глубина, соответствующая минимуму удельной энергии сечения для русла любой формы поперечного сечения, определяется из уравнения (8.4).

Для русел прямоугольного сечения критическая глубина вычисляется по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \qquad (8.7)$$

где q — удельный расход (расход на единицу ширины русла).

Для треугольных русел

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}. \qquad (8.8)$$

Для параболических русел

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{27}{64} \cdot \frac{\alpha_2 Q^2}{gp}}, \qquad (8.9)$$

где p — параметр параболы из ее уравнения $x^2 = 2py$.

Для трапецоидальных русел критическая глубина определяется следующими способами.

Способ вспомогательной функции, предложенный В. Н. Поповым. Подсчитывается значение вспомогательной функции $f(\mu_*)$

$$f(\mu_*) = (Q/b)^2 (m/b)^3. \qquad (8.10)$$

По табл. 8.1 находится значение множителя μ_*, соответствующее вычисленному значению $f(\mu_*)$.

Находится величина критической глубины

$$h_{кр} = \mu_* \frac{b}{m}. \qquad (8.11)$$

Таблица 8.1. **Множитель μ_* для определения критической глубины**

$f(\mu_*)$	μ_*	$f(\mu_*)$	μ_*	$f(\mu_*)$	μ_*	$f(\mu_*)$	μ_*
0,12	0,22	2,16	0,52	110	1,48	897	2,44
0,138	0,23	2,81	0,56	124	1,52	962	2,48
0,159	0,24	3,59	0,6	138	1,56	1030	2,52
0,181	0,25	4,52	0,64	153	1,6	1140	2,58
0,206	0,26	5,63	0,68	169	1,64	1260	2,64
0,234	0,27	6,94	0,72	187	1,68	1390	2,7
0,263	0,28	8,47	0,76	206	1,72	1530	2,76
0,296	0,29	10,24	0,8	226	1,76	1730	2,84
0,331	0,3	12,29	0,84	248	1,8	1960	2,92
0,369	0,31	14,63	0,88	272	1,84	2200	3
0,41	0,32	17,31	0,92	297	1,88	2540	3,1
0,454	0,33	20,35	0,96	325	1,92	2930	3,2
0,502	0,34	23,78	1	354	1,96	3350	3,3
0,553	0,35	27,65	1,04	385	2	3830	3,4
0,609	0,36	31,01	1,08	419	2,04	4360	3,5
0,668	0,37	36,9	1,12	454	2,08	4940	3,6
0,731	0,38	42,3	1,16	493	2,12	5580	3,7
0,798	0,39	48,3	1,2	533	2,16	6290	3,8
0,87	0,4	54,9	1,24	574	2,2	7170	3,9
1,03	0,42	62,3	1,28	621	2,24	7930	4,0
1,21	0,44	70,4	1,32	671	2,28	9880	4,2
1,41	0,46	79,3	1,36	723	2,32	12 200	4,4
1,63	0,48	89	1,4	777	2,36	14 900	4,6
1,88	0,5	99,7	1 44	834	2,4	18 700	4,8

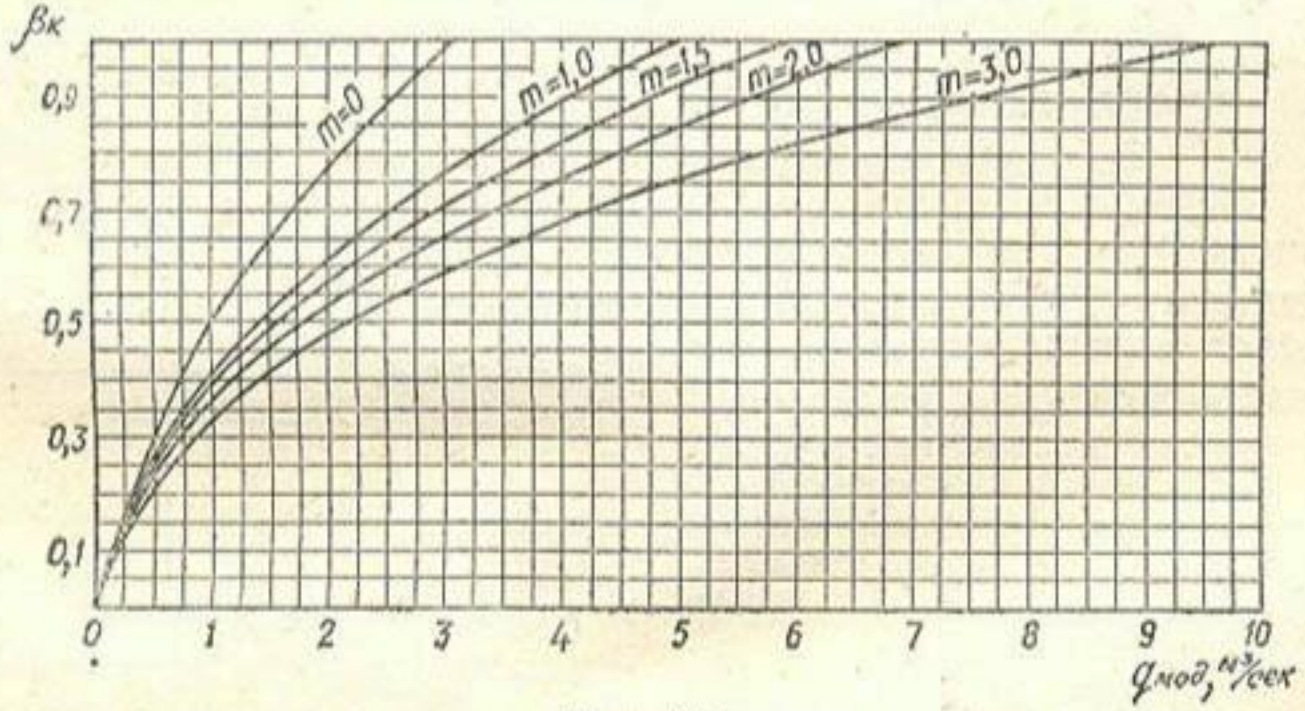


Рис. 8.3

Способ Киселева. Вычисляется расход модельного русла

$$q_{мод} = \frac{Q}{b^2 \sqrt{b}}. \qquad (8.12)$$

Пользуясь графиком рис. 8.3, по величине $q_{мод}$ определяют величину $\beta_{кр}$.

Вычисляется критическая глубина

$$h_{кр} = \beta_{кр} b. \qquad (8.13)$$

Для русел круглого и параболического сечений критическая глубина может быть определена с использованием табл. 7.28 и 7.29 при такой последовательности проведения расчетов:

1. Определяется значение вспомогательной функции $f(\Delta)$:

для круглых русел

$$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}, \qquad (8.14)$$

где r — радиус русла;

для параболических русел

$$f(\Delta) = \frac{Q}{p^2\sqrt{p}},$$

где p — параметр параболы.

2. По величине $f(\Delta)$, пользуясь табл. 7.28 и 7.29 определяется соответствующее ей значение Δ.

3. Вычисляется критическая глубина

$$h_{кр} = \Delta r \text{ или } h_{кр} = \Delta p.$$

Критический уклон $i_{кр}$, т. е. уклон дна русла, при котором глубина равномерного движения (нормальная глубина h_0) равняется критической глубине $h_{кр}$, определяется по формулам:

в зависимости от величины расходной характеристики $K_{кр}$

$$i_{кр} = Q^2/K_{кр}^2; \qquad (8.15)$$

в зависимости от скоростного множителя $C_{кр}$

$$i_{кр} = \frac{g}{\alpha C_{кр}^2} \cdot \frac{\chi_{кр}}{B_{кр}}. \qquad (8.16)$$

§ 8.3. Основное дифференциальное уравнение установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения жидкости в открытых руслах

Для установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения жидкости в открытых руслах основное дифференциальное уравнение имеет вид

$$i = \frac{d}{ds}\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + i_f, \qquad (8.17)$$

где i — уклон свободной поверхности потока,

$$i = -\frac{dz}{ds}, \qquad (8.18)$$

s — расстояние от начала координат до данного сечения; i_f — уклон трения.

Знак «минус» в соотношении (8.18) принят для того, чтобы действительному понижению свободной поверхности потока, т. е. уменьшению ее координаты z, соответствовало бы положительное значение уклона свободной поверхности потока.

Уклон поверхности потока i выражается через уклон дна русла и производную от глубины h по расстоянию s так:

для русел с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$)

$$i = i_0 - \frac{dh}{ds}; \qquad (8.19)$$

для участков русла с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$i = -\frac{dh}{ds}; \qquad (8.20)$$

для участков русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$)

$$i = -\left(i_0 + \frac{dh}{ds}\right). \qquad (8.21)$$

При неравномерном движении уклон трения i_f в сечении с глубиной h определяется по таким же зависимостям, как и при равномерном движении с этой же глубиной:

$$i_f = \frac{V^2}{C^2R} = \frac{V^2}{W^2} \qquad (8.22)$$

или

$$i_f = Q^2/K^2, \qquad (8.23)$$

где W и K — скоростная и расходная характеристики, соответствующие глубине h неравномерного движения.

Основное дифференциальное уравнение с переменными глубиной потока h и расстоянием от начала координат s имеет такой вид:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - \frac{Q^2}{K^2}\left(1 - \frac{\alpha C^2 R}{g\omega}\frac{\partial\omega}{\partial s}\right)}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g}\frac{B}{\omega^3}}. \qquad (8.24)$$

Уравнение получено при допущении, что коэффициент α — величина постоянная, не зависящая от глубины.

Основное дифференциальное уравнение в энергетической форме имеет такой вид:

$$\frac{d\Theta}{ds} = i_0 - i_f. \qquad (8.25)$$

Уравнения (8.24) и (8.25) применимы как для призматических (форма и размеры русла не изменяются вдоль потока), так и для непризматических русел, для которых эти параметры вдоль потока изменяются.

Для призматических русел

$$\frac{\partial\omega}{\partial s} = 0, \qquad (8.26)$$

и основное дифференциальное уравнение (8.24) принимает такой вид:

а) для русел с прямым уклоном дна

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - \dfrac{Q^2}{K^2}}{1 - \dfrac{\alpha Q^2}{g}\dfrac{B}{\omega^3}} \qquad (8.27)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_0 \frac{1 - \dfrac{K_0^2}{K^2}}{1 - j\dfrac{K_0^2}{K^2}}, \qquad (8.28)$$

где j — одна из характеристик изменения удельной кинетической энергии вдоль потока,

$$j = \frac{\alpha C^2 i_0 B}{g\chi} \qquad (8.29)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_0 \frac{1 - \left(\dfrac{h_0}{h}\right)^x}{1 - \left(\dfrac{h_{кр}}{h}\right)^{z_*}}, \qquad (8.30)$$

где x и z_* — первый и второй гидравлические показатели русла (см. § 8.4);

б) для участков русла с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\dfrac{Q^2}{K^2}}{\dfrac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3} - 1} \qquad (8.31)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_{кр} \frac{\dfrac{K_{кр}^2}{K^2}}{\dfrac{\alpha Q^2}{g}\dfrac{B}{\omega^3} - 1}, \qquad (8.32)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_{кр} \frac{\dfrac{K_{кр}^2}{K^2}}{j_{кр}\dfrac{K_{кр}^2}{K^2} - 1}, \qquad (8.33)$$

где $j_{кр}$ — величина j, определяемая при критическом уклоне ($i_0 = i_{кр}$),

или

$$\frac{dh}{ds} = i_{кр} \frac{\left(\dfrac{h_{кр}}{h}\right)^x}{\left(\dfrac{h_{кр}}{h}\right)^{z_*} - 1}, \qquad (8.34)$$

или

$$\frac{d\Э}{ds} = -i_f; \qquad (8.35)$$

в) для участков русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$)

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 + \dfrac{Q^2}{K^2}}{\dfrac{\alpha Q^2}{g}\cdot\dfrac{B}{\omega^3} - 1} \qquad (8.36)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_0 \frac{1 - \dfrac{K_0'^2}{K^2}}{\dfrac{\alpha Q^2}{g}\cdot\dfrac{B}{\omega^3} - 1} \qquad (8.37)$$

(где K_0' — расходная характеристика при глубине h_0', представляющей собой нормальную глубину при прямом уклоне дна i_0)

или

$$\frac{dh}{ds} = i_0 \frac{1 - \dfrac{K_0'^2}{K^2}}{j\dfrac{K_0'^2}{K^2} - 1}, \qquad (8.38)$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i_0 \frac{\left(1 + \dfrac{h_0'}{h}\right)^x}{\left(\dfrac{h_{кр}}{h}\right)^{z_*} - 1}, \qquad (8.39)$$

или в энергетической форме

$$\frac{d\Э}{ds} = -(i_0 + i_f). \qquad (8.40)$$

§ 8.4. Гидравлические показатели русла

Первый гидравлический показатель русла x на интервале изменения глубин от h_1 до h_2 определяется из соотношения

$$K_2^2/K_1^2 = (h_2/h_1)^x \qquad (8.41)$$

путем его логарифмирования, что приводит к формуле

$$x = 2\frac{\lg K_2 - \lg K_1}{\lg h_2 - \lg h_1}, \qquad (8.42)$$

где K_n — расходная характеристика, соответствующая глубине h_n (глава 7, § 7.1).

Для широких прямоугольных русел

$$x = 2y + 3. \qquad (8.43)$$

Для треугольных русел

$$x = 2y + 5. \qquad (8.44)$$

Для широкого параболического русла

$$x = 2y + 4. \qquad (8.45)$$

Для прямоугольных русел

$$x = 3 + 2y - (1 + 2y)\frac{\lg\frac{\chi_2}{\chi_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}} \qquad (8.46)$$

или, по Р. Р. Чугаеву,

$$x = 3 + 2y - (1 + 2y)\frac{2}{\beta + 2}, \qquad (8.47)$$

где β — отношение ширины русла по дну к средней глубине, т. е. $\beta = b/\overline{h}$, $\overline{h}$ — средняя глубина, определяемая как среднее арифметическое между h_1 и h_2, т. е.

$$\overline{h} = \frac{1}{2}(h_1 + h_2).$$

Для трапецоидальных русел

$$x = 3 + 2y - (1 + 2y)\frac{\lg\frac{\chi_2}{\chi_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}} + \\ + (3 + 2y)\frac{\lg\frac{B_2}{B_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}} \qquad (8.48)$$

или, по Р. Р. Чугаеву,

$$x = (3 + 2y)\left(1 + \frac{m}{\beta + m}\right) - \\ - (1 + 2y)\frac{\sqrt{m^2 + 1}}{\beta + \sqrt{m^2 + 1}}. \qquad (8.49)$$

В формулах (8.43) — (8.49) y — показатель степени в формуле акад. Н. Н. Павловского для определения скоростного множителя C, который находится из табл. 7.26 по формуле $y = z - 0{,}5$.

На рис. 8.4 представлен график для определения первого гидравлического показателя x в руслах прямоугольного, трапецоидального и круглого сечений.

Второй гидравлический показатель русла z_* на интервале изменения глубин от h_1 до h_2 определяется из соотношения

$$\frac{\omega_2^3}{B_2} : \frac{\omega_1^3}{B_1} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{z_*}. \qquad (8.50)$$

Для прямоугольных русел

$$z_* = 3. \qquad (8.51)$$

Для треугольных русел

$$z_* = 5. \qquad (8.52)$$

Для трапецоидальных русел

$$z = 3 + 3\frac{\lg\frac{l_2}{l_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}} - \frac{\lg\frac{B_2}{B_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}}, \qquad (8.53)$$

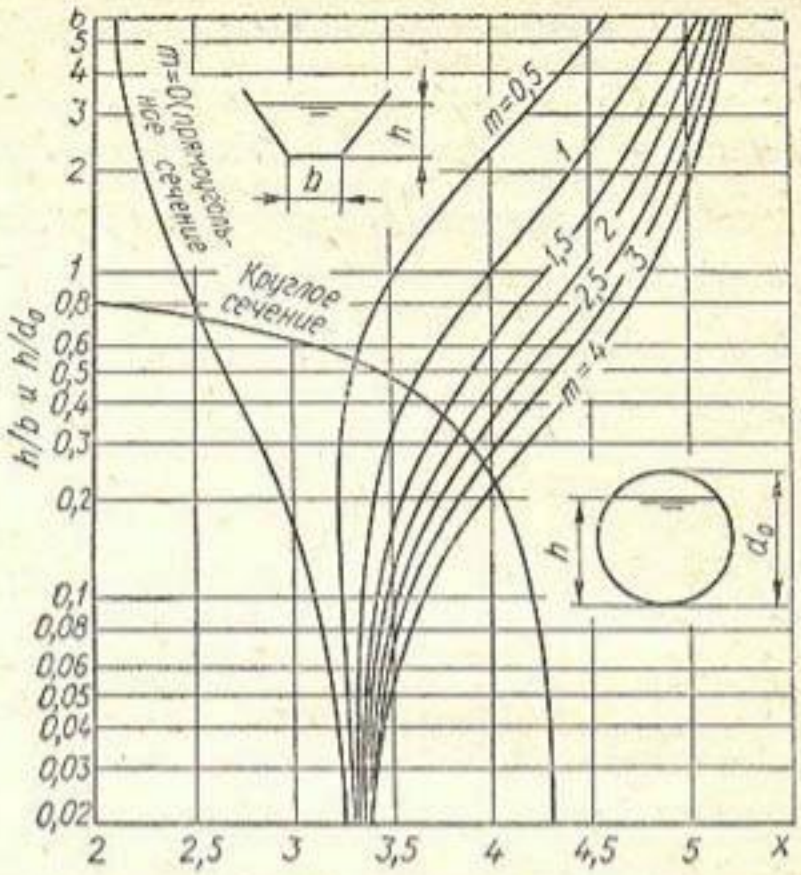


Рис. 8.4

где l — длина средней линии трапецоидального сечения,

$$l = b + mh. \qquad (8.54)$$

§ 8.5. Установление типа и формы кривых свободной поверхности потока в призматических руслах

При неравномерном движении в открытых руслах глубины вдоль потока или увеличиваются, или уменьшаются, при этом поверхность потока имеет криволинейную форму. В первом случае кривые называются *кривыми подпора*, во втором — *кривыми спада*. Для установления типа кривых свободной поверхности потока исследуется соотношение между производной $\frac{dh}{ds}$ и нулем. Для кривых подпора $\frac{dh}{ds} > 0$, для кривых спада $\frac{dh}{ds} < 0$.

О форме кривых свободной поверхности потока судят по значениям $\frac{dh}{ds}$, т. е. по величине тангенса угла между касательной к кривой и линией дна в отдельных точках, а также по знаку второй производной $\frac{d^2h}{ds^2}$ в этих точках. Анализ основного дифференциального уравнения неравномерного плавноизменяющегося движения показал, что:

при $h \to 0$ $\frac{dh}{ds} \to \infty$; при $h \to h_{кр}$ $\frac{dh}{ds} \to \infty$;

при $h \to h_0$ $\frac{dh}{ds} \to 0$; при $h \to \infty$ $\frac{dh}{ds} \to i_0$

(при этом касательная к поверхности стремится к горизонтальной прямой).

При решении вопроса о формах кривых подпора и спада поток делится на зоны. *Зоной* называется пространство, ограниченное линиями нормальных (*0 — 0*) и критических (*k — k*) глубин или одной из них и линией дна. Зона *а* ограничена только снизу линией нормальных или критических глубин.

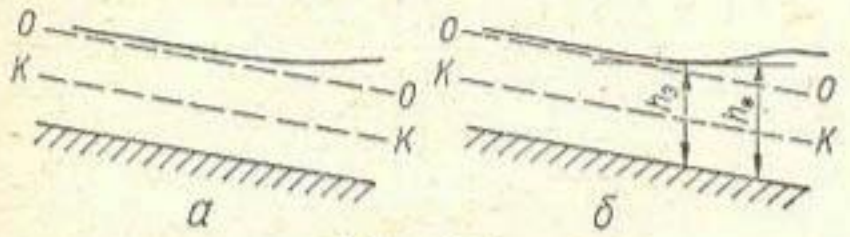


Рис. 8.5

Русла с уклоном дна менее критического ($i_0 < i_{кр}$ и $h_0 > h_{кр}$), рис. 8.5.

Зона а ($h_{кр} < h_0 < h$). Используя уравнение (8.30), устанавливаем, что $1 - (h_0/h)^x > 0$ и $1 - (h_{кр}/h)^{z_*} > 0$, следовательно, $\frac{dh}{ds} > 0$ и в этой зоне может быть только кривая подпора, называемая кривой подпора типа I*а*. По ходу течения от нормальных глубин эта кривая является вогнутой (рис. 8.5, *а*), а далее может быть точка перегиба и выпуклая часть кривой (рис. 8.5, *б*). Точка перегиба имеет место тогда, когда существует экстремальная точка с глубиной $h_э$, при которой касательная к кривой горизонтальна. Экстремальная глубина может быть определена из условия

$$j = \frac{\alpha C^2 i_0 B}{g\chi} = 1. \qquad (8.55)$$

В тех случаях, когда гидравлические показатели русла *x* и *z* можно считать постоянными, глубину под точкой перегиба h_* можно определить, решая на ЭВМ уравнение

$$\frac{z}{x-z}\, a^x \xi_*^x - \frac{x}{x-z}\, \xi_*^{z_*} + 1 = 0, \qquad (8.56)$$

где

$$a = h_{кр}/h_0; \qquad (8.57)$$

$$\xi_* = h_*/h_{кр}. \qquad (8.58)$$

Зона б ($h_{кр} < h < h_0$). Здесь может быть только выпуклая кривая спада, называемая кривой спада типа I*б* (рис. 8.6).

Зона в ($h < h_{кр} < h_0$). В этой зоне имеет место кривая подпора. Так как у дна и у линии критических глубин $\frac{dh}{sd} \to \infty$, кривая подпора является выпукло-вогнутой с точкой перегиба (рис. 8.7). Точка перегиба находится тем дальше от дна и тем ближе к линии критических глубин, чем больше уклон дна русла приближается к критическому уклону.

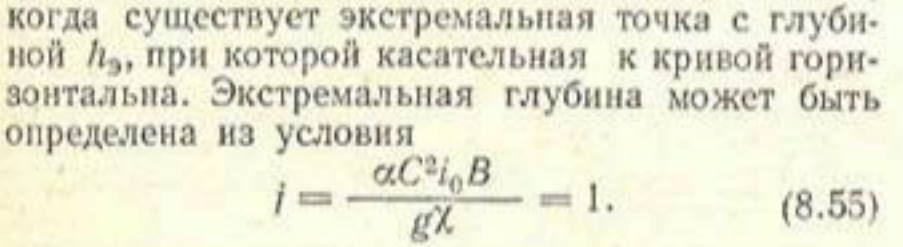


Рис. 8.6

Рис 8.7.

Глубина *h* под точкой перегиба определяется путем решения уравнения (8.56), если *x* и *z* могут быть приняты постоянными. В руслах прямоугольного сечения ($x \neq \text{const}$) глубина под точкой перегиба определяется по соотношению:

$$h_* = \xi_* h_{кр}, \qquad (8.59)$$

где значения ξ_* определяются по табл. 8.2 как функция от величины $1/\beta_{кр}$,

$$1/\beta_{кр} = h_{кр}/b \qquad (8.60)$$

и величины *а* (8.57).

Русла с уклоном дна более критического ($i_0 > i_{кр}$ и $h_0 < h_{кр}$), рис. 8.8.

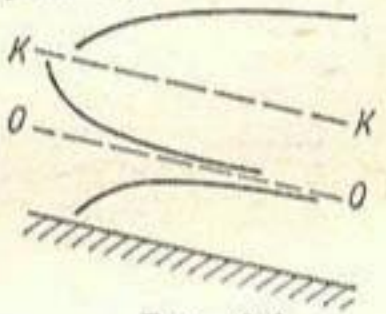


Рис. 8.8

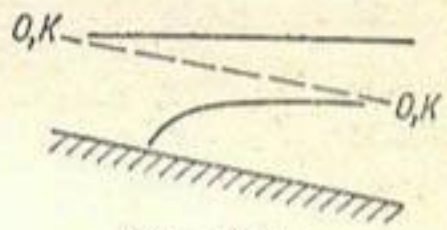


Рис. 8.9

Зона а ($h_0 < h_{кр} < h$). Согласно уравнению (8.30) в этой зоне может быть только кривая подпора, называемая кривой подпора типа II*а*. Кривая выпуклая.

Зона б ($h_0 < h < h_{кр}$). В этой зоне имеет место кривая спада, называемая кривой спада типа II*б*. Кривая вогнутая.

Зона в ($h < h_0 < h_{кр}$). Здесь может быть только кривая подпора типа II*в*. Кривая выпуклая.

Русла с критическим уклоном дна ($i_0 = i_{кр}$ и $h_0 = h_{кр}$) (рис. 8.9).

Зона а ($h_{кр} < h$). Устанавливаем (8.30), что в этой зоне имеет место кривая подпора типа III *а*.

Зона в ($h < h_{кр}$). Здесь имеет место выпуклая кривая подпора типа III*в*.

Кривые типов III*а* и III*в* вблизи линии критических глубин имеют горизонтальную поверхность. Поэтому на практике они часто принимаются прямыми, что не является точным.

Русла с горизонтальным дном ($i_0 = 0$), рис. 8.10.

Используя уравнение (8.34), устанавливаем, что числитель его правой части больше нуля, а знаменатель меньше нуля, если $h > h_{кр}$ и больше нуля, если $h < h_{кр}$.

Таблица 8.2. **Величина ξ_* для определения глубины под точкой перегиба h_* в руслах с уклоном дна менее критического**

a	ξ_* при значениях $\beta_к$								
	0,01			0,05			0,1		
	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$
0,1	0,459	0,485	0,518	0,439	0,466	0,500	0,415	0,443	0,479
0,2	0,460	0,486	0,519	0,440	0,467	0,501	0,416	0,444	0,480
0,3	0,461	0,487	0,520	0,441	0,468	0,502	0,418	0,446	0,481
0,4	0,464	0,490	0,523	0,445	0,472	0,505	0,422	0,449	0,484
0,5	0,471	0,496	0,528	0,451	0,478	0,511	0,428	0,456	0,491
0,6	0,481	0,506	0,538	0,462	0,488	0,521	0,438	0,466	0,501
0,7	0,499	0,524	0,555	0,480	0,506	0,539	0,456	0,484	0,518
0,8	0,530	0,555	0,585	0,510	0,537	0,569	0,485	0,514	0,548
0,9	0,594	0,617	0,645	0,573	0,599	0,629	0,546	0,575	0,609
0,91	0,604	0,627	0,655	0,583	0,609	0,639	0,556	0,585	0,618
0,92	0,615	0,638	0,666	0 595	0,620	0,650	0,568	0,596	0,629
0,93	0,629	0,651	0,678	0,608	0,633	0,662	0,581	0,609	0,642
0,94	0,644	0,666	0,692	0,623	0,648	0,676	0,596	0,624	0,656
0,95	0,662	0,683	0,708	0,641	0,665	0,693	0,614	0,641	0,673
0,96	0,684	0,704	0,728	0,663	0,686	0,713	0,635	0,663	0,694
0,97	0,711	0,731	0,753	0,691	0,713	0,739	0,663	0,690	0,720
0,98	0,748	0,766	0,786	0,729	0,750	0,773	0,702	0,727	0,755
0,99	0,805	0,819	0,836	0,788	0,805	0,824	0,763	0,785	0,809
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

a	ξ_* при значениях $\beta_к$								
	0,5			1			2		
	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$	$y=\frac{1}{6}$	$y=\frac{1}{5}$	$y=\frac{1}{4}$
0,1	0,263	0,296	0,339	0,159	0,186	0,225	0,828	0,099	0,123
0,2	0,264	0,297	0,340	0,159	0,187	0,226	0,0828	0,099	0,123
0,3	0,265	0,299	0,341	0,159	0,188	0,227	0,0829	0,099	0,123
0,4	0,268	0,302	0,345	0,160	0,189	0,228	0,0829	0,099	0,123
0,5	0,271	0,306	0,350	0,161	0,190	0,230	0,0831	0,099	0,124
0,6	0,277	0,313	0,358	0,162	0,192	0,233	0,832	0,100	0,124
0,7	0,285	0,323	0,370	0,164	0,195	0,238	0,834	0,100	0,125
0,8	0,298	0,339	0,391	0,166	0,198	0 244	0,837	0,100	0,126
0,9	0,320	0,369	0,431	0,169	0,203	0 253	0,839	0,101	0,127
0,91	0,323	0,374	0,437	0,170	0,204	0,255	0,840	0,101	0,127
0,92	0,327	0,379	0,444	0,170	0,204	0,256	0,840	0,101	0,127
0,93	0,331	0,385	0,452	0,170	0,205	0,257	0,840	0,101	0,127
0,94	0,335	0,391	0,461	0,171	0,206	0,258	0,841	0,101	0,127
0,95	0,340	0,399	0,472	0,171	0,207	0,260	0,841	0,101	0,127
0,96	0,345	0,407	0,485	0,171	0,207	0,262	0,841	0,101	0,127
0,97	0,351	0,417	0,501	0,172	0,208	0,263	0,842	0,101	0,127
0,98	0,358	0,430	0,522	0,172	0,209	0,265	0,842	0,101	0,127
0,99	0,367	0,446	0,555	0,173	0,210	0,267	0,842	0,101	0,128
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Таблица 8.3. **Величина ζ_* для определения глубины h_* в руслах с горизонтальным дном**

$1/\beta_к$	ζ_* при значениях x		
	1/6	1/5	1/4
0,005	0,462	0,4874	0,520
0,01	0,459	0,485	0,518
0,02	0,454	0,480	0,513
0,03	0,449	0,475	0,509
0,04	0,444	0,471	0,504
0,05	0,439	0,466	0,500
0,1	0,415	0,443	0,478
0,2	0,371	0,401	0,438
0,3	0,331	0,362	0,402
0,4	0,295	0,327	0,369
0,5	0,263	0,296	0,338
0,6	0,235	0,268	0,311
0,7	0,212	0,244	0,285
0,8	0,191	0,222	0,263
0,9	0,174	0,203	0,243
1	0,158	0,186	0,225
1,1	0,146	0,172	0,209
1,2	0,135	0,160	0,195
1,3	0,125	0,149	0,182
1,4	0,117	0,139	0,171
1,5	0,109	0,130	0,160
1,6	0,103	0,123	0,151
1,7	0,097	0,116	0,143
1,8	0,092	0,110	0,136
1,9	0,087	0,104	0,129
2	0,083	0,099	0,123
2,1	0,079	0,094	0,117
2,2	0,075	0,090	0,112
2,3	0,072	0,086	0,107
2,4	0,069	0,083	0,103
2,5	0,066	0,080	0,099
2,6	0,064	0,076	0,095
2,7	0,062	0,074	0,092
2,8	0,059	0,071	0,089
2,9	0,057	0,069	0,086
3,0	0,055	0,066	0,083

Поэтому в зоне *б* имеет место кривая спада типа IV *б*. Кривая выпуклая. В зоне *в* имеет место кривая подпора типа IV *в*. Кривая выпукло-вогнутая.

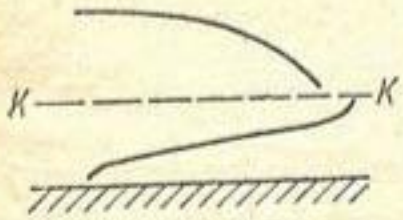


Рис. 8.10



Рис. 8.11

В тех случаях, когда гидравлические показатели русла x и z_* можно считать постоянными, глубину в сечении с точкой перегиба h_* можно определить по формуле

$$h_* = h_{кр}\left(\frac{x-z}{x}\right)^{\frac{1}{z_*}}. \qquad (8.61)$$

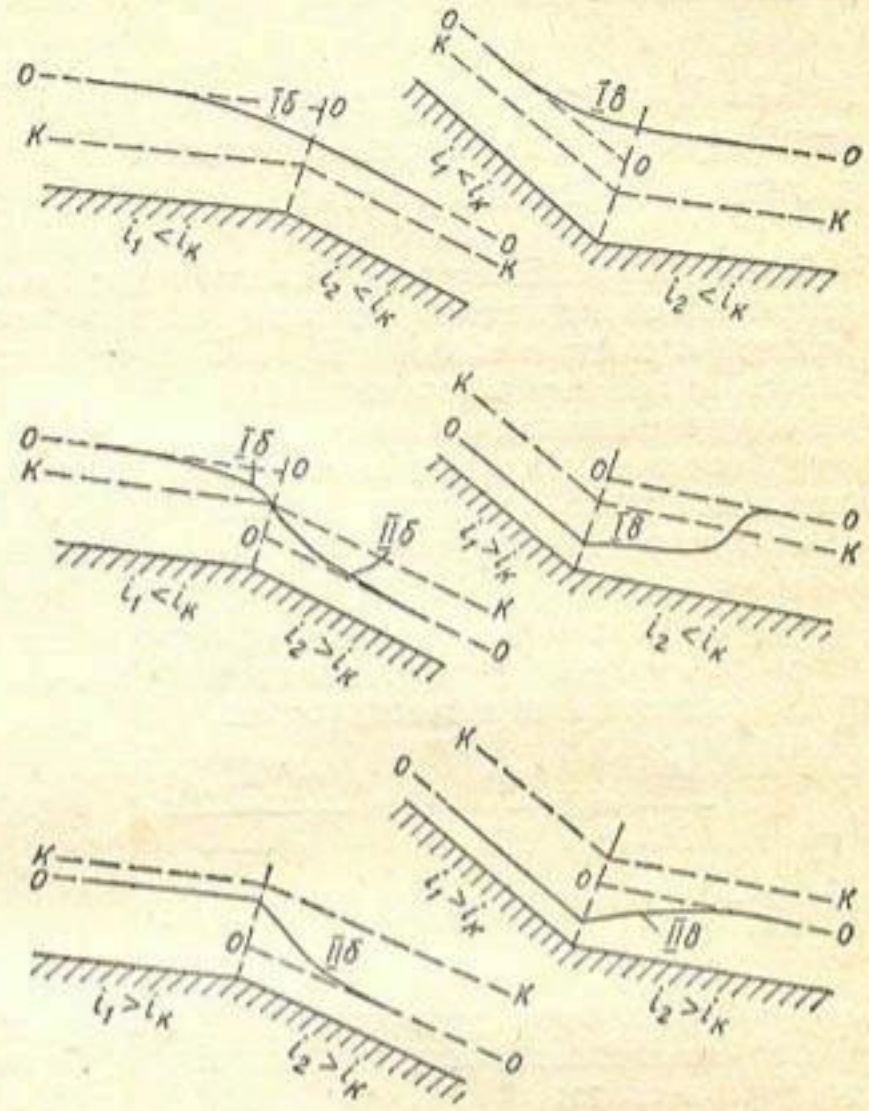


Рис. 8.12

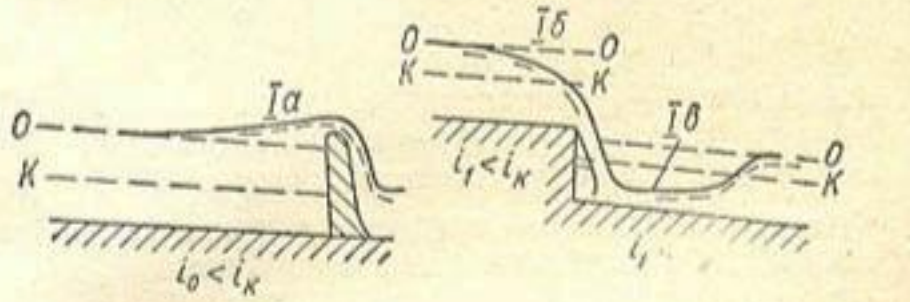


Рис. 8.13

В руслах прямоугольного сечения глубина h_* под точкой перегиба определяется по формуле (8.59), для которой величина ξ_* определяется по табл. 8.3 как функция от $1/\beta_{кр}$.

Русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$).

Соответствующие кривые — выпуклая кривая спада типа V *б* и выпукло-вогнутая кривая подпора типа V *в* — показаны на рис. 8.11.

Типичные случаи кривых свободной поверхности потока при переломах дна русла и на сооружениях показаны на рис. 8.12, 8.13.

§ 8.6. Построение кривых свободной поверхности потока в призматических руслах

Способ Б. А. Бахметева. С целью получения расчетных зависимостей для построения кривых подпора и спада в способе Б. А. Бахметева делается допущение о возможности принятия при интегрировании постоянными, равными их среднему значению между двумя сечениями величину гидравлического показателя русла x (см. 8.4) и величину j, определяемую по выражениям (8.29) или $j_{кр}$ (8.33).

Р у с л а с п р я м ы м у к л о н о м д н а ($i_0 > 0$). Исходное дифференциальное уравнение (8.28) записывается в такой форме:

$$\frac{dh}{ds} = h_0 \frac{d\eta}{ds} = i_0 \frac{\eta^x - 1}{\eta^x - j}, \qquad (8.62)$$

где η — относительная глубина,

$$\eta = h/h_0. \qquad (8.63)$$

Интегрирование уравнения (8.62) приводит к следующей зависимости для построения кривых подпора и спада:

$$\frac{i_0}{h_0} s = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [\Phi_x(\eta_2) - \Phi_x(\eta_1)], \qquad (8.64)$$

где s(или l) — расстояние между сечениями с глубинами h_2 и h_1; η_2 и η_1 — относительные глубины, подсчитываемые по соотношению (8.63) при $h = h_2$ и $h = h_1$; $\bar{j}$ — среднее значение величины на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1, определяемое по формуле (8.29); $\Phi_x(\eta_2)$ и $\Phi_x(\eta_1)$ — функции Бахметева от величин η_2 и η_1, при гидравлическом показателе русла x, определяемые по табл. 8.4.

Функция Бахметева представляет собой такой интеграл:

$$\Phi_x(\eta) = \int \frac{d\eta}{1 - \eta^x}. \qquad (8.65)$$

Разложив подынтегральные функции в сходящиеся ряды и интегрируя их, можно получить значения функции Φ_x в зависимости от η.

На основании этих рядов составлена табл. 8.4.

Построение кривых свободной поверхности потока сводится к определению расстояния l между двумя сечениями с глубинами h_2 и h_1. При этом, согласно принятым пределам при интегрировании основного дифференциального уравнения, сечение *2—2* с глубиной h_2 (рис. 8.14) располагается ниже по течению сечения *1—1* с глубиной h_1.

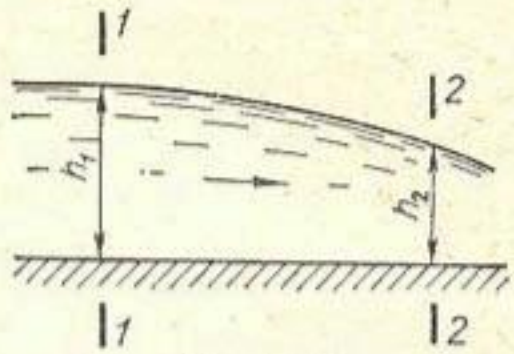


Рис. 8.14

Порядок проведения расчетов следующий:

1. Определяется величина $\bar{j}$ на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1:

а) как среднее арифметическое между величинами j_2 и j_1, вычисленными по глубинам h_2 и h_1, т. е.

$$\bar{j} = \frac{1}{2}(j_2 + j_1); \qquad (8.66)$$

б) по средней глубине $\bar{h}$, равной:

$$\bar{h} = \frac{1}{2}(h_2 + h_1). \qquad (8.67)$$

2. Вычисляется на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1 гидравлический показатель русла x (см. § 8.4).

3. По табл. 8.4, находятся значения функций Бахметева $\Phi_x(\eta_2)$ и $\Phi_x(\eta_1)$.

При этом, либо пользуются ближайшими табличными значениями гидравлического показателя русла, либо (если значение гидравлического показателя русла x находится в интервале табличных значений a и b) функции $\Phi_x(\eta)$ вычисляются по формуле

$$\Phi_x(\eta) = \Phi_a(\eta) + \frac{x - a}{b - a} [\Phi_b(\eta) - \Phi_a(\eta)]. \qquad (8.68)$$

4. По уравнению (8.64) вычисляется расстояние l между сечениями с глубинами h_2 и h_1.

В случаях, если одна из глубин h_2 или h_1 представляет собой нормальную глубину h_0, при проведении расчетов принимают $h_2 = h_0 \pm \Delta h$ или $h_1 = h_0 \pm \Delta h$ (как правило, $\Delta h = 0{,}01$ *м*).

Р у с л а с г о р и з о н т а л ь н ы м д н о м ($i_0 = 0$). Исходное дифференциальное уравнение (8.33) записывается так:

$$\frac{dh}{ds} = h_{кр} \frac{d\xi}{ds} = \frac{i_{кр}}{j_{кр} - \xi^x}, \qquad (8.69)$$

где ξ — относительная глубина,

$$\xi = h/h_{кр}. \qquad (8.70)$$

Таблица 8.4. **Значения функции Φ (η) для русел с прямым уклоном дна ($i > 0$)**

η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)
При гидравлическом показателе $x = 2$									
0	0	0,78	1,045	0,99	2,646	1,23	1,136	1,65	0,703
0,05	0,05	0,79	1,071	0,995	3	1,24	1,117	1,70	0,675
0,1	0,1	0,8	1,098	1	∞	1,25	1,098	1,75	0,65
0,15	0,151	0,81	1,127	1,005	2,997	1,26	1,081	1,80	0,626
0,2	0,203	0,82	1,156	1,01	2 652	1,27	1,065	1,85	0,605
0,25	0,309	0,83	1,118	1,015	2,415	1,28	1,049	1,90	0,585
0,3	0,309	0,84	1,221	1,02	2,307	1,29	1,033	1,95	0,566
0,35	0,365	0,85	1,256	1,025	2,197	1,3	1,018	2,0	0,549
0,4	0,424	0,86	1,293	1,03	2,117	1,31	1,004	2,1	0,518
0,45	0,485	0,87	1,333	1,035	2,031	1,32	0,99	2,2	0,49
0,5	0,549	0,88	1,375	1,04	1,966	1,33	0,977	2,3	0,466
0,55	0,619	0,89	1,421	1,045	1,908	1,34	0,964	2,4	0,444
0,6	0,693	0,9	1,472	1,05	1,857	1,35	0,952	2,5	0,424
0,61	0,709	0,905	1,499	1,06	1,768	1,36	0,94	2,6	0,405
0,62	0,727	0,91	1,527	1,07	1,693	1,37	0,928	2,7	0,389
0,63	0,741	0,915	1,557	1,08	1,629	1,38	0,917	2,8	0,374
0,64	0,758	0,92	1,589	1,09	1,573	1,39	0,906	2,9	0,36
0,65	0,775	0,925	1,622	1,1	1,522	1,4	0,896	3	0,346
0,66	0,792	0,93	1,658	1,11	1,477	1,41	0,886	3,5	0,294
0,67	0,81	0,935	1,696	1,12	1,436	1,42	0,876	4	0,255
0,68	0,829	0,94	1,738	1,13	1,398	1,43	0,866	4,5	0,226
0,69	0,848	0,945	1,782	1,14	1,363	1,44	0,856	5	0,203
0,7	0,867	0,95	1,831	1,15	1,331	1,45	0,847	6	0,168
0,71	0,887	0,955	1,885	1,16	1,301	1,46	0,838	8	0,126
0,72	0,907	0,96	1,945	1,17	1,273	1,47	0,829	10,6	0,1
0,73	0,928	0,965	2,013	1,18	1,247	1,48	0,821		
0,74	0,950	0,97	2,092	1,19	1,222	1,49	0,813		
0,75	0,972	0,975	2,184	1,2	1,199	1,5	0,805		
0,76	0,996	0,98	2,297	1,21	1,177	1,55	0,767		
0,77	1,02	0,985	2,442	1,22	1,156	1,6	0,733		
При гидравлическом показателе $x = 2,5$									
0	0	0,25	0,252	0,5	0,527	0,63	0,699	0,68	0,776
0,05	0,05	0,3	0,304	0,55	0,59	0,64	0,714	0,69	0,792
0,1	0,10	0,35	0,357	0,6	0,657	0,65	0,729	0,7	0,809
0,15	0,15	0,4	0,411	0,61	0,671	0,66	0,744	0,71	0,826
0,2	0,201	0,45	0,468	0,62	0,685	0,67	0,760	0,72	0,844
0,73	0,862	0,94	1,534	1,08	1,053	1,33	0,551	1,9	0,276
0,74	0,881	0,945	1,57	1,09	1,009	1,34	0,542	1,95	0,264
0,75	0,90	0,95	1,61	1,1	0,969	1,35	0,533	2	0,253
0,76	0,92	0,955	1,654	1,11	0,933	1,36	0,524	2,1	0,233
0,77	0,94	0,96	1,702	1,12	0,901	1,37	0,516	2,2	0,216
0,78	0,951	0,965	1,758	1,13	0,872	1,38	0,508	2,3	0,201
0,79	0,983	0,97	1,82	1,14	0,846	1,39	0,5	2,4	0,188
0,8	1,006	0,975	1,895	1,15	0,821	1,4	0,492	2,5	0,176
0,81	1,03	0,98	1,985	1,16	0,798	1,41	0,484	2,6	0,165
0,82	1,055	0,985	2,1	1,17	0,776	1,42	0,477	2,7	0,155
0,83	1,081	0,99	2,264	1,18	0,756	1,43	0,47	2,8	0,146
0,84	1,109	0,995	2,544	1,19	0,737	1,44	0,463	2,9	0,138
0,85	1,138	1	∞	1,2	0,719	1,45	0,456	3	0,131
0,86	1,939	1,005	2,139	1,21	0,702	1,46	0,45	3,5	0,103
0,87	1,202	1,01	1,865	1,22	0,686	1,47	0,444	4	0,084

η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)
0,88	1,237	1,015	1,704	1,23	0,671	1,48	0,438	4,5	0,07
0,89	1,275	1,02	1,591	1,24	0,657	1,49	0,432	5	0,06
0,9	1,316	1,025	1,504	1,25	0,643	1,5	0,426	6	0,046
0,905	1,339	1,03	1,432	1,26	0,63	1,55	0,399	8	0,029
0,91	1,362	1,035	1,372	1,27	0,618	1,60	0,376	10	0,021
0,915	1,386	1,04	1,32	1,28	0,606	1,65	0,355		
0,92	1,412	1,045	1,274	1,29	0,594	1,7	0,336		
0,925	1,44	1,05	1,234	1,3	0,582	1,75	0,318		
0,93	1,469	1,06	1,164	1,31	0,571	1,8	0,303		
0,935	1,500	1,07	1,105	1,32	0,561	1,85	0,289		

При гидравлическом показателе $x = 3$

0	0	0,63	0,676	0,78	0,911	0,915	1,278	0,99	2,019
0,05	0,05	0,64	0,689	0,79	0,93	0,92	1,3	0,995	2,25
0,1	0,10	0,65	0,703	0,8	0,95	0,925	1,323	1	∞
0,15	0,15	0,66	0,717	0,81	0,971	0,93	1,348	1,005	1,647
0,2	0,20	0,67	0,731	0,82	0,993	0,935	1,374	1,01	1,419
0,25	0,251	0,68	0,746	0,83	1,016	0,94	1,403	1,015	1,291
0,3	0,302	0,69	0,761	0,84	1,04	0,945	1,434	1,02	1,193
0,35	0,354	0,7	0,776	0,85	1,065	0,95	1,467	1,025	1,119
0,4	0,407	0,71	0,791	0,86	1,092	0,955	1,504	1,03	1,061
0,45	0,461	0,72	0,807	0,87	1,12	0,96	1,545	1,035	1,01
0,5	0,517	0,71	0,823	0,88	1,151	0,965	1,592	1,04	0,967
0,55	0,575	0,74	0,84	0,89	1,183	0,97	1,645	1,045	0,929
0,6	0,637	0,75	0,857	0,9	1,218	0,975	1,708	1,05	0,896
0,61	0,65	0,76	0,874	0,905	1,237	0,98	1,784	1,06	0,838
0,62	0,663	0,77	0,892	0,91	1,257	0,985	1,882	1,07	0,79
1,08	0,749	1,22	0,454	1,36	0,328	1,5	0,255	2,4	0,090
1,09	0,713	1,23	0,442	1,37	0,322	1,55	0,235	2,5	0,082
1,1	0,68	1,24	0,431	1,38	0,316	1,6	0,218	2,6	0,076
1,11	0,652	1,25	0,42	1,39	0,31	1,65	0,203	2,7	0,07
1,12	0,626	1,26	0,41	1,40	0,304	1,7	0,189	2,8	0,065
1,13	0,602	1,27	0,4	1,41	0,298	1,75	0,177	2,9	0,06
1,14	0,581	1,28	0,391	1,42	0,293	1,8	0,166	3	0,056
1,15	0,561	1,29	0,382	1,43	0,288	1,85	0,156	3,5	0,041
1,16	0,542	1,3	0,373	1,44	0,283	1,9	0,147	4	0,031
1,17	0,525	1,31	0,365	1,45	0,278	1,95	0,139	4,5	0,025
1,18	0,51	1,32	0,357	1,46	0,273	2	0,132	5	0,02
1,19	0,495	1,33	0,349	1,47	0,268	2,1	0,119	6	0,014
1,2	0,48	1,34	0,341	1,48	0,263	2,2	0,108	8	0,009
1,21	0,467	1,35	0,334	1,49	0,259	2,3	0,098	10	0,005

При гидравлическом показателе $x = 3,5$

0	0	0,78	0,877	0,99	1,844	1,23	0,31	1,65	0,124
0,05	0,05	0,79	0,895	0,995	2,043	1,24	0,301	1,7	0,114
0,1	0,10	0,8	0,913	1	∞	1,25	0,292	1,75	0,105
0,15	0,15	0,81	0,932	1,005	1,329	1,26	0,284	1,8	0,097
0,2	0,2	0,82	0,952	1,01	1,138	1,27	0,276	1,85	0,09
0,25	0,25	0,83	0,972	1,015	1,022	1,28	0,269	1,9	0,084
0,3	0,301	0,84	0,993	1,02	0,94	1,29	0,262	1,95	0,079
0,35	0,352	0,85	1,016	1,025	0,879	1,3	0,255	2	0,074
0,4	0,404	0,86	1,039	1,03	0,827	1,31	0,248	2,1	0,065
0,45	0,456	0,87	1,064	1,035	0,785	1,32	0,242	2,2	0,057

Продолжение табл. 8.4

η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)
0,5	0,51	0,88	1,091	1,04	0,748	1,33	0,236	2,3	0,051
0,55	0,566	0,89	1,12	1,045	0,716	1,34	0,23	2,4	0,046
0,6	0,625	0,9	1,151	1,05	0,688	1,35	0,225	2,5	0,041
0,61	0,637	0,905	1,168	1,06	0,639	1,36	0,219	2,6	0,037
0,62	0,649	0,91	1,185	1,07	0,599	1,37	0,214	2,7	0,034
0,63	0,661	0,915	1,204	1,08	0,564	1,38	0,209	2,8	0,031
0,64	0,674	0,92	1,223	1,09	0,534	1,39	0,205	2,9	0,028
0,65	0,687	0,925	1,243	1,1	0,507	1,4	0,2	3	0,026
0,66	0,7	0,93	1,265	1,11	0,483	1,41	0,196	3,5	0,018
0,67	0,713	0,935	1,288	1,12	0,461	1,42	0,192	4	0,012
0,68	0,726	0,94	1,313	1,13	0,442	1,43	0,188	4,5	0,009
0,69	0,74	0,945	1,339	1,14	0,424	1,44	0,184	5	0,007
0,7	0,754	0,95	1,368	1,15	0,407	1,45	0,18	6	0,004
0,71	0,768	0,955	1,4	1,16	0,391	1,46	0,176	8	0,002
0,72	0,782	0,96	1,436	1,17	0,377	1,47	0,173	10	0,001
0,73	0,797	0,965	1,476	1,18	0,364	1,48	0,169		
0,74	0,812	0,97	1,522	1,19	0,352	1,49	0,166		
0,75	0,828	0,975	1,576	1,2	0,341	1,5	0,163		
0,76	0,844	0,98	1,642	1,21	0,33	1,55	0,148		
0,77	0,86	0,985	1,726	1,22	0,32	1,6	0,135		

При гидравлическом показателе $x = 4$

0	0	0,78	0,854	0,99	1,714	1,23	0,227	1,65	0,079
0,05	0,05	0,79	0,87	0,995	1,889	1,24	0,219	1,7	0,072
0,1	0,10	0,8	0,887	1,00	∞	1,25	0,212	1,75	0,066
0,15	0,15	0,81	0,904	1,005	1,107	1,26	0,205	1,8	0,06
0,2	0,2	0,82	0,922	1,01	0,936	1,27	0,199	1,85	0,055
0,25	0,25	0,83	0,94	1,015	0,836	1,28	0,193	1,9	0,05
0,3	0,3	0,84	0,96	1,02	0,766	1,29	0,187	1,95	0,046
0,35	0,351	0,85	0,98	1,025	0,712	1,3	0,182	2	0,043
0,4	0,402	0,86	1,002	1,03	0,668	1,31	0,176	2,1	0,037
0,45	0,454	0,87	1,025	1,035	0,632	1,32	0,171	2,2	0,032
0,5	0,507	0,88	1,049	1,04	0,6	1,33	0,167	2,3	0,0279
0,55	0,561	0,89	1,075	1,045	0,572	1,34	0,162	2,4	0,0245
0,6	0,617	0,9	1,103	1,05	0,548	1,35	0,158	2,5	0,0216
0,61	0,628	0,905	1,118	1,06	0,506	1,36	0,153	2,6	0,0192
0,62	0,64	0,91	1,134	1,07	0,471	1,37	0,149	2,7	0,0171
0,63	0,652	0,915	1,15	1,08	0,441	1,38	0,145	2,8	0,0153
0,64	0,664	0,92	1,167	1,09	0,415	1,39	0,142	2,9	0,0137
0,65	0,678	0,925	1,185	1,1	0,392	1,4	0,138	3	0,0123
0,66	0,688	0,93	1,204	1,11	0,372	1,41	0,135	3,5	0,0077
0,67	0,7	0,935	1,225	1,12	0,354	1,42	0,131	4	0,0052
0,68	0,713	0,94	1,247	1,13	0,337	1,43	0,128	4,5	0,0037
0,69	0,726	0,945	1,271	1,14	0,322	1,44	0,125	5	0,0027
0,7	0,739	0,95	1,297	1,15	0,308	1,45	0,122	6	0,0015
0,71	0,752	0,955	1,325	1,16	0,295	1,46	0,119	8	0,0007
0,72	0,766	0,96	1,356	1,17	0,283	1,47	0,116	10	0,0003
0,73	0,78	0,965	1,391	1,18	0,272	1,48	0,113		
0,74	0,794	0,97	1,431	1,19	0,262	1,49	0,111		
0,75	0,808	0,975	1,479	1,2	0,252	1,5	0,109		
0,76	0,823	0,98	1,537	1,21	0,243	1,55	0,097		
0,77	0,838	0,985	1,611	1,22	0,235	1,60	0,087		

Продолжение табл. 8.4

η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)
При гидравлическом показателе $x = 4{,}5$									
0	0	0,25	0,25	0,5	0,504	0,63	0,645	0,68	0,704
0,05	0,05	0,3	0,3	0,55	0,556	0,64	0,657	0,69	0,716
0,1	0,10	0,35	0,35	0,6	0,611	0,65	0,668	0,7	0,728
0,15	0,15	0,4	0,401	0,61	0,622	0,66	0,680	0,71	0,741
0,2	0,2	0,45	0,452	0,62	0,634	0,67	0,692	0,72	0,754
0,73	0,767	0,94	1,197	1,08	0,355	1,33	0,121	1,9	0,031
0,74	0,78	0,945	1,218	1,09	0,332	1,34	0,117	1,95	0,023
0,75	0,794	0,95	1,241	1,1	0,312	1,35	0,113	2	0,026
0,76	0,803	0,955	1,267	1,11	0,294	1,36	0,11	2,1	0,0217
0,77	0,822	0,96	1,295	1,12	0,279	1,37	0,107	2,2	0,0184
0,78	0,837	0,965	1,327	1,13	0,265	1,38	0,104	2,3	0,0157
0,79	0,852	0,97	1,363	1,14	0,252	1,39	0,101	2,4	0,0135
0,8	0,867	0,975	1,405	1,15	0,24	1,4	0,098	2,5	0,0117
0,81	0,883	0,98	1,457	1,16	0,229	1,41	0,095	2,6	0,0102
0,82	0,9	0,985	1,523	1,17	0,218	1,42	0,092	2,7	0,0089
0,83	0,917	0,99	1,615	1,18	0,209	1,43	0,09	2,8	0,0078
0,84	0,935	0,995	1,771	1,19	0,2	1,44	0,087	2,9	0,0069
0,85	0,954	1	∞	1,2	0,192	1,45	0,085	3	0,0061
0,86	0,974	1,005	0,954	1,21	0,185	1,46	0,083	3,5	0,0036
0,87	0,995	1,01	0,792	1,22	0,178	1,47	0,081	4	0,0022
0,88	1,017	1,015	0,703	1,23	0,171	1,48	0,079	4,5	0,0015
0,89	1,04	1,02	0,641	1,24	0,164	1,49	0,077	5	0,001
0,9	1,066	1,025	0,594	1,25	0,158	1,5	0,075	6	0,0005
0,905	1,08	1,03	0,555	1,26	0,153	1,55	0,066	8	0,0002
0,91	1,094	1,035	0,522	1,27	0,147	1,6	0,058	10	0,0001
0,915	1,109	1,04	0,495	1,28	0,142	1,65	0,052		
0,92	1,124	1,045	0,47	1,29	0,137	1,7	0,047		
0,925	1,141	1,05	0,448	1,3	0,133	1,75	0,042		
0,93	1,158	1,06	0,411	1,31	0,129	1,8	0,038		
0,935	1,177	1,07	0,381	1,32	0,125	1,85	0,034		
При гидравлическом показателе $x = 5$									
0	0	0,5	0,503	0,68	0,694	0,78	0,825	0,88	0,994
0,05	0,05	0,55	0,555	0,69	0,71	0,79	0,839	0,89	1,016
0,1	0,10	0,6	0,608	0,7	0,722	0,8	0,854	0,9	1,039
0,15	0,15	0,61	0,619	0,71	0,734	0,81	0,869	0,905	1,052
0,2	0,20	0,62	0,63	0,72	0,746	0,82	0,885	0,91	1,065
0,25	0,25	0,67	0,641	0,73	0,759	0,83	0,901	0,915	1,079
0,3	0,3	0,64	0,652	0,74	0,772	0,84	0,918	0,92	1,093
0,35	0,35	0,65	0,664	0,75	0,785	0,85	0,936	0,925	1,108
0,4	0,401	0,66	0,675	0,76	0,798	0,86	0,954	0,93	1,124
0,45	0,452	0,63	0,687	0,77	0,811	0,87	0,973	0,935	1,141
0,94	1,159	1,035	0,44	1,21	0,144	1,4	0,071	1,95	0,0175
0,945	1,179	1,04	0,415	1,22	0,138	1,41	0,069	2	0,0158
0,95	1,200	1,045	0,393	1,23	0,132	1,42	0,067	2,1	0,013
0,955	1,223	1,05	0,374	1,24	0,127	1,43	0,065	2,2	0,0108
0,96	1,248	1,06	0,342	1,25	0,122	1,44	0,063	2,3	0,009
0,965	1,277	1,07	0,315	1,26	0,117	1,45	0,061	2,4	0,0076
0,97	1,31	1,08	0,291	1,27	0,113	1,46	0,059	2,5	0,0064
0,975	1,349	1,09	0,272	1,28	0,108	1,47	0,057	2,6	0,0055
0,98	1,395	1,1	0,254	1,29	0,104	1,48	0,056	2,7	0,0047
0,985	1,456	1,11	0,239	1,3	0,1	1,49	0,054	2,8	0,0041

Продолжение табл. 8.4

η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)	η	Φ (η)
0,99	1,539	1,12	0,225	1,31	0,097	1,5	0,053	2,9	0,0035
0,995	1,68	1,13	0,212	1,32	0,094	1,55	0,046	3	0,0031
1	∞	1,14	0,201	1,33	0,09	1,6	0,04	3,5	0,0016
1,005	0,826	1,15	0,191	1,34	0,087	1,65	0,035	4	0,001
1,01	0,681	1,16	0,181	1,35	0,084	1,7	0,0309	4,5	0,0006
1,015	0,602	1,17	0,173	1,36	0,081	1,75	0,0274	5	0,0004
1,02	0,547	1,18	0,165	1,37	0,079	1,8	0,0244	6	0,0002
1,025	0,504	1,19	0,157	1,38	0,076	1,85	0,0218	8	0,0001
1,03	0,469	1,2	0,15	1,39	0,074	1,9	0,0195	10	0

Интегрирование уравнения (8.33) дает зависимость для построения кривых подпора и спада

$$\frac{i_{кр}}{h_{кр}} s = j_{кр} (\xi_{б2} - \xi_{б1}) - \frac{1}{x+1} (\xi_{б2}^{x+1} - \xi_{б1}^{x+1}), \quad (8.71)$$

где $j_{кр}$ — среднее значение величины $j_{кр}$ (см. 8.33) на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1, определяемое по аналогии с j (см. 8:66).

Русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$). Исходное дифференциальное уравнение (8.38) записывается так:

$$\frac{dh}{ds} = h_0' \frac{d\eta'}{ds} = i_0 \frac{1 + \eta'^x}{j - \eta'^x}, \quad (8.72)$$

где η' — относительная глубина,

$$\eta' = h/h_0', \quad (8.73)$$

h_0' — нормальная глубина, соответствующая данному расходу и руслу с прямым уклоном дна i_0.

Интегрирование уравнения (8.72) приводит к следующей зависимости для построения кривых подпора и спада:

$$\frac{i_0}{h_0'} s = -(\eta_2' - \eta_1') + (1 + \bar{j}) [\Theta_x (\eta_2') - \Theta_x (\eta_1')], \quad (8.74)$$

где s (или l) — расстояние между сечениями с глубинами h_2 и h_1; η_2' и η_1' —относительные глубины, подсчитанные по соотношению (8.73) при $h = h_2$ и $h = h_1$; $\bar{j}$ — среднее значение величины (см. 8.66) на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1; $\Theta_x (\eta_2')$ и $\Theta_x (\eta_1')$ — функции Бахметева от η_2' и η_1', определяемые по табл. 8.5 в зависимости от значения гидравлического показателя русла x.

Эти функции представляют собой такой интеграл:

$$\Theta_x (\eta') = \int \frac{d\eta'}{1 + \eta^x}. \quad (8.75)$$

После разложения подынтегральной функции в сходящиеся ряды получают значения функции Θ_x в зависимости от η'.

На основании этих рядов составлена табл. 8.5.

Порядок построения кривых подпора и спада при $i_0 < 0$ аналогичен изложенному выше для случая, когда $i_0 > 0$.

Способ Н. Н. Павловского. С целью получения расчетных зависимостей для построения кривых свободной поверхности потока в способе акад. Н. Н. Павловского делается допущение о возможности принятия при интегрировании постоянной, равной ее среднему значению величины j или $j_{кр}$, а также величины a, определяемой из уравнения

$$a = \frac{d\Pi}{dh} \cong \frac{\Pi_2 - \Pi_1}{h_2 - h_1}, \quad (8.76)$$

где Π — относительная расходная характеристика, представляющая собой отношение расходной характеристики K при любой глубине h к расходной характеристике K_n при глубине h_n (например, при $h_n = h_0$ или $h_n = h_{кр}$), т. е.

$$\pi = K/K_n. \quad (8.77)$$

Русла с прямым уклоном дна $i_0 > 0$. Исходное дифференциальное уравнение (8.28) для данного случая принимает вид

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1}{a} \frac{d\Pi}{ds} = i_0 \frac{\Pi^2 - 1}{\Pi^2 - j}, \quad (8.78)$$

где

$$\Pi = K/K_0. \quad (8.79)$$

Интегрирование уравнения (8.78) дает зависимость для построения кривых подпора и спада

$$ai_0 l = \Pi_2 - \Pi_1 - (1 - \bar{j}) \Phi [(\Pi_2) - \Phi (\Pi_1)], \quad (8.80)$$

где l — расстояние между сечениями с глубинами h_2 и h_1; Π_2 и Π_1 определяются по зависимости (8.79) при $K = K_2$ и $K = K_1$; $\bar{j}$ — среднее значение величины j (см. 8.66) на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1; $\Phi (\Pi_2)$ и $\Phi (\Pi_1)$ — функции Павловского от Π_2 и Π_1, равные функциям Бахметева $\Phi_x (\eta)$ и определяемые по табл. 8.4 при гидравлическом показателе $x = 2$.

Таблица 8.5. **Значения функции Θ_x для русел с обратным уклоном дна ($i < 0$)**

η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$
При гидравлическом показателе $x = 2$									
0	0	0,74	0,637	1	0,785	1,26	0,9	1,6	1,012
0,05	0,05	0,75	0,643	1,01	0,785	1,27	0,904	1,65	1,026
0,1	0,099	0,76	0,649	1,02	0,795	1,23	0,908	1,7	1,039
0,15	0,148	0,77	0,656	1,03	0,8	1,29	0,911	4,75	1,052
0,2	0,196	0,78	0,662	1,04	0,805	1,3	0,915	1,8	1,064
0,25	0,244	0,79	0,668	1,05	0,81	1,31	0,919	1,85	1,075
0,3	0,291	0,8	0,674	1,06	0,815	1,32	0,922	1,9	1,086
0,35	0,336	0,81	0,68	1,07	0,819	1,33	0,926	1,95	1,097
0,4	0,38	0,82	0,686	1,08	0,824	1,34	0,93	2	1,107
0,45	0,422	0,83	0,692	1,09	0,828	1,35	0,933	2,1	1,126
0,5	0,463	0,84	0,698	1,1	0,833	1,36	0,937	2,2	1,144
0,55	0,502	0,85	0,704	1,11	0,837	1,37	0,94	2,3	1,161
0,6	0,54	0,86	0,71	1,12	0,842	1,38	0,944	2,4	1,176
0,61	0,547	0,87	0,715	1,13	0,846	1,39	0,947	2,5	1,19
0,62	0,554	0,88	0,721	1,14	0,851	1,4	0,951	2,6	1,204
0,63	0,562	0,89	0,727	1,15	0,855	1,41	0,954	2,7	1,216
0,64	0,569	0,9	0,732	1,16	0,859	1,42	0,957	2,8	1,228
0,65	0,576	0,91	0,738	1,17	0,864	1,43	0,96	2,9	1,239
0,66	0,583	0,92	0,743	1,18	0,868	1,44	0,964	3	1,249
0,67	0,59	0,93	0,749	1,19	0,872	1,45	0,967	3,5	1,293
0,68	0,597	0,94	0,754	1,2	0,876	1,46	0,97	4	1,324
0,69	0,603	0,95	0,759	1,21	0,88	1,47	0,973	4,5	1,354
0,7	0,61	0,96	0,764	1,22	0,884	1,48	0,977	5	1,373
0,71	0,617	0,97	0,77	1,23	0,888	1,49	0,98	6	1,405
0,72	0,624	0,98	0,775	1,24	0,892	1,5	0,983	8	1,447
0,73	0,63	0,99	0,78	1,25	0,896	1,55	0,997	10	1,471
При гидравлическом показателе $x = 2,5$									
0	0	0,5	0,477	0,68	0,619	0,78	0,668	0,88	0,748
0,05	0,05	0,55	0,518	0,69	0,626	0,79	0,694	0,89	0,754
0,1	0,10	0,6	0,558	0,7	0,633	0,8	0,7	0,9	0,76
0,15	0,15	0,61	0,566	0,71	0,64	0,81	0,706	0,91	0,765
0,2	0,198	0,62	0,574	0,72	0,648	0,82	0,712	0,92	0,771
0,25	0,246	0,63	0,581	0,73	0,655	0,83	0,718	0,93	0,777
0,3	0,295	0,64	0,589	0,74	0,662	0,84	0,724	0,94	0,782
0,35	0,342	0,65	0,596	0,75	0,668	0,85	0,73	0,95	0,787
0,4	0,389	0,66	0,604	0,76	0,675	0,86	0,736	0,96	0,793
0,45	0,434	0,67	0,611	0,77	0,681	0,87	0,742	0,97	0,798
0,98	0,803	1,14	0,876	1,3	0,937	1,46	0,986	2,2	1,125
0,99	0,809	1,15	0,88	1,31	0,94	1,47	0,989	2,3	1,137
1	0,813	1,16	0,884	1,32	0,943	1,48	0,991	2,4	1,148
1,01	0,817	1,17	0,888	1,33	0,947	1,49	0,994	2,5	1,157
1,02	0,823	1,18	0,892	1,34	0,951	1,5	0,997	2,6	1,166
1,03	0,827	1,19	0,896	1,35	0,954	1,55	1,01	2,7	1,174
1,04	0,831	1,2	0,9	1,36	0,957	1,6	1,022	2,8	1,181
1,05	0,836	1,21	0,904	1,37	0,96	1,65	1,033	2,9	1,188
1,06	0,841	1,22	0,908	1,38	0,963	1,7	1,044	3	1,194
1,07	0,846	1,23	0,912	1,39	0,966	1,75	1,054	3,5	1,218
1,08	0,851	1,24	0,916	1,4	0,969	1,8	1,064	4	1,237
1,09	0,856	1,25	0,919	1,41	0,972	1,85	1,073	4,5	1,251
1,1	0,86	1,26	0,923	1,42	0,975	1,9	1,082	5	1,26

η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$
1,11	0,864	1,27	0,927	1,43	0,978	1,95	1,09	6	1,272
1,12	0,868	1,28	0,93	1,44	0,98	2	1,098	8	1,29
1,13	0,872	1,29	0,934	1,45	0,983	2,1	1,112	10	1,298
При гидравлическом показателе $x = 3$									
0	0	0,74	0,679	1	0,834	1,26	0,942	1,6	1,03
0,05	0,05	0,75	0,686	1,01	0,84	1,27	0,945	1,65	1,039
0,1	0,1	0,76	0,693	1,02	0,845	1,28	0,948	1,7	1,048
0,15	0,15	0,77	0,7	1,03	0,85	1,29	0,952	1,75	1,057
0,2	0,199	0,78	0,707	1,04	0,855	1,3	0,955	1,8	1,065
0,25	0,248	0,79	0,713	1,05	0,859	1,31	0,958	1,85	1,072
0,3	0,297	0,8	0,72	1,06	0,864	1,32	0,961	1,9	1,079
0,35	0,346	0,81	0,727	1,07	0,869	1,33	0,964	1,95	1,085
0,4	0,393	0,82	0,733	1,08	0,873	1,34	0,967	2	1,09
0,45	0,44	0,83	0,74	1,09	0,877	1,35	0,97	2,1	1,1
0,5	0,485	0,84	0,746	1,1	0,881	1,36	0,973	2,2	1,109
0,55	0,528	0,85	0,752	1,11	0,886	1,37	0,976	2,3	1,117
0,6	0,571	0,86	0,758	1,12	0,891	1,38	0,979	2,4	1,124
0,61	0,579	0,87	0,764	1,13	0,895	1,39	0,981	2,5	1,131
0,62	0,587	0,88	0,77	1,14	0,899	1,4	0,984	2,6	1,137
0,63	0,595	0,89	0,776	1,15	0,903	1,41	0,986	2,7	1,142
0,64	0,602	0,9	0,781	1,16	0,907	1,42	0,989	2,8	1,146
0,65	0,61	0,91	0,787	1,17	0,911	1,43	0,992	2,9	1,15
0,66	0,618	0,92	0,793	1,18	0,915	1,44	0,995	3	1,154
0,67	0,626	0,93	0,799	1,19	0,918	1,45	0,997	3,5	1,165
0,68	0,634	0,94	0,804	1,2	0,921	1,46	1	4	1,176
0,69	0,641	0,95	0,809	1,21	0,925	1,47	1,003	4,5	1,183
0,7	0,649	0,96	0,815	1,22	0,929	1,48	1,005	5	1,188
0,71	0,657	0,97	0,82	1,23	0,932	1,49	1,007	6	1,195
0,72	0,664	0,98	0,825	1,24	0,935	1,5	1,009	8	1,201
0,73	0,672	0,99	0,83	1,25	0,938	1,55	1,02	10	1,203
При гидравлическом показателе $x = 3,5$									
0	0	0,74	0,691	1	0,851	1,26	0,925	1,6	1,032
0,05	0,05	0,75	0,698	1,01	0,856	1,27	0,958	1,65	1,04
0,1	0,1	0,76	0,705	1,02	0,862	1,28	0,961	1,7	1,047
0,15	0,15	0,77	0,712	1,03	0,866	1,29	0,964	1,75	1,053
0,2	0,20	0,78	0,720	1,04	0,871	1,3	0,966	1,8	1,059
0,25	0,25	0,79	0,727	1,05	0,875	1,31	0,969	1,85	1,065
0,3	0,299	0,8	0,734	1,06	0,879	1,32	0,972	1,9	1,07
0,35	0,348	0,81	0,741	1,07	0,884	1,33	0,974	1,95	1,074
0,4	0,396	0,82	0,748	1,08	0,888	1,34	0,977	2,0	1,078
0,45	0,444	0,83	0,755	1,09	0,892	1,35	0,98	2,1	1,085
0,5	0,49	0,84	0,761	1,1	0,897	1,36	0,983	2,2	1,092
0,55	0,534	0,85	0,767	1,11	0,901	1,37	0,986	2,3	1,097
0,6	0,579	0,86	0,774	1,12	0,905	1,38	0,989	2,4	1,102
0,61	0,588	0,87	0,78	1,13	0,909	1,39	0,991	2,5	1,106
0,62	0,596	0,88	0,78	1,14	0,913	1,4	0,993	2,6	1,11
0,63	0,605	0,89	0,792	1,15	0,917	1,41	0,995	2,7	1,113
0,64	0,613	0,9	0,798	1,16	0,921	1,42	0,998	2,8	1,116
0,65	0,621	0,91	0,804	1,17	0,925	1,43	1,001	2,9	1,119
0,66	0,63	0,92	0,81	1,18	0,928	1,44	1,003	3,0	1,121

Продолжение табл. 8.5

η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$	η'	$\Theta_x(\eta')$
0,67	0,633	0,93	0,815	1,19	0,931	1,45	1,005	3,5	1,129
0,68	0,646	0,94	0,82	1,2	0,935	1,46	1,007	4	1,134
0,69	0,653	0,95	0,826	1,21	0,939	1,47	1,009	4,5	1,137
0,7	0,661	0,96	0,831	1,22	0,943	1,48	1,01	5	1,139
0,71	0,668	0,97	0,837	1,23	0,946	1,49	1,012	6	1,142
0,72	0,676	0,98	0,842	1,24	0,949	1,5	1,014	8	1,144
0,73	0,683	0,99	0,847	1,25	0,952	1,55	1,023	10	1,145
				При гидравлическом показателе $x = 4$					
0	0	0,5	0,493	0,68	0,654	0,78	0,731	0,88	0,799
0,05	0,05	0,55	0,539	0,69	0,662	0,79	0,738	0,89	0,805
0,1	0,1	0,6	0,585	0,7	0,67	0,8	0,746	0,9	0,811
0,15	0,15	0,61	0,594	0,71	0,678	0,81	0,753	0,91	0,817
0,2	0,20	0,62	0,603	0,72	0,686	0,82	0,76	0,92	0,823
0,25	0,25	0,63	0,612	0,73	0,694	0,83	0,766	0,93	0,829
0,3	0,30	0,64	0,62	0,74	0,702	0,84	0,773	0,94	0,835
0,35	0,349	0,65	0,629	0,75	0,709	0,85	0,78	0,95	0,84
0,4	0,397	0,66	0,638	0,76	0,717	0,86	0,782	0,96	0,847
0,45	0,446	0,67	0,646	0,77	0,724	0,87	0,792	0,97	0,851
0,98	0,857	1,14	0,927	1,3	0,978	1,46	1,012	2 2	1,079
0,99	0,861	1,15	0,927	1,31	0,981	1,47	1,013	2,3	1,083
1	0,867	1,16	0,935	1,32	0,984	1,48	1,015	2,4	1,086
1,01	0,872	1,17	0,938	1,33	0,986	1,49	1,017	2,5	1,089
1,02	0,876	1,18	0,942	1,34	0,989	1,5	1,019	2,6	1,091
1,03	0,881	1,19	0,946	1,35	0,991	1,55	1,028	2,7	1,093
1,04	0,887	1,2	0,949	1,36	0,993	1,6	1,034	2,8	1,095
1,05	0,891	1,21	0,952	1,37	0,995	1,65	1,04	2,9	1,097
1,06	0,895	1,22	0,955	1,38	0,997	1,7	1,046	3,0	1,098
1,07	0,9	1,23	0,958	1,39	0,998	1,75	1,051	3,5	1,102
1,08	0,904	1,24	0,961	1,4	1	1,8	1,056	4	1,105
1,09	0,908	1,25	0,964	1,41	1,002	1,85	1,06	4,5	1,107
1,1	0,912	1,26	0,967	1,42	1,004	1,9	1,064	5	1,109
1,11	0,916	1,27	0,97	1,43	1,006	1,95	1,067	6	1,11
1,12	0,92	1,28	0,973	1,44	1,008	2	1,07	8	1,11
1,13	0,924	1,29	0,975	1,45	1,01	2.1	1,075	10	1,11

Функции Павловского представляют собой такой интеграл (при $c = 0$):

$$\Phi(\Pi) = \int \frac{d\Pi}{1 - \Pi^2}. \qquad (8.81)$$

Значение этого интеграла, кроме таблиц, может определяться и по следующим формулам:

при $\Pi < 1 \Phi(\Pi) = 1{,}151 \lg \frac{1 + \Pi}{1 - \Pi}$; (8.82)

при $\Pi > 1 \Phi(\Pi) = 1{,}151 \lg \frac{\Pi + 1}{\Pi - 1}$. (8.83)

Порядок проведения расчетов следующий:

1. Определяется величина j (см. 8.66) на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1 в порядке, указанном выше (способ Бахметева).

2. Вычисляются расходные характеристики K_2 и K_1, относительные расходные характеристики Π_2 и Π_1 по соотношению (8.79) и величина a по соотношению (8.76).

3. По уравнению (8.80) вычисляется расстояние между сечениями с глубинами h_2 и h_1.

Р у с л а с г о р и з о н т а л ь н ы м д н о м ($i_0 = 0$). Исходное дифференциальное уравнение (8.33) записывается в такой форме:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1}{a_{кр}} \cdot \frac{d\Pi_{кр}}{ds} = \frac{i_{кр}}{j_{кр} - \Pi^2_{кр}}, \qquad (8.84)$$

где $\Pi_{кр}$ — относительная расходная характеристика, представляющая собой отношение расходной характеристики K при любой глубине к расходной характеристике $K_{кр}$ при критичес-

кой глубине

$$\Pi_{кр} = K/K_{кр}. \qquad (8.85)$$

Величина $a_{кр}$ определяется с учетом зависимости (8.76)

$$a_{кр} = \frac{\Pi_{кр2} - \Pi_{кр1}}{h_2 - h_1}. \qquad (8.86)$$

Интегрирование уравнения (8.84) дает зависимость для построения кривых подпора и спада:

$$a_{кр} i_{кр} l = \bar{j}_{кр} (\Pi_{кр2} - \Pi_{кр1}) - \frac{1}{3} (\Pi^3_{кр2} - \Pi^3_{кр1}), \qquad (8.87)$$

где $\bar{j}_{кр}$ — среднее значение величины $j_{кр}$ на участке между сечениями с глубинами h_2 и h_1, определяемое по аналогии с $\bar{j}$ (см. 8.66).

Русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$). В этом случае исходное дифференциальное уравнение (8.38) записывается так:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1}{a'} \cdot \frac{d\Pi'}{ds} = i_0 \frac{1 + \Pi'^2}{j - \Pi'^2}, \qquad (8.88)$$

где относительная расходная характеристика

$$\Pi' = K/K'_0; \qquad (8.89)$$

K — расходная характеристика при данной глубине неравномерного движения; K'_0 — расходная характеристика при нормальной глубине h'_0, соответствующей данному расходу и руслу с прямым уклоном дна i_0;

$$a' = \frac{\Pi'_2 - \Pi'_1}{h_2 - h_1}. \qquad (8.90)$$

Интегрирование дифференциального уравнения (8.88) приводит к такому результату

$$a' i_0 l = -(\Pi'_2 - \Pi'_1) + (1 + \bar{j}) [\Phi(\Pi'_2) - \Phi(\Pi'_1)], \qquad (8.91)$$

где s (или l) — расстояние между двумя сечениями с глубинами h_1 и h_2; $\bar{j}$ — среднее значение величины (8.66) на рассматриваемом участке; $\Phi(\Pi'_2)$ и $\Phi(\Pi'_1)$ — функции Павловского от относительных расходных характеристик Π'_2 и Π'_1, которые могут вычисляться по формуле

$$\Phi(\Pi') = \operatorname{arctg} \Pi'. \qquad (8.92)$$

Учитывая, что эти функции Павловского численно равны функциям Бахметева, при гидравлическом показателе $x = 2$ удобно для их определения пользоваться табл. 8.4.

Способ осреднения производной, предложенный В. Ю. Даденковым. При решении основного дифференциального уравнения (8.27) по этому способу, исходя из того, что само уравнение справедливо только для участков с плавноизменяющимся движением воды, делается допущение о том, что в силу незначительного изменения кривизны поверхности вдоль потока величина $\frac{dh}{ds}$ может быть принята равной ее среднему значению Θ.

Тогда основное дифференциальное уравнение неравномерного движения принимает вид

$$\frac{dh}{ds} = \Theta. \qquad (8.93)$$

Интегрируя уравнение (8.93), получим

$$s = l = \frac{h_2 - h_1}{\Theta}. \qquad (8.94)$$

Величина Θ определяется следующим образом:

$$\Theta = \frac{1}{2} \left(\frac{dh}{ds}_{(1)} + \frac{dh}{ds}_{(2)} \right), \qquad (8.95)$$

где $\frac{dh}{ds}_{(n)}$ значение $\frac{dh}{ds}$, вычисленное по формуле (8.27) при $h = h_n$.

Следует принять во внимание, что при использовании данного способа формула (8.27) применима для потоков в руслах с любым уклоном дна. При расчете русел с обратным уклоном дна следует подставлять значение уклона i_0 с отрицательным знаком. В некоторых конкретных случаях можно упростить вычисления, если учитывать, что для прямоугольных русел $\frac{\alpha Q^2}{g} \times \frac{B}{\omega^3} = \left(\frac{h_{кр}}{h}\right)^3$; для треугольных русел $\frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3} = \left(\frac{h_{кр}}{h}\right)^5$.

В том случае, когда глубины, изменяясь, приближаются к величине критической глубины, величина Θ стремится к бесконечности. В этом случае удобнее пользоваться для расчетов зависимостью

$$l = \psi(h_2 - h_1), \qquad (8.96)$$

где $\psi = \frac{1}{2} \left(\frac{ds}{dh}_{(1)} + \frac{ds}{dh}_{(2)} \right)$; $\frac{ds}{dh}_{(n)}$ определяется аналогично $\frac{dh}{ds}_{(n)}$ при помощи той же формулы, с учетом того, что $\frac{ds}{dh} = \frac{1}{\frac{dh}{ds}}$.

Описываемый способ позволяет также находить глубину потока h' на определенном расстоянии l' от любой из глубин h_1 или h_2 внутри

рассматриваемого участка:

$$l' = \frac{1}{\Theta}(h_1 - h') \qquad (8.97)$$

или

$$l' = \frac{1}{\Theta}(h_2 - h'), \qquad (8.98)$$

где Θ определяется по глубинам h_1 и h_2.

§ 8.7. Построение кривых свободной поверхности потока в непризматических руслах

Способ В. И. Чарномского. Этот способ применим и для построения кривых свободной поверхности потока в призматических руслах.

Русла с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$). Для построения кривых свободной поверхности потока в призматических руслах с прямым уклоном дна результат интегрирования дифференциального уравнения (8.25) записывается в виде

$$Э_2 = Э_1 + (i_0 - \bar{i}_f)\, l, \qquad (8.99)$$

где $Э_2$ и $Э_1$ — удельная энергия сечений с глубинами h_2 и h_1, находящихся на расстоянии l друг от друга;

$$i_f = \frac{1}{2}(i_{f_1} + i_{f_2}).$$

Для непризматических русел уравнение (8.99) решается путем подбора. При известных очертаниях русла в плане и в поперечном профиле, величине расхода Q и глубине h_1 в одном из сечений по зависимости (8.3) вычисляется удельная энергия сечения $Э_1$. Затем выбирается на расстоянии l от первого сечения второе сечение, в котором произвольно назначается глубина h_2'. При этой глубине по зависимости (8.3) определяется $Э_2'$.

После вычисления по зависимости (8.23) среднего уклона трения $\bar{i}_f$ между сечениями с глубинами h_1 и h_2' из уравнения (8.99) определяется величина $Э_2$. Глубина h_2' считается подобранной удачно, если расхождение между $Э_2'$ и $Э_2$ составляет менее 5%.

Русла с горизонтальным дном ($i_0 = 0$). Для этих русел результат интегрирования дифференциального уравнения (8.35) записывается так:

$$Э_2 = Э_1 - \bar{i}_f l. \qquad (8.100)$$

Уравнение (8.100) решается подбором по аналогии с уравнением (8.99).

Русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$). Для таких русел результат интегрирования дифференциального уравнения (8.40) записывается в виде

$$Э_2 = Э_1 - (i_0 + \bar{i}_f)\, l. \qquad (8.101)$$

Уравнение (8.101) решается аналогично уравнению (8.99). При неравномерном движении жидкости в непризматических руслах в условиях потока с постоянной глубиной соблюдается условие

$$\frac{\partial \omega}{\partial s} = \frac{d\omega}{ds},$$

и основное дифференциальное уравнение (8.24) принимает следующий вид:

для русел с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$)

$$\frac{d\omega}{ds} = \frac{g\omega}{\alpha C^2 R} - i_0 \frac{g\omega^3}{\alpha Q^2}; \qquad (8.102)$$

для русел с горизонтальным дном ($i_0 = 0$)

$$\frac{d\omega}{ds} = \frac{g\omega}{\alpha C^2 R}; \qquad (8.103)$$

для русел с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$)

$$\frac{d\omega}{ds} = \frac{g\omega}{\alpha C^2 R} + i_0 \frac{g\omega^3}{\alpha Q^2}. \qquad (8.104)$$

Способ М. Д. Чертоусова. Русла с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$). Основное дифференциальное уравнение (8.102) записывается так:

$$ds = \lambda \frac{d\varkappa}{1 - \varkappa^4}, \qquad (8.105)$$

где $\varkappa = \sqrt{\Pi}$, здесь Π — относительная расходная характеристика, определяемая в каждом живом сечении по соотношению (8.77);

$$\lambda = \bar{a}\bar{A},$$

$\bar{a} = \frac{1}{2}(a_2 - a_1)$, величины a_1 и a_2 определяются в сечениях *1—1* и *2—2* по соотношению $a = \frac{d\omega}{d\varkappa} \approx \frac{\omega_2 - \omega_1}{\varkappa_2 - \varkappa_1} = \text{const}$; $\bar{A} = \frac{1}{2}(A_1 + A_2)$; величины A_1 и A_2 определяются в сечениях *1—1* и *2—2* по соотношению

$$A = \frac{\alpha C^2 R}{g\omega}. \qquad (8.106)$$

Интегрирование уравнения (8.105) приводит к следующей зависимости, служащей для проведения практических расчетов:

$$l = \lambda [\Phi(\varkappa_2) - \Phi(\varkappa_1)], \qquad (8.107)$$

где функции $\Phi(\varkappa) = \Phi(\eta)$ — при гидравлическом показателе русла $x = 4$ и определяются по табл. 8.4.

Русла с обратным уклоном дна ($i_0 < 0$). Основное дифференциальное уравнение (8.104) записывается в такой форме:

$$ds = \lambda' \frac{d\varkappa'}{1 + \varkappa'^4}, \qquad (8.108)$$

где $\varkappa' = \sqrt{\Pi'}$, здесь Π' — относительная расходная характеристика, определяемая в каждом живом сечении по соотношению (8.89);

$$\lambda = \bar{a}'\bar{A},$$

$\bar{a}'$ и $\bar{A}$ определяются как среднеарифметические значения между сечениями *1—1* и *2—2*;

$$a' = \frac{d\omega}{d\varkappa'} \cong \frac{\omega_2 - \omega_1}{\varkappa_2 - \varkappa_1} = \text{const}.$$

Интегрирование уравнения (8.108) даст зависимость

$$l = \lambda' [\Theta(\eta_2) - \Theta(\eta_1)], \qquad (8.109)$$

где функции $\Theta(\varkappa) = \Theta(\eta)$ — при гидравлическом показателе русла $x = 4$ и определяются по табл. 8.5.

§ 8.8. Построение кривых свободной поверхности потока в естественных руслах

Для построения кривых свободной поверхности способами Н. Н. Павловского и А. Н. Рахманова для отдельных участков реки график зависимости модуля сопротивления от отметки уровня поверхности потока строится следующим образом.

При наличии гидрометрических данных. При каждом наблюдаемом естественном продольном профиле поверхности потока воды вычисляются величины Δh, представляющие собой разность отметок поверхности воды в сечениях *1—1* и *2—2* (величина падения свободной поверхности потока на рассматриваемом участке).

Вычисляются величины модуля сопротивления F (термин предложен академиком Н. Н. Павловским)

$$F = \frac{\Delta h}{Q^2}. \qquad (8.110)$$

При каждом наблюдаемом естественном продольном профиле поверхности потока вычисляются средние отметки $\bar{z}$ уровня воды на участке реки

$$\bar{z} = \frac{1}{2}(z_1 + z_2), \qquad (8.111)$$

где z_1 — отметка уровня воды в сечении *1—1*; z_2 — отметка уровня воды в сечении *2—2*.

Строится график (рис. 8.15) зависимости модуля сопротивления F от отметки уровня воды в реке $\bar{z}$ для каждого данного ее участка.

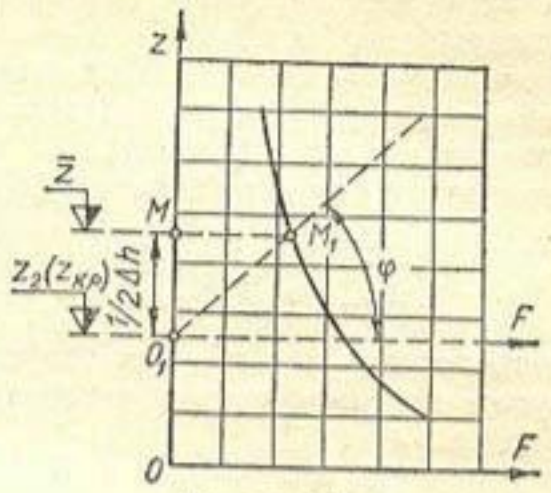


Рис. 8.15

При отсутствии гидрометрических данных. Назначаются средние отметки $\bar{z}$ уровня воды в реке на рассматриваемом участке.

При этих значениях $\bar{z}$ вычисляются:

площади живого сечения ω_1 и ω_2 в сечениях *1—1* и *2—2* (в дальнейшем все величины сечения *1—1* будут писаться с индексом 1 и величины сечения *2—2* с индексом 2);

смоченные периметры χ_1 и χ_2;

гидравлические радиусы R_1 и R_2;

скоростные множители по формуле акад. Н. Н. Павловского: $C_1 = \frac{1}{n} R_1^y$ и $C_2 = \frac{1}{n} R_2^y$ (где n — коэффициент шероховатости, определяемый при отсутствии данных натурных наблюдений по табл. 7.4);

определяются расходные характеристики: $K_1 = C_1\omega_1\sqrt{R_1}$ и $K_2 = C_2\omega_2\sqrt{R_2}$ и среднее значение расходной характеристики

$$\bar{K} = \frac{1}{2}(K_1 + K_2).$$

Вычисляются модули сопротивления F по соотношению

$$F = l/\bar{K}^2, \qquad (8.112)$$

где l — расстояние между сечениями *1—1* и *2—2*.

Строится график зависимости модуля сопротивления F от отметки z уровня воды в реке для данного участка.

Графический способ Н. Н. Павловского. Водоток разбивается на ряд участков, для каждого из которых строятся графики зависимости модуля сопротивления от отметки уровня воды, после чего:

1. Вычисляется величина тангенса вспомогательного угла φ

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{2 \cdot 10^n a}{bQ^2}, \qquad (8.113)$$

где для отметок $\bar{z}$ масштаб 1 *см* $= a$ *м*, а для $\frac{\Delta h}{Q^2} \cdot 10^n - 1$ *см* $= b \cdot 10^n$ *сек/м*^{5}.

2. На оси ординат графика модуля сопротивления откладывается отметка z_2. Из полученной точки M проводится прямая, образующая с вертикальной осью угол φ до пересечения с кривой модуля сопротивления в точке M_1.

3. Определяется ордината точки M_1 — отметка $\bar{z}$ и величина Δh

$$\Delta h = 2(\bar{z} - z_2). \qquad (8.114)$$

4. Вычисляется отметка поверхности воды z_1 в другом крайнем створе рассматриваемого участка водотока

$$z_1 = z_2 + \Delta h.$$

5. Производится определение отметки поверхности воды z_1' в крайнем створе следующего участка водотока в порядке, изложенном в пп. 1—4 при значении отметки $z_2' = z_1$.

Графоаналитический способ Н. Н. Павловского. Водоток разбивается на ряд участков, и для каждого участка строятся графики зависимости модуля сопротивления от отметки уровня воды.

Расчеты для каждого участка водотока производятся в следующем порядке:

1. По графику зависимости модуля сопротивления от отметки уровня воды определяется модуль сопротивления $F_{кр}$ при отметке $z_{кр}$.

2. Отметке $z_{кр}$ даются некоторые приращения δ и вычисляются: $z_1 = z_{кр} + \delta$ и $z_2 = z_{кр} - \delta$.

3. По графику зависимости модуля сопротивления от уровня воды определяются модули сопротивления F_1 и F_2, соответствующие отметкам z_1 и z_2.

4. Вычисляется производная F_1' кривой модуля сопротивления при отметке $F_{кр}$

$$F'_{кр} = \frac{F_1 - F_2}{2\delta}. \qquad (8.115)$$

5. Вычисляется величина Δh

$$\Delta h = \frac{2F'_{кр}}{\frac{2}{Q^2} - F'_{кр}}. \qquad (8.116)$$

6. Вычисляется отметка поверхности воды $z_н$ в другом крайнем створе рассматриваемого участка водотока:

$$z_н = z_{кр} + \Delta h. \qquad (8.117)$$

7. Производится определение отметки поверхности воды в крайнем створе следующего участка водотока в порядке, изложенном в пп. 1—6 при значении отметки $z_{кр1} = z_н$.

Способ А. Н. Рахманова. Водоток разбивается на ряд участков. Для каждого участка строятся графики зависимости модуля сопротивления от отметки уровня воды в реке.

Расчеты по построению кривых подпора производятся в следующем порядке:

1. Произвольно назначается средняя отметка поверхности воды в пределах рассматриваемого участка водотока $\bar{z}_1$.

2. По графику зависимости модуля сопротивления от отметки уровня воды определяется величина модуля сопротивления F при назначенной средней отметке $\bar{z}_1$.

3. Определяется величина Δh

$$\Delta h = FQ^2. \qquad (8.118)$$

4. Вычисляется средняя отметка $\bar{z}$ поверхности воды на рассматриваемом участке

$$\bar{z} = z_{кр} + \frac{1}{2}\Delta h. \qquad (8.119)$$

5. Производится сравнение назначенной средней отметки поверхности воды с вычисленной отметкой $\bar{z}$. Если $\bar{z}$ мало отличается от $\bar{z}_1$, то такое значение $\bar{z}$ принимается окончательно.

В противном случае производится перерасчет.

6. Вычисляется отметка поверхности воды $z_н$ в другом крайнем створе рассматриваемого участка водотока

$$z_н = \bar{z} + \frac{\Delta h}{2}. \qquad (8.120)$$

7. Производится определение отметки поверхности воды $z_{н1}$ в крайнем створе следующего участка водотока в порядке, указанном в пп. 1—6 при значении отметки $z_{кр1} = z_н$.

§ 8.9. Построение кривых свободной поверхности потока в круглых трубах и руслах параболического сечения

Построение кривых свободной поверхности потока в водоводах круглого сечения и руслах параболического сечения производится на основании тех же уравнений, что и расчет кривых в открытых руслах. Особенностью расчета является то, что определенные параметры потока в таких руслах могут быть найдены с помощью таблиц или по графикам. Следует однако иметь в виду, что способы, основанные на показательных зависимостях, не применимы при расчете труб с глубиной протекания потока $h > 0{,}8d$.

Способ Ю. М. Константинова. Методика основана на использовании способа В. И. Чарномского.

Длина кривой свободной поверхности потока между двумя выбранными сечениями определяет-

ся по зависимости

$$s = \frac{\Delta_2 - \Delta_1 + \Pi_Q (E_2 - E_1)}{1 - \bar{N}} \cdot \frac{r}{i_0}, \quad (8.121)$$

где $\Delta = h/r$ — степень наполнения сечения;

$\Pi_Q = \dfrac{\alpha Q^2}{g r^5}$ — расходный параметр трубы, постоянный по ее длине; $E = \dfrac{1}{2\omega^{12}}$ — коэффициент, зависящий от степени наполнения водовода (для труб определяется по табл. 7.29); $\bar{N} = \dfrac{N_1 + N_2}{2}$; $N = \dfrac{\psi_0}{\psi}$ (для труб величины ψ_0 и ψ определяются по табл. 7.29 или по формуле $\psi = \omega'^2 R'^{4/3}$; ψ_0 соответствует нормальной глубине h_0).

При расчете параболических русел вместо радиуса r подставляется параметр p.

Способ осреднения производной (см. § 8.6). При использовании этого способа для подсчета величины $\dfrac{dh}{ds} = \dfrac{i_0 - i_f}{1 - \dfrac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}}$ в каждом сечении можно пользоваться таблицами 7.28 и 7.29, упрощающими нахождение величин B, χ и ω.

В дальнейшем методика расчета аналогична описанной в § 8.6.

§ 8.10. Построение кривых свободной поверхности потока с помощью ЭВМ

Высокое быстродействие электронно-вычислительных машин позволяет применить их для расчета параметров кривых свободной поверхности потока в открытых руслах.

Исходные данные: Q — расход воды; B — ширина русла по дну; m — коэффициент заложения откоса; n — коэффициент шероховатости русла; i_0 — уклон дна русла; h_1 и h_2 — глубины в начале и конце кривой, выбранные так, чтобы выполнялось условие $\Delta h = \dfrac{h_2 - h_1}{k} = (h_2 - h_1)\ 1/k = (h_2 - h_1)\ x$ — шаг изменения глубины, причем $k = 1, 2, 3, \ldots$, а

$$x = \frac{1}{2}, \ \frac{1}{3}, \ \frac{1}{4}, \ \ldots$$

Порядок решения задачи на ЭВМ:

1. Вычисляется шаг интегрирования

$$\Delta h = (h_2 - h_1)\, x.$$

2. Определяется глубина

$$h = h_1 + \Delta h.$$

3. Вычисляется средняя глубина на участке между сечениями с глубинами h_1 и h:

$$h_{ср} = h - 0{,}5\Delta h.$$

4. Вычисляются значения удельной энергии сечения

$$Э_1 = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\,(bh + mh^2)^2};$$

$$Э_2 = h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\,(bh_2 + mh^2)^2}.$$

5. Вычисляется средний гидравлический уклон

$$\bar{i}_f = \left(\frac{Q}{\bar{\omega}\bar{W}}\right)^2 = \left(\frac{Q}{\bar{\omega}\dfrac{1}{n}\bar{R}^2}\right)^2 =$$

$$= \left[\frac{Q_n}{b\bar{h} + m\bar{h}^2}\left(\frac{b + 2\bar{h}\sqrt{m^2+1}}{b\bar{h} + m\bar{h}^2}\right)^2\right]^2.$$

6. Находится расстояние между сечениями с глубинами h_1 и h

$$s_j = \frac{Э - Э_1}{i_0 - \bar{i}_f}.$$

7. Для дальнейшего построения кривой свободной поверхности принимаем $h_1 = h$ и вычисляем новое значение $h = h_1 + \Delta h$.

8. Сопоставляем h и h_2: если $h < h_2$, то расчет продолжаем, начиная с п. 3; если $h \geqslant h_2$, то расчет закончен.

Глава 9

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

Гидравлическим прыжком называется скачкообразный переход от бурного состояния потока к спокойному, т. е. переход от глубин меньше критических к глубинам больше критических (рис. 9.1). Глубины перед прыжком h_1 и за прыжком h_2 называются *сопряженными*, или *взаимными глубинами*. Разность между сопряженными глубинами $h_2 - h_1 = a$ называется *высотой прыжка*. Гидравлический прыжок в зависимости от формы поперечного сечения и

призматичности или непризматичности русла, уклона дна, большой или малой высоты a имеет свои особенности.

Различают несколько видов гидравлического прыжка: совершенный, волнистый, пространственный, поверхностный, подпертый и т. д. Некоторые из них возникают в конкретных сооружениях (пространственный в призматических руслах, поверхностный, подпертый) и рассматриваются соответственно в главах 12 и 13.

§ 9.1. Совершенный гидравлический прыжок в призматическом русле

Прыжок, в котором над основной транзитной струей образуется область с водоворотным движением (так называемый поверхностный валец), называется *совершенным* (рис. 9.1). В руслах прямоугольного сечения совершенный прыжок возникает при числах Фруда в сечении до прыжка $\mathrm{Fr}_1 = h_{кр}^3/h_1^3 \geqslant 3$ или при соотношении сопряженных глубин $h_2/h_1 > 2$.

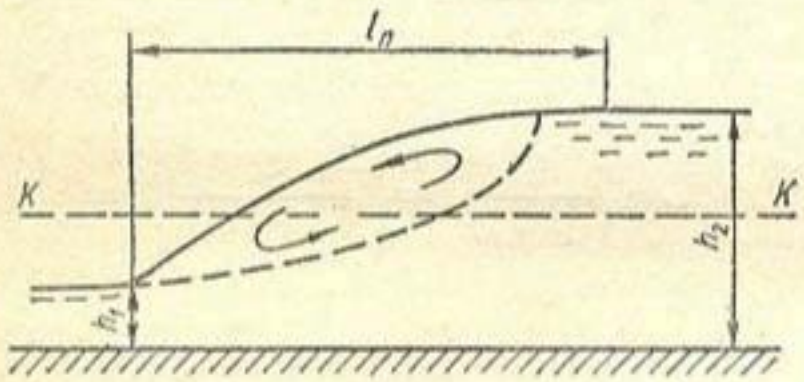


Рис. 9.1

Вторая сопряженная глубина h_2 обычно принимается несколько дальше конца вальца, в сечении, где практически заканчивается повышение глубин.

Для русел с нулевым или малым уклоном дна связь между сопряженными глубинами выражается основным уравнением прыжка

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2, \quad (9.1)$$

где α_0 — коэффициент количества движения для открытых потоков, $\alpha_0 \approx 1{,}03 \div 1{,}04$ (в уравнении (9.1) можно принимать $\alpha_0 \approx 1{,}0$); ω_1 и ω_2 — площади живых сечений с сопряженными глубинами h_1 и h_2; y_1 и y_2 — глубины погружения центров тяжести этих сечений.

Уравнение (9.1) может быть представлено в виде

$$\Pi(h_1) = \Pi(h_2), \quad (9.2)$$

где $\Pi(h)$ — прыжковая функция, определяемая по формуле

$$\Pi(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega. \quad (9.3)$$

Зависимость прыжковой функции от глубины по формуле (9.3) показана на рис. 9.2. Из этого графика и уравнения (9.2) видно, что прыжковые функции для сопряженных глубин равны между собой. Минимум прыжковой функции соответствует глубине h, определяемой из уравнения

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g} = \frac{\omega^3}{B}, \quad (9.4)$$

где B — ширина потока по верху в сечении с глубиной h.

Это уравнение отличается от уравнения для определения критической глубины введением вместо коэффициента кинетической энергии α коэффициента количества движения α_0. Так как эти коэффициенты обычно примерно равны между собой ($\alpha \approx 1{,}1$; $\alpha_0 \approx 1{,}03 \div 1{,}04$; $\alpha_0 \approx \alpha$), то минимум прыжковой функции практически соответствует критической глубине $h_{кр}$.

Для любой формы поперечного сечения русла по уравнению (9.3) могут быть подсчитаны значения прыжковой функции $\Pi(h)$ для разных глубин h и построен график вида, показанного на рис. 9.2. По этому графику или подбором непосредственно из уравнения (9.1) может быть определена одна из сопряженных глубин при известной другой.

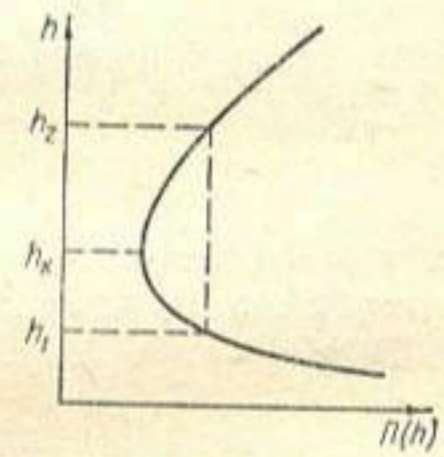


Рис. 9.2

Для гидравлического прыжка в руслах прямоугольного, трапецоидального и некоторых других форм сечений имеются аналитические или графические решения уравнения (9.1).

Русло прямоугольного сечения. Сопряженные глубины определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8\mathrm{Fr}_1} - 1\right); \\ h_1 &= \frac{h_2}{2}\left(\sqrt{1 + 8\mathrm{Fr}_2} - 1\right), \end{aligned}\right\} \quad (9.5)$$

где $\mathrm{Fr}_1 = \dfrac{\alpha_0 q^2}{g h_1^3} = \dfrac{h_{кр}^3}{h_1^3}$ — число Фруда в сечении до прыжка;

$\mathrm{Fr}_2 = \dfrac{\alpha_0 q^2}{g h_2^3} = \dfrac{h_{кр}^3}{h_2^3}$ — число Фруда в сечении за прыжком;

$q = \dfrac{Q}{b}$ — расход на единицу ширины потока.

Русло трапецоидального сечения. Сопряженные глубины могут быть определены по графику А. Н. Рахманова (рис. 9.3), построенному на основании уравнения (9.1). В этом случае относительные сопряженные глубины $\xi_1 = h_1/h_{кр}$ и $\xi_2 = h_2/h_{кр}$ находятся на противоположных ветвях графика при одинаковых значениях прыжковой функции $\Pi(h)$ для разных значений $\mu_* = \dfrac{mh_{кр}}{b}$. Крайняя левая кривая (при $\mu_* = 0$) соответствует гидравлическому прыжку в прямоугольном русле.

При $h_2 \leqslant 5h_{кр}$ сопряженные глубины могут быть определены по приближенным формулам А. Н. Рахманова:

$$h_2 = \frac{1{,}2h_{кр}^2}{h_1 + 0{,}2h_{кр}}; \qquad (9.6)$$

$$h_1 = 1{,}2\frac{h_{кр}^2}{h_2} - 0{,}2h_{кр}. \qquad (9.7)$$

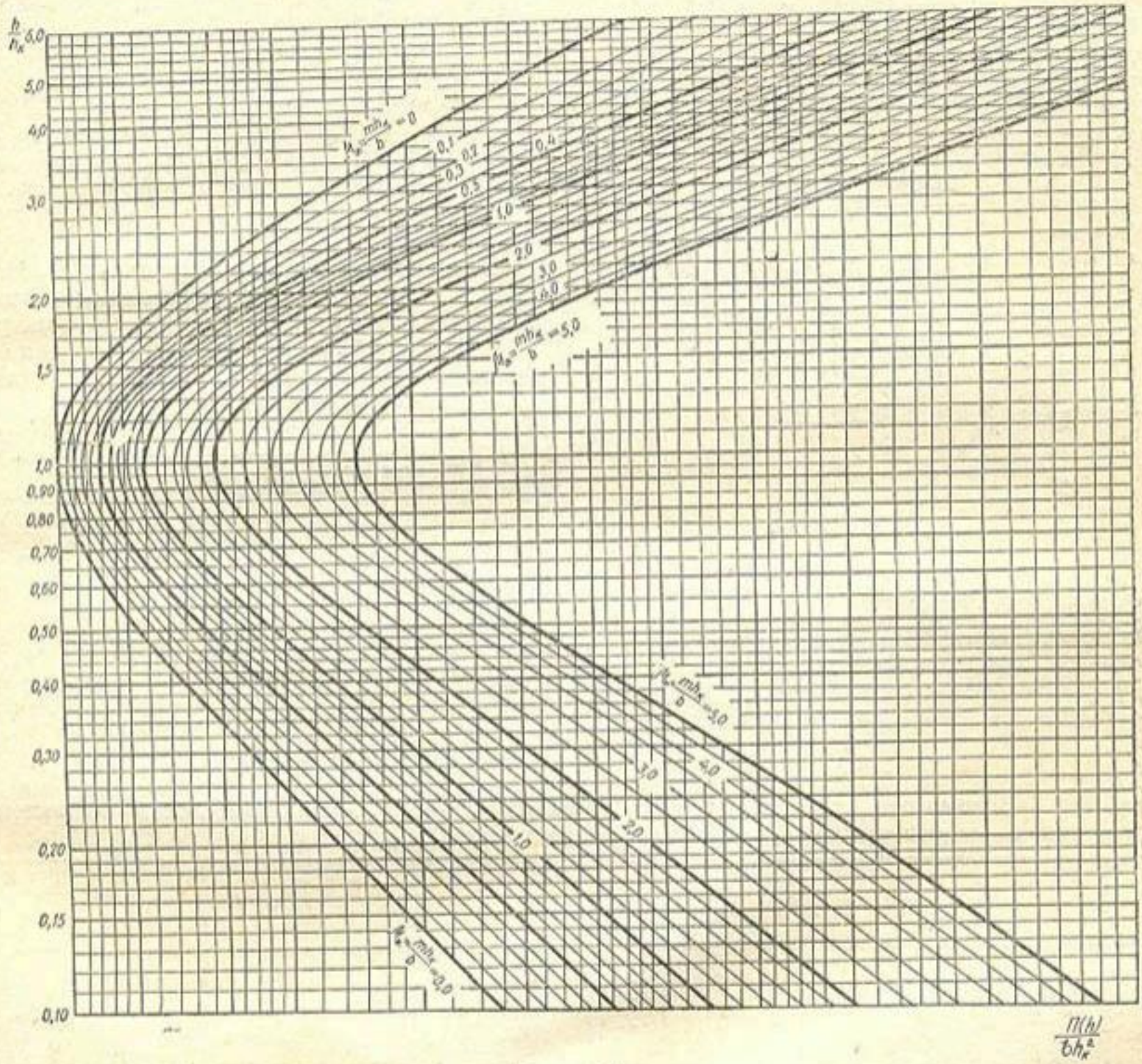


Рис. 9.3

Русло треугольного сечения. Основное уравнение прыжка (9.1) в руслах треугольного сечения может быть представлено в относительных величинах:

$$\frac{1}{\xi_1^2} + \frac{2}{3}\xi_1^3 = \frac{1}{\xi_2^2} + \frac{2}{3}\xi_2^3. \qquad (9.8)$$

Связь между относительными глубинами $\xi_1 = h_1/h_{кр}$ и $\xi_2 = h_2/h_{кр}$ показана также на графике (рис. 9.4).

Русло параболического сечения. В этом случае основное уравнение гидравлического прыжка приводится к виду

$$\frac{45Q^2}{64gph_1^{1,5}} + h_1^{2,5} = \frac{45Q^2}{64gph_2^{1,5}} + h_2^{2,5}, \quad (9.9)$$

где p — параметр параболы.

Для решения этого уравнения И. И. Агроскиным [1] составлены таблицы вспомогательных сопряженных функций Θ_1 и Θ_2 (табл. 9.1), которые определяются по формуле

$$\Theta = 1{,}09\frac{\sqrt[4]{gp}}{\sqrt{Q}}h = a_{\text{п}}h, \quad (9.10)$$

где

$$a_{\text{п}} = 1{,}09\frac{\sqrt[4]{gp}}{\sqrt{Q}} = 1{,}93\frac{\sqrt[4]{p}}{\sqrt{Q}} \quad (9.11)$$

($g = 9{,}81$ *м/сек*; p — в *м*, Q — в *м³/сек*).

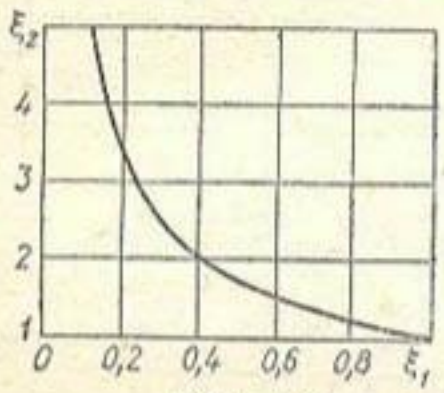


Рис. 9.4

При известной глубине h_1 по формуле (9.10) определяется значение функции Θ_1, затем по табл. 9.1 находится сопряженная ей функция Θ_2 и определяется бóльшая сопряженная глубина

$$h_2 = \Theta_2/a_{\text{п}}. \quad (9.12)$$

Аналогично определяется глубина до прыжка h_1 при известной глубине после прыжка h_2.

Русла кругового и сегментного сечения. Для безнапорного кругового или сегментного русла радиусом r И. И. Агроскиным составлен вспомогательный график для определения сопряженных глубин (рис. 9.5).

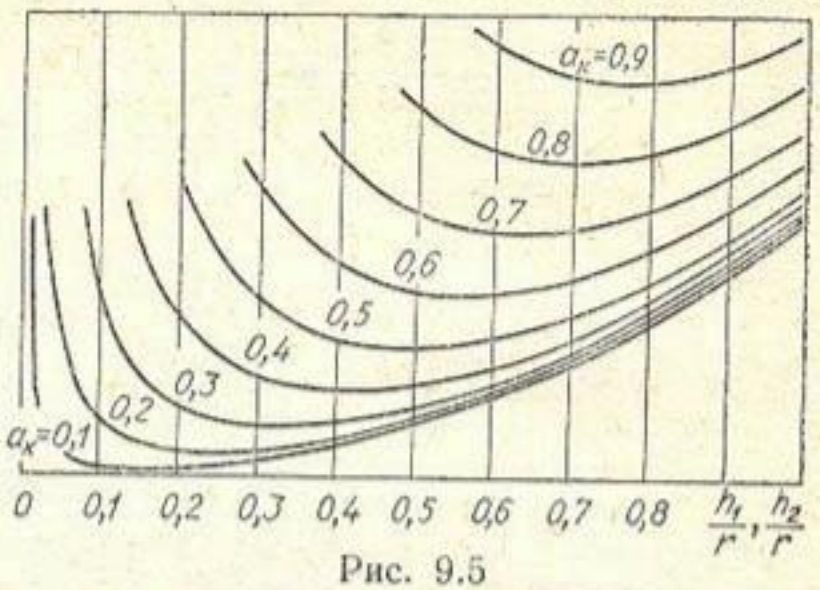


Рис. 9.5

На этом графике приведены кривые для определения относительных сопряженных глубин h_1/r и h_2/r при разных значениях параметра

$$a_{\text{к}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gr^5}} = \frac{0{,}467}{r}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{r^2}}$$ (Q — в *м²/сек*, r — в *м*).

Потери энергии в совершенном гидравлическом прыжке. В общем случае эти потери определяются из уравнения Бернулли

$$h_{\text{п.п}} = \left(h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g}\right), \quad (9.13)$$

где $h_{\text{п.п}}$ — потери удельной энергии на участке от сечения *1—1* до сечения *2—2*.

Таблица 9.1. **Вспомогательные сопряженные функции Θ_1 и Θ_2 для определения сопряженных глубин гидравлического прыжка в параболическом русле**

Θ_1	Θ_2	Θ_1	Θ_2	Θ_1	Θ_2	Θ_1	Θ_2	Θ_1	Θ_2
0,2	2,61	0,34	1,87	0,48	1,45	0,62	1,2	0,76	1,02
0,21	2,54	0,35	1,82	0,49	1,43	0,63	1,19	0,77	1,01
0,22	2,48	0,36	1,79	0,5	1,41	0,64	1,18	0,78	1
0,23	2,42	0,37	1,75	0,51	1,39	0,65	1,16	0,79	0,99
0,24	2,36	0,38	1,72	0,52	1,37	0,66	1,15	0,8	0,98
0,25	2,3	0,39	1,69	0,53	1,36	0,67	1,14	0,81	0,97
0,26	2,24	0,4	1,65	0,54	1,34	0,68	1,12	0,82	0,96
0,27	2,2	0,41	1,63	0,55	1,32	0,69	1,11	0,83	0,95
0,28	2,15	0,42	1,6	0,56	1,3	0,7	1,1	0,84	0,94
0,29	2,1	0,43	1,57	0,57	1,29	0,71	1,09	0,85	0,93
0,3	2,05	0,44	1,55	0,58	1,27	0,72	1,07	0,86	0,92
0,31	2,0	0,45	1,52	0,59	1,25	0,73	1,06	0,87	0,91
0,32	1,96	0,46	1,5	0,6	1,24	0,74	1,05	0,88	0,88
0,33	1,91	0,47	1,48	0,61	1,22	0,75	1,04		

Для прыжка в прямоугольном русле формула (9.13) приводится к виду (при $\alpha \approx \alpha_0$)

$$h_{\text{п.п}} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2}. \qquad (9.14)$$

Потери энергии в прыжке резко возрастают с увеличением числа Фруда в сечении до прыжка

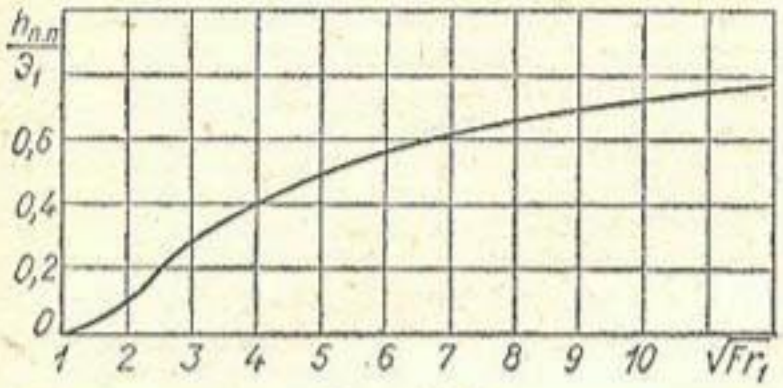


Рис. 9.6

$\text{Fr}_1 = h_{\text{кр}}^3/h_1^3$. На рис. 9.6 показаны потери энергии в прыжке, отнесенные к энергии потока $Э_1$ в сечении до прыжка в зависимости от числа Фруда.

§ 9.2. Длина гидравлического прыжка

За длину гидравлического прыжка обычно принимают расстояние от начала вальца до сечения, где глубины практически становятся постоянными (рис. 9.1). Это сечение находится несколько дальше конца вальца. Следует отметить, что некоторые авторы за длину прыжка принимают лишь длину горизонтальной проекции поверхностного вальца.

Ввиду сложности такого явления, как гидравлический прыжок, задачу о длине прыжка достаточно удовлетворительно можно решить лишь экспериментальным или полуэкспериментальным путем. Имеется целый ряд эмпирических формул для определения длины прыжка [1], [8], [14], [86] и др., из которых здесь приводятся наиболее часто употребляемые и наиболее обоснованные.

Длину прыжка в прямоугольном русле определяют по формулам:

Н. Н. Павловского

$$l_{\text{п}} = 2{,}5\,(1{,}9h_2 - h_1); \qquad (9.15)$$

Н. Д. Чертоусова

$$l_{\text{п}} = 10{,}3h_1\,(\sqrt{\text{Fr}_1} - 1)^{0{,}81}; \qquad (9.16)$$

О. М. Айвазяна [1]

$$l_{\text{п}} = \frac{8\,(10 + \sqrt{\text{Fr}_1})}{\text{Fr}_1}\, h_{\text{п.п}}, \qquad (9.17)$$

где $h_{\text{п.п}}$ — потери энергии в прыжке, определяемые по формуле (9.14).

Из этих формул наиболее простой является формула (9.15), которая дает удовлетворительные результаты при числах Фруда $\text{Fr}_1 = 50 \div 100$. При $\text{Fr}_1 = 10 \div 50$ эта формула дает заниженные результаты; формула (9.16) наиболее хорошо соответствует данным опытов при $\text{Fr}_1 \geqslant 10$, а при меньших числах Фруда приводит к завышенным результатам. Результаты подсчетов по этой формуле приведены на графике (рис. 9.7, при $\frac{m\,(h_2 - h_1)}{\chi_1} = 0$), которым можно пользоваться для определения длины прыжка.

Формула (9.17) отражает зависимость длины прыжка от потерь энергии в нем и учитывает уменьшение длины прыжка при малых числах Фруда, когда потери энергии в прыжке также становятся весьма малыми. Значения длины прыжка при числах Фруда $\text{Fr}_1 = 3 \div 10$, подсчитанные по формуле (9.17), показаны на рис. 9.7 пунктирной линией. При числах $\text{Fr}_1 \geqslant 10$ формула (9.17) приводит к результатам,

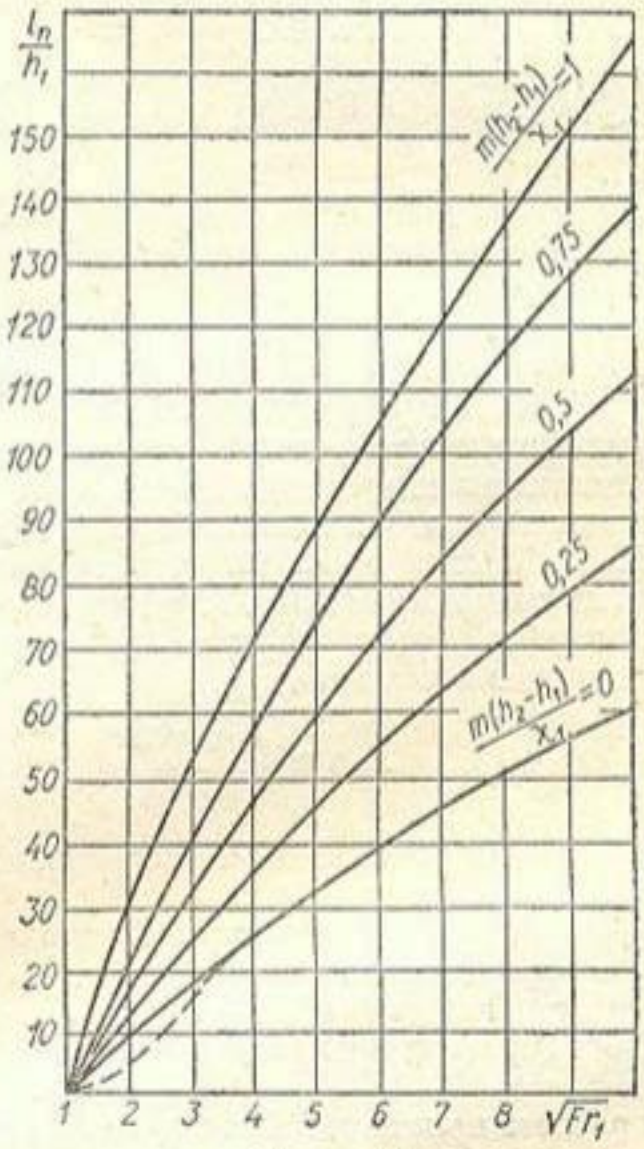


Рис. 9.7

практически не отличающимся от полученных по формуле (9.16).

Гидравлический прыжок вносит значительные изменения в кинематическую структуру потока. В сечении за прыжком преобладают донные скорости (рис. 9.8). По данным М. С. Вызго [78] коэффициент кинетической энергии α в конце

прыжка может быть определен по формуле

$$\alpha_2 = 3\sqrt[3]{h_2/h_1} - 2. \qquad (9.18)$$

Повышенные донные скорости и сопровождающие их пульсации скоростей создают опасность размыва, что требует дополнительного крепления русла на так называемом послепрыжковом участке (рис. 9.8), на котором пульсации затухают, а эпюры скоростей становятся такими, как при равномерном движении. Длина этого участка определяется по предложению М. Д. Чертоусова по формуле

$$l_{п.п} = (2{,}5 \div 3)\, l_п \qquad (9.19)$$

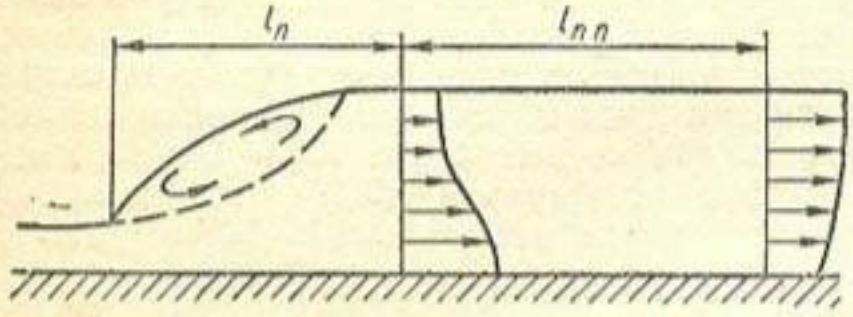


Рис. 9.8

или по формуле М. С. Вызго

$$l_{п.п} = \frac{0{,}4}{n} h_2, \qquad (9.20)$$

где n — коэффициент шероховатости (табл. 7.1, 7.2, 7.3).

При небольших значениях n длина послепрыжкового участка по формуле (9.20) получается больше, чем по (9.19), что свидетельствует о недостаточной изученности этого вопроса.

Приведенные выше формулы для длины прыжка получены на моделях гладких русел. Исследования М. С. Вызго и Ю. М. Кузьминова [78] установили уменьшение длины прыжка $l_ш$ в русле с повышенной шероховатостью по сравнению с длиной прыжка в гладких руслах $l_п$

$$l_ш = l_п \left[1 - 0{,}65 \left(\frac{\Delta}{h_2}\right)^{0{,}28}\right], \qquad (9.21)$$

где Δ — средняя высота выступов шероховатости.

Для прыжка в руслах трапецоидального и треугольного сечения имеется меньше опытных данных и рекомендуемые формулы дают результаты, иногда существенно отличающиеся друг от друга.

Для расчета применяется формула А. С. Мейерова

$$l_п = 10{,}3 h_1 (\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1)^{0{,}81} \left[1 + 1{,}76 \frac{m(h_2 - h_1)}{\chi_1}\right], \qquad (9.22)$$

где $\mathrm{Fr}_1 = \dfrac{Q^2}{g\omega_1^2 h_1}$ — числа Фруда в сечении до прыжка; χ_1 — смоченный периметр в этом же сечении.

Значения длины прыжка, подсчитанные по формуле (9.22), приведены на графике рис. 9.7.

В частном случае для определения длины гидравлического прыжка в русле трапецоидального сечения после перепада может применяться приближенная формула Г. Я. Швец [91]

$$l_п = k h_c'', \qquad (9.23)$$

где h_c'' — большая сопряженная глубина прыжка, возникающего в сжатом сечении после перепада, k — коэффициент, зависящий от коэффициента заложения откосов m:

m	0	0,5	1	1,5	2
k	4,33	5,8	7,1	8,3	9,4

Как недостаток формулы (9.23) следует отметить, что она не учитывает влияния ширины русла по дну b, при больших значениях которой длина прыжка должна приближаться к ее величине в прямоугольном русле.

Для определения длины прыжка в руслах кругового или сегментного сечения применяется формула В. С. Кальфа [82]

$$l_п = 6 \frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1}, \qquad (9.24)$$

где ω_1 и ω_2 — площади живых сечений, соответствующие сопряженным глубинам h_2 и h_1; B_1 — ширина потока поверху при глубине h_1.

Значения ω_1, ω_2, B_1 могут быть определены с помощью табл. 7.29 из зависимостей $\omega = \omega' r^2$ и $B = B' r$.

Длина прыжка в русле параболического сечения с параметром параболы $p = 0{,}38$ может быть определена по формуле Аргиропулоса

$$l_п = 9 (h_2 - h_1). \qquad (9.25)$$

Эта зависимость получена для диапазона изменения отношения сопряженных глубин $h_2/h_1 = 1{,}8 \div 4{,}2$.

§ 9.3. Волнистый прыжок

В русле прямоугольного сечения при числах Фруда $\mathrm{Fr}_1 < 3$, что соответствует соотношению сопряженных глубин $h_2/h_1 < 2$, возникает *волнистый прыжок* (рис. 9.9). В этом случае поток переходит из бурного состояния в спокойное посредством возникновения ряда волн, постепенно затухающих по направлению движения воды.

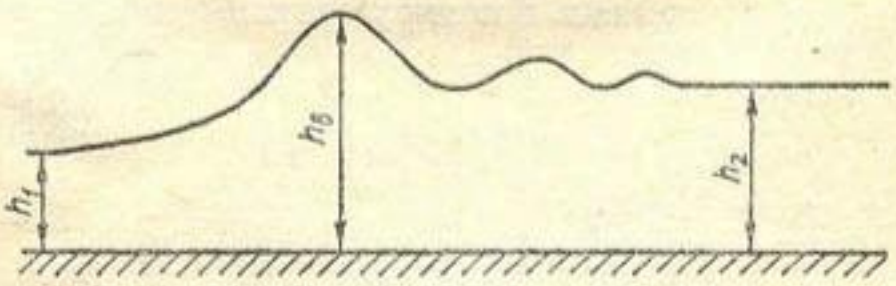


Рис. 9.9

Волны нарушают гидростатический закон распределения давления. Поэтому за бо́льшую сопряженную глубину h_2 следует принимать глубину в сечении, где давление распределяется по закону гидростатики, т. е. где волны практически затухают.

Высота первой волны $a = h_в - h_1$ определяется по формулам:

М. С. Краснитского [84]

$$a = 0{,}72h_1 (\mathrm{Fr}_1 - 1) \qquad (9.26)$$

или А. И. Модзалевского [87]

$$a = 0{,}55h_1 (\mathrm{Fr}_1 - 0{,}61). \qquad (9.27)$$

Соотношение между сопряженными глубинами приближенно определяется по рекомендациям А. И. Модзалевского:

$$h_2/h_1 = 1{,}15\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 0{,}15. \qquad (9.28)$$

При $\mathrm{Fr}_1 \leqslant 1{,}5$ следует пользоваться формулами:

$$h_2 = \mathrm{Fr}_1 h_1; \qquad (9.29)$$

$$h_1 = \sqrt{\mathrm{Fr}_2} h_2. \qquad (9.30)$$

[1] Длина волнистого прыжка является понятием недостаточно четким. Если ее рассматривать как расстояние от начала прыжка до сечения, где волны затухают, то ее величина может оказаться в сотни раз больше глубины h_1. Поэтому по рекомендации Г. Т. Дмитриева [1] длину волнистого прыжка определяют в соответствии с размывом русла, который он производит, по формуле

$$l_п = 10{,}6h_1 (\mathrm{Fr}_1 - 1). \qquad (9.31)$$

§ 9.4. Прыжок в русле с большим уклоном дна

Этот случай обычно имеет место при уклонах дна больше критических ($i > i_{кр}$). Поэтому за прыжком возникает кривая подпора типа II a (рис. 9.10).

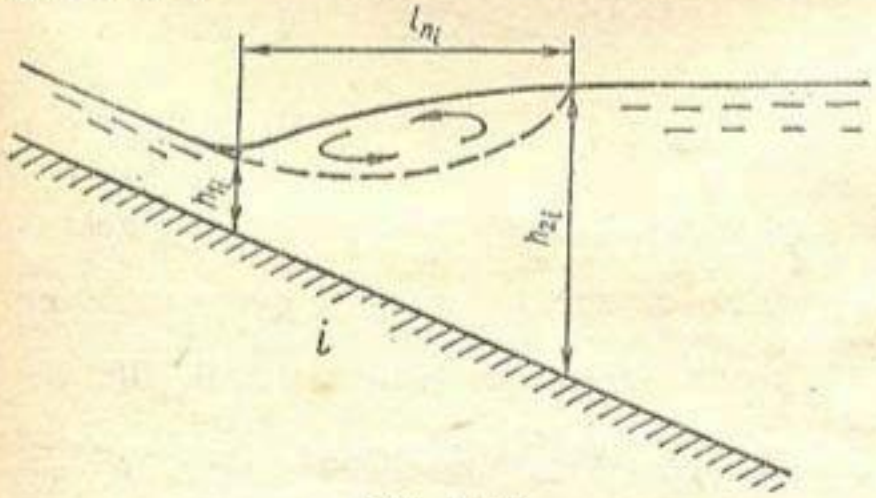


Рис. 9.10

Точного теоретического решения уравнения прыжка при большом уклоне дна получить не удается. Поэтому обычно применяются эмпирические рекомендации.

При уклонах $i \leqslant 0{,}1$ большая сопряженная глубина h_{2_i} по вертикали определяется по формуле

$$h_{2_i} = h_2 + kh_{1_i} i, \qquad (9.32)$$

h_2 — большая сопряженная глубина в горизонтальном русле, определенная по формуле (9.5) или по графику А. Н. Рахманова (рис. 9.3) при глубине до прыжка h_1; k — опытный коэффициент, принимаемый по следующим данным:

Fr_1	5	10	15	20	25	30	35	40
k	16,3	21,8	26,5	30,8	34,6	38,0	40,8	43,3

При уклонах дна $i \leqslant 0{,}33$ большая сопряженная глубина (по вертикали) определяется по рекомендациям Г. Н. Косяковой [83]:

$$h_{2_i} = (h_2 - h_1) \cdot (1 - 1{,}75i) + \frac{h_1}{\sqrt{1 - i^2}} + \\ + l_п (1 + 3i) \frac{i}{\sqrt{1 - i^2}}, \qquad (9.33)$$

где h_2, h_1, $l_п$ — сопряженные глубины и длина прыжка в горизонтальном русле при том же числе Фруда Fr_1.

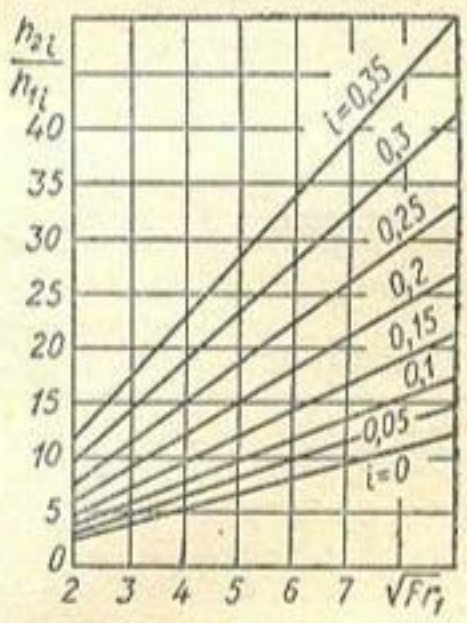


Рис. 9.11

Отношение сопряженных глубин может быть определено по графику Г. К. Ильчева [80] (рис. 9.11).

Длина прыжка (горизонтальная) определяется по формулам:

Г. Н. Косяковой

$$l_{п_i} = l_п (1 + 3i) \qquad (9.34)$$

или Г. К. Ильчева

$$l_{п_i} = l_п (1 + 3{,}75i). \qquad (9.35)$$

Расхождение в формулах можно объяснить недостаточностью изученности прыжка в руслах с большим уклоном.

При обратном уклоне дна (рис. 9.12) большая сопряженная глубина h_{2_i} определяется по исследованиям И. А. Снегирева [89] (при $i \leqslant 0{,}2$):

$$h_{2_i} = (1 - 2i)(h_2 - h_1 - il_п) + h_1, \quad (9.36)$$

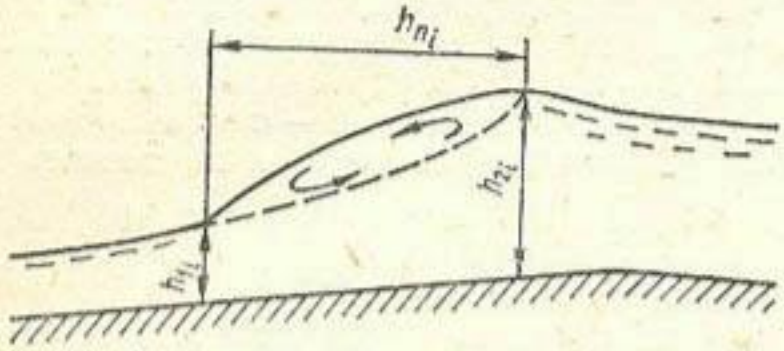


Рис. 9.12

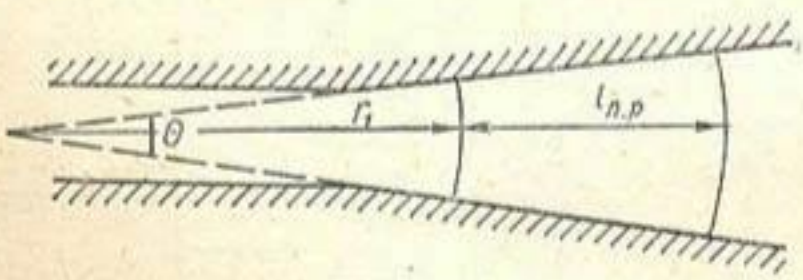
где h_2, h_1, $l_п$ — сопряженные глубины и длина прыжка в горизонтальном русле при том же числе Фруда Fr_1; i — абсолютная величина обратного уклона.

Длина прыжка

$$l_{п_i} = l_п(1 - 2i). \quad (9.37)$$

§ 9.5. Пространственный гидравлический прыжок в непризматическом русле

При плавном расширении русла (рис. 9.13) сопряженные глубины прыжка h_1



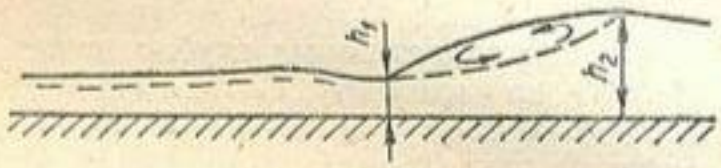


Рис. 9.13

или h_2 определяются из уравнения О. Ф. Васильева [10]

$$2\frac{\alpha_0}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2\frac{1}{r_1 h_1} + r_1 h_1^2 = 2\frac{\alpha_0}{g}\left(\frac{Q}{\theta}\right)^2\frac{1}{(l_{п.р} + r_1)h_2} + (l_{п.р} + r_1)h_2^2 - 0{,}3(h_1^2 + h_1 h_2 + h_2^2)l_{п.р}, \quad (9.38)$$

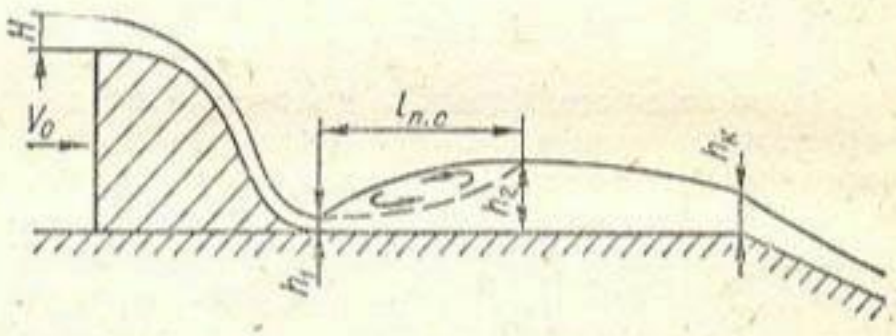
где r_1 — радиус, соответствующий первой сопряженной глубине; θ — угол расширения русла в плане в радианах, $\theta = \frac{\theta^0}{57{,}3}$; $l_{п.р}$ — длина прыжка, определяемая по формуле

$$l_{п.р} = \frac{l_п}{1 + 0{,}052\frac{l_п}{r_1}}, \quad (9.39)$$

где $l_п$ — длина прыжка в призматическом русле, определяемая по формуле (9.16) или по графику (рис. 9.7). При этом число Фруда для начального сечения прыжка определяется по формуле

$$Fr_1 = \frac{\alpha}{gh_1^3}\left(\frac{Q}{\theta r_1}\right)^2. \quad (9.40)$$

Значения коэффициентов α и α_0 в формулах (9.38) и (9.40) можно приближенно принимать $\alpha \approx \alpha_0 \approx 1$.



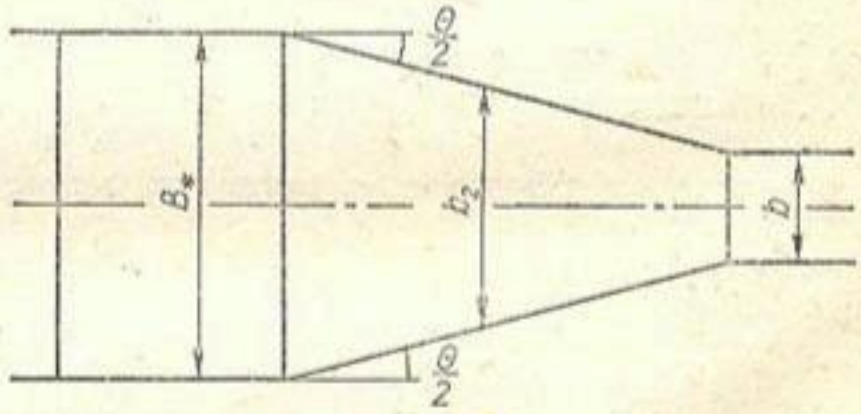


Рис. 9.14

При образовании прыжка в прямоугольном сужива ющемся русле (рис. 9.14), за которым следует русло большого уклона (например, вход в быстроток после плотины), расчет ведется по формулам А. В. Шевченко [92].

Длина прыжка определяется по формуле

$$l_{п.с} = \frac{7{,}2h_1\sqrt{Fr_1}}{1 - 0{,}8\frac{Э_1}{B_*}\sqrt[3]{Fr_1}\,\mathrm{tg}\frac{\theta}{2}}, \quad (9.41)$$

где h_1 — глубина в сечении перед прыжком; Fr_1 — число Фруда в этом сечении; $Э_1$ и B_* —

удельная энергия и ширина русла в этом сечении; θ — угол сужения русла.

Ширина в конце прыжка b_2 находится по формуле

$$b_2 = B_* - 2l_{\text{п.с}} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}. \qquad (9.42)$$

Сопряженные глубины определяются из уравнения

$$(1 + 2\psi_2)\,\xi_*^3 + (1 - \psi_2)\,\xi_*^2 - $$

$$- (2 + \psi_2 + 6\,\mathrm{Fr}_1)\xi_* + \frac{6\,\mathrm{Fr}_1}{\psi_2} = 0, \qquad (9.43)$$

где $\psi_2 = b_2/B_*$ — относительная ширина в конце прыжка; $\xi_* = h_2/h_1$ — отношение сопряженных глубин прыжка.

Прыжок на сужающемся входном участке быстротока после водослива возникает в зависимости от относительной ширины быстротока $\psi = b/B_*$.

Приближенно можно считать, что незатопленный прыжок в сжатом сечении возникает при относительной ширине быстротока

$$\psi' = \frac{m}{0{,}49}\left[\frac{H_0}{h_c'' + \dfrac{m^2 H_0^3}{(h_c'')^2}}\right]^{3/2}, \qquad (9.44)$$

где m — коэффициент расхода водослива; H_0 — напор перед водосливом; $H_0 = H + \dfrac{\alpha V_0^2}{2g}$; h_c'' — большая сопряженная глубина прыжка в сжатом сечении, вычисленная по формуле для призматического русла (9.5).

При относительной ширине быстротока $\psi > \psi'$ за водосливом образуется отогнанный прыжок, при $\psi < \psi'$ прыжок надвигается на водослив.

Глава 10
ВОДОСЛИВЫ

§ 10.1. Классификация водосливов

Водосливом называется преграда, через которую происходит перелив воды. Тот участок преграды, на котором непосредственно происходит протекание воды, называется *порогом водослива*. Область потока перед водосливом (вверх по течению) называется верхним бьефом, а область потока за водосливом — нижним бьефом.

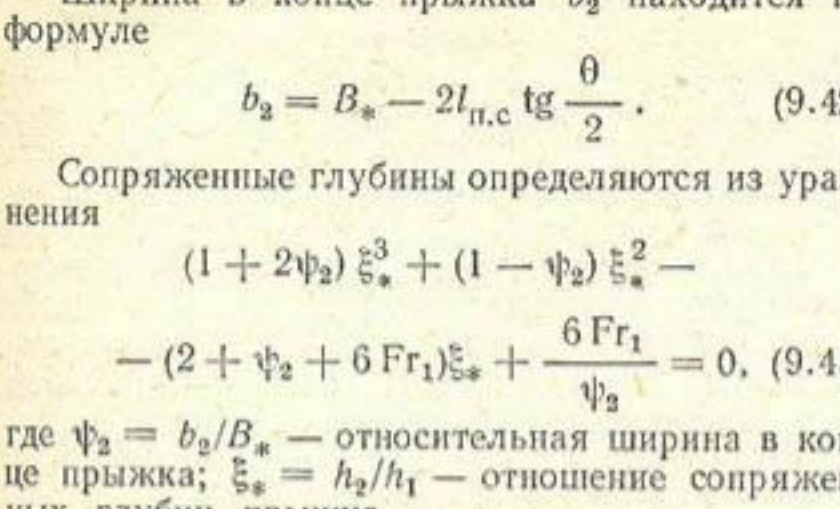


Рис. 10.1

Характерными параметрами водосливов (рис. 10.1) являются: b — ширина, или отверстие порога (длина водосливного фронта); δ — толщина стенки (порога) водослива; $P_в$ и $P_н$ — высоты порога соответственно в верхнем и нижнем бьефах, в случае $P_в = P_н$ эту высоту обозначают через P; H — геометрический напор на водосливе, который измеряется в сечении $в - в$, где еще не сказывается понижение свободной поверхности потока (на расстоянии $l_в = (3 \div 5)\,H$ от стенки водослива); B — ширина русла, в котором устроен водослив; V_0 — скорость подхода, т. е. средняя скорость потока в сечении $в - в$ с шириной русла B и глубиной потока $P_в + H$; H_0 — полный напор на водосливе или напор с учетом скорости подхода, т. е.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}; \qquad (10.1)$$

z — геометрический перепад на водосливе (разность отметок горизонтов воды в верхнем и нижнем бьефах); z_0 — полный перепад на водосливе, или перепад с учетом скорости подхода,

$$z_0 = z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \qquad (10.2)$$

Классификация водосливов предложена Н. Н. Павловским по следующим признакам: толщине стенки (порога) водослива; геометрической форме водосливного отверстия; расположению порога в плане; условиям подхода потока к водосливу; характеру протекания потока через водослив; в зависимости от наклона водосливной стенки.

Эта классификация определяет выбор способов гидравлического расчета водосливов в каждом отдельном случае.

В зависимости от толщины стенки (порога) различают водосливы: с тонкой стенкой

(рис. 10.2, *а*), когда $\delta \leqslant 0{,}67H$; практического профиля полигонального (рис. 10.2, *б*) и криволинейного (рис. 10.2, *в*) очертаний, когда

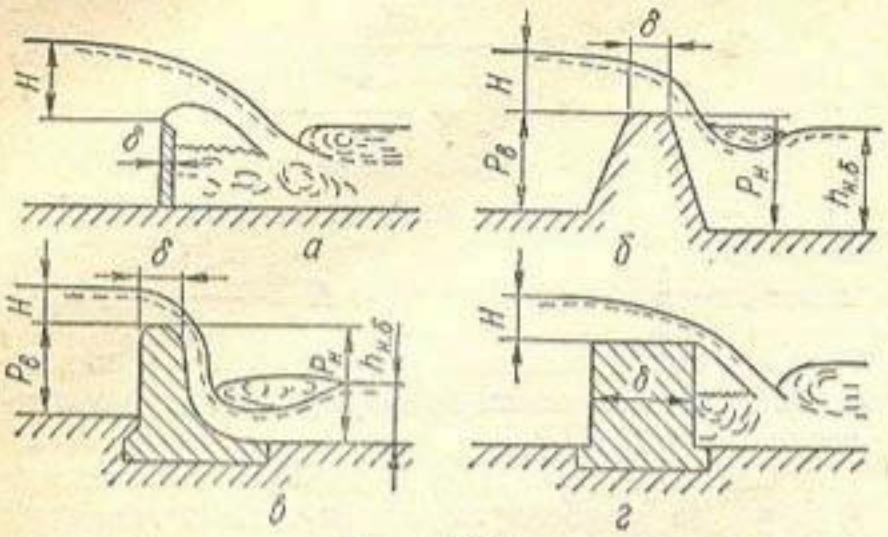


Рис. 10.2

$0{,}67\,H \leqslant \delta \leqslant (2 \div 3)\,H$; с широким порогом (рис. 10.2 *г*), когда $(2 \div 3)\,H \leqslant \delta \leqslant (8 \div 10)\,H$. При $\delta > (8 \div 10)\,H$ имеет место не водослив,

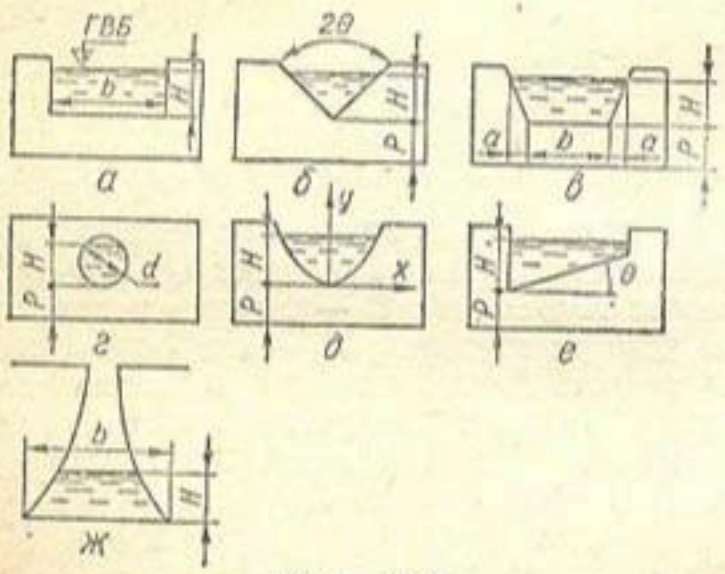


Рис. 10.3

а канал с горизонтальным дном, при расчете которого необходимо учитывать потери напора по длине, в то время как для водосливов учитывают только местные потери.

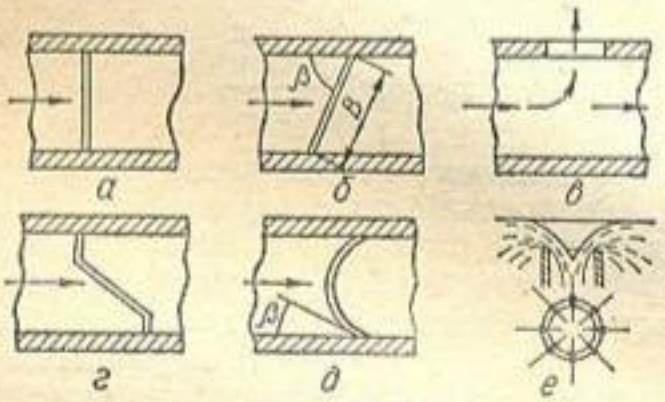


Рис. 10.4

В зависимости от геометрической формы водосливного отверстия различают водосливы: прямоугольные (рис. 10.3, *а*); треугольные (рис. 10.3, *б*); трапецоидальные (рис. 10.3, *в*); круговые (рис. 10.3, *г*); параболические (рис. 10.3, *д*); с наклонным ребром (рис. 10.3, *е*); пропорциональные (рис. 10.3, *ж*).

По условиям расположения порога в плане различают водосливы: прямые или лобовые (рис. 10.4, *а*); косые (рис. 10.4, *б*); боковые (рис. 10.4, *в*); полигональные, или ломаные (рис. 10.4, *г*); криволинейные (рис. 10.4, *д*); кольцевые (рис. 10.4, *е*).

В зависимости от условий подхода к водосливу различают водосливы:

без бокового сжатия (рис. 10.5, *а*), когда ширина прямоугольного водослива b равна ширине подводящего канала B или геометрическая форма и размеры водосливного отверстия одинаковы

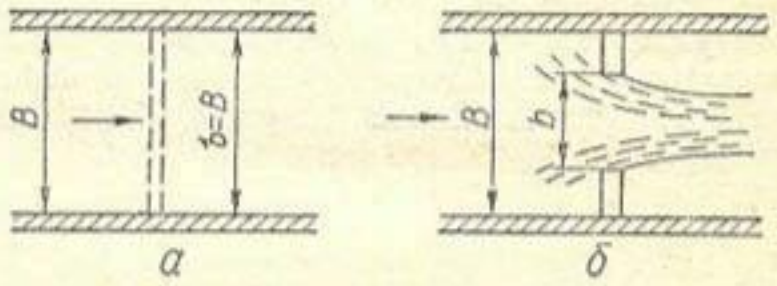


Рис. 10.5

с формой и размерами поперечного сечения канала, вследствие чего отсутствует сжатие потока с боков ($b = B$);

с боковым сжатием (рис. 10.5, *б*), когда отверстие водослива b меньше ширины русла B ($b < B$).

Рис. 10.6

По характеру протекания воды через водослив различают:

свободные (незатопленные или неподтопленные), когда глубина воды в нижнем бьефе не влияет на условия протекания потока через водослив (рис. 10.6, *а*);

подтопленные (затопленные), когда глубина воды в нижнем бьефе влияет на условия протекания потока через водослив (рис. 10.6, *б*).

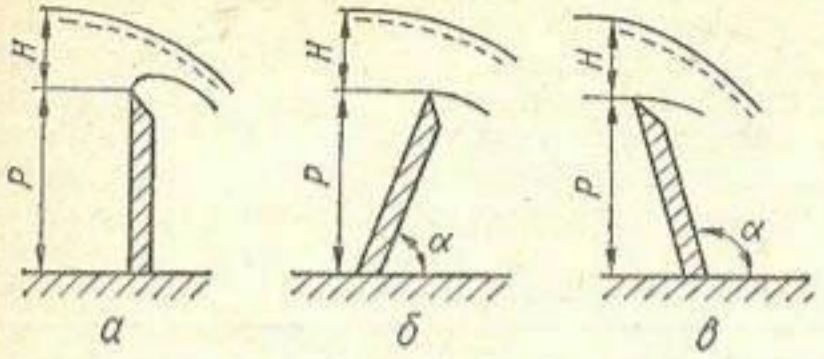


Рис. 10.7

В зависимости от наклона водосливной стенки различают водосливы: с вертикальной стенкой (рис. 10.7, *а*); с наклонной стенкой по течению (рис. 10.7, *б*) или против течения (рис. 10.7, *в*).

§ 10.2. Водосливы с тонкой стенкой

Свободные (неподтопленные) водосливы

Прямоугольные водосливы. Наиболее детально изучены прямоугольные лобовые водосливы. На рис. 10.8 приведена конфигурация свободнопадающей струи для водослива с вертикальной стенкой без бокового сжатия. Из очертания струи видно, что для водослива с тонкой стенкой ее толщина $\delta \leqslant 0{,}67H$.

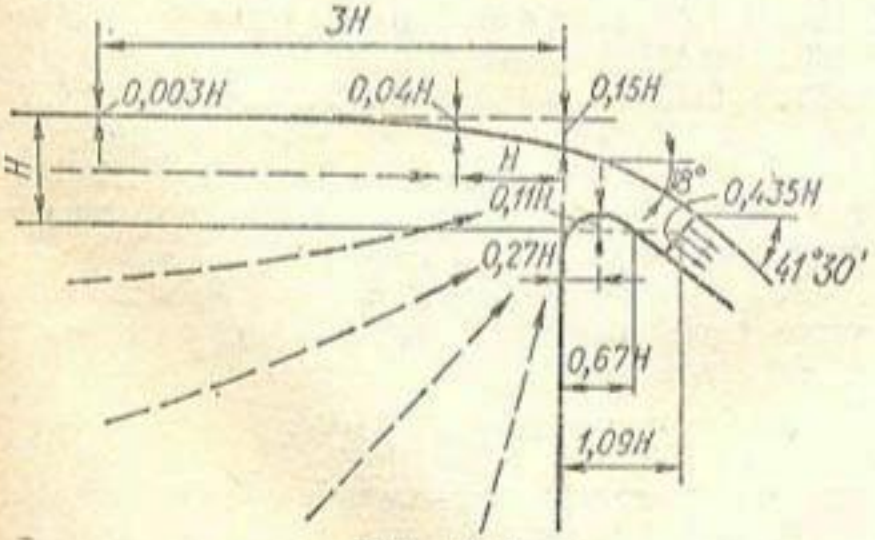


Рис. 10.8

Различают четыре основных вида, или типа, струи (рис. 10.9): свободная, отжатая, подтопленная снизу и прилипшая. *Свободной* струей называют такую (рис. 10.9, *а*), при которой воздух свободно поступает со всех сторон, в результате чего давление под струей равно атмосферному. Если прекратить доступ воздуха под струю, то имеющийся там воздух постепенно отсасывается струей и под ней создается вакуум. В результате струя отжимается к стенке водослива, а уровень воды под ней повышается. Такая струя называется *отжатой* (рис. 10.9, *б*). Если все пространство под струей заполняется водой, она становится *подтопленной снизу* (рис. 10.9, *в*). *Прилипшая* струя (рис. 10.9, *г*) образуется из отжатой или подтопленной снизу, когда она полностью прижимается к стенке водослива. Прилипшая струя весьма неустойчива.

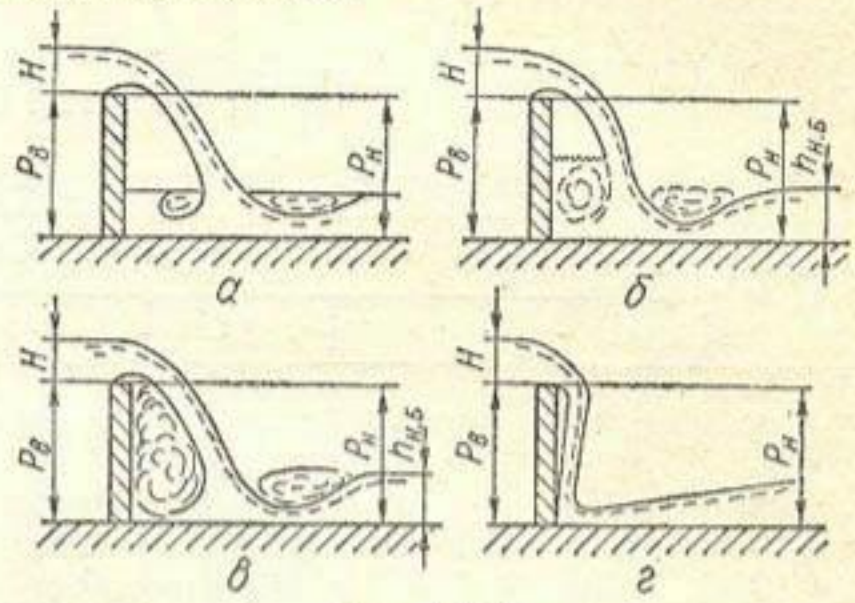


Рис. 10.9

Условия образования подтопленной струи такие: при $H/P_н \geqslant 0{,}4$ подтопленная струя возможна, при $H/P_н < 0{,}4$ — такая струя возможна только лишь при высоком уровне воды в нижнем бьефе и при $z > 2H$.

Условие образования прилипшей струи $H/P_н > 0{,}4$; при меньшей величине этого соотношения прилипшая струя невозможна.

Основная расчетная формула для прямоугольного водослива может быть представлена в виде

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \qquad (10.3)$$

или

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \qquad (10.4)$$

Коэффициент расхода m_0 зависит от скорости подхода потока V_0 к водосливу, а коэффициент расхода m не зависит от V_0. Коэффициенты m и m_0 определяются на основании обобщения опытных данных по формулам (размеры в *м*):

а) Базена

$$m = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{H}; \qquad (10.5)$$

б) ТУиН МЭС СССР 1951 г. при условии $H \geqslant 0{,}10$ *м* и $H < 2P_в$

$$m_0 = 0{,}402 + 0{,}054 \frac{H}{P_в}; \qquad (10.6)$$

в) Базена для водосливов без бокового сжатия

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{H}\right)\left[1 + 0{,}55 \frac{H^2}{(H + P_в)^2}\right]; \qquad (10.7)$$

г) Эгли для водосливов с боковым сжатием

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H} - 0{,}03\frac{B-b}{B}\right) \times \left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+P_в}\right)^2 \frac{b^2}{B^2}\right]. \quad (10.8)$$

Для практического использования рекомендуется принимать значения m_0 по табл. 10.1 и 10.2, подсчитанные соответственно по зависимостям (10.6) и (10.7).

Значения $H^{3/2}$ для облегчения расчетов следует принимать по табл. 19.5.

Особые случаи прямоугольных водосливов. Влияние формы струи. Влияние формы струи сказывается в различном давлении под сливной струей, а области пониженного давления увеличивают пропускную способность

Таблица 10.1. **Коэффициент расхода m_0 по формуле ТУиН (10.6)**

Напор H, м	m_0 при высоте порога водослива $P_в$, 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	0,434	0,433	0,433
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	0,439	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	0,412	0,453	0,442	0,436	0,432	0,428	0,425	0,423	0,422	0,420
0,20	0,416	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	0,420	0,420	0,417
0,24	0,484	0,462	0,448	0,440	0,435	0,428	0,425	0,421	0,419	0,416
0,26	0,488	0,465	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	0,425	0,420	0,418	0,415
0,30	0,496	0,471	0,458	0,445	0,439	0,431	0,426	0,420	0,418	0,414
0,35	—	0,419	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	0,417	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	0,477	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

водосливов. Это увеличение выражается возрастанием коэффициента расхода m. Так, по данным Базена, для прямоугольного водослива с тонкой стенкой высотой 0,75 *м* при напоре 0,4 *м* коэффициент расхода характеризуется в зависимости от вида струи (табл. 10.3).

Учет наклона водосливной стенки. Наклон водосливной стенки по течению (рис. 10.7, *б*) увеличивает коэффициент расхода, а против течения (рис. 10.7, *в*) — уменьшает. Учесть влияние уклона можно поправочным коэффициентом σ_α, значения которого по опытам Базена составляют:

Угол α	135°	123°40′	108°30′	90°	71°30′
σ_α	0,93	0,94	0,96	1	1,04

Угол α	56°20′	45°	26°40′	14°10′
σ_α	1,07	1,1	1,12	1,09

Коэффициент расхода $m_{накл}$ с учетом наклона равен

$$m_{накл} = m_0\sigma_\alpha, \quad (10.9)$$

где значения m_0 принимаются по данным табл. 10.1 и 10.2.

Косые водосливы. Расход воды через косой водослив (рис. 10.4, *б*) определяют по формуле

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}H^{3/2}\sigma_к, \quad (10.10)$$

где b — отверстие водослива с учетом косины.

Поправочный коэффициент на косину водослива $\sigma_к$ можно определить по формуле М. Д. Чертоусова

$$\sigma_к = 1 - \psi\frac{H}{P_в}. \quad (10.11)$$

Значения коэффициента ψ принимаются по данным опытов Айхеля в зависимости от угла β:

Угол β	30°	45°	60°	75°	90°
ψ	0,36	0,24	0,12	0,04	0

Полигональные в плане водосливы. Расход воды через полигональный в плане водослив (рис. 10.4, *г*) определяется по

зависимости

$$Q = m_0 \left(\sum b_п + \sigma_к \sum b_к\right) \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (10.12)$$

где $\Sigma b_п$ — сумма длин всех прямых участков порога водослива; $\Sigma b_к$ — сумма длин всех косых участков порога водослива.

Криволинейные в плане водосливы. Влияние кривизны водослива в плане (рис. 10.4, *д*) можно учесть с помощью поправочного коэффициента $\sigma_{кр}$:

$$\sigma_{кр} = 1 - \frac{H}{P_в \varphi}, \quad (10.13)$$

Таблица 10.2. **Коэффициент расхода m_0 по формуле Базена (10.7)**

Напор H, м	m_0 при высоте порога водослива $P_в$, м									
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	1,5	2	∞
0,05	0,475	0,470	0,468	0,467	0,467	0,466	0,466	0,466	0,465	0,465
0,06	0,468	0,462	0,459	0,458	0,457	0,456	0,456	0,455	0,455	0,455
0,08	0,462	0,452	0,449	0,447	0,446	0,445	0,444	0,443	0,443	0,443
0,10	0,462	0,450	0,445	0,442	0,440	0,438	0,437	0,436	0,436	0,435
0,12	0,463	0,449	0,443	0,439	0,437	0,434	0,433	0,431	0,431	0,430
0,14	0,466	0,450	0,442	0,438	0,435	0,432	0,430	0,428	0,427	0,426
0,16	0,470	0,452	0,449	0,437	0,434	0,430	0,428	0,426	0,425	0,424
0,18	0,474	0,454	0,444	0,438	0,434	0,429	0,427	0,424	0,423	0,422
0,20	0,478	0,457	0,445	0,439	0,434	0,429	0,426	0,423	0,422	0,420
0,22	0,482	0,460	0,448	0,440	0,435	0,429	0,426	0,422	0,421	0,419
0,24	0,486	0,463	0,450	0,442	0,436	0,430	0,426	0,422	0,420	0,418
0,26	0,490	0,468	0,452	0,443	0,438	0,430	0,426	0,422	0,420	0,417
0,28	0,494	0,469	0,455	0,445	0,439	0,431	0,427	0,421	0,419	0,416
0,30	0,497	0,472	0,457	0,447	0,440	0,432	0,427	0,421	0,419	0,415
0,35	—	0,480	0,463	0,451	0,444	0,435	0,429	0,422	0,419	0,414
0,40	—	0,487	0,469	0,457	0,449	0,438	0,431	0,423	0,419	0,413
0,45	—	0,493	0,475	0,463	0,452	0,441	0,434	0,424	0,419	0,412
0,50	—	0,499	0,481	0,468	0,458	0,444	0,436	0,425	0,420	0,411
0,60	—	—	0,491	0,477	0,466	0,451	0,442	0,428	0,422	0,410
0,70	—	—	0,500	0,485	0,475	0,458	0,447	0,432	0,421	0,409

где коэффициент φ зависит от угла β, образуемого касательной к оси плотины с линией берега.

Таблица 10.3. **Коэффициент m и увеличение пропускной способности водосливов в зависимости от вида струи**

Вид струи	m	Увеличение, %
Свободная	0,428	0
Отжатая	0,46	7
Подтопленная	0,497	16
Прилипшая	0,547	28

Коэффициент φ для случаев широких и узких каналов имеет такие значения:

Угол β	15°	30°	45°	60°	65°	90°
φ для широких каналов	1,4	2,8	5	9,1	26,3	~
φ для узких каналов	1,2	2,1	3,6	7,7	26,3	~

По данным Айхеля криволинейный в плане водослив может рассчитываться как выпрямленный косой водослив с углом косины β (см. рис. 10.4, *д*).

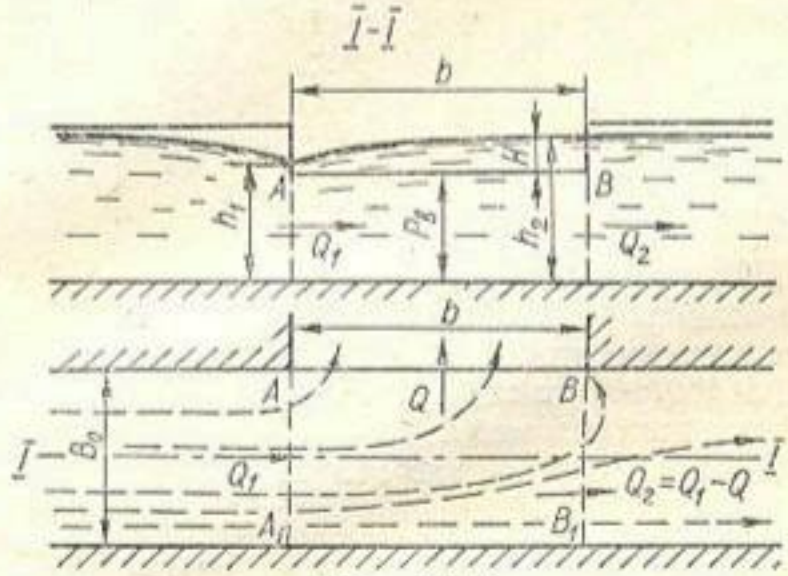


Рис. 10.10

Боковые водосливы. Истечение через порог бокового водослива (см. рис. 10.4, *в* и рис. 10.10) происходит с различными напорами по длине порога. Приближенно расход в этом

случае можно определить по зависимости

$$Q = 0{,}4b\sqrt{2g}H_{ср}^{3/2}, \qquad (10.14)$$

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

По рекомендации Х. Энгельса может быть также использована зависимость

$$Q = 2{,}2\sqrt[3]{b^{2,5}H^5}, \qquad (10.15)$$

где H — напор в конце водослива (рис. 10.10).

Треугольные водосливы. Треугольный водослив, или водослив Я. Томсона, представляет собой вертикальную стенку с треугольным вырезом (см. рис. 10.3, *б*). Обычно треугольные водосливы делают с углом $2\theta = 90°$. При изменении напоров от 0,05 до 0,25 *м* по данным Я. Томсона расход для метровых размеров (H, *м*) выражается такой зависимостью:

$$Q = 1{,}4H^{5/2}, \ м^3/сек. \qquad (10.16)$$

Значения $H^{5/2}$ приведены в табл. 19.5. Более точно расход можно определить по формуле Кинга

$$Q = 1{,}343H^{2,47}, \ м^3/сек. \qquad (10.17)$$

Значения расходов воды, подсчитанные по этой формуле, приведены в табл. 10.4.

Таблица 10.4. **Расход воды через треугольный водослив по формуле Х. Кинга (10.17)**

H, *см*	Q, *л/с*	H, *см*	Q, *л/с*	H, *см*	Q, *л/с*
3	0,293	8	2,621	25	43,82
3,5	0,3405	8,5	3,227	27,5	55,36
4	0,4745	9	3,512	30	68,67
4,5	0,6332	9,5	4,011	35	100,4
5	0,8219	10	4,550	40	139,9
5,5	1,039	12	7,14	45	186,9
6	1,289	14	10,45	50	242,7
6,5	1,54	16	14,54	55	306,8
7	1,886	18	19,43	60	380,1
7,5	2,224	20	25,29	65	463,2

Данные исследований показывают, что треугольный водослив с прямым углом ($2\theta = 90°$) является достаточно точным измерителем расхода, а поэтому такие водосливы обычно используются как водомеры.

Если $22° \leqslant 2\theta \leqslant 118°$, то по данным Ф. Гриве можно записать

$$Q = 1{,}331\,(\operatorname{tg}\theta)^{0,996}H^{2,47}, \ м^3/сек. \qquad (10.18)$$

Трапецоидальные водосливы. Для трапецоидального водослива (см. рис. 10.3, *в*) формула расхода в общем виде:

$$Q = m\,(b + 0{,}8H\operatorname{tg}\theta)\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (10.19)$$

где m — коэффициент расхода, $m \approx 0{,}42$; $\operatorname{tg}\theta$ характеризует крутизну заложения боковых граней.

При $\operatorname{tg}\theta = 1/4$ исследованиями С. Чиполетти установлено, что коэффициент расхода не изменяется с изменением напора H. Для такого водослива, обычно используемого в инженерной практике в качестве водомера, можно записать

$$Q = 1{,}86bH^{3/2}, \ м^3/сек, \qquad (10.20)$$

где b — отверстие водослива понизу (см. рис. 10.3, *в*). Значения $H^{3/2}$ могут быть приняты по данным табл. 19.5.

Круговой водослив. Круговой водослив (см. рис. 10.3, *г*) был исследован Штаусом и Санденом. Расход через такой водослив определяется по формуле

$$Q = \mu Q_1 d^{5/2}, \qquad (10.21)$$

где Q_1 — условный расход, *л/сек*, при $d = 1$ *дц* (0,1 *м*), зависит от степени заполнения отверстия $a = h/d$; μ — коэффициент расхода кругового водослива, который приближенно равен 0,6, а более точно:

$$\mu = 0{,}555 + \frac{1}{110} \cdot \frac{d}{h} + 0{,}041\,\frac{h}{d}. \qquad (10.22)$$

Значения $d^{5/2}$ могут быть приняты по данным табл. 19.5.

Для разных значений $a = h/d$ Штаусом вычислены расходы Q_1, которые приведены в табл. 10.5.

Таблица 10.5. **Расход воды Q_1 в зависимости от $a = h/d$ для кругового водослива (по Штаусу)**

a	Q_1, *л/с*	a	Q_1, *л/с*	a	Q_1, *л/с*	a	Q_1, *л/с*
0,05	0,027	0,3	0,912	0,55	2,821	0,8	5,372
0,1	0,107	0,35	1,223	0,6	3,294	0,85	5,913
0,15	0,238	0,4	1,571	0,65	3,79	0,9	6,451
0,2	0,417	0,45	1,957	0,7	4,305	0,95	7,016
0,25	0,643	0,5	2,373	0,75	4,834	1	7,471

Пример расчета. Определить расход через круговой водослив $d = 1$ *м* при степени заполнения $a = h/d = 0{,}5$:

$$Q = \mu Q_1 d^{5/2}, \text{ где } \mu = 0{,}555 + \frac{1}{110} \cdot 2 + 0{,}041 \cdot 0{,}5 = 0{,}594.$$

При $a = 0{,}5$ по табл. 10.4 значение $Q_1 = 2{,}373$ *л/сек*.

Тогда

$$Q = 0{,}594 \cdot 2{,}373 \cdot 10^{5/2} = 449\ л/сек = 0{,}449\ м^3/сек.$$

Параболический водослив. Параболический водослив (см. рис. 10.3, *д*) изучен Ф. Гривом. Расход воды в этом случае:

$$Q = MH^2, \qquad (10.23)$$

где $M = 2{,}768\sqrt{p}$ — коэффициент расхода для метровых размеров; p — параметр параболы $x^2 = 2py$.

Параболический водослив является точным водомером, прост для вычислений и может применяться в узких лотках при измерении расходов.

Пропорциональный водослив. По данным Г. В. Железнякова [102], боковые стенки пропорционального водослива (см. рис. 10.3, *е*) должны быть очерчены по кривой, удовлетворяющей уравнению

$$b\sqrt{H} = \frac{k}{m\sqrt{2g}} = \text{const}. \qquad (10.24)$$

При этом условии расход будет пропорционален напору, т. е.

$$Q = kH. \qquad (10.25)$$

Коэффициент пропорциональности k обычно определяется путем тарировки такого водослива.

Затопленные (подтопленные) водосливы

Для того, чтобы водослив был затоплен (рис. 10.11), необходимо одновременное выполнение двух условий:

1) уровень воды в нижнем бьефе должен быть выше порога водослива, т. е.

$$h_{н.б} > P_н \text{ или } h_п = h_{н.б} - P_н > 0, \qquad (10.26)$$

где $h_п$ — высота подтопления;

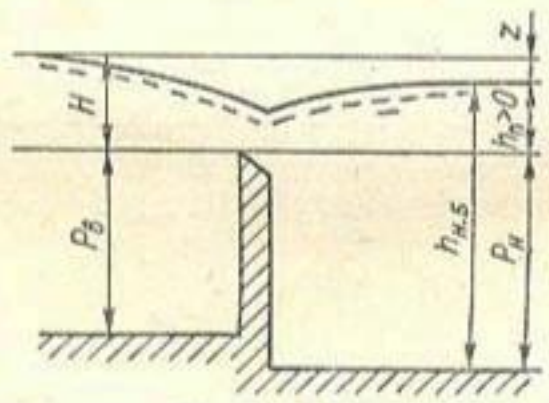


Рис. 10.11

2) относительный перепад $z/P_н$ должен быть меньше относительного критического перепада $(z/P_н)_к$, т. е.

$$z/P_н < (z/P_н)_к. \qquad (10.27)$$

Значения $(z/P_н)_к$ принимаются по данным Б. А. Бахметева, представленными в виде графика на рис. 10.12 в зависимости от $H/P_н$. Следует отметить, что условие (10.27) предусматривает наличие затопленного прыжка в нижнем бьефе.

Существуют и другие предложения по определению критерия затопления. В частности, В. А. Большаковым для водосливов при любой толщине стенки (порога) теоретическим путем было получено условие существования затопленного прыжка за водосливом при

$$P_н < P_{кв}, \qquad (10.28)$$

где $P_{кв}$ — верхнекритическое значение высоты водослива.

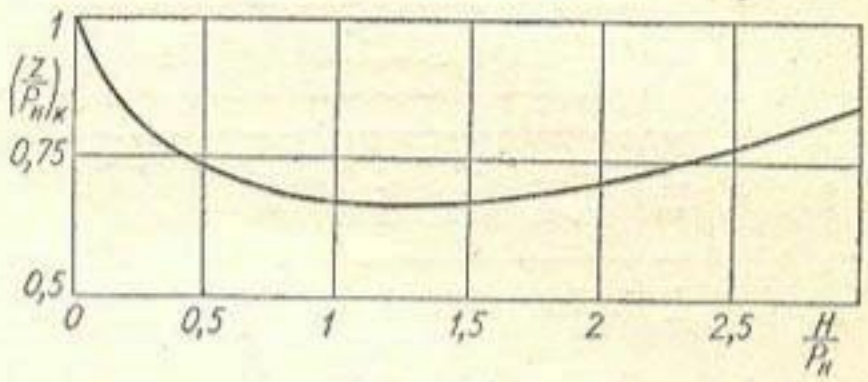


Рис. 10.12

Условие (10.28) справедливо для $Q = \text{const}$, при $Q \neq \text{const}$ его следует заменить на

$$Q > Q_{кв}, \qquad (10.29)$$

где $Q_{кв}$ — верхнекритическое значение расхода.

Примеры расчетов показывают, что эти условия совпадают с опытным критерием для водослива в тонкой стенке (10.27).

Влияние уровня воды нижнего бьефа на протекание потока через водослив в случае его подтопления учитывается коэффициентом затопления $\sigma_з$. Значения коэффициента затопления для прямоугольных водосливов с тонкой стенкой по данным Базена приведены в табл. 10.6. Анализ данных Базена свидетельствует о том, что в некоторых случаях затопленный водослив пропускает больший расход, чем незатопленный, что можно объяснить меньшим сжатием сливной струи. В то же время в подавляющем числе практических случаев почти всегда расход воды через затопленный водослив меньше, чем через незатопленный, т. е. $\sigma_з < 1$. В общем случае коэффициент затопления $\sigma_з$ определяется зависимостью

$$\sigma_з = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_п}{P_н}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}. \qquad (10.30)$$

Менее точно, но зато проще можно определить значение $\sigma_з$ в зависимости от отношения $h_п/H$:

$h_п/H$	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$\sigma_з$	1	0,991	0,981	0,972	0,956
$h_п/H$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\sigma_з$	0,937	0,907	0,856	0,778	0,621

Расход для затопленных водосливов определяется формулой

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_з. \qquad (10.31)$$

Таблица 10.6. Коэффициент затопления $\sigma_з$ (по Базену)

z/H	$\sigma_з$ при значениях $h_п/P$																			
	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5		
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	0,45	0,44	0,44	0,44	0,43		
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	0,56	0,55	0,55	0,51	0,54		
0,15	1,05	0,96	0,90	0,85	0,82	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,65	0,64	0,63	0,63	0,62	0,62	0,61		
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	0,69	0,68	0,68	0,67	0,67		
0,25	1,05	1,00	0,95	0,92	0,90	0,86	0,82	0,80	0,78	0,77	0,75	0,75	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,71		
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	0,77	0,76	0,76	0,75	0,75		
0,35	1,05	1,01	0,98	0,96	0,94	0,90	0,88	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,78		
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	0,82	0,82	0,82	0,81	0,81		
0,45	1,05	1,02	1,00	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90	0,89	0,87	0,87	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84		
0,50	1,05	1,03	1,01	0,99	0,98	0,95	0,93	0,92	0,91	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86		
0,55	1,05	1,03	1,01	1,00	0,98	0,96	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,89	0,88	0,88	0,88	0,88		
0,60	1,05	1,03	1,02	1,00	0,99	0,98	0,96	0,95	0,93	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,90	0,90	0,90	0,89		
0,65	1,05	1,04	1,02	1,01	1,00	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	0,92	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	0,93	0,93	0,93	0,93	0,92		

Следует отметить, что при затоплении трапецоидальных водосливов с тонкой стенкой со стороны нижнего бьефа коэффициент затопления $\sigma_з$, по данным Л. А. Валентини [100], составляет:

$h_п/H$	0,06	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\sigma_з$	0,996	0,99	0,97	0,94	0,9	0,86	0,8
$h_п/H$	0,7	0,8	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90
$\sigma_з$	0,73	0,64	0,62	0,6	0,58	0,55	0,52

§ 10.3. Водосливы практического профиля

Для этой группы водосливов, по предложению Н. Н. Павловского, расчет ведут по формуле

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_н\sigma_ф\sigma_{сж}\sigma_з, \qquad (10.32)$$

где $\sigma_н$ — коэффициент полноты напора; $\sigma_ф$ — коэффициент формы водослива; $\sigma_{сж}$ — коэффициент бокового сжатия; $\sigma_з$ — коэффициент затопления.

Непосредственно от типа водослива практического профиля зависят коэффициенты: расхода m, полноты напора $\sigma_н$, формы $\sigma_ф$ и затопления $\sigma_з$. Для примера отметим, что для водосливов практического профиля коэффициент расхода колеблется в широких пределах: от $m = 0{,}3$ до $m = 0{,}57$.

Коэффициент бокового сжатия определяется по формуле Френсиса — Кригера

$$\sigma_{сж} = 1 - 0{,}1n\xi\frac{H_0}{b}, \qquad (10.33)$$

где n — число боковых сжатий (при одном отверстии $n = 2$); ξ — коэффициент формы береговых устоев и промежуточных быков водослива (рис. 10.13).

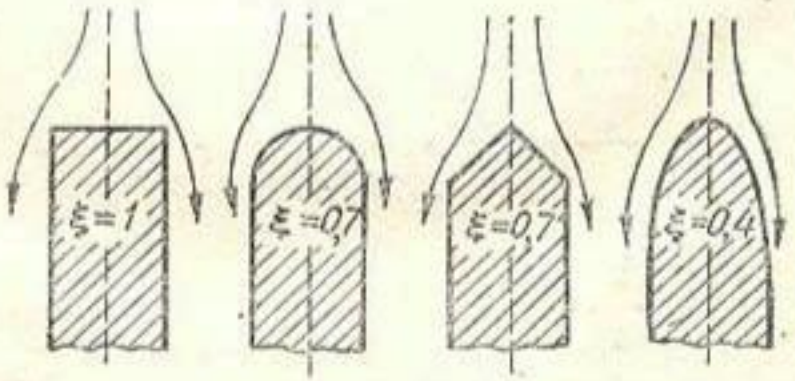


Рис. 10.13

Для водосливов практического профиля условия затопления такие же, как и для водослива в тонкой стенке (10.26) и (10.27).

Отметим, что в случае вакуумного водослива условие затопления (10.26), по данным ВОДГЕО, следует записать так: $z \leqslant 1{,}15\,H$, где z — геометрический перепад уровней воды.

Величина критического относительного перепада $(z/P_н)_к$ также принимается по графику рис. 10.12 в зависимости от $H/P_н$.

Значения коэффициента затопления $\sigma_з$ принимают в зависимости от типа водослива и

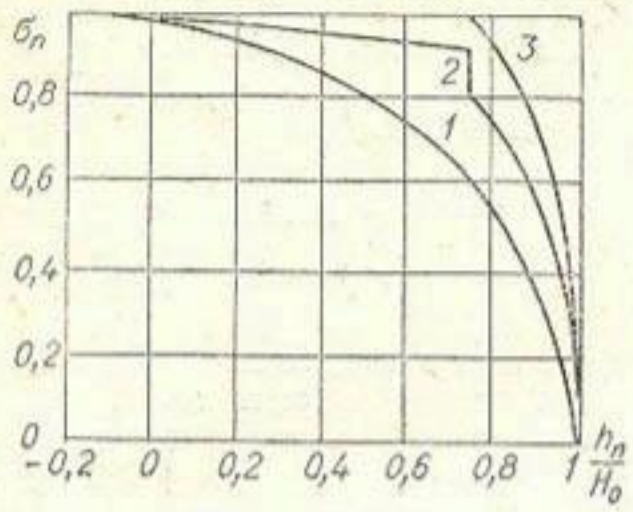


Рис. 10.14

отношения $h_п/H_0$ по графику (рис. 10.14). При этом: кривая *1* относится к вакуумным водосливам; кривая *2* — к безвакуумным водосливам нормального очертания; кривая *3* — к безвакуумным водосливам с уширенным гребнем (приближающимся к водосливу с широким порогом).

По исследованиям Р. Р. Чугаева, скоростью подхода можно пренебречь, т. е. считать $V_0 = 0$ и тогда $H = H_0$, если выполняется условие

$$\Omega_в > 4bH, \qquad (10.34)$$

где $\Omega_в$ — площадь живого сечения верхнего бьефа по линии $в — в$ (рис. 10.1), где измеряется напор H.

Водосливы полигонального очертания

В целом водосливы полигонального очертания относят к безвакуумным. При этом различают водосливы со стенкой: прямоугольного поперечного сечения (рис. 10.15); трапецоидального поперечного сечения (рис. 10.16).

Водосливы со стенкой прямоугольного поперечного сечения. Для этой группы водосливов

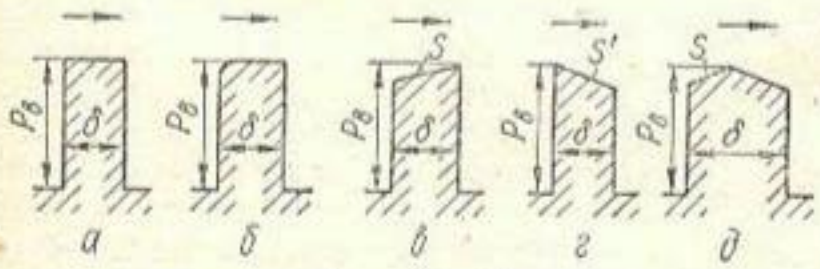


Рис. 10.15

(рис. 10.15) коэффициент полноты напора определяется по зависимости

$$\sigma_н = 0{,}7 + 0{,}185\frac{H}{\delta}, \qquad (10.35)$$

а коэффициент формы

$$\sigma_ф = 1 + r/H, \qquad (10.36)$$

где r — радиус округления входного ребра.

В случае чистого прямоугольного профиля (рис. 10.15, *а*) при $H \leqslant P_в \leqslant 4H$ и $0{,}6\,H \leqslant \delta \leqslant H$ коэффициент расхода $m = 0{,}42\,\sigma_н$, где $\sigma_н$ определяют по формуле (10.35). При $0{,}5\,H < \delta < 0{,}6\,H$ коэффициент $\sigma_н = 1$, т. е. $m = 0{,}42$.

Для прямоугольного водослива с закругленным входным ребром (рис. 10.15, *б*) при $H \leqslant P_в \leqslant 4\,H$, $0{,}5\,H < \delta < 2\,H$ и $r = (0{,}1 \div 0{,}2)\,\delta$ коэффициент расхода $m = 0{,}44\,\sigma_н$ (при этом принято, что $\sigma_ф = 1{,}05$).

В случае прямоугольного профиля с верхней гранью, наклоненной в сторону верхнего бьефа (рис. 10.15, *в*), при $H \leqslant P_в \leqslant 4\,H$ и $0{,}5\,H < \delta < 2\,H$ коэффициент расхода принимают в зависимости от котангенса угла наклона грани к горизонту s: если $s < 10$, то так же, как для чистого прямоугольного; если $s = 5 \div 10$ — так же, как для водослива с закругленным входным ребром.

Для водослива с верхней гранью, наклоненной в сторону нижнего бьефа (рис. 10.15), при $H \leqslant P_в \leqslant 4\,H$, $0{,}5\,H < \delta \leqslant 2H$ и котангенсе угла наклона грани к горизонту $s' = 20$ коэффициент расхода m принимают так же, как и для чистого прямоугольного профиля.

В случае прямоугольного профиля с двухскатным верхом (рис. 10.15, *д*) при $H \leqslant P_в \leqslant 4\,H$ и $0{,}5\,H < \delta < 2\,H$ коэффициент расхода принимают так же, как и для водослива с наклонной гранью в сторону верхнего бьефа.

Водосливы трапецоидального поперечного сечения. При этом различают высокие $P_в/H > 3$, средние $2 < P_в/H < 3$ и низкие $0{,}5 \leqslant P_в/H \leqslant 2$ водосливы с крутыми ($s < 0{,}5$) и пологими ($s > 1$) откосами.

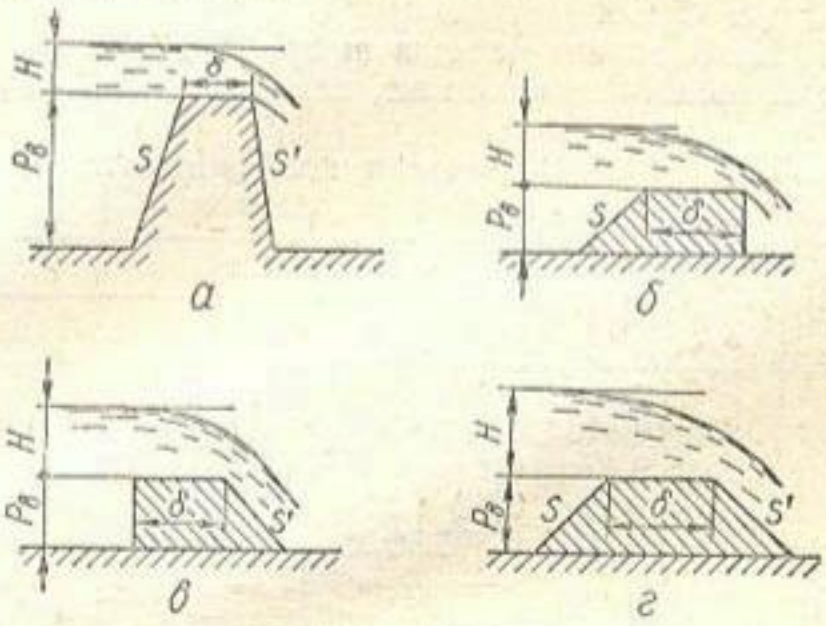


Рис. 10.16

Для крутых высоких водосливов (рис. 10.16, *а*) значения коэффициента m при $P_в > 3\,H$ и свободном доступе воздуха под струю принимают по данным табл. 10.7. Причем значениями m

в графах таблицы 3 и 6 (отвечающих условиям водослива с широким порогом и водослива с тонкой стенкой) можно пользоваться только для интерполяции по величине H/δ; значениями m в строке 1 можно пользоваться только для интерполяции по величине s.

Таблица 10.7. **Коэффициент расхода m для крутых высоких водосливов**

№ пп.	s	m при значениях H/δ			
		0,5	1	1.5	2
1	2	3	4	5	6
1	0	0,32	0,36	0,39	0,41
2	0,5	0,34	0,38	0,41	0,44

Для водосливов с пологими откосами (рис. 10.16, *б*, *в*, *г*) коэффициенты расхода можно принимать по данным Большакова В. А. и Петраша А. Д. [99].

При этом в случае низких водосливов типа I и III (рис. 10.16, *б*, *г*) коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле

$$m = \frac{\frac{\delta}{H}}{B\frac{\delta}{H} - C}, \qquad (10.37)$$

где B и C параметры, зависящие от котангенса угла наклона s верховой грани к горизонту:

s	1	2	3	5	10
B	2,9	2,81	2,79	2,77	2,72
C	0,27	0,21	0,2	0,17	0,09

Зависимость (10.37) справедлива при $0,4 \leqslant \delta/H \leqslant 2,5$.

Коэффициент расхода m при $\delta/H < 0,4$ следует принимать таким же, как и для $\delta/H = 0,4$.

Таблица 10.8. **Значения коэффициента расхода m для низких водосливов**

s'	m при значениях δ/H_0						
	0,3	0,5	0,7	1	1,5	2	2.5
1	0,46	0,415	0,395	0,37	0,35	0,34	0,335
2	0,445	0,42	0,4	0,375	0,345	0,33	0,33
3	0,42	0,40	0,38	0,36	0,335	0,325	0,325
5	*	0,38	0,365	0,35	*	*	*
10	*	0,35	—	*	*	*	*

* Значения m, принимаемые для условий водослива с широким порогом.

Коэффициенты расхода m для низких водосливов типа II (рис. 10.16, *а*) рекомендуется определять по данным табл. 10.8 в зависимости от δ/H и котангенса угла наклона низовой грани к горизонту s'. В случае притупления или скругления входного ребра коэффициент расхода следует увеличить на 5—8%.

Для водосливов средней высоты при $2 < P_в/H < 3$ и $s = s' = 1 \div 2$ коэффициент расхода в случае $\delta/H < 0,5$ рекомендуется принимать $m = 0,445$; если $0,5 \leqslant \delta/H \leqslant 2$, то значения m вычисляют по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{4,5 + 2\frac{\delta}{H}}}. \qquad (10.38)$$

Коэффициент расхода для высоких водосливов с пологими откосами (рис. 10.16, *б*, *в*, *г*) при $P_в > 3H$ и $s = s' = 1 \div 2$ в случае $\delta/H < 0,5$ принимается постоянным ($m = 0,445$), а если $0,5 \leqslant \delta/H \leqslant 2$, то значения m вычисляют по формуле

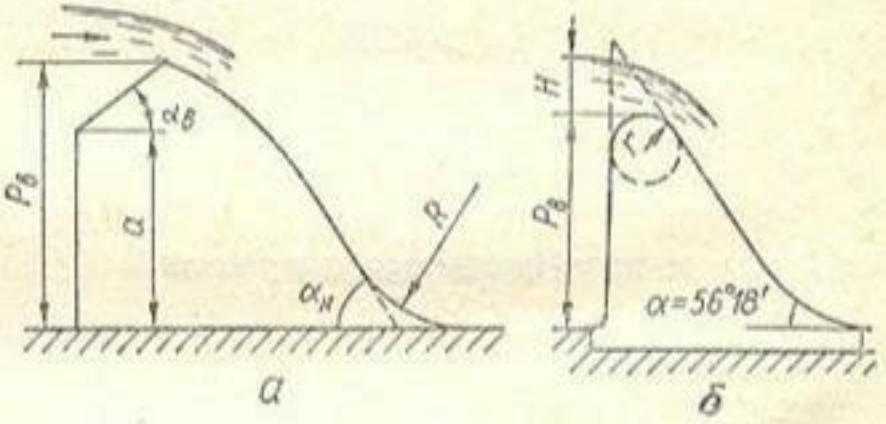
$$m = \frac{1}{\sqrt{4,2 + 2,5\frac{\delta}{H}}}. \qquad (10.39)$$

Водосливы криволинейного очертания

Различают такие водосливы:

безвакуумные — очерченные по контуру нижней поверхности падающей струи (рис. 10.17, *а*);

вакуумные — очерченные в верхней части по



а *б*

Рис. 10.17

кругу или эллипсу, а в нижней части по прямой (рис. 10.17, *б*), в связи с чем давление на водосливной грани меньше атмосферного.

Безвакуумные водосливы. Очертание водосливной грани безвакуумного криволинейного водослива с вертикальной напорной гранью можно построить по данным Кригера — Офицерова.

В табл. 10.9 приведены координаты для построения безвакуумного водослива с оголовком профиля *А* (рис. 10.18, *а*) для напора $H_0 = 1$ *м*, а в табл. 10.10 — для оголовка профиля *В* (рис. 10.18, *б*). При расчетном напоре $H_р \neq 1$ *м* координаты профиля получаются путем умножения табличных значений на величину $H_р$.

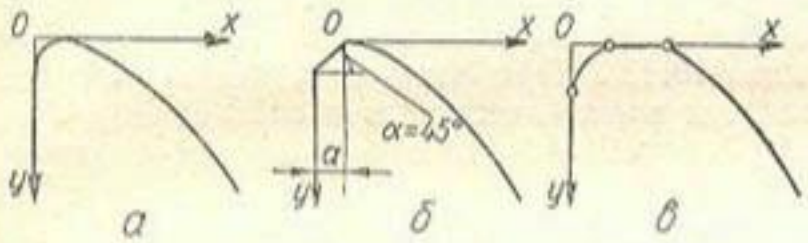
Вертикальная напорная грань для профиля *В* располагается от оси *Оу* на расстоянии *а*, которое назначается по конструктивным условиям.

Таблица 10.9. **Координаты для построения оголовков безвакуумного водослива с оголовком профиля *А* для напора $H = 1$ (по данным Кригера — Офицерова)**

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,821
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,894	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,980	3,5	3,818
0,6	0,060	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
						4,0	4,938

Ими же определяется и угол скоса оголовка β, обычно принимаемый равным 45°.

Коэффициент расхода для безвакуумных водосливов криволинейного очертания $m = 0{,}504$.



а б в

Рис. 10.18

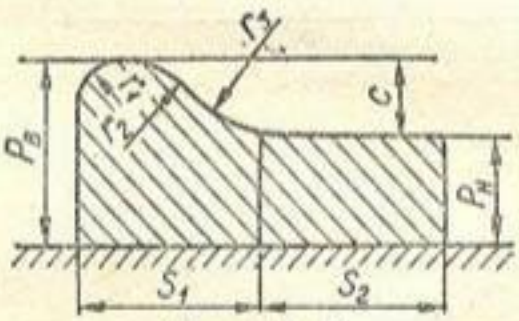


Рис. 10.19

При этом обязательно учитываются коэффициенты: полноты напора $\sigma_н$ по данным табл. 10.11 в зависимости от угла $\alpha_в$ (рис. 10.18) и величины

Таблица 10.10. **Координаты для построения оголовков безвакуумного водослива с оголовком профиля *В* для $H = 1$ (по данным Кригера)**

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,013	0,4	0,023	1,2	0,580	3,0	3,06
0,1	0,010	0,6	0,090	1,4	0,665	3,5	4,08
0,2	0,000	0,8	0,189	1,7	0,992	4,0	5,24
0,3	0,005	1,0	0,321	2,0	1,377	4,5	6,58
				2,5	2,14		

отношения $H/H_р$ (где H — любой напор, а $H_р$ — расчетный); формы водослива $\sigma_ф$ по данным табл. 10.12 в зависимости от углов $\alpha_н$ и $\alpha_в$, а также отношения $a/P_в$.

Таблица 10.11. **Коэффициент полноты напора $\sigma_н$**

$H/H_р$	$\sigma_н$ при значениях $\alpha_в$			
	20°	40°	60°	90°
0,2	0,893	0,879	0,864	0,842
0,3	0,915	0,903	0,892	0,874
0,4	0,932	0,923	0,914	0,900
0,5	0,947	0,940	0,933	0,922
0,6	0,960	0,954	0,949	0,940
0,7	0,971	0,967	0,963	0,957
0,8	0,982	0,979	0,977	0,973
0,9	0,991	0,990	0,989	0,987
1,0	1,000	1,0000	1,0000	1,000
1,5	1,037	1,042	1,047	1,054
2,0	1,067	1,076	1,085	1,099

Если на гребне водосливной стенки имеется плоская горизонтальная вставка (рис. 10.18, *в*) шириной порядка $0{,}5H$, то коэффициент расхода уменьшается на 3%.

В ряде случаев представляют интерес водосливы распластанного типа (рис. 10.19), относя-

Таблица 10.12. **Коэффициент формы водослива $\sigma_ф$**

$\alpha_в^0$	$\alpha_н^0$	$\sigma_ф$ при значениях $a/P_в$				
		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	0,897	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	0,923	0,923	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
15	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
90	15	0,933	—	—	—	0,933
	30	0,974	—	—	—	0,974
	45	0,993	—	—	—	0,933
	60	1,000	—	—	—	1,000

щиеся также к безвакуумным водосливам практического профиля криволинейного очертания. Такой водослив состоит из двух частей: гребня криволинейного очертания и горизонтального участка. При этом, по данным Пикалова Ф. И., наиболее целесообразны такие сочетания между его элементами (рис. 10.19):

$$c = (0{,}33 \div 0{,}5)\, P_в$$

или

$$c = (0{,}5 \div 1{,}0)\, P_н$$

и одновременно $c > 0{,}25H$ и $s_1 = 4{,}3c = (1{,}4 \div 2{,}1)\, P_в$.

Радиусы очертаний оголовка равны $r_1 = c$, $r_2 = 1{,}3c$ и $r_3 = 4{,}3c$, а ширина горизонтального участка s_2 назначается из условия обеспечения статической устойчивости плотины и создания поверхностного прыжка при сопряжении потока. Такой водослив при $0{,}25H < c < 0{,}8H$ обладает коэффициентом расхода $m = 0{,}495$. Другие водосливы распластанного типа с профилем криволинейного очертания обладают меньшим значением расхода.

Таблица 10.13. **Координаты точек вакуумного профиля**

Координаты точек профиля при значениях b/a					
1		2		3	
x	y	x	y	x	y
—1,000	1,000	—0,700	0,806	—0,472	0,629
—0,960	0,720	—0,694	0,672	—0,462	0,462
—0,880	0,525	—0,670	0,519	—0,432	0,327
—0,740	0,327	—0,624	0,371	—0,370	0,193
—0,530	0,152	—0,553	0,241	—0,253	0,072
—0,300	0,046	—0,488	0,162	—0,131	0,018
0,000	0,000	—0,402	0,091	0,000	0,000
0,200	0,020	—0,312	0,046	0,194	0,030
0,400	0,083	—0,215	0,012	0,381	0,095
0,600	0,200	—0,117	0,003	0,541	0,173
0,720	0,305	0,000	0,000	0,707	0,271
0,832	0,445	0,173	0,025	0,866	0,381
1,377	1,282	0,334	0,076	1,022	0,503
2,434	2,868	0,490	0,147	1,168	0,623
3,670	4,722	0,631	0,223	1,318	0,760
5,462	7,410	0,799	0,338	1,456	0,890
		0,957	0,461	1,584	1,021
		1,107	0,595	1,714	1,163
		1,243	0,731	1,855	1,320
		1,405	0,913	1,979	1,467
		1,551	1,098	2,104	1,628
		1,688	1,282	2,240	1,792
		2,327	2,246	2,346	1,943
		2,956	3,186	2,462	2,106
		4,450	5,430	2,575	2,272
		5,299	6,704	3,193	3,214
		6,195	8,048	4,685	5,452
		7,767	10,405	5,561	6,766
		8,994	12,246	6,422	8,088
		10,208	14,067	7,998	10,442
		11,724	16,370	9,222	12,258
		13,365	18,803	10,438	14,082
				11,591	16,352
				13,587	18,805

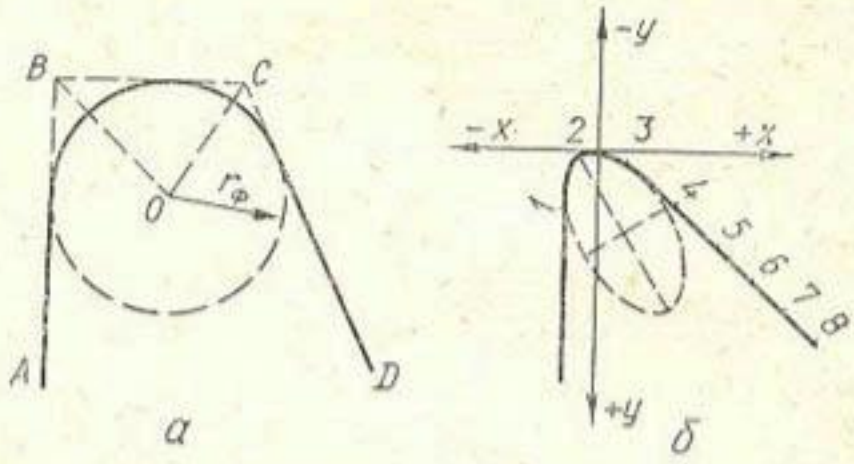


Рис. 10.20

Вакуумные водосливы. Очертания водосливной грани криволинейной вакуумной плотины можно построить для кругового и эллиптического профилей оголовка (рис. 10.20, *а*, *б*) по координатам, подсчитанным Н. П. Розановым (табл. 10.13). При этом наилучшим профилем является эллиптический при соотношении полуосей $b/a = 2 \div 3$, в случае которого коэффициент расхода $m = 0{,}55$. Таблица составлена для фиктивного радиуса оголовка $r_ф = 1$, представляющего собой радиус окружности, вписанной в трапецоидальный контур $ABCD$ (рис. 10.20, *а*). При $b/a = 1$ (т. е. для круга) фиктивный радиус равен действительному. Для $r_ф \neq 1$ координаты профиля получаются путем умножения табличных значений на величину $r_ф$.

Таблица 10.14. **Значения коэффициента расхода m для вакуумных водосливов**

$\frac{H_0}{r_ф}$	m при значениях b/a		
	1	2	3
1	0,486	0,487	0,495
1,2	0,497	0,5	0,509
1,4	0,506	0,512	0,52
1,6	0,513	0,521	0,53
1,8	0,521	0,531	0,537
2	0,526	0,54	0,544
2,2	0,533	0,548	0,551
2,4	0,538	0,554	0,557
2,6	0,543	0,560	0,562
2,8	0,549	0,565	0,566
3	0,553	0,569	0,57
3,2	0,557	0,573	0,575
3,4	0,560	0,577	0,577

Коэффициенты расхода m при различных соотношениях полуосей эллипса b/a и разных значениях $H_0/r_ф$ приведены в табл. 10.14 по данным Н. П. Розанова [107].

Во избежание значительной пульсации вакуума А. Н. Ахутин предложил не допускать

Таблица 10.15. **Значения относительного вакуума**

$\frac{H_0}{r_ф}$	Коэффициент вакуумности $\sigma_0 = h_{вак}/H_0$ при значениях b/a		
	1,0	2.0	3.0
1	0,474	—	—
1,2	0,571	0	0,059
1,4	0,647	0,162	0,211
1,6	0,752	0,311	0,351
1,8	0,859	0,454	0,49
2	0,962	0,597	0,631
2,2	1,057	0,734	0,789
2,4	1,138	0,887	0,927
2,6	1,224	1,018	1,06
2,8	1,309	1,147	1,197
3	1,388	1,274	1,337
3,2	1,483	1,411	1,47
3,4	1,58	1,55	1,626

величины вакуума более 6—7 *м вод. ст.* и принимать наибольшее расчетное значение $H_0/r_ф \leqslant 3{,}4 \div 3{,}6$, а для особо ответственных сооружений не более 3—3,3. Величина вакуума может быть подсчитана по данным Н. П. Розанова:

при $b/a = 1$ $h_{вак} = (1{,}36 \div 1{,}58)\ H_0$;

при $b/a = 2$ $h_{вак} = (1{,}27 \div 1{,}55)\ H_0$;

при $b/a = 3$ $h_{вак} = (1{,}34 \div 1{,}63)\ H_0$.

Для удобства практических расчетов в табл. 10.15 приведены значения относительного вакуума (т. е. отношения $h_{вак}/H_0$).

§ 10.4. Водосливы с широким порогом

Водосливом с широким порогом называется водослив любой высоты P (в том числе и равной нулю) с толщиной стенки δ в пределах $(2 \div 3)\ H < \delta < (8 \div 10)\ H$. При этом различают *свободное* (неподтопленный водослив) и *несвободное* (подтопленный водослив) протекание потока через него.

Неподтопленный водослив с широким порогом

В этом случае различают следующие три расчетные схемы протекания потока:

а) с непрерывным понижением глубины потока на пороге (рис. 10.21, *а*) для водослива с недостаточной (короткой) шириной порога, когда $\delta \approx (2 \div 4)\ H$;

б) для водослива с нормальной шириной порога, когда $(3 \div 4)H < \delta < (8 \div 10)H$ при плавных условиях входа устанавливается приблизительно параллельноструйное движение с глубиной $h < h_{кр}$ (рис. 10.21, *б*), а при условиях неплавного входа можно различить кривую подпора c_0;

в) для длинных водосливов при $\delta > (8 \div 10)\ H$ характерна волнообразная поверхность с двумя взаимосвязанными глубинами (рис. 10.21, *в*): сжатой h_c в начале порога и сопряженной с ней волновой глубиной $h_в$, причем $h_c < h_{кр}$, а $h_в > h_{кр}$.

Пропускная способность незатопленных водосливов с широким порогом определяется по общей зависимости

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}. \qquad (10.40)$$

Скоростью подхода V_0 пренебрегают так же, как и в случае водосливов практического профиля, формула (10.34), т. е. при $\Omega_в > 4bH$.

Коэффициент расхода для плавных (скругленных) входных оголовков принимают равным

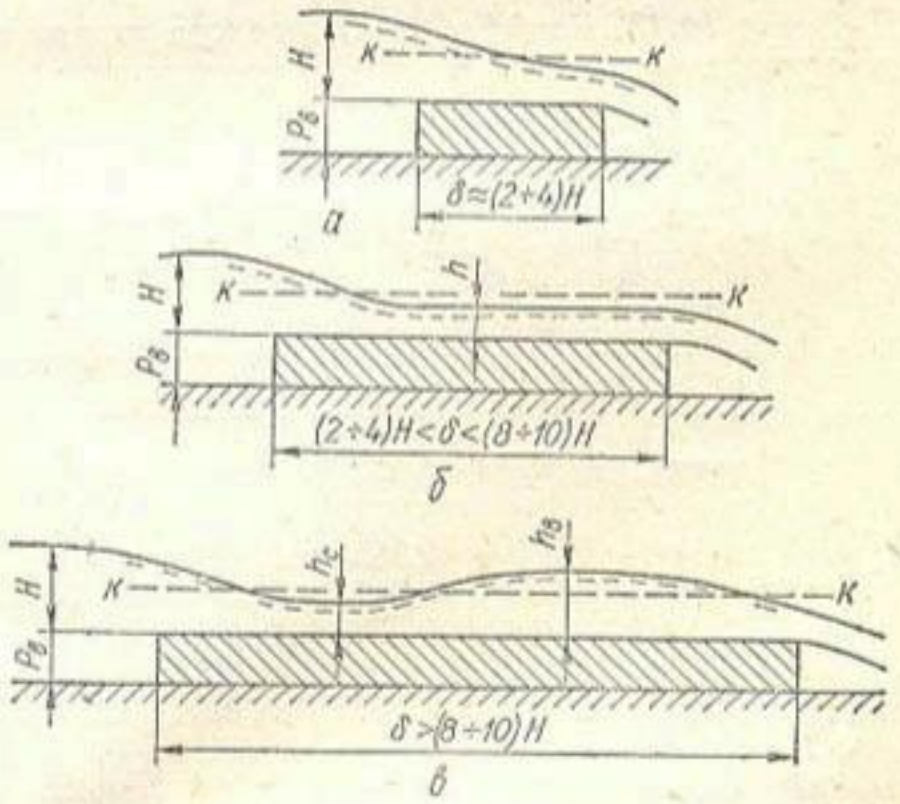


Рис. 10.21

0,35 ÷ 0,36, а для неплавных оголовков с учетом бокового сжатия

$$m = 0{,}3 + 0{,}08\nu_в, \qquad (10.41)$$

где $\nu_в$ — параметр сжатия потока при входе на водослив, причем $\nu_в = \dfrac{bH}{\Omega_{в.б}}$, здесь $\Omega_{в.б}$ — площадь живого сечения потока, в верхнем бьефе обычно $\Omega_{в.б} = B\,(H + P_в)$.

Уточненные значения m берутся по данным Д. И. Кумина в зависимости от типа и характера

Таблица 10.16. **Коэффициенты расхода m водослива без бокового сжатия**

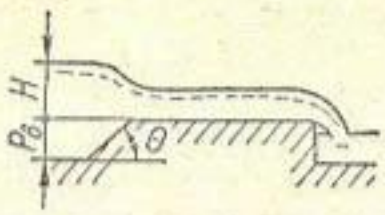
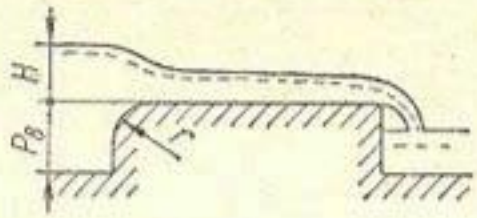
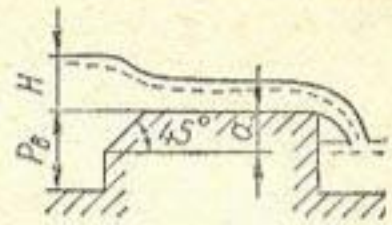
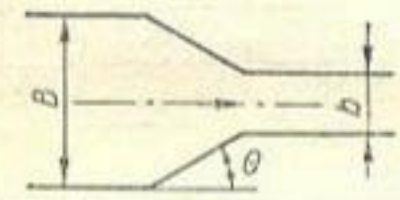
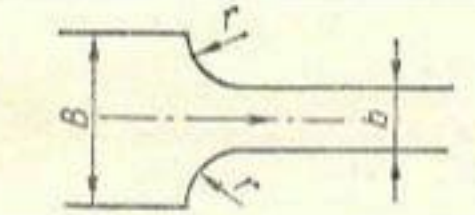
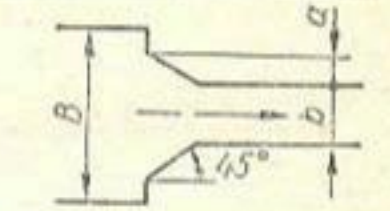
$\eta = \frac{P_в}{H}$												
	m при значениях ctg Θ				m при значениях r/H					m при значениях a/H		
	0	1	2	⩾2,5	0,025	0,10	0,4	0,8	⩾1	0,025	0,1	⩾2
0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385
0,2	0,366	0,977	0,382	0,382	0,372	0,375	0,379	0,381	0,382	0,371	0,376	0,377
0,4	0,356	0,373	0,380	0,381	0,365	0,370	0,376	0,379	0,381	0,364	0,370	0,373
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,361	0,367	0,374	0,378	0,380	0,359	0,367	0,370
0,8	0,345	0,368	0,378	0,379	0,357	0,364	0,372	0,377	0,379	0,356	0,365	0,368
1	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	0,378			
2	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,377			
4	0,327	0,361	0,374	0,376	0,345	0,355	0,366	0,373	0,376			
	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375			

Таблица 10.17. **Коэффициенты расхода m для водослива без порога (с боковым сжатием)**

$\beta = \frac{b}{B}$											
	m при значениях ctg Θ				m при значениях r/b				m при значениях a/b		
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	⩾0.5	0	0,050	⩾0,2
0	0,320	0,350	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,350
0,1	0,322	0,351	0,354	0,351	0,322	0,344	0,355	0,361	0,322	0,341	0,351
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,324	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,352
0,3	0,327	0,354	0,357	0,354	0,327	0,347	0,357	0,363	0,327	0,345	0,354
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0,330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,356
0,5	0,334	0,358	0,360	0,358	0,334	0,352	0,361	0,366	0,334	0,350	0,358
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	—	0,340	0,354	0,361
0,7	0,346	0,364	0,366	0,364	0,346	0,359	—	—	0,346	0,358	0,364
0,8	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,365	—	—	0,355	0,364	0,369
0,9	0,367	0,375	0,376	0,375	0,367	—	—	—	0,367	0,372	0,375
1	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	—	—	—	0,385	0,385	0,385

входного оголовка, а также отношений $P_в/H$ и b/B. Эти данные приведены в табл. 10.16 и 10.17.

В общем случае, когда $b < B$ и $P_в > 0$, коэффициент расхода определяется следующим образом:

по табл. 10.16 в зависимости от типа входного оголовка устанавливается m_η при $\eta \to \infty$;

по табл. 10.17 соответственно находим m_β при $\beta = 0$; значения m_η и m_β сравниваются, при этом: если $m_\eta \leqslant m_\beta$, то

$$m = m_\eta + \frac{1}{1 + 2\eta}\left[(m_\beta - m_\eta) + \right.$$

$$\left. + \beta \frac{0{,}385 - m_\beta}{3{,}5 - 2{,}5\beta}\right]; \qquad (10.42)$$

если $m_\eta \geqslant m_\beta$, то

$$m = m_\beta + \frac{\beta}{3{,}5 - 2{,}5\beta}\left[(m_\eta - m_\beta) + \frac{0{,}385 - m_\eta}{1 + 2\eta}\right]. \qquad (10.43)$$

Глубина потока h на пороге водослива определяется из уравнения

$$Q = \varphi h b \sqrt{2g\,(H_0 - h)}, \qquad (10.44)$$

где коэффициент скорости φ принимается по данным Д. И. Кумина в зависимости от m:

m	0,3	0,32	0,34	0,36	0,38
φ	0,943	0,956	0,97	0,983	0,996

или по зависимости В. В. Смыслова с учетом параметра $\nu_в$

$$\varphi = 0{,}9 + 0{,}1\nu_в. \qquad (10.45)$$

Подтопленный (затопленный) водослив с широким порогом

Водослив с широким порогом становится затопленным, если $h_п/H > 0{,}8$ (рис. 10.22). При $0{,}8 < h_п/H < 0{,}94$ имеют место затопленные водосливы со слабой степенью подтопления.

Их пропускная способность определяется по зависимости

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_з, \qquad (10.46)$$

где коэффициент затопления $\sigma_з$ по данным В. В. Смыслова составляет:

$h_п/H$	0,82	0,86	0,9	0,92	0,94
$\sigma_з$	1	0,97	0,92	0,84	0,73

При сильной степени затопления ($h_п/H > 0{,}94$) пропускная способность водослива определяется зависимостью

$$Q = ab\varphi_п h_п \sqrt{2g\,(H_0 - h_п)}, \qquad (10.47)$$

где a — коэффициент, учитывающий перепад восстановления $z_{вс}$; $\varphi_п$ — коэффициент скорости затопленного водослива (при плавном входе $\varphi_п = 0{,}96 \div 0{,}97$, а при неплавном входе — на 5—10% меньше, чем для незатопленного водослива).

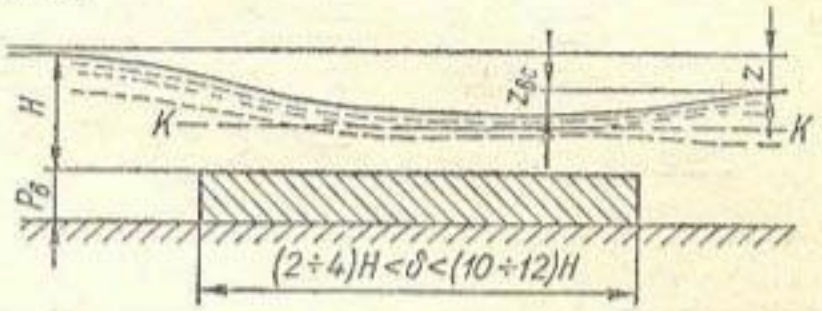


Рис. 10.22

Значение коэффициента a в зависимости от параметра $\nu_н = \dfrac{bh_п}{\Omega_{н.б}}$, где $\Omega_{н.б}$ — площадь живого сечения потока в нижнем бьефе, обычно $\Omega_{н.б} = B\,(h_п + P_н)$, и условий плавности выхода принимается равным:

Параметр $\nu_н$	0	0,3	0,5	0,7
a при неплавном выходе	1	1,15	1,3	1,2
a при плавном выходе	1,3	1,5	1,45	1,3

Из этого вывода следует, что пренебрежение перепадом восстановления $z_{вс}$ преувеличивает величину отверстия до 50%, только при неплавном выходе и $\nu_н = 0$ можно принимать $a = 1$.

Глава 11
МОСТЫ, ТРУБЫ И ТРУБЧАТЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 11.1. Малые мосты

К *малым мостам* относятся мосты, полная длина которых не превышает 25 *м*. Они являются одним из видов водопропускных сооружений на автомобильных и железных дорогах при пересечении ими сухих логов и русел периодически действующих водотоков, оросительных каналов и т. п. Согласно действующим типовым проектам малые мосты имеют стандартные отверстия (расстояния в свету между устоями или опорами): 2; 3; 4; 5; 6; 7,5; 10; 12,5 и 20 *м*.

В общем случае гидравлический расчет малых мостов состоит из расчета входного и выходного участков. Расчет входного участка позволяет определить его геометрические размеры — отверстие (длину) моста и возвышение низа пролетного строения (высоту моста). Расчет выходного участка дает возможность определить скорость потока на выходе из сооружения и решить вопрос о защите его от размыва со стороны нижнего бьефа. Оба вида расчета важны,и их следует производить самостоятельно.

В данной главе рассматривается первый вид — расчет входного участка, а специфика расчетов выходных участков рассмотрена в главе 12 (см. § 12.6).

Малые мосты могут быть однопролетными и многопролетными. Чаще всего малые мосты проектируют с такими типами устоев: облегченные —

системы Н. А. Словинского (рис. 11.1, *а*); с откосными крыльями (рис. 11.1, *б*); с обратными стенками (рис. 11.1, *в*) и эстакадные с конусами (рис. 11.1, *г*). Форма устоев моста определяет

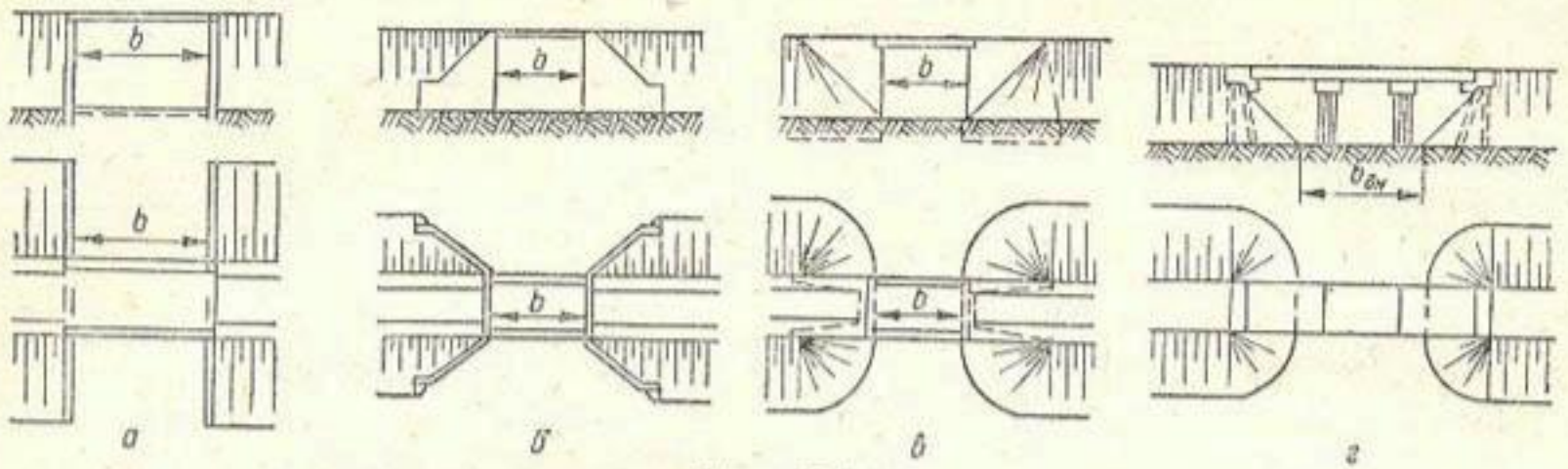


Рис. 11.1

коэффициент расхода, который может приниматься по данным табл. 11.1.

Таблица 11.1. **Значения коэффициента расхода *m***

Форма устоев	*m*
Облегченные системы Н. А. Словинского	0,32
С откосными крыльями	0,35
С обратными стенками и конусами	0,32—0,36
Эстакадные с конусами	0,32

Примечание. Большие значения *m* принимаются для больших напоров.

Малый мост обычно стесняет поток в плане, т. к. отверстие моста *b* принимают меньше ширины потока, что вызывает повышение уровня воды в верхнем бьефе, т. е. перед мостом. Наименьшее возвышение низа пролетного строения можно определить по зависимости

$$H_{min} = \sigma_к H + \Delta_{min}, \qquad (11.1)$$

где $\sigma_к$ — коэффициент, учитывающий снижение кривой подпора во входном сечении, который по данным В. В. Смыслова можно принять равным 0,75 ÷ 0,85; H — напор воды перед мостом при расчетном расходе; Δ_{min} — технический запас низа пролетного строения над уровнем воды, *м*, принимается по данным табл. 11.2.

Допускаемый напор воды перед мостом определяется из условия

$$H = \frac{H_{нас} - \Delta}{\sigma_к}, \qquad (11.2)$$

где $H_{нас}$ — высота насыпи; $\Delta = h_{ст} + \Delta_{min}$, $h_{ст}$ — строительная высота пролетного строения.

Расчетные расходы для определения отверстий малых мостов принимают на основе гидрологических расчетов стока воды. Вероятность превышения расчетных расходов принимается по табл. 11.3.

С точки зрения гидравлики отверстие малого моста работает по схеме водослива с широким порогом. Однако в ряде работ принимают устаревшую схему плоскопараллельного движения потока на водосливе с критической глубиной $h_{кр}$ и поэтому используют для расчета отверстий формулу Бресса. Современные исследования не подтверждают существования такой схемы, т. к. в действительности на водосливе с широким порогом имеется (см. § 10.4) сжатое сечение с расчетной глубиной $h_р = h_c$ менее критической (т. е. скорость потока в этом сечении больше, чем при критической глубине). Сопоставительные расчеты входного участка показывают, что недоучет реальных условий протекания потока в подмостовых руслах приводит к занижению величины отверстия моста, завышению напора воды перед мостом и скорости потока на выходе из сооружения.

Излагаемые ниже методы расчета отверстий малых мостов основаны на реальных схемах протекания потока для водослива с широким порогом. Это дает возможность более обоснованно определять отверстия малых мостов и тип укрепления подмостового русла.

Таблица 11.2. **Значения Δ_{min}, *м***

Условия протекания потока	Значения Δ_{min}, *м*, для		
	автомобильных дорог	железных дорог при расходах	
		расчетном	наибольшем
При напоре воды перед мостом:			
$H \leqslant 1$ *м*	0,5	0,5	0,25
$H > 1$ *м*	0,5	0,75	0,25
При наличии корчехода	1	1,5	1
На селевых потоках	1	—	1

Таблица 11.3. **Вероятность превышения расходов стока воды**

Характеристика дорог	Тип сооружения	Вероятность превышения расходов, %	
		расчетного	наибольшего
Железные дороги			
I—II категории общей сети, а также подъездные пути, не связанные с технологическими перевозками	Постоянные мосты и трубы	1	0,3
Ниже II категории общей сети и все дороги промышленных предприятий		2	0,3
Автомобильные дороги и городские			
I, II, III категории общей сети и городские	Постоянные мосты	1	—
Ниже III категории общей сети и все дороги промышленных предприятий		2	—
I категории общей сети	Постоянные трубы	1	—
II и III категории общей сети, городские и все дороги промышленных предприятий		2	—
Ниже III категории общей сети	Малые деревянные мосты и трубы	3	—

Расчет отверстий малых мостов без учета аккумуляции

В зависимости от соотношения между глубиной воды в нижнем бьефе и напором воды перед мостом H различают свободное (незатопленное) и несвободное (затопленное) протекание потока в подмостовом русле.

Условие затопления может быть представлено в таком виде:

$$h_{н.б} \geqslant NH, \qquad (11.3)$$

где N — критерий затопления, т. е. такая степень подтопления, когда уровень воды в нижнем бьефе начинает влиять на пропускную способность сооружения; $h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе, которая при отсутствии подпора принимается равной бытовой (нормальной) глубине нестесненного потока, соответствующей уклону и форме лога (русла).

Для практических расчетов значения N удобно принимать по табл. 11.4, составленной Я. В. Хомяком [131], в зависимости от коэффициента расхода m.

Если $h_{н.б} < NH$, то подмостовое русло работает по схеме незатопленного водослива с широким порогом; если $h_{н.б} \geqslant NH$ — по схеме затопленного водослива.

При гидравлическом расчете малых мостов принимают три расчетные схемы протекания потока в подмостовых руслах (рис. 11.2). Первые две из них обобщают формы кривых свободной поверхности потоков в условиях свободного протекания, а третья обобщает формы кривых свободной поверхности потока, когда подмостовое русло работает по схеме затопленного водослива.

Для первой расчетной схемы (рис. 11.2, *а*) в конце входного участка устанавливается глубина h_1 меньше критической и меньше нормальной глубины протекания в подмостовом русле. За входным участком глубины потока повышаются. Протекание потока по первой расчетной схеме наблюдается при уклоне подмостового русла меньшем, чем уклон i_1, соответствующий равномерному движению воды с глубиной h_1. В этом случае за расчетную принимают глубину h_1, т. е.

$$h_р = h_1 = kH, \qquad (11.4)$$

где множитель k определяется по данным табл. 11.4.

Таблица 11.4. **Параметры для расчета малых мостов**

m	$M = m\sqrt{2g}$	$\sqrt[3]{2m^2}$	k	N	a	ψ	ψ^2
0,32	1,42	0,59	0,45	0,84	2,56	0,76	0,58
0,33	1,46	0,6	0,47	0,83	2,35	0,78	0,62
0,34	1,5	0,61	0,49	0,81	2,05	0,81	0,65
0,35	1,55	0,63	0,52	0,8	1,85	0,83	0,68
0,36	1,6	0,64	0,54	0,78	1,64	0,84	0,71

Для второй расчетной схемы (рис. 11.2, *б*) в конце входного участка устанавливается глубина менее критической, но более нормальной глубины протекания потока в подмостовом русле. За входным участком глубины уменьшаются. Протекание потока по второй

расчетной схеме наблюдается при большой длине подмостового русла и уклоне его больше уклона i_1. За расчетную глубину в этом случае принимают бытовую глубину в подмостовом русле $h_{ом}$, соответствующую уклону дна подмостового русла, т. е.

$$h_р = h_{ом}. \qquad (11.5)$$

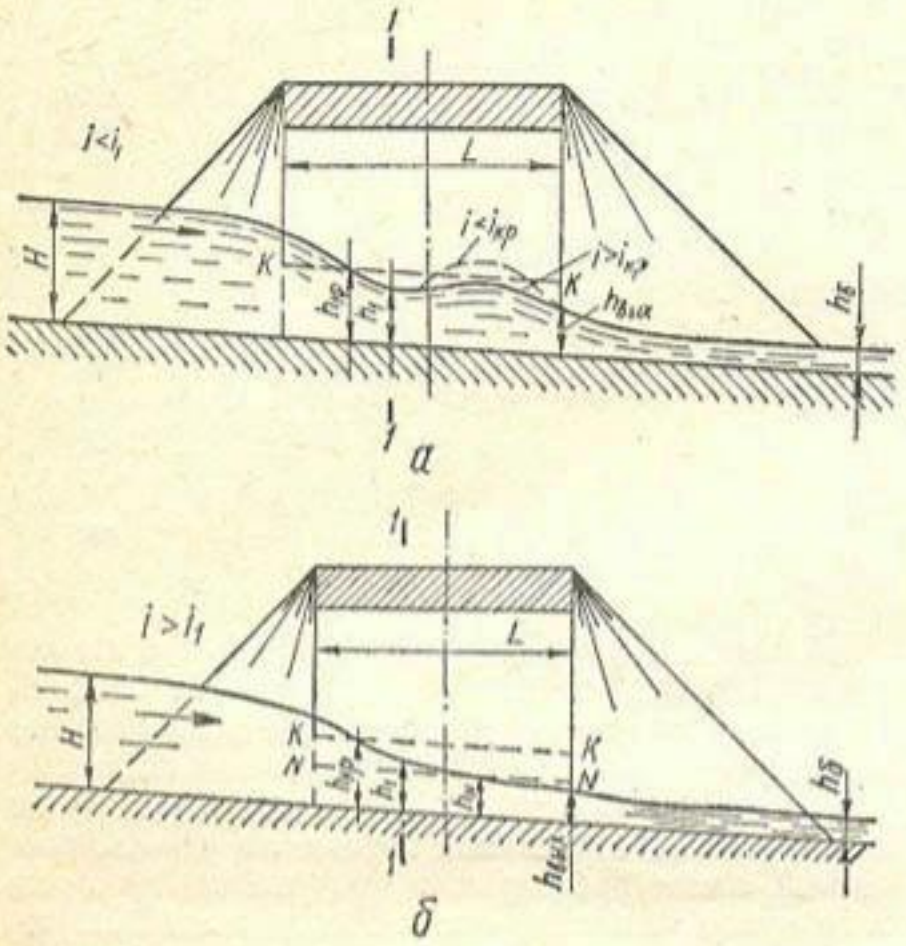


Рис. 11.2

Две первые расчетные схемы возможны при условии $L/H < 20$, которое для малых мостов обычно соблюдается.

Для малых мостов чаще всего применяется первая расчетная схема, а вторая — характерна для прямоугольных безнапорных труб.

При третьей расчетной схеме (рис. 11.2, *в*) в конце входного участка устанавливается глубина $h_п$ больше критической в подмостовом русле $h_{к.м}$, но менее бытовой глубины потока h_0 в нестесненном русле. В этом случае за расчетную принимают глубину $h_п$, т. е.

$$h_р = h_п = k_п H, \qquad (11.6)$$

где коэффициент $k_п$ определяют по данным Я. В. Хомяка, приведенным в табл. 11.5. В тех случаях, когда глубина воды в нижнем бьефе $h_{н.б} > h_0$ (при подпоре и т. п.), в расчетах следует учитывать величину $h_{н.б}$. Глубина $h_п$ учитывает влияние на расчет перепада восстановления $z_{вс}$, подробно рассмотренного в § 10.4.

Для всех расчетных схем пропускная способность малых мостов определяется по общей формуле водослива

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_з, \qquad (11.7)$$

откуда необходимое отверстие моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_з m\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}}, \qquad (11.8)$$

где $\sigma_з$ — коэффициент затопления, значения которого принимают по данным табл. 11.5; H_0 — напор воды с учетом скорости подхода,

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}.$$

В связи с тем что скорости подхода потока перед мостом незначительны, обычно принимают $H \approx H_0$.

Скорость потока в расчетном сечении может быть определена из уравнения неразрывности

$$V_р = \frac{Q}{bh_р}, \qquad (11.9)$$

где $h_р$ — расчетная глубина стока в подмостовом русле, принимаемая в зависимости от схемы протекания потока.

В расчетах отверстий малых мостов без учета аккумуляции в качестве расчетного расхода $Q_р$ принимают максимальное его значение, определенное гидрологическим расчетом с учетом нормативных требований (см. табл. 11.3).

Пользуясь зависимостями (11.7) —(11.9), можно производить расчеты отверстий малых мостов для всех трех расчетных схем протекания потока и различных исходных данных.

При определении отверстий мостов возможны два расчетных случая.

Для первого расчетного случая известными величинами являются расчетный расход $Q_р$, тип устоев (т. е. коэффициент расхода m), уклон дна русла i_0, бытовая глубина h_0 (или $h_{н.б}$), уклон дна подмостового русла $i_м$, напор воды перед мостом (установленный по зависимости (11.2) или условиями проектирования). В результате расчета должно быть определено отверстие сооружения и подобран тип укрепления подмостового русла. Расчеты в этом случае ведутся по зависимостям (11.8) и (11.9).

Для второго расчетного случая известными величинами являются расчетный расход Q, тип устоев, уклон дна русла i_0,

Таблица 11.5. **Параметры для расчета малых мостов по затопленной схеме**

n	$m = 0{,}32$					$m = 0{,}33$					$m = 0{,}34$				
	$\sigma_з$	$k_п$	ψ^2	Θ	Θ_1	$\sigma_з$	$k_п$	ψ^2	Θ	Θ_1	$\sigma_з$	$k_п$	ψ^2	Θ	Θ_1
0,81	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	0,61	1	1,23	7,3
0,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,98	0,63	1,1	1,2	6,3
0,83	—	—	—	—	—	1	0,6	1,1	1,2	7,1	0,96	0,65	1,2	1,17	5,5
0,84	1	0,59	1	1,19	6,9	0,98	0,62	1,25	1,17	6,1	0,94	0,67	1,31	1,14	4,73
0,86	0,96	0,64	1,26	1,13	4,8	0,93	0,67	1,5	1,11	4,3	0,9	0,71	1,56	1,08	3,6
0,88	0,9	0,69	1,57	1,07	3,4	0,88	0,72	1,8	1,05	3	0,85	0,75	1,88	1,02	2,60
0,90	0,84	0,74	2,04	1	2,25	0,82	0,76	2,08	0,97	2,1	0,79	0,8	2,35	0,95	1,75
0,92	0,76	0,8	2,65	0,92	1,4	0,75	0,81	2,68	0,9	1,35	0,72	0,84	2,9	0,88	1,15
0,94	0,67	0,85	3,52	0,82	0,8	0,66	0,86	3,57	0,81	0,8	0,64	0,88	3,3	0,78	0,7
0,96	0,56	0,9	5	0,71	0,4	0,55	0,91	5,2	0,7	0,35	0,53	0,92	5,3	0,68	0,35
0,98	0,4	0,95	8,6	0,55	0,1	0,39	0,95	8,65	0,54	0,1	0,38	0,96	8,65	0,53	0,1
0,99	0,28	0,97	15	0,43	0,05	0,28	0,98	15	0,43	0,05	0,27	0,98	15	0,42	0,05

n	$m = 0{,}35$					$m = 0{,}36$				
	$\sigma_з$	$k_п$	ψ^2	Θ	Θ_1	$\sigma_з$	$k_п$	ψ^2	Θ	Θ_1
0,78	—	—	—	—	—	1	0,64	1	1,28	8,05
0,8	1	0,63	1	1,25	7,75	0,97	0,67	1,14	1,23	6,5
0,82	0,97	0,67	1,18	1,19	6	0,94	0,71	1,34	1,17	5,1
0,84	0,93	0,7	1,36	1,13	4,6	0,91	0,74	1,54	1,11	4,05
0,86	0,89	0,74	1,61	1,07	3,6	0,86	0,77	1,77	1,05	3,05
0,88	0,84	0,78	1,94	1,01	2,55	0,81	0,81	2,11	0,99	2,25
0,9	0,78	0,82	2,36	0,94	1,8	0,75	0,84	2,53	0,92	1,55
0,92	0,71	0,85	2,9	0,86	1,15	0,69	0,87	3,05	0,85	1,05
0,94	0,62	0,89	3,8	0,77	0,65	0,6	0,9	3,9	0,76	0,6
0,96	0,52	0,93	5,2	0,67	0,35	0,51	0,93	5,2	0,67	0,35
0,98	0,37	0,96	8,65	0,53	0,1	0,36	0,97	8,7	0,52	0,1
0,99	0,27	0,98	15	0,42	0,05	0,26	0,98	15	0,41	0,05

бытовая глубина h_0 (или $h_{н.б}$), уклон подмостового русла $i_м$ и значение допускаемой скорости $V_{доп}$ в расчетном сечении.

Допускаемая скорость $V_{доп}$ может быть установлена по принимаемому типу укрепления подмостового русла или ограничена определенными условиями (обычно $V_{доп} \leqslant 4 \div 5$ *м/сек* для расчетного сечения).

Если средняя глубина потока в расчетном сечении неизвестна, то допускаемую скорость определяют по формуле Ю. Н. Даденкова

$$V_{доп} = \psi V_{1,0} \sqrt[3]{\frac{V_{1,0}^2}{g}}, \qquad (11.10)$$

где $V_{1,0}$ — допускаемая скорость при глубине 1 *м*; $\psi = h_р/h_{км}$ — расчетный коэффициент, определяемый по данным табл. 11.4.

В результате расчета должны быть определены отверстие моста и величина напора воды H перед мостом, а также проверено соответствие принятого типа укрепления величине скорости в расчетном сечении подмостового русла. Основные зависимости в этом случае могут быть представлены в виде:

а) для незатопленных подмостовых русел:

$$H = \frac{k^2}{m^2} \cdot \frac{V_{доп}^2}{2g} \qquad (11.11)$$

или

$$H = \frac{\psi^2 V_{доп}^2}{g\sqrt[3]{2m^2}}; \qquad (11.12)$$

$$b = \frac{2m^2}{k^3} \cdot \frac{gQ}{V_{доп}^3}; \qquad (11.13)$$

б) для затопленных подмостовых русел:

$$H = \frac{k_п^2}{\sigma_з^2 m^2} \cdot \frac{V_{доп}^2}{2g} \qquad (11.14)$$

или

$$H = \frac{\psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}}; \qquad (11.15)$$

$$b = \frac{2m^2\sigma_з^2}{k_п^3} \cdot \frac{Qg}{V_{доп}^3}. \qquad (11.16)$$

Значения коэффициентов k, $2m^2$, ψ^2, $\sqrt[3]{2m^2}$, $k_п$ и $\sigma_з$ принимают по данным табл. 11.4 и 11.5.

Практические расчеты для схемы *свободного протекания* потока несложны и выполняются непосредственно по зависимостям (11.11) — (11.13).

Для схемы *несвободного протекания* потока расчеты ведутся последовательным приближением, т. к. коэффициент затопления $\sigma_з$ заранее не известен. При выполнении таких расчетов следует установить наибольшую возможную скорость течения в подмостовом русле по формуле

$$V_{max} = \left(\frac{gh_0 \sqrt[3]{2m^2}}{N}\right)^{1/2}. \qquad (11.17)$$

Если $V_{max} > V_{доп}$, то для дальнейшего расчета принимается допускаемая скорость $V_{доп}$, если $V_{max} < V_{доп}$, то принимается наибольшая возможная скорость V_{max}. В расчетах, которые производятся с помощью табл. 11.5, учитывается также степень подтопления $n = h_0/H$.

Последовательность расчетов для данного случая рассмотрена ниже.

Пример расчета 11.1. (В данном примере рассмотрен наиболее общий случай расчета, возможные другие варианты примеров являются его частным случаем).

Определить отверстие моста b и напор воды перед мостом H, если $Q = 16$ *м³/сек*, $V_{доп} = 4$ *м/сек*, $h_0 = 1{,}6$ *м*, устои моста системы Н. А. Словинского.

Р е ш е н и е. 1. По таблицам 11.1 и 11.4 устанавливаем, что $m = 0{,}32$; $N = 0{,}84$; $\psi^2 = 0{,}58$ и $\sqrt[3]{2m^2} = 0{,}59$.

2. Принимая первоначально $\sigma_з = 1$, определим H из зависимости (11.15)

$$H = \frac{\psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{0{,}58 \cdot 4^2}{1^2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}59} = 1{,}6 \text{ м}.$$

Тогда $NH = 0{,}84 \cdot 1{,}6 = 1{,}34$ *м* и $h_0 > NH \times (1{,}6 > 1{,}34)$, т. е. подмостовое русло затоплено и поэтому напор H должен быть пересчитан.

3. Определяем наибольшую возможную скорость в подтопленном подмостовом русле по формуле

$$V_{max} = \left(\frac{gh_0 \sqrt[3]{2m^2}}{N}\right)^{1/2} = \left(\frac{9{,}81 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}59}{0{,}84}\right)^{1/2} = 3{,}3 \text{ м/сек}.$$

Так как $V_{max} = 3{,}3$ *м/сек* $< V_{доп} = 4$ *м/сек*, то за расчетную скорость принимаем V_{max} и тогда $V_р = V_{max} = 3{,}3$ *м/сек*.

4. Для вычисления действительного напора сначала определяем вспомогательную функцию

$$\Theta_1 = \frac{V_р^2}{h_0} = \frac{3{,}3^2}{1{,}6} = 6{,}9.$$

Затем по табл. 11.5 для $m = 0{,}32$ и $\Theta_1 = 6{,}9$ принимаем предельную степень подтопления $n = 0{,}84$ и тогда $\sigma_з = 1$, $\psi^2 = 1$.

Теперь подсчитаем действительный напор

$$H = \frac{\psi^2 V_р^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{1^2 \cdot 3{,}3^2}{1^2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}59} = 1{,}9 \text{ м}.$$

5. Определяем отверстие моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_з m \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{16}{1 \cdot 0{,}32 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}9^{3/2}} = 4{,}2 \text{ м}.$$

Округляем b до стандартного значения $b_1 = 5$ *м*.

6. Для установления нового напора H_1 вычисляем вспомогательную функцию

$$\Theta = \frac{H \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b_1}\right)^2}}{h_0} = \frac{1{,}9 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5}\right)^2}}{1{,}6} = 1{,}06.$$

По табл. 11.5 при $m = 0{,}32$ и $\Theta = 1{,}06$ находим, что $n = 0{,}88$ и $\sigma_з' = 0{,}9$.

Тогда

$$H_1' = H \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b_1\sigma_з'}\right)^2} = 1{,}9 \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5 \cdot 0{,}9}\right)^2} = 1{,}79 \text{ м}.$$

В связи с тем, что $n_1 \neq n$, т. к. $n = 0{,}88$, а $n_1 = h_0/H_1' = 0{,}9$, уточняем значение напора H во втором приближении, где для $n_1 = 0{,}9$ коэффициент затопления $\sigma_з'' = 0{,}84$ и тогда

$$H_1'' = H_1' \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b_1\sigma_з''}\right)^2} = 1{,}79 \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5 \cdot 0{,}84}\right)^2} = 1{,}78 \text{ м}.$$

Так как значения H_1' и H_1'' близки, то дальнейшего уточнения не требуется и окончательно принимаем $H = 1{,}78$ *м*.

Отметим, что условие затопления выдержано, ибо $h_0 = 1{,}6$ *м* $> NH = 0{,}84 \cdot 1{,}78 = 1{,}5$ *м*.

7. Глубина потока в расчетном сечении при $k_п = 0{,}74$ (табл. 11.5 для $n = 0{,}9$ и $m = 0{,}32$) $h_р = h_п = k_п H = 0{,}74 \cdot 1{,}78 = 1{,}31$ *м*.

Тогда скорость в расчетном сечении

$$V_р = \frac{Q}{h_р b_1} = \frac{16}{1{,}31 \cdot 5} = 2{,}42 \text{ м/сек}.$$

Таким образом, условие $V_р < V_{доп}$ действительно выдержано.

Расчет отверстий малых мостов с учетом аккумуляции

Отверстие малого моста всегда меньше ширины потока (при расчетном расходе), и в результате этого часть притекающей воды с водосборного бассейна задерживается перед сооружением, образуя некоторый объем аккумулированной (временно накопившейся) воды $W_{ак}$, который в ряде случаев может составлять значительную часть общего объема стока W.

Степень накопления, выраженная отношением $W_{ак}/W$, предопределяет размеры аккумуляции и соответствует определенному сбросному расходу $Q_{сб}$. Под сбросным расходом $Q_{сб}$ понимается тот, который действительно пропускает отверстие малого моста при расчетном напоре воды перед мостом.

Учет временного накопления (аккумуляции) воды перед сооружением с образованием пруда позволяет пропустить этот же объем стока воды за более продолжительный период. В связи с этим сбросной расход, по которому определяется отверстие моста, всегда меньше максимального расчетного.

Объем аккумулированной воды $W_{ак}$ можно определить по зависимости

$$W_{ак} = 1/3(k_ф H^3), \qquad (11.18)$$

где $k_ф$ — коэффициент формы лога, определяемый из выражения

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}}\right)\frac{1}{i_л}, \qquad (11.19)$$

i_{c_1} и i_{c_2} — уклоны склонов лога; $i_л$ — уклон дна лога.

Сбросной расход в общем случае

$$Q_{сб} = \varphi_а Q_{max}, \qquad (11.20)$$

где Q_{max} — наибольший расчетный расход; $\varphi_а$ — коэффициент аккумуляции, всегда $\varphi_а < 1$.

В соответствии с нормативными требованиями в расчет всегда следует принимать $\varphi_а \geqslant 0{,}33$, ибо должно соблюдаться неравенство $Q_{сб} \geqslant \geqslant 1/3\, Q_{max}$.

По данным Ю. Н. Даденкова, аккумуляцию воды имеет смысл учитывать в том случае, если коэффициент формы лога $k_ф$ удовлетворяет неравенству

$$k_ф \geqslant W/2H^3, \qquad (11.21)$$

где W — общий объем стока воды.

Для расчета отверстий малых мостов с учетом аккумуляции чаще всего применяют аналитический и графоаналитический методы.

Аналитический метод Ю. Н. Даденкова. Метод разработан для схематизированных гидрографа притока по треугольнику и треугольного сечения лога перед сооружением.

Последовательность расчета по этому методу рассмотрена на численном примере 11.2.

Пример расчета 11.2. Определить отверстие малого моста с откосными крыльями с учетом аккумуляции при расходе $Q = 30$ *м*^{3}/*сек*; объем стока $W = 80$ тыс. *м*^{3}, $i_л = 0{,}005$, $i_{c_1} = i_{c_2} = 0{,}007$. Напор воды перед мостом не должен превышать 1,7 *м*, а бытовая глубина протекания воды в логе $h_0 = 0{,}53$ *м*.

Решение. 1. По таблицам 11.1 и 11.4 устанавливаем, что $m = 0{,}35$ и $N = 0{,}8$. Проверяем условие затопления (11.3), тогда $NH = 0{,}8 \cdot 1{,}7 = 1{,}36$ *м*, т. е. $h_0 = 0{,}53$ *м* $< NH = 1{,}36$ *м* и отверстие моста работает по схеме незатопленного водослива с широким порогом.

2. Вычисляем коэффициент формы лога

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}}\right)\frac{1}{i_л} =$$

$$= \frac{1}{2}\left(\frac{1}{0{,}007} + \frac{1}{0{,}007}\right)\frac{1}{0{,}005} = 28\,600.$$

3. Объем временно накопившейся воды перед сооружением при расчетном значении напора воды перед мостом $H = 1{,}7$ *м* составляет

$$W_{ак} = \frac{1}{3} k_ф H^3 = \frac{1}{3}\, 28\,600 \cdot 1{,}7^3 =$$

$$= 46{,}8 \text{ тыс. } м^3.$$

4. Определяем вспомогательную величину

$$e = \frac{2W_{ак}}{W} = \frac{2 \cdot 46\,800}{80\,000} = 1{,}17.$$

Для данного значения $e = 1{,}17$ по табл. 11.6 находим расчетный коэффициент времени опорожнения $a_р = 9$.

5. Устанавливаем период возрастания притока воды

$$t_1 = \frac{W}{Q_{max}} = \frac{80\,000}{30} = 2660 \text{ сек}.$$

6. Определяем отверстие моста с учетом аккумуляции

$$b = \frac{1}{m\sqrt{2g}}\sqrt{\frac{2k_\Phi Q_{max}}{3a_p t_1}} =$$

$$= \frac{1}{0{,}35\sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\sqrt{\frac{2 \cdot 28\,600 \cdot 30}{3 \cdot 9 \cdot 2660}} = 3{,}2 \text{ м}.$$

Определив отверстие, принимаем ближайшее стандартное значение $b_1 = 3$ м.

Таблица 11.6. **Параметры для расчета отверстий мостов с учетом аккумуляции**

a	φ	ε	a	φ	ε	a	φ	ε
0,1	0,93	0,09	1,6	0,62	0,62	4,4	0,46	0.95
0,2	0,89	0,16	1,8	0.6	0,65	4,8	0,45	0,97
0,4	0,81	0,26	2	0,58	0,68	5,2	0,43	0,99
0,6	0,76	0,35	2,4	0,56	0,74	5,6	0,42	1,01
0,8	0,73	0,42	2,8	0,53	0,79	6	0,41	1,05
1	0,69	0,48	3,2	0,51	0,83	7	0,39	1,1
1,2	0,66	0,52	3,6	0,49	0,87	9	0,36	1,17
1,4	0,64	0,57	4	0,48	0,91	12	0,33	1,27

7. Для определения сбросного расхода $Q_{сб}$ предварительно вычисляем коэффициент a_0:

$$a_0 = \frac{2k_\Phi Q_{max}}{3m_p^2 2g b_1^2 t_1} =$$

$$= \frac{2 \cdot 28\,600 \cdot 30}{3 \cdot 0{,}35^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81 \cdot 3^2 \cdot 2660} = 9{,}83.$$

8. По табл. 11.6 для $a_0 = 9{,}83$ определяем коэффициент аккумуляции $\varphi_a = 0{,}35$.

Тогда сбросной расход в сооружении

$$Q_{сб} = \varphi_a Q_{max} = 0{,}35 \cdot 30 = 10{,}5 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Данное значение $Q_{сб}$ удовлетворяет нормативным требованиям, т. к. действительно $Q_{сб} > \frac{1}{3} Q_{max}$. В связи с этим в табл. 11.6 значения φ_a ограничены величиной $\varphi_a = 0{,}33$, и если в расчетах получается $\varphi_a < 0{,}33$, то берут его крайнее значение ($\varphi_a = 0{,}33$).

9. Напор воды перед мостом H_1, соответствующий отверстию $b_1 = 3$ м и сбросному расходу $Q_{сб} = 10{,}5$ м³/сек, определится как

$$H_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{m\sqrt{2g}\, b_1}\right)^2} =$$

$$= \sqrt[3]{\left(\frac{10{,}5}{0{,}35\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 3}\right)^2} = 17{,}2 \text{ м}.$$

10. Глубина потока в расчетном сечении

$$h_p = h_1 = kH_1 = 0{,}52 \cdot 1{,}72 = 0{,}9 \text{ м}.$$

Коэффициент k определяется по табл. 11.4. Скорость потока в расчетном сечении

$$V_p = \frac{Q_{сб}}{b_1 h_p} = \frac{10{,}5}{3 \cdot 0{,}9} = 3{,}9 \text{ м/сек}.$$

11. По данным табл. 7.12 устанавливаем, что при $V_p = 3{,}9$ м/сек и $h_p = 0{,}9$ м подмостовое русло может быть укреплено мощением из камня размером 25 см на слое щебня 10 см или сборными бетонными плитами 50 × 50 см и 100 × 100 см.

12. Расчет выходного участка производится так же, как и без учета аккумуляции, и рассматривается в главе 12.

Графоаналитический метод Минтрансстроя. Данный метод основан на использовании графика пропускной способности малых мостов (рис. 11.3) и определении коэффициента аккумуляции по формуле Д. И. Кочерина

$$\varphi_a = 1 - W_{ак}/W. \qquad (11.22)$$

Наложение аккумулятивной кривой $Q_{сб} = f(H)$, подсчитанной с учетом зависимости Д. И. Кочерина на график пропускной способности сооружений, определяет возможные решения по расчету малых мостов с учетом аккумуляции, т. е. даст возможность определить b, H и $Q_{сб}$. Данный способ решения дает наглядное представление о взаимосвязи напоров и отверстий и позволяет выбрать наиболее целесообразный вариант.

Последовательность расчета по этому методу рассмотрена на численном примере 11.3.

Пример расчета 11.3. В условиях примера 11.2 ($Q = 30$ м³/сек, $W = 80$ тыс. м³, $i_л = 0{,}005$, $i_{c_1} = i_{c_2} = 0{,}007$, $H \leqslant 1{,}7$ м, $h_0 = 0{,}53$ м) произвести расчет отверстия малого моста (с облегченными устоями системы Н. А. Словинского)

Таблица 11.7. **Результаты расчета (пример 11.3)**

Параметры	Единица измерения	H, м			
		1	1,25	1,5	1,75
$W_{ак}$	тыс·м³	9,55	18,6	32,5	51,5
$W_{ак}/W$		0,12	0,23	0,41	0,65
$Q_{сб}$	м³/сек	26,4	23	17,7	10,5

с учетом аккумуляции графоаналитическим методом.

Р е ш е н и е. 1. По таблицам 11.1 и 11.4 устанавливаем, что $m = 0{,}32$ и $N = 0{,}84$, а значение коэффициента формы лога осталось прежним — $k_\Phi = 28600$.

2. Назначаем ряд величин H и последовательно вычисляем объем аккумулированной воды

$W_{ак} = \frac{1}{3} k_ф H^3$, степень аккумуляции $W_{ак}/W$ и сбросной расход $Q_{сб}$ по формуле (11.20) с учетом коэффициента аккумуляции φ_a, определенного по зависимости (11.22). Для удобства расчеты представлены в табличной форме (табл. 11.7).

3. Полученную зависимость $Q_{сб} = f(H)$ наносим на график пропускной способности малых мостов (рис. 11.4). Точки пересечения функции $Q_{сб} = f(H)$, которые с учетом нормативных требований $Q_{сб} \geqslant \frac{1}{3} Q_{max}$ определяют следующие возможные решения по расчету отверстия моста:

b, *м*	4	5	6	8	10
H, *м*	1,67	1,62	1,54	1,42	1,32
$Q_{сб}$, *м/сек*	12,5	14,6	16,4	19,2	21,5

4. Выбор окончательного варианта зависит от конкретных условий проектирования. Если учесть, что по данным примера должно быть $H \leqslant 1{,}7$ *м*, то в соответствии с выполненными расчетами отверстие моста $b = 4$ *м* при $H = 1{,}67$ *м* и $Q_{сб} = 12{,}5$ *м³/сек*.

5. Скорость в расчетном сечении подмостового русла при глубине $h_р = h_1 = kH = 0{,}45 \cdot 1{,}67 = 0{,}75$ *м* составляет:

$$V_р = \frac{Q_{сб}}{b_1 h_р} = \frac{12{,}4}{4 \cdot 0{,}75} = 4{,}1 \text{ м/сек}.$$

6. По данным табл. 7.12 устанавливаем, что при $V_р = 4{,}1$ *м* и $h_0 = 0{,}75$ *м*, так же, как и в предыдущем случае, подмостовое русло может быть укреплено мощением из камня размером 25 *см* на слое щебня 10 *см* или сборными бетонными плитами 50 × 50 *см* и 100 × 100 *см*.

7. Расчет выходного участка рассмотрен в главе 12.

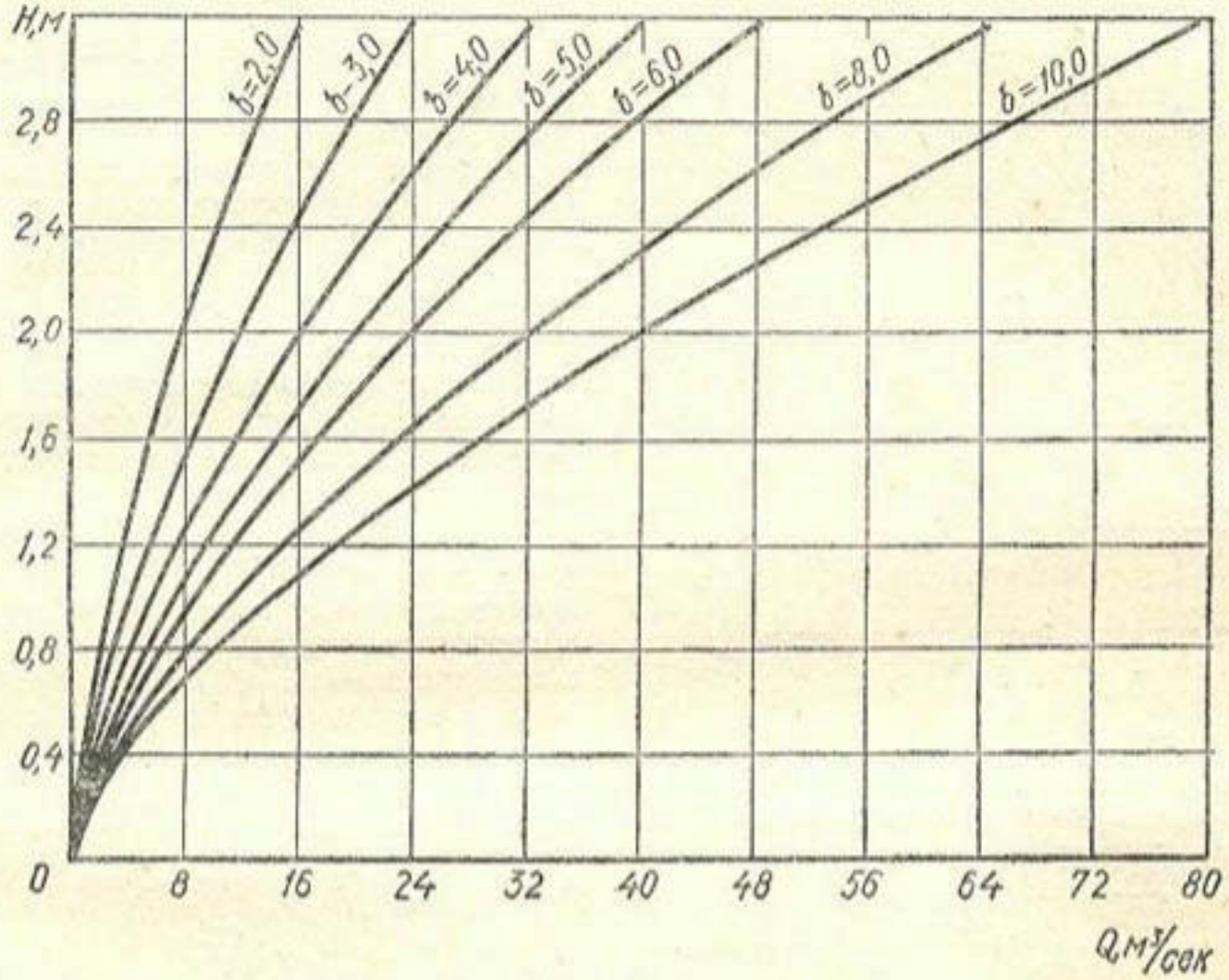


Рис. 11.3

В заключение следует отметить, что результаты расчета практически такие же, как и в примере 11.2, только за счет изменения формы устоев (уменьшения коэффициента расхода m) и уменьшения напора воды перед мостом (1,67 *м* вместо 1,72 *м*) отверстие увеличилось до 4 *м* (в примере 11.2 $b = 3$ *м*).

Уравнение (11.22) дает удовлетворительную сходимость в расходах лишь при треугольной форме гидрографа. Использование указанного уравнения для криволинейных гидрографов (построенных для 6,14 и т. д. расчетных интервалов времени), которые более близки к реальным графикам притока, приводит в большинстве случаев к завышению сбросных расходов, которое достигает нескольких десятков процентов.

Учитывая, что в настоящее время построение криволинейных гидрографов стока осуществляется с помощью ЭВМ, можно уточнить учет аккумуляции. На основе проведенных А. А. Кургановичем многовариантных расчетов на ЭВМ О. В. Андреевым предложено для данного случая

следующее уравнение:

$$Q_{сб} = Q_{max}\left(1 - \frac{W_{ак}}{0{,}7W}\right), \qquad (11.23)$$

где коэффициент аккумуляции

$$\varphi_a = 1 - \frac{W_{ак}}{0{,}7W}. \qquad (11.24)$$

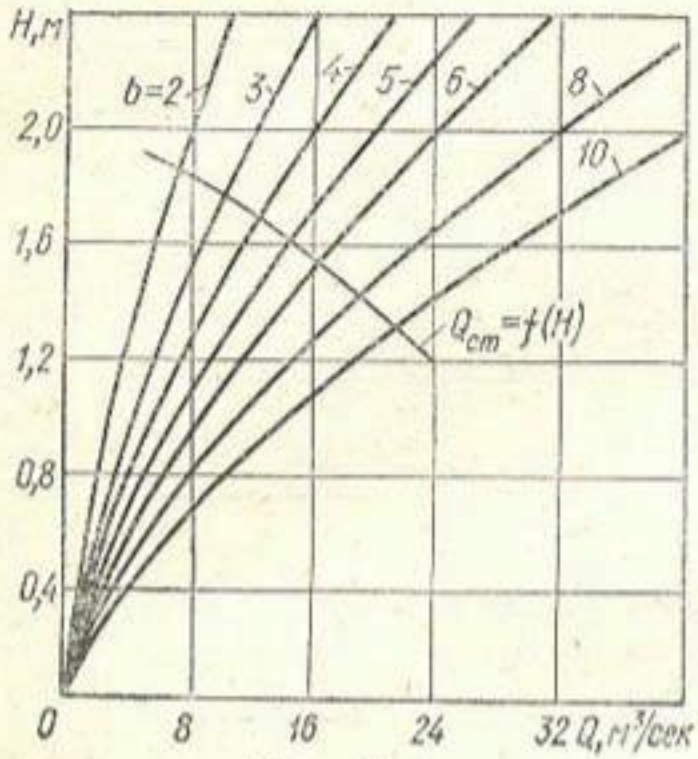


Рис. 11.4

Уравнения (11.23) и (11.24) охватывают всю зону возможного нормативного снижения расходов с учетом аккумуляции, удовлетворяющей условию $\varphi_a \geqslant 0{,}33$.

§ 11.2. Особые случаи расчета малых мостов

К особым случаям проектирования мостов следует отнести их устройство на отрогах водохранилищ у капитальных плотин, а также мосты-водосбросы. Первые из них всегда находятся в условиях постоянного затопления, а конструкция второго типа должна обеспечивать поддержание определенного уровня воды в верхнем бьефе, образуя пруды местного значения. Эти специфические особенности учитываются в гидравлических расчетах их отверстий.

Мосты на отрогах водохранилищ. В случае проектирования автомобильных и железных дорог в районах крупных гидроузлов с большими водохранилищами, при пересечении пойменного озера, ильменя или лимана расчет отверстий малых мостов производят с учетом постоянного затопления. При этом подмостовые русла могут быть как подтопленными, так и неподтопленными в зависимости от их расположения, степени стеснения паводочного потока и горизонта воды в водохранилище. Если уровни в бьефах равны, то перелива потока через сооружение нет, а при изменении уровней возникает перепад.

В таких мостах возможно как прямое, так и обратное течение воды, которое вызывается подъемом уровня воды в водохранилище. Однако скорости и расходы обратного течения обычно малы, и поэтому отверстия малых мостов в рассматриваемых случаях следует рассчитывать на пропуск паводка с водосборного бассейна, расположенного выше сооружения.

Сток ливневых или талых вод с такого водосборного бассейна не может вызвать заметного повышения уровня воды в водохранилище, и поэтому отметка в нем сохраняется постоянной и зависит только от режима эксплуатации. Уровень воды в таком водохранилище определяется максимальным подпорным горизонтом (МПГ) в весенний период и сработанным подпорным горизонтом (СПГ) в осенне-летний период.

Учитывая, что сток воды с верхового водосборного бассейна всегда происходит с распластыванием по части водохранилища, в расчет следует вводить не максимальный, а сбросной расход. При этом учет аккумуляции производят по зависимостям (11.20), (11.22), (11.23) и (11.24), в которых объем пруда (аккумуляции) $W_{ак}$ определяют по плану местности перед сооружением в горизонталях, как объем воды выше уровня в водохранилище.

При проектировании новых переходов через затопленные лога (рис. 11.5) нет необходимости располагать мосты в наиболее низкой точке перехода, что вызовет значительное удорожание опор

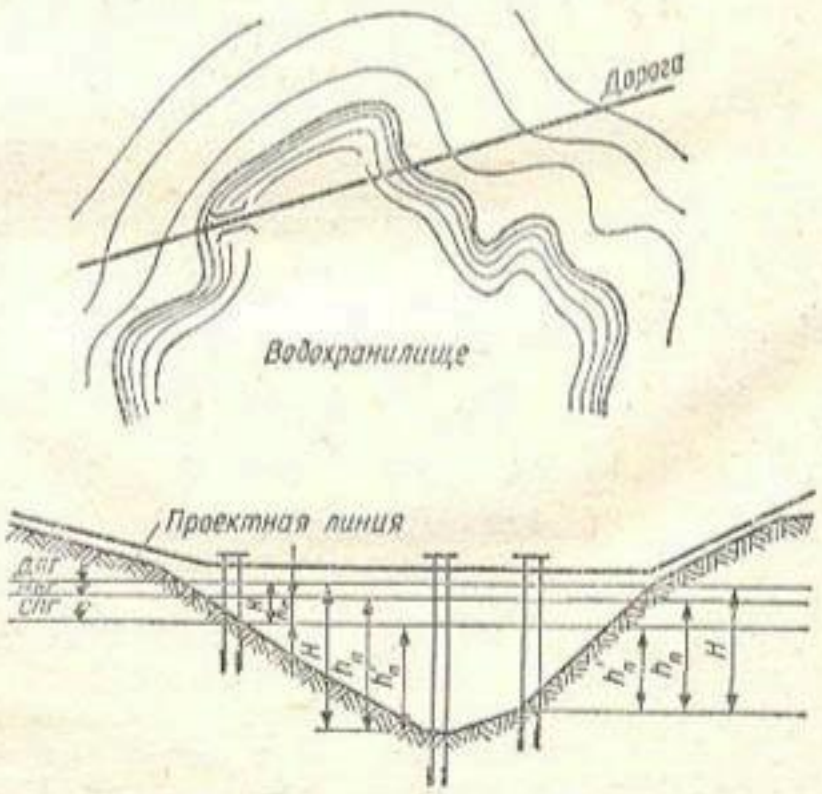


Рис. 11.5

моста и осложнит надзор за подмостовым руслом, находящимся постоянно под водой. Целесообразно располагать мост на склоне и наиболее выгодно размещать дно подмостового русла на уровне сработанного подпорного горизонта (СПГ).

Гидравлический расчет малых мостов в условиях постоянного затопления заключается в определении отверстия моста и подборе типа укрепления подмостового русла по скорости в расчетном сечении. Известными величинами являются сбросной расход $Q_{сб}$, определенный с учетом аккумуляции, коэффициент расхода для неподтопленного подмостового русла (табл. 11.1), максимальный и сработанный подпорные горизонты — МПГ и СПГ, определяемые условиями режима эксплуатации водохранилища. Кроме того, должны быть установлены допускаемый напор воды перед сооружением и высота наката волны в верхнем и нижнем бьефах.

При таких исходных данных порядок расчета может быть рекомендован следующий.

Вначале определяют высоту наката волны в верхнем $h_{нак.в}$ и нижнем $h_{нак.н}$ бьефах, затем определяют отметки бровки земляного полотна, а также отметки допускаемого подпорного горизонта в верхнем бьефе.

Наименьшая возможная отметка бровки земляного полотна будет равна:

$$A = МПГ + h_{нак.н} + \Delta_{min} \qquad (11.25)$$

или

$$A = МПГ + h_{min}, \qquad (11.26)$$

где $h_{нак.н}$ — высота наката волны на откос насыпи в нижнем бьефе; Δ_{min} — минимальное возвышение бровки земляного полотна над уровнем воды (табл. 11.2); h_{min} — рекомендуемое техническими условиями возвышение бровки земляного полотна над уровнем длительного стояния поверхностных вод.

В расчет принимают наибольшую из этих двух отметок.

Затем устанавливают отметку допускаемого подпорного горизонта (ДПГ)

$$ДПГ = A - h_{нак.в} - \Delta_{min}. \qquad (11.27)$$

Обычно высота наката волны в верхнем бьефе $h_{нак.в}$ значительно меньше, чем в нижнем.

Напор воды перед мостом определяется из условия

$$H = ДПГ - ДПР, \qquad (11.28)$$

где ДПР — отметка дна подмостового русла.

Определив глубину подтопления

$$h_п = МПГ - ДПР, \qquad (11.29)$$

устанавливают схему протекания воды в подмостовом русле, исходя из условия (11.3).

В зависимости от соотношения $h_п > NH$ или $h_п < NH$ выбирают расчетную систему формул (см. § 11.1) для определения отверстия моста и скорости в расчетном сечении.

Расчеты должны проводиться для двух периодов: весеннего, когда подмостовое русло может быть подтопленным, и осенне-летнего, когда подмостовое русло обычно не подтоплено. При этом следует учитывать возможность значительной аккумуляции при низком уровне водохранилища. В качестве проектного решения принимается наибольшее значение отверстия моста из отмеченных выше двух расчетных случаев.

Пример расчета 11.4. Произвести расчет отверстия малого моста на водохранилище при следующих данных: расход, подсчитанный с учетом аккумуляции (пруд наполняется на 0,58 *м*), равен $Q_{сб} = 75$ *м³/сек*, МПГ — 184 *м*, СПГ — 181 *м*, высота набега волны в нижнем бьефе $h_{нак.н} = 1$ *м*, в верхнем — $h_{нак.в} = 0{,}72$ *м*. Коэффициент расхода для неподтопленного подмостового русла с откосными крыльями $m = 0{,}35$. Дно подмостового русла намечено расположить на уровне СПГ.

Р е ш е н и е. 1. Устанавливаем наименьшую возможную отметку бровки насыпи по зависимостям (11.25) и (11.26)

$$A = МПГ + h_{нак.н} + \Delta_{min} = 184 + 1 + 0{,}5 = 185{,}5 \text{ м}$$

или

$$A = МПГ + h_{min} = 184 + 1{,}8 = 185{,}8 \text{ м}.$$

В расчет принимаем наибольшее значение отметки $A = 185{,}8$ *м*.

2. Отметка допустимого подпорного горизонта по зависимости (11.27)

$$ДПГ = A - h_{нак.в} - \Delta_{min} = 185{,}8 - 0{,}72 - 0{,}5 = 184{,}58 \text{ м}.$$

3. Напор воды перед мостом по формуле (11.28)

$$H = ДПГ - ДПР = 184{,}58 - 181 = 3{,}58 \text{ м}.$$

4. Глубина подтопления $h_п$:
для весеннего периода

$$h_п = МПГ - ДПР = 184 - 181 = 3 \text{ м};$$

для осенне-летнего

$$h'_п = 0.$$

По табл. 11.4 для известного коэффициента расхода $m = 0{,}35$ находим, что критерий затопления $N = 0{,}8$, тогда

$$NH = 0{,}8 \cdot 3{,}58 = 2{,}85 \text{ м}.$$

Таким образом, в весенний период подмостовое русло будет работать по схеме подтопленного водослива с широким порогом, ибо $h_п > NH$, а в осенне-летний период $h_п < NH$ и подмостовое русло будет неподтопленным.

5. Определим отверстие моста для весеннего периода.

Степень подтопления $n = \dfrac{h_п}{H} = \dfrac{3}{3{,}58} = 0{,}84$, которой (табл. 11.5) соответствует коэффициент затопления $\sigma_з = 0{,}93$.

С помощью зависимости (11.8) устанавливаем необходимое отверстие моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_з m \sqrt{2g}\, H^{3/2}} = \frac{75}{0{,}93 \cdot 0{,}35 \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 3{,}58^{3/2}} = 7{,}7 \text{ м}.$$

Округляем полученное отверстие до ближайшего стандартного значения и принимаем $b_1 = 2 \times 4 = 8$ *м*.

Вследствие незначительного расхождения между вычисленным (7,7 *м*) и стандартным отверстием (8 *м*) перерасчет напора нет смысла производить. Одновременно отметим, что в случае изменения (снижения) напора воды H перед мостом отметка бровки земляного полотна не может изменяться, т. к. она определяется режимом эксплуатации водохранилища. Снижение H учитывается при расчетах скорости потока в подмостовом русле.

6. Расчетную глубину $h_р$ и среднюю скорость в расчетном сечении находим с помощью табл. 11.5, по которой для $n = 0{,}84$ и $m = 0{,}35$ $k_п = 0{,}7$. По зависимостям (11.6) и (11.9) находим:

$$h_р = k_п H = 0{,}7 \cdot 3{,}58 = 2{,}5 \text{ м};$$

$$V_р = \frac{Q}{b_1 h_р} = \frac{75}{8 \cdot 2{,}5} = 3{,}75 \text{ м/сек}.$$

По данным табл. 7.12 определяем, что при $h_р = 2{,}5$ *м* и $V_р = 3{,}75$ *м/сек* подмостовое русло должно быть укреплено одиночным мощением из камня размером 15 *см* на слое щебня не менее 10 *см* или сборными бетонными плитами 50 × × 50 *см* и 100 × 100 *см*.

7. Для осенне-летнего периода в связи с большей аккумуляцией расход снизится и напор H будет меньше 3,58 *м*, а поэтому расчет отверстия в данном случае производить нет смысла, т. к. оно будет меньше, чем для весеннего периода.

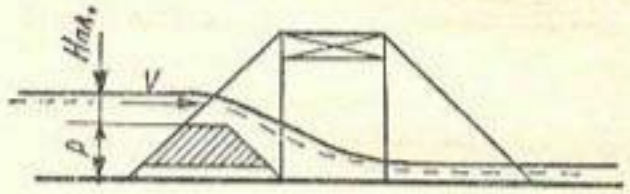
В то же время для принятого отверстия моста ($b_1 = 2 \times 4$ *м*) наибольшая скорость в подмостовом русле чаще всего имеет место в осенне-летний период, когда $h_п = 0$ и мост работает по схеме незатопленного водослива с широким порогом.

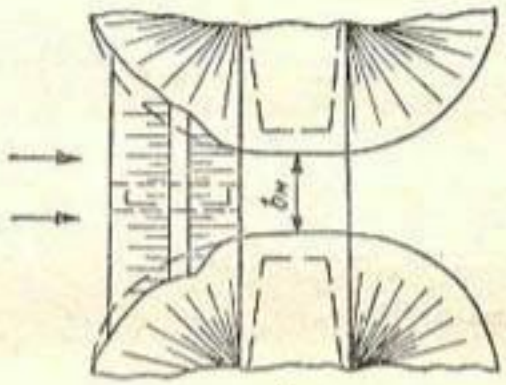
Для такой схемы протекания потока в подмостовом русле устанавливаем расчетную глубину $h_р$ по сниженному напору в летний период $h_р = kH_п$, затем рассчитываем скорость течения и назначаем тип укрепления.

Мосты-водосбросы. Такие мосты обычно устраивают для сброса излишней воды с верхнего бьефа прудов местного значения или оросительных каналов. Среди них различают: мосты с водосливом (рис. 11.6, *а*), мосты с затворами (рис. 11.6, *б*), которые часто называют шандорными; мосты с подъемными щитами (рис. 11.6, *в*) плоского или сегментного очертания.

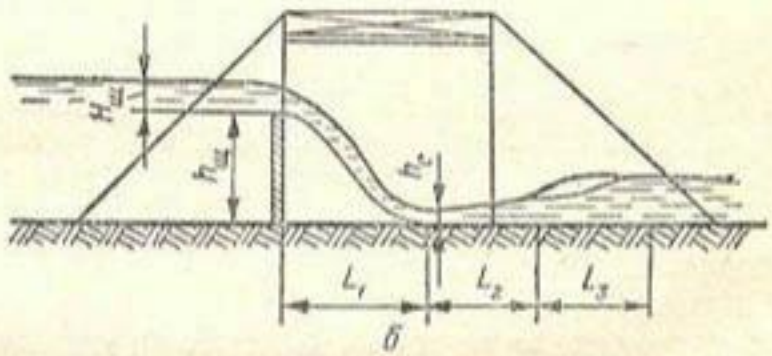
Водослив или затворы позволяют поддерживать постоянный уровень воды в верхнем бьефе.

Мостам с деревянными затворами (рис. 11.6, *б*) присущ ряд отрицательных свойств, к которым, в первую очередь, относятся: недолговечность срока службы древесины по сравнению с бетонной конструкцией моста; значительные эксплуатационные расходы, связанные с осмотром, подъемом и опусканием затворов;

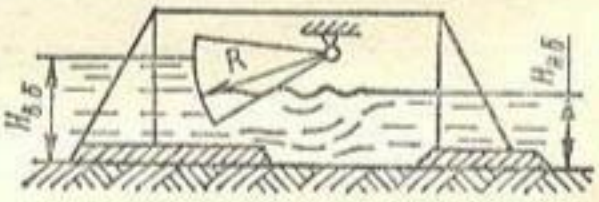




а



б



в

Рис. 11.6

большие скорости в подмостовом русле благодаря падению потока воды с большой высоты и др.

Мосты-водосбросы с водосливом — это такие мосты, которые расположены ниже водосливной плотины (рис. 11.6, *а*). Они обладают рядом преимуществ: долговечность всей конструкции в целом; автоматичность сброса воды; небольшие эксплуатационные расходы; улучшение условий протекания потока в подмостовых руслах (так как ликвидируется свободное падение потока).

Обычно водосливная плотина выполняется в виде ребристой конструкции из сборного железобетона шириной поверху 0,8—1 *м*, с заложением откосов от 1 : 1 до 1 : 1,5 при высоте плотины не более 5—6 *м*.

Наилучшие условия протекания потока в подмостовых руслах можно получить, располагая плотину непосредственно у начала моста.

Расчетная схема протекания потока для таких мостов представлена на рис. 11.7. Согласно данным

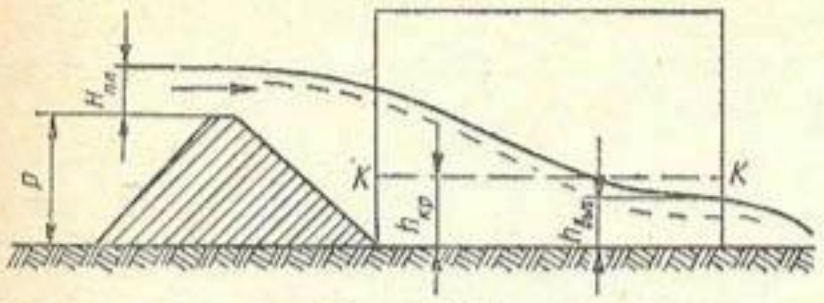


Рис. 11.7

В. А. Большакова [117] стеснение потока в мостах с водосливом подразделяется на незначительное и значительное в зависимости от величины нижнекритического значения расхода $Q_{нк}$. При заданной высоте плотины до тех пор, пока $Q \geqslant Q_{нк}$, будет наблюдаться незначительное стеснение потока, а при $Q < \sigma Q_{нк}$ существующая высота плотины будет оказывать значительное стеснение. Здесь σ коэффициент запаса, принимаемый 1,05 ÷ 1,1.

При заданном расходе критерием стеснения будет являться соотношение фактической высоты плотины P и высоты $P_{нк}$, соответствующей нижнекритическому значению расхода. Если $P < \sigma P_{нк}$, то имеет место незначительное стеснение, если $P > \sigma P_{нк}$, — значительное стеснение.

В случае значительного стеснения потока плотина может работать как затопленный водослив, если также $P < \sigma H_м$, где $H_м$ — напор воды перед мостом.

При расчете отверстий мостов-водосбросов с водосливом известными величинами являются: $Q_{сб}$ — максимальный сбросной расход, подсчитанный с учетом аккумуляции; $h_{пр} = P$ — высота водосливной плотины, определяемая глубиной пруда в соответствии с водохозяйственными расчетами; $H_{пл}$ — напор воды на плотине, устанавливаемый с учетом возможного затопления местности.

Таблица 11.8. **Значение коэффициента расхода m_0 трапецоидальных водосливных плотин**

Напор на плотине, $H_{пл}$, м	m_0 при высоте плотины $P_{пл}$, м									
	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
0,14	0,363	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,16	0,372	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,18	0,381	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,20	0,390	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,25	0,412	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,30	0,435	0,366	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,35	0,457	0,379	0,363	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,40	0,464	0,390	0,372	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,45	0,468	0,401	0,381	0,367	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,50	0,472	0,412	0,390	0,375	0,364	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,55	0,477	0,423	0,399	0,382	0,371	0,362	0,36	0,36	0,36	0,36
0,60	0,481	0,435	0,408	0,390	0,377	0,367	0,36	0,36	0,36	0,36
0,65	0,486	0,446	0,417	0,398	0,384	0,373	0,365	0,36	0,36	0,36
0,70	0,489	0,457	0,426	0,405	0,390	0,379	0,370	0,363	0,36	0,36
0,75	0,49	0,462	0,435	0,412	0,396	0,384	0,375	0,367	0,361	0,36
0,80	0,49	0,464	0,443	0,420	0,403	0,390	0,380	0,372	0,365	0,36
0,85	0,49	0,466	0,452	0,427	0,709	0,396	0,385	0,377	0,369	0,364
0,90	0,49	0,468	0,460	0,435	0,415	0,401	0,390	0,381	0,374	0,368
0,95	0,49	0,471	0,462	0,442	0,422	0,407	0,395	0,386	0,378	0,371
1,0	0,49	0,472	0,464	0,450	0,428	0,412	0,400	0,390	0,382	0,375
1,10	0,49	0,477	0,467	0,461	0,441	0,424	0,410	0,399	0,390	0,382
1,20	0,49	0,481	0,471	0,464	0,454	0,435	0,420	0,408	0,398	0,390
1,30	0,49	0,485	0,474	0,467	0,461	0,446	0,430	0,417	0,406	0,398
1,40	0,49	0,489	0,477	0,470	0,464	0,457	0,440	0,426	0,414	0,405
1,50	0,49	0,49	0,481	0,472	0,466	0,460	0,450	0,435	0,422	0,412
1,60	0,49	0,49	0,484	0,475	0,469	0,462	0,460	0,444	0,430	0,420
1,70	0,49	0,49	0,488	0,478	0,471	0,464	0,462	0,453	0,439	0,427
1,80	0,49	0,49	0,49	0,481	0,474	0,466	0,464	0,461	0,448	0,435
1,90	0,49	0,49	0,49	0,484	0,476	0,468	0,466	0,462	0,458	0,442
2,00	0,49	0,49	0,49	0,487	0,479	0,470	0,468	0,464	0,461	0,450

Задача гидравлического расчета входного участка таких мостов заключается в определении отверстия моста и отверстия водосливной плотины, а также установлении величины скорости в расчетном сечении (обычно на выходе из сооружения) и подборе типа укрепления в подмостовом русле.

Отверстие водосливной плотины $b_{пл}$ определяют первоначально по формуле незатопленного водослива практического профиля

$$Q_{сб} = m_0 b_{пл} \sqrt{2g}\, H_{пл}^{3/2} \sigma_з.$$

Значения коэффициента расхода m_0 для трапецоидальной формы плотины приведены в табл. 11.8.

Отверстие моста $b_м$ обычного типа (рис. 11.6, *а*) может быть выражено через отверстие плотины следующим образом:

$$b_м = b_{пл} - 2{,}3 m_к P, \qquad (11.30)$$

где $m_к$ — коэффициент заложения откосов малого моста, обычно $m_к = 1 \div 1{,}2$.

Определив напор воды перед мостом $H_м$, производят пересчет с учетом затопления плотины, при этом используют связь между критической глубиной в подмостовом русле $h_{км}$ и напором $H_м$ в виде

$$h_{км} = k_1 H_м, \qquad (11.31)$$

где $k_1 = \dfrac{2\varphi^2}{1 + \varphi^2}$, по опытным данным для мостов с водосливом $k_1 = 0{,}67$; φ — коэффициент скорости.

Последовательность расчета показана в численном примере 11.5.

Пример расчета 11.5. Необходимо произвести гидравлический расчет входного участка моста с водосливом на пропуск $Q_{сб} = 70$ *м³/сек* при $P = 4{,}1$ *м*, $H_{пл} = 1{,}7$ *м* и $m_к = 1{,}2$.

Р е ш е н и е. 1. По табл. 11.7 для $P = 4{,}1$ *м* и $H_{пл} = 1{,}7$ *м* определяем, что $m_0 = 0{,}464$ и тогда отверстие водосливной плотины

$$b_{пл} = \frac{Q_{сб}}{\sigma_з m_0 \sqrt{2g}\, H_{пл}^{3/2}} =$$

$$= \frac{70}{1 \cdot 0{,}464 \sqrt{2 \cdot 9{,}81}\, \cdot 1{,}7^{3/2}} = 15{,}2 \text{ м}.$$

Первоначально принимаем $\sigma_з = 1$.

2. Отверстие моста в соответствии с формулой (11.30)

$$b_м = b_{пл} - 2{,}3 m_к P = 15{,}2 - 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 4{,}1 =$$

$$= 3{,}9 \text{ м}.$$

Полученную величину округляем до стандартного значения $b_{м_1} = 4$ *м* и соответственно $b_{пл_1} = 15{,}3$ *м*.

3. Устанавливаем критическую глубину в подмостовом русле

$$h_{км} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b_{м_1}^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 70^2}{9{,}81 \cdot 4^2}} = 3{,}25 \text{ м}.$$

4. Напор воды перед мостом с учетом зависимости (11.31)

$$H_м = \frac{h_{км}}{k_1} = \frac{3{,}25}{0{,}67} = 4{,}85 \text{ м}.$$

Полученное значение напора $H_м$ позволяет определить коэффициент затопления $\sigma_з$ в такой последовательности:

$$\Delta = H_м - P = 4{,}85 - 4{,}1 = 0{,}75 \text{ м};$$

$$z = (H_{пл} + P) - H_м = 1{,}7 + 4{,}1 - 4{,}85 =$$

$$= 0{,}95 \text{ м};$$

$$\sigma_з = \left(1{,}05 + 0{,}8 \frac{\Delta}{P}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H_{пл}}} =$$

$$= \left(1{,}05 + 0{,}8 \frac{0{,}75}{4{,}1}\right) \sqrt[3]{\frac{0{,}95}{1{,}7}} = 0{,}99.$$

В данном случае $\sigma_з \approx 1$ и перерасчета делать не надо, в противном случае производится перерасчет с учетом $\sigma_з < 1$.

5. Наибольшая скорость потока на выходе из сооружения при глубине $h_{вых} \approx 0{,}7\, h_{км}$

$$V_{вых} = \frac{Q}{b_{м_1} h_{вых}} = \frac{70}{4 \cdot 0{,}7 \cdot 3{,}25} = 7{,}7 \text{ м/сек}.$$

По табл. 7 устанавливаем, что при глубине $h_{вых} = 0{,}7 h_{км} = 2{,}28$ *м* и $V_{вых} = 7{,}7$ *м/сек* подмостовое русло должно быть укреплено бетонными плитами.

При необходимости снижения скорости потока на выходе следует уменьшить расчетный напор на плотине $H_{пл}$.

6. Для проверки условий работы самой водосливной плотины используем методику В. А. Большакова. Определяем степень стеснения потока

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{b_{пл}^2}{b_м^2}} = \sqrt[3]{\frac{15{,}3^2}{4^2}} = 2{,}44.$$

Устанавливаем значение нижнекритического значения расхода

$$Q_{нк} = \frac{P b_{пл}}{\psi} \sqrt{\frac{Pg}{\alpha \psi}} =$$

$$= \frac{4{,}1 \cdot 15{,}3}{2{,}19} \sqrt{\frac{4{,}1 \cdot 9{,}81}{1{,}1 \cdot 2{,}19}} = 117 \text{ м}^3/\text{сек},$$

где

$$\psi = \frac{k_1^2}{2n^2} + \frac{n}{k_1} - 1{,}5 =$$

$$= \frac{0{,}67^2}{2 \cdot 2{,}44^2} + \frac{2{,}44}{0{,}67} - 1{,}5 = 2{,}19.$$

Сравнивая $Q_{сб} = 70$ *м³/сек* и $\sigma Q_{ик} = 1{,}1 \times \times 117 = 129$ *м³/сек*, убеждаемся, что плотина оказывает значительное стеснение на протекающий поток. Так как одновременно выдерживается и второй критерий затопления $P = 4{,}1$ *м* $< \sigma H_м = 1{,}1 \cdot 485 = 5{,}34$, то плотина работает как затопленный водослив и все данные, приведенные в примере, пересчета не требуют.

Мосты с деревянными затворами (рис. 11.6, *б*) рассчитывают по формуле незатопленного водослива с тонкой стенкой (10.3)

$$Q_{сб} = m_0 b \sqrt{2g}\, H_{щ}^{3/2},$$

где $Q_{сб}$ — расчетный расход, определяемый с учетом аккумуляции воды (см. § 11.1) или другими условиями; m_0 — коэффициент расхода водослива в тонкой стенке, определяемый по табл. 10.1 и 10.2 (см. главу 10); $H_{щ}$ — допустимый напор перед щитами, определяется условиями возможного затопления местности.

Протекание потока в подмостовых руслах рассматриваемого случая всегда является свободным. За расчетную скорость принимают скорость в сжатом сечении потока V_c. Зона возможного падения потока с гребня затворов, т. е. на протяжении l_1, должна быть усиленно укреплена. Длина падения струи l_1, длина прыжка, тип сопряжения потока, глубина в сжатом сечении определяются по зависимостям, приведенным в главе 12.

Мосты-водосбросы с подъемными щитами плоского или сегментного очертания (рис. 11.6, *в*) чаще всего устраивают в оросительных каналах, где они зачастую выполняют роль перегораживающих сооружений. Обычно такие мосты работают по схеме затопленного водослива.

Отверстие таких мостов при заданном расчетном расходе Q рассчитывают по формуле истечения из-под щита (см. § 15.5)

$$Q = \mu b a_з \sqrt{2g\Delta z}\,. \qquad (11.32)$$

Коэффициент расхода μ принимается в зависимости от очертания щитов и режима работы моста: для вертикальных плоских щитов $\mu = = 0{,}63 \div 0{,}64$; для сегментных щитов $\mu = = 0{,}66 \div 0{,}75$.

Расчет отверстия b производят при определенных (режимных) открытиях щита $a_з$.

Величина перепада определяется для условий несвободного протекания как разница уровней воды верхнего и нижнего бьефов.

При схеме незатопленного водослива

$$\Delta z = H - h_c, \qquad (11.33)$$

где H — глубина воды перед щитом; h_c — глубина воды в сжатом сечении, $h_c = \varepsilon a_з$; ε — коэффициент вертикального сжатия, $\varepsilon = 0{,}64$.

Наихудшим случаем расчета является случай свободного протекания, расчет которого производят с учетом гашения энергии потока в нижнем бьефе сооружения (см. главу 13).

§ 11.3. Водопропускные (дорожные) трубы

В настоящее время чаще всего применяются водопропускные трубы круглого и реже прямоугольного сечений.

Применение труб более предпочтительно, чем малых мостов. Однако трубы не рекомендуется применять на постоянно действующих водотоках с возможным ледоходом или корчеходом; водотоках, где возможно образование наледей; переходах через селевые потоки.

По числу отверстий трубы бывают одноочковые, двухочковые, трехочковые и многоочковые.

Согласно действующим типовым проектам дорожные водопропускные трубы имеют стандартные отверстия: круглые — с внутренним диаметром 0,75 *м*; 1 *м*; 1,25 *м*; 1,5 *м* и 2 *м*; прямоугольные — одноочковые — 2 *м*, 2,5 *м* и 3 *м*, двухочковые — $2 \times 2{,}2$ *м*; $2 \times 2{,}7$ *м* и $2 \times 3{,}2$ *м*.

При гидравлическом расчете труб, так же, как и малых мостов, самостоятельно рассматриваются

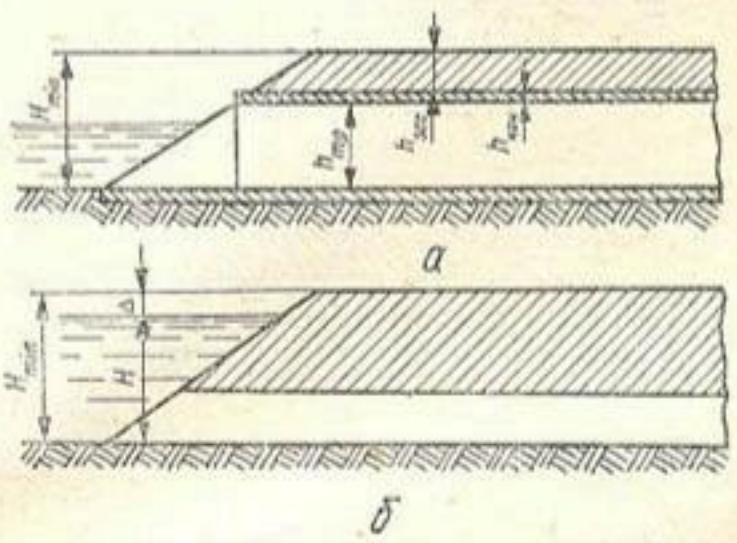


Рис. 11.8

входной и выходной участки. Задача расчета входного участка заключается в определении диаметра или отверстия трубы. При этом считается, что пропускная способность многоочковых (двухочковых, трехочковых и т. д.) труб равна суммарной пропускной способности соответствующего количества одноочковых труб. В результате расчета выходного участка должны быть определены условия, обеспечивающие устойчивость сооружения со стороны нижнего бьефа.

В настоящем параграфе рассмотрен только расчет входного участка, а специальные расчеты выходных участков представлены в главе 12 (см. § 12.6).

Наименьшая допустимая высота насыпи H_{min} над трубами устанавливается расчетом в соответствии с приведенными ниже формулами:

а) по засыпке грунта при безнапорном режиме, рис. 11.8, *а*

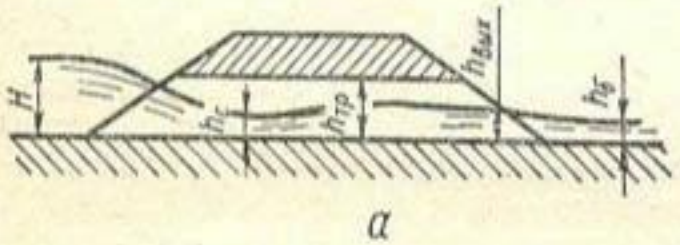
$$H_{min} = h_{тр} + h_{кон} + h_{зас}; \qquad (11.34)$$

б) при полунапорном и напорном режимах, рис. 11.8, *б*

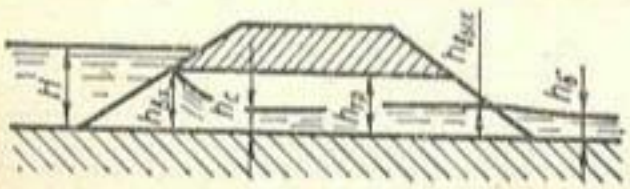
$$H_{min} = H + \Delta. \qquad (11.35)$$

В зависимостях (11.34) и (11.35): $h_{тр}$ — высота трубы (или диаметр); $h_{кон}$ — толщина стенки трубы; $h_{зас}$ — высота засыпки (не менее 0,5 *м*); H — напор воды перед трубой; Δ — запас над горизонтом подпертых вод, принимаемый для труб малых отверстий не менее 0,5 *м*, а для труб отверстием 2 *м* и больше — не менее 1 *м*.

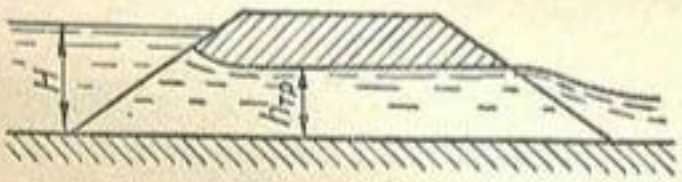
По режиму протекания потока в пределах сооружения трубы подразделяются на безнапорные, полунапорные и напорные.



а



б



в

Рис. 11.9

Безнапорный режим протекания потока характеризуется наличием свободной поверхности потока (рис. 11.9, *а*) на всем протяжении трубы. В случае необходимости кривая свободной поверхности может быть построена с помощью методов, рассмотренных в главе 8.

Труба работает в безнапорном режиме, если $H \leqslant 1{,}2\, h_{тр}$.

Отметим, что Н. П. Розанов предлагает дифференцировать критерий существования безнапорного режима в трубах (11.36) в зависимости от типа оголовка и формы поперечного сечения трубы. По его расчетам, предельный напор для данного случая колеблется от $H = 1{,}1 h_{вх}$ до $H = 1{,}26\, h_{вх}$. При практических расчетах круглых и прямоугольных труб достаточно использовать приведенный выше критерий $H \leqslant 1{,}2 h_{тр}$.

Полунапорный режим протекания потока в трубе имеет два характерных участка: участок на входе и основной (рис. 11.9, *б*). Входной участок характеризуется затопленным входом в трубу, где поток соприкасается по всему периметру со стенками трубы. Входной участок заканчивается сжатым сечением с глубиной $h_c < h_к$, затем протекание потока происходит со свободной поверхностью. Условием существования полунапорного режима является критерий $H > 1{,}2\, h_{тр}$.

Отметим, что пропускная способность полунапорных труб больше, чем безнапорных.

Напорный режим протекания потока в трубах характеризуется тем, что все поперечное сечение сооружения по всей длине полностью заполнено водой (рис. 11.9, *в*). В этом случае кривая свободной поверхности может иметь место только лишь на выходном участке трубы, где сказывается влияние кривизны потока. При напорном режиме трубы обладают наибольшей пропускной способностью.

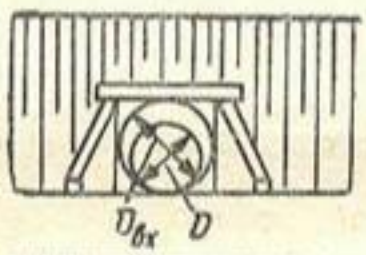
Напорный режим имеет место при одновременном выполнении трех условий:

1) входной оголовок должен быть обтекаемым;

2) $H > 1{,}4 h_{тр}$; (11.36)

3) $i_{тр} < i_f$, (11.37)

где $i_{тр}$ — уклон дна трубы; i_f — уклон трения, $i_f = \dfrac{Q^2}{\omega^2 W^2}$.



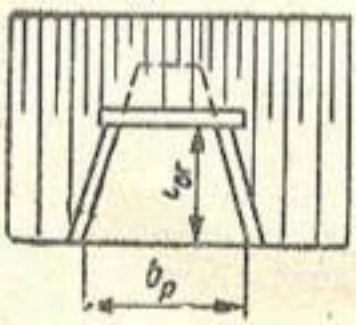


Рис. 11.10

На режим работы трубы оказывают особое влияние входные, а также выходные оголовки, которые предназначены для сопряжения трубы с откосами земляного полотна. Входные оголовки можно подразделить на обтекаемые и необтекаемые.

Обтекаемые оголовки (рис. 11.10) характеризуются или повышенным входным звеном, или конически сходящимся звеном.

К необтекаемым оголовкам относятся раструбные (рис. 11.11, *а*), портальные (рис. 11.11, *б*) и воротниковые (рис. 11.11, *в*).

Обтекаемые оголовки хотя и обладают большей пропускной способностью, но уступают по трудоемкости изготовления необтекаемым, среди которых несколько большая пропускная способность у раструбных оголовков.

Исследования, выполненные Л. Г. Рабухиным, показали, что повышение пропускной способности дорожных труб (обычно уже существующих) может быть обеспечено специальными конст-

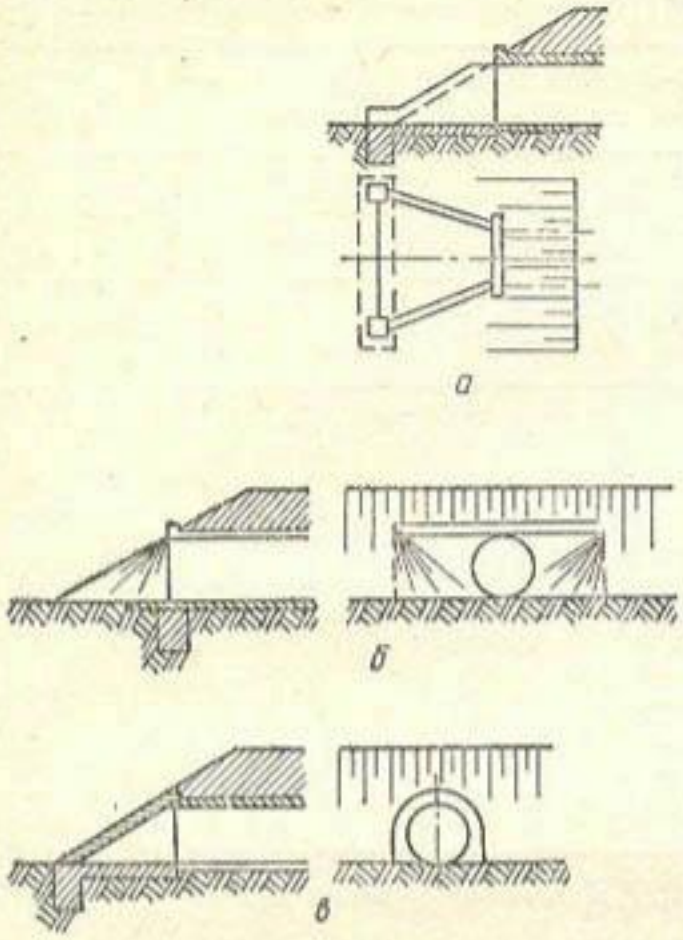


Рис. 11.11

руктивными устройствами: обтекаемый открылок, горизонтальный козырек над входным отверстием или щит-крышка на раструбном оголовке. Схематический вид сооружения со щитом-крышкой приведен на рис. 11.12. Оптимальными закрытиями, которые обеспечивают возрастание пропускной способности на 26—30% при напорном режиме движения, являются: для прямоугольных труб $s = 0{,}25\ h_{тр}$, а для круглых $s = 0{,}1\ d$.

Следует отметить, что при расчете отверстий труб с учетом аккумуляции эффект применения обтекаемых оголовков резко снижается и поэтому зачастую их трудоемкость изготовления не оправдывается.

При гидравлическом расчете дорожных железобетонных труб в зависимости от качества их изготовления, укладки и условий эксплуатации могут приниматься следующие осредненные коэффициенты шероховатости n: при гладкой, весьма тщательной отделке поверхности, хорошо устроенных швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0{,}012$; при не вполне ровно затертой поверхности, удовлетворительно устроенных швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0{,}014$; при шероховатой поверхности трубы, удовлетворительно устроенных швах и наличии песка и гравия на дне $n = 0{,}016$.

Расчетные расходы для определения отверстий водопропускных труб принимают на основе гидрологических расчетов стока воды, имеющих вероятность превышения в % по нормативным данным, приведенным в табл. 11.3.

Расчет отверстий труб без учета аккумуляции. Расчет отверстия трубы обычно производят в зависимости от отмеченных выше режимов протекания воды в ней. Наиболее частым случаем при этом является свободное протекание, когда уровень воды в нижнем бьефе не влияет на условия протекания потока. Влияние затопления начинает сказываться при $h_{н.б} \geqslant (1{,}2 \div 1{,}25)\ h_{кр}$, а учет затопления рассмотрен ниже.

Пропускная способность безнапорных труб (любой формы поперечного сечения) в общем случае может быть определена по формуле А. А. Угинчуса

$$Q = m b_{кр} \sqrt{2g}\ H_0^{3/2}, \qquad (11.38)$$

где m — коэффициент расхода, принимаемый для раструбных оголовков $m = 0{,}36$ при $H < 0{,}6\ d$ и $m = 0{,}335$ при $H > 0{,}6\ d$; для воротниковых оголовков $m = 0{,}305$; для портальных оголовков $m = 0{,}31$; $b_{кр}$—средняя ширина потока в сечении с критической глубиной; H_0 — полный напор (т. е. с учетом скорости подхода).

Гидравлический расчет отверстий прямоугольных безнапорных труб не отличается от расчета отверстий малых мостов, так как в обоих случаях справедливы одни и те же расчетные схемы протекания потока в сооружении. Следовательно, подробно рассмотренная в § 11.1 методика расчета малых мостов полностью применима и в данном случае.

Отверстия безнапорных труб рассчитывают методом подбора на основании допускаемой скорости, исходя из предельной степени наполнения

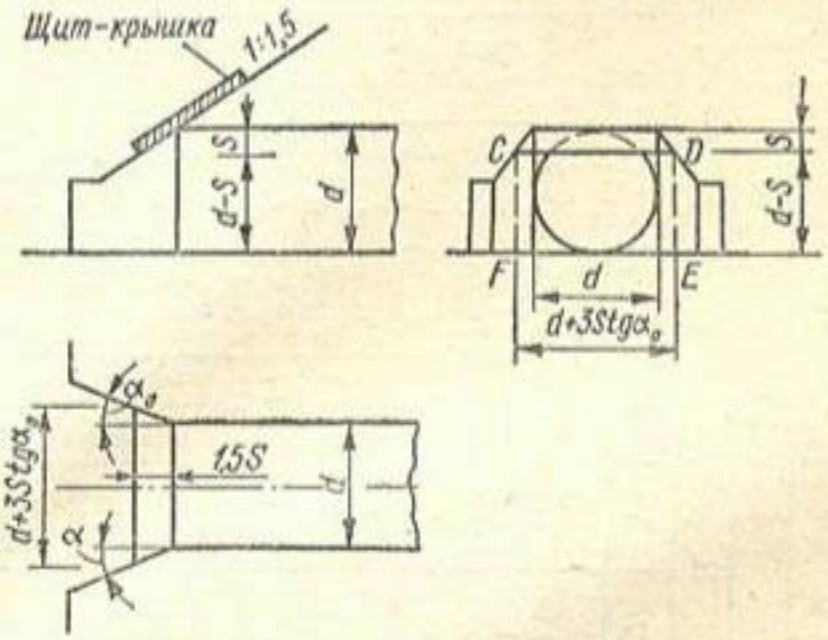


Рис. 11.12

$s_0 = H/h_{тр}$, которая определяется нормами. При этом возвышение высшей точки внутренней поверхности труб над поверхностью воды должно быть в круглых трубах не менее $1/4\ d$, в прямоугольных высотой до 3 *м* — не менее 1/6 высоты трубы в свету, а высотой более 3 *м* — не менее 0,5 *м*. Данные нормативные требования

Таблица 11.9. **Таблицы пропускной способности круглых железобетонных труб**

Q, м³/сек	$d = 0{,}75$ м				$d = 1$ м				$d = 1{,}25$ м				$d = 1{,}5$ м				$d = 2$ м			
	Тип входного оголовка																			
	I		II		I		II		I		II		I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
0,4	0,61	1,7	0,56	1,7	0,55	1,6	0,51	1,6	0,51	1,5	0,47	1,5	0,48	1,5	0,42	1,5	0,45	1,5	0,38	1,5
0,6	0,79	1,9	0,72	1,9	0,70	1,8	0,64	1,8	0,62	1,7	0,57	1,7	0,60	1,7	0,56	1,7	0,55	1,6	0,49	1,6
0,8	1,00	2,9	0,85	2,1	0,82	2,0	0,76	2,0	0,73	1,8	0,67	1,8	0,69	1,8	0,64	1,8	0,67	1,7	0,61	1,7
0,9	1,17	3,1	0,92	2,2	0,88	2,0	0,81	2,0	0,76	1,9	0,71	1,9	0,74	1,8	0,68	1,8	0,69	1,8	0,65	1,8
1,0	1,33	3,5	0,99	2,3	0,94	2,1	0,86	2,1	0,82	1,9	0,75	1,9	0,78	1,9	0,72	1,9	0,73	1,8	0,68	1,8
1,1	1,51	3,8	1,07	2,4	1,00	2,2	0,91	2,2	0,86	2,0	0,79	2,0	0,82	1,9	0,77	1,9	0,72	1,9	0,72	1,9
1,2	1,72	4,2	1,14	2,6	1,06	2,3	0,96	2,3	0,91	2,1	0,84	2,1	0,87	2,0	0,80	2,0	0,81	1,9	0,75	1,9
1,4	2,19	4,9	1,28	3,0	1,17	2,5	1,06	2,5	1,00	2,2	0,92	2,2	0,93	2,1	0,87	2,1	0,89	2,0	0,82	2,0
1,6	2,69	5,6	1,44	3,5	1,37	3,4	1,14	2,6	1,09	2,3	1,00	2,3	1,00	2,2	0,93	2,2	0,93	2,1	0,87	2,1
1,8			1,63	3,9	1,59	3,7	1,23	2,6	1,16	2,4	1,07	2,4	1,08	2,2	1,00	2,2	0,99	2,1	0,92	2,1
2,0			1,84	4,3	1,80	4,1	1,32	2,7	1,26	2,5	1,13	2,5	1,15	2,3	1,07	2,3	1,05	2,2	0,97	2,2
2,2			2,07	4,7	2,04	4,6	1,47	2,8	1,33	2,6	1,21	2,6	1,21	2,4	1,12	2,4	1,11	2,2	1,02	2,2
2,5			2,42	5,4	2,47	5,1	1,58	3,2	1,43	2,8	1,31	2,8	1,30	2,5	1,20	2,5	1,19	2,3	1,10	2,3
3,0							1,82	3,8	1,86	3,8	1,45	2,9	1,47	2,7	1,33	2,7	1,30	2,4	1,21	2,4
3,5							2,14	4,5	2,24	4,6	1,60	3,1	1,63	2,9	1,48	2,9	1,41	2,6	1,31	2,6
4,0							2,47	5,1	2,66	5,2	1,84	3,2	1,75	3,1	1,60	3,1	1,53	2,7	1,43	2,7
4,5							2,87	5,7	3,26	5,9	1,98	3,7	2,07	4,2	1,71	3,2	1,65	2,8	1,53	2,8
5,0											2,17	4,0	2,38	4,6	1,83	3,3	1,75	2,9	1,61	2,9
5,5											2,37	4,5	2,67	5,0	1,95	3,4	1,86	3,0	1,71	3,0
6,0											2,58	4,8	2,99	5,5	2,09	3,6	1,97	3,1	1,79	3,1
6,5											2,82	5,2	3,32	5,9	2,27	3,7	2,06	3,2	1,88	3,2
7,0											3,09	5,7			2,40	4,0	2,16	3,3	1,97	3,3
7,5											3,34	6,1			2,52	4,2	2,26	3,4	2,07	3,4
8,0															2,64	4,5	2,34	3,6	2,03	3,6
8,5															2,79	4,8	2,38	3,6	2,18	3,6
9,0															2,93	5,1	2,66	4,6	2,29	3,7
9,5															3,10	5,4	2,86	4,9	2,36	3,7
10															3,29	5,6	3,07	5,1	2,44	3,8
11															3,68	6,2	3,46	5,6	2,62	3,9
12																	3,83	6,1	2,74	4,0
13																			2,96	4,1
14																			3,10	4,4
15																			3,28	4,7
16																			3,40	5,0
17																			3,60	5,4
18																			3,80	5,7
19																			4,04	6,0

Примечание. Тип I — необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбные): $\zeta = 0{,}4$, $\varphi = 0{,}85$, $\varepsilon_в = 0{,}6$, $\varepsilon = 0{,}65$, $i_0 \geqslant i_{кр}$, $i_{тр} > i_f$ (при $H \leqslant 1{,}2d$ трубы работают как безнапорные, при $H > 1{,}2d$ — как полунапорные). Тип II — обтекаемые оголовки: $\zeta = 0{,}1$, $\varphi = 0{,}95$, $i_0 \geqslant i_{кр}$, $i_{тр} < i_f$, $\varepsilon = \varepsilon_в = 1$, $l = l_{вх}$ (при $H < 1{,}4d$ трубы работают как безнапорные, при $H > 1{,}4d$ — как напорные).

Таблица 11.10. **Таблицы пропускной способности прямоугольных труб (при откосных крыльях с разворотом 1 : 2)**

Расход q, $м^2/сек$	$h_{тр} = 1$ м				$h_{тр} = 1{,}5$ м				$h_{тр} = 2$ м				$h_{тр} = 2{,}5$ м				$h_{тр} = 3$ м			
	Тип оголовка																			
	I		II		I		II		I		II		I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
0,4	0,44	1,6	0,40	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6
0,6	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8
0,8	0,70	2,0	0,64	2,0	0,70	2,0	0,64	2,0	0,70	2,0	0,64	2,0	0,70	2,0	0,64	2,0	0,70	2,0	0,64	2,0
1,0	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1
1,2	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3
1,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4
1,6	1,11	2,5	1,00	2,5	1,11	2,5	1,00	2,5	1,11	2,5	1,00	2,5	1,11	2,5	1,00	2,5	1,11	2,5	1,00	2,5
1,8	1,21	2,9	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6
2,0	1,35	3,2	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7
2,5	1,76	4,0	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9
3,0	2,27	4,8	1,51	3,0	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1
3,5	2,88	5,6	1,69	3,5	1,93	3,8	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3
4,0	3,56	6,4	1,90	4,0	2,23	4,3	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4
4,5	4,24	7,2	2,14	4,5	2,59	4,8	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5
5,0			2,41	5,0	2,97	5,4	2,13	3,6	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7
5,5			2,71	5,5	3,40	5,9	2,25	3,7	2,54	4,4	2,30	3,8	2,54	3,8	2,30	3,8	2,54	3,8	2,30	3,8
6,0			3,03	6,0	3,87	6,4	2,40	4,0	2,89	4,8	2,44	3,9	2,70	3,9	2,44	3,9	2,70	3,9	2,44	3,9
6,5			3,39	6,5	4,38	7,0	2,56	4,3	3,18	5,2	2,58	4,0	2,86	4,0	2,58	4,0	2,86	4,0	2,58	4,0
7,0			3,77	7,0			2,73	4,7	3,50	5,6	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1
7,5							2,91	5,0	3,81	6,0	2,85	4,2	3,20	4,8	2,85	4,2	3,16	4,2	2,85	4,2
8,0							3,11	5,3	4,18	6,4	2,90	4,3	3,43	5,2	2,98	4,2	3,30	4,2	2,98	4,2
9,0							3,55	6,0	4,97	7,2	3,11	4,5	3,95	5,8	3,22	4,4	3,56	4,4	3,22	4,4
10							4,01	6,7			3,41	5,0	4,48	6,4	3,46	4,6	3,90	5,4	3,46	4,6
11							4,55	7,3			3,71	5,5	5,11	7,1	3,68	4,7	4,35	5,9	3,68	4,7
12											4,03	6,0			3,80	4,8	4,80	6,4	3,88	4,9
13											4,39	6,5			4,02	5,2	5,31	7,0	4,10	5,0
14											4,75	7,0			4,28	5,6			4,24	5,1
15															4,53	6,0			4,41	5,2
16															4,82	6,4			4,61	5,3
17															5,11	6,8			4,81	5,7
18															5,44	7,2			5,03	6,0
19																			5,26	6,3
20																			5,51	6,7
21																			5,77	7,0

Продолжение табл. 11.10

Расход q, $м^2/сек$	$h_{тр} = 3{,}5$ м				$h_{тр} = 4$ м			
	Тип оголовка							
	I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V
0,4	0,44	1,6	0,40	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6
0,6	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8
0,8	0,70	2,0	0,64	2,0	0,70	2,0	0,64	2,0
1,0	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1
1,2	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3
1,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4
1,6	1,11	2,5	1,00	2,5	1,11	2,5	1,00	2,5
1,8	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6
2,0	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7
2,5	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9
3,0	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1
3,5	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3
4,0	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4
4,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5
5,0	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7
5,5	2,54	3,8	2,30	3,8	2,54	3,8	2,30	3,8
6,0	2,70	3,9	2,44	3,9	2,70	3,9	2,44	3,9
6,5	2,86	4,0	2,58	2,0	2,86	4,0	2,58	4,0
7,0	3,02	4,1	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1
7,5	3,16	4,2	2,85	4,2	3,16	4,2	2,85	4,2
8,0	3,30	4,2	2,98	4,2	3,30	4,2	2,98	4,2
9,0	3,56	4,4	3,22	4,4	3,56	4,4	3,22	4,4
10	3,83	4,6	3,46	4,6	3,83	4,6	3,46	4,6
11	4,07	4,7	3,68	4,7	4,07	4,7	3,68	4,7
12	4,34	5,5	3,88	4,9	4,30	4,9	3,88	4,9
13	4,72	6,0	4,10	5,0	4,55	5,0	4,10	5,0
14	5,12	6,5	4,30	5,1	4,78	5,1	4,30	5,1
15	5,56	6,9	4,52	5,3	5,05	6,0	4,52	5,3
16	6,04	7,4	4,70	5,4	5,42	6,4	4,70	5,4
17			4,90	5,5	5,79	6,8	4,90	5,5
18			5,00	5,5	6,18	7,2	5,09	5,6
19			5,17	5,6			5,29	5,7
20			5,33	5,7			5,46	5,8
21			5,53	6,0			5,62	5,9
22			5,73	6,3			5,71	5,9
23			5,92	6,6			5,87	5,9
24			6,15	6,8			6,03	6,0
25							6,20	6,2
26							6,39	6,5
27							6,58	6,7
28							6,77	7,0

Примечание. Тип I — необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбные): $\zeta_{вх} = 0{,}4$, $\varphi = 0{,}85$, (при $H \leqslant 1{,}2h_{тр}$ трубы работают как безнапорные, при $H > 1{,}2h_{тр}$ — как полунапорные). Тип II — обтекаемые оголовки: $\zeta_{вх} = 0{,}1$, $\varphi = 0{,}95$ (при $H \leqslant 1{,}4h_{тр}$ трубы работают как безнапорные, при $H > 1{,}4h_{тр}$ — как напорные).

обусловлены возможностью проплывания через трубу некрупных предметов. Исходя из этого, следует считать, что безнапорный режим является наиболее безопасным.

Глубина потока на входе в трубу $h_{вх}$ (рис. 11.9, *а*) может быть определена по рекомендациям Н. П. Розанова. Для раструбных оголовков прямоугольных труб: при $i_{тр} < i_{кр}$ $h_{вх} = 0{,}88\ H$; при $i_{тр} > i_{кр}$ $h_{вх} = 0{,}85\ H$.

Для круглых труб: с раструбными и портальными оголовками $h_{вх} = 0{,}9\ H$; с воротниковыми оголовками $h_{вх} = 0{,}79\ H$.

За расчетное сечение, в котором имеет место наименьшая глубина и соответственно наибольшая скорость, принимают либо сжатое (рис. 11.2,*а*, 11.9, *а*), либо сечение с нормальной глубиной (рис. 11.2, *б*). В любом из этих двух случаев глубина в расчетном сечении меньше критической, а поэтому скорость всегда больше критической. В то же время следует отметить, что определение расчетной глубины в пределах трубы зачастую лишено практического смысла, т. к. конструктивные элементы трубы выполняются из железобетона, для которого почти всегда $V_{доп} > V_{расч}$.

В связи с этим особо важное значение приобретает расчет выходного участка, задачей которого является обеспечение надежности сооружения со стороны нижнего бьефа.

Учитывая, что отверстия труб должны быть стандартными, можно использовать таблицы пропускной способности круглых и прямоугольных труб (табл. 11.9 и 11.10), составленные О. В. Андреевым по расчетной зависимости (11.38) в предположении равенства уклона трубы $i_{тр}$ и критического $i_{кр}$.

Расчет отверстий безнапорных труб по этим таблицам производится путем подбора диаметра d или высоты трубы $h_{тр}$, напора воды H и скорости протекания потока для соответствующего расчетного расхода.

Поскольку скорости в табл. 11.9 и 11.10 приведены для безнапорных и полунапорных труб только в сечении с критической глубиной, расчет выходного участка является обязательным.

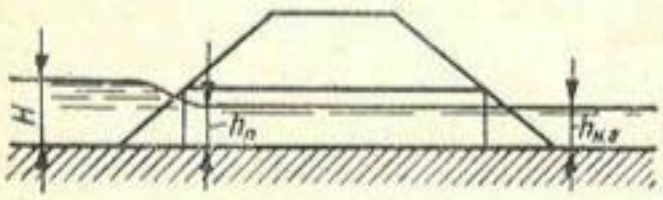


Рис. 11.13

При возрастании глубины воды в нижнем бьефе $h_{н.б}$ происходит затопление трубы (рис. 11.13), т.е. уровень воды в нижнем бьефе влияет на пропускную способность трубы. В этом случае сжатое сечение затапливается и фактически на всем протяжении трубы глубина потока одна и та же. Как отмечено выше, критерием затопления является неравенство $h_{н.б} \geqslant (1{,}2 \div 1{,}25)\ h_{кр}$, а также $h_{н.б} \geqslant (0{,}75 \div 0{,}77)\ H$. Глубина подтопления без учета перепада восстановления принимается равной глубине воды в нижнем бьефе.

Значения нормальной и критической глубин при расчетах труб определяют в соответствии с общими положениями, рассматриваемыми в главах 7 и 8.

Для расчета h_0 и $h_{кр}$ в круглых железобетонных трубах можно использовать табл. 11.11. В случае $i_{тр} < i_{кр}$ критическая глубина находится следующим образом: определяется критическая функция $\frac{Q^2}{gd^5} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}d^5}$ и по табл. 11.11 для этого значения устанавливается величина отношения $h_{кр}/d = P$, следовательно, критическая глубина $h_{кр} = Pd$.

Таблица 11.11. **Гидравлические характеристики безнапорных дорожных труб**

Степень наполнения $h_{кр}/d$ или h_0/d	Критическая функция $\frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}d^5} = \frac{Q^2}{gd^5}$	Отношение расходных характеристик K_0/K_d	Отношение скоростных характеристик W_0/W_d
0	0	0	0
0,05	0	0,004	0,184
0,1	0	0,017	0,333
0,15	0	0 043	0,457
0,2	0.001	0,08	0,565
0,25	0.005	0,129	0,661
0,3	0,009	0,188	0,748
0,35	0,016	0,256	0,821
0,4	0.025	0,332	0,889
0,45	0,04	0,414	0,948
0,5	0,06	0,5	1
0,55	0.088	0,589	1,045
0,6	0,121	0,678	1,083
0,65	0,166	0,766	1,113
0,7	0 22	0,85	1,137
0,75	0,294	0 927	1,152
0,8	0,382	0,994	1,159
0,85	0,5	1,049	1,157
0,9	0,685	1,082	1,142
0,95	1,035	1,087	1,108
1		1	1

Примечание. Для целиком заполненных круглых железобетонных труб можно принимать: $K_d = 24d^{8/3}$ *м³/сек* и $W_0 = 30{,}5d^{2/3}$ *м/сек*, где d в *м*.

При $i_{тр} > i_{кр}$ нормальную глубину h_0 находят в такой последовательности. Вычисляют расход-

ную характеристику полного сечения $K_d = 24\,d^{8/3}$ и определяют фактическую расходную характеристику $K_0 = Q/\sqrt{i_{тр}}$. Затем определяют отношение расходных характеристик K_0/K_d и по нему устанавливают с помощью табл. 11.11 значение $h_0/d = P$; следовательно, нормальная глубина потока $h_0 = Pd$. При необходимости подсчета скорости потока в этом сечении поступают следующим образом. Для найденного значения $h_0/d = p$ выписывают из табл. 11.11 отношение скоростных характеристик $W_0/W_d = B$ и, зная, что $W_d = 30{,}5\,d^{2/3}$, определяют $W_0 = BW_d$. Тогда

Таблица 11.12. **Коэффициенты для расчета дорожных труб**

Форма поперечного сечения трубы	Расчетные коэффициенты	Типы входных оголовков				
		Портальный с конусами	Воротниковый	Раструбный с $\alpha_р$		
				10°	20°	30—45°
Прямоугольная	m	0,325	0,315	0,36	0,36	0,35
	ε	0,74	0,74	0,76	0,78	0,81
	μ	0,62	0,58	0,61	0,64	0,68
Круглая	m	0,31	0,31	0,33	0,33	0,33
	ε	0,79	0,75	0,79	0,79	0,79
	μ	0,65	0,62	0,66	0,69	0,7

скорость $V_0 = W_0\sqrt{i_{тр}}$. Табл. 11.11 составлена для коэффициента шероховатости трубы $n = 0{,}013$.

Пропускная способность полунапорных труб определяется по рекомендациям Н. П. Розанова:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g\,(H - \varepsilon h_{тр})} \qquad (11.39)$$

или точнее для круглых труб с учетом уклона дна

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g\,[H - (0{,}708 - 2i_{тр})\,d]}. \qquad (11.40)$$

Значения коэффициентов μ и ε приводятся в табл. 11.12 в зависимости от типа входного оголовка.

Подбор отверстия по зависимостям (11.39) и (11.40) ведут для заданных степени заполнения трубы или глубине потока H перед сооружением.

При расчете полунапорных труб можно также пользоваться таблицами пропускной способности (табл. 11.10 и 11.11), которые позволяют легко и быстро подобрать стандартные отверстия труб.

В практических расчетах трубы с необтекаемыми оголовками с затопленным входным сечением следует рассчитывать по полунапорному режиму.

Пропускная способность напорных труб, не затопленных со стороны нижнего бьефа, определяется зависимостью

$$Q = \mu_н\omega\sqrt{2g\,(H_0 + i_{тр}l_{тр} - 0{,}85h_{тр})}. \qquad (11.41)$$

Коэффициент расхода $\mu_н$ определяется в общем случае зависимостью

$$\mu_н = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_{вх} + \lambda\frac{l}{d}}}, \qquad (11.42)$$

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления на входе, для необтекаемых оголовков $\zeta_{вх} = 0{,}33$, а для обтекаемых $\zeta_{вх} = 0{,}2$; λ — гидравлический коэффициент трения, $\lambda = 0{,}025 \div 0{,}03$.

В случае затопленного выхода из трубы следует пользоваться зависимостью

$$Q = \mu_н\omega\sqrt{2g\,(H + i_{тр}l_{тр} - h_{н.б})}. \qquad (11.43)$$

Расчет отверстия следует производить методом подбора, исходя из расчетных скоростей течения.

Пример расчета 11.6. Произвести аналитический расчет напорной железобетонной круглой трубы с обтекаемым оголовком при расчетном расходе $Q = 4{,}5\ м^3/сек$, если $i_{тр} = i_л = 0{,}008$.

Р е ш е н и е. 1. Принимая расчетную скорость в трубе $V = 4\ м/сек$ (правильность принятия расчетной скорости в трубе проверяется расчетом выходного участка и обеспечением его устойчивости против размыва, § 12.6), определяем площадь живого сечения потока в трубе

$$\omega = \frac{Q}{V} = \frac{4{,}5}{4} = 1{,}12\ м^2.$$

2. Определяем диаметр напорной трубы

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}12}{3{,}14}} = 1{,}2\ м.$$

Принимаем ближайшее стандартное отверстие $d = 1{,}25\ м$; тогда $\omega = \frac{\pi d^2}{4} = 1{,}22\ м^2$, а скорость $V = \frac{4{,}5}{1{,}22} = 3{,}7\ м/сек$, т. е. $V < V_{расч}$.

3. Задавшись предварительно $l_{тр} = 20\ м$, определяем коэффициент расхода по зависимости (11.42)

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda\frac{l}{d}}} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}2 + 0{,}025\frac{20}{1{,}25}}} = 0{,}8.$$

4. Используя зависимость (11.41), определяем напор воды перед трубой

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2\omega^2 2g} + 0{,}85h_{тр} - i_{тр}l_{тр} =$$

$$= \frac{4{,}5^2}{0{,}8^2 \cdot 1{,}22^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} + 0{,}85 \cdot 1{,}25 -$$

$$- 0{,}008 \cdot 20 \approx 1{,}97 \text{ м}.$$

Таким образом, условие $H > 1{,}4\,d$ выдержано, ибо $1{,}97 > 1{,}4 \cdot 1{,}25 = 1{,}75$ м.

Отметим, что длина трубы в пункте три принята правильно, ибо при ширине земляного полотна $B = 12$ м, высоте насыпи $H_{min} = H + 0{,}5$ м и заложении ее откосов $m = 1{,}5$ действительная длина трубы $l = 2\ (H + 0{,}5\ м)\ m + B = 2\,(1{,}97 + 0{,}5)\,1{,}5 + 12 \approx 20$ м.

5. Проверим условие $i_{тр} < i_f$, для чего подсчитаем гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi d^2}{4\pi d} = \frac{d}{4} = \frac{1{,}25}{4} \approx 0{,}31.$$

Принимая для бетонной поверхности трубы коэффициент шероховатости $n = 0{,}014$, устанавливаем (см. табл. 7.5), что скоростная характеристика $W = 32{,}8$ м/сек.

Тогда уклон трения

$$i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2} = \frac{4{,}5^2}{1{,}22^2 \cdot 32{,}8^2} = 0{,}013.$$

Таким образом, условие $i_{тр} < i_f$ $(0{,}008 < 0{,}013)$ выдержано и труба действительно работает как напорная.

Для облегчения расчетов можно воспользоваться таблицей пропускной способности круглых труб (табл. 11.10), с помощью которой нетрудно подобрать стандартное отверстие с обтекаемым оголовком.

Расчет отверстий труб с учетом аккумуляции. Общие требования к расчету отверстий дорожных водопропускных труб с учетом аккумуляции такие же, как и при расчете отверстий малых мостов (см. § 11.1).

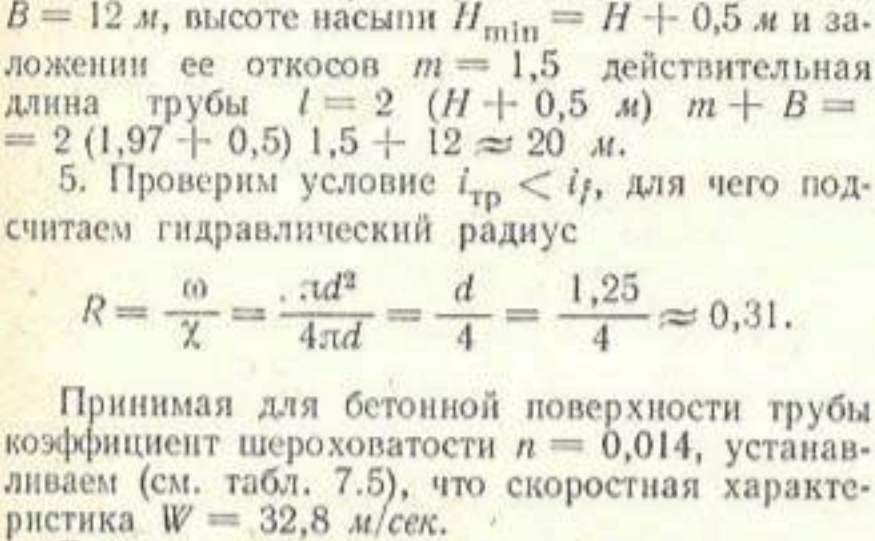


Рис. 11.14

Расчет отверстий труб при безнапорном и полунапорном режимах можно производить графоаналитическим методом. В этом случае используют график пропускной способности круглых труб, представленный на рис. 11.14. График построен для одноочковых труб с раструбными и портальными оголовками, при многоочковых трубах следует расчетный расход разделить на число очков и потом производить расчет в условиях одноочковой трубы. На график пропускной способности накладывается аккумулятивная кривая сбросных расходов $Q_{сб} = f(H)$, которая строится так же, как и для малых мостов (см. пример расчета 11.3). Точки пересечения функции $Q_{сб} = f(H)$ с кривыми пропускной способности определяют возможные решения по расчету отверстий труб с учетом аккумуляции.

Расчет отверстий труб в условиях напорного режима можно производить аналитическим способом П. Е. Зубрия [122]. Порядок расчета при этом следующий:

1. Определяется коэффициент формы лога по зависимости (11.19)

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}}\right)\frac{1}{i_л}.$$

2. Устанавливается свободный напор воды

$$z = H + i_{тр} l - 0{,}85 h_{тр}.$$

3. Вычисляется вспомогательная величина

$$\eta = \frac{3W}{k_ф z^3}. \qquad (11.44)$$

4. Для данного значения η определяется коэффициент аккумуляции φ_a:

η	5,8	2,8	1,6	0,95	0,6	0,37
φ_a	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7
η	0,24	0,19	0,15	0,017	0,008	0,001
φ_a	0,65	0,6	0,55	0,5	0,4	0,3

Сбросной расход определяется по зависимости (11.20)

$$Q_{сб} = \varphi_a Q.$$

5. Необходимая площадь живого сечения и диаметр трубы при принятом количестве очков n определяется по формулам:

$$\omega = \frac{Q_{сб}}{\mu_н \sqrt{2gz}}; \quad d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi n}}.$$

Коэффициент расхода $\mu_н$ для напорной круглой трубы определяется по зависимости (11.42) и составляет $\mu_н = 0{,}8 \div 0{,}9$.

6. Расчет выходного участка такой же, как и без учета аккумуляции.

Аналитический способ П. Е. Зубрия разработан для треугольной формы сечения лога и схематизированного треугольного гидрографа стока.

Так же, как и при расчете малых мостов, уменьшение расчетных расходов при учете аккумуляции допускается не более чем на 67%, т. е. коэффициент аккумуляции φ_a не может быть меньше 0,33.

§ 11.4. Трубчатые водосбросы

К трубчатым относятся башенные, шахтные и сифонные водосбросы, задачей которых является сброс излишков воды из верхнего бьефа в нижний, а также осуществление полезных попусков.

Башенный водосброс чаще всего состоит из круглой башни и отводящей трубы

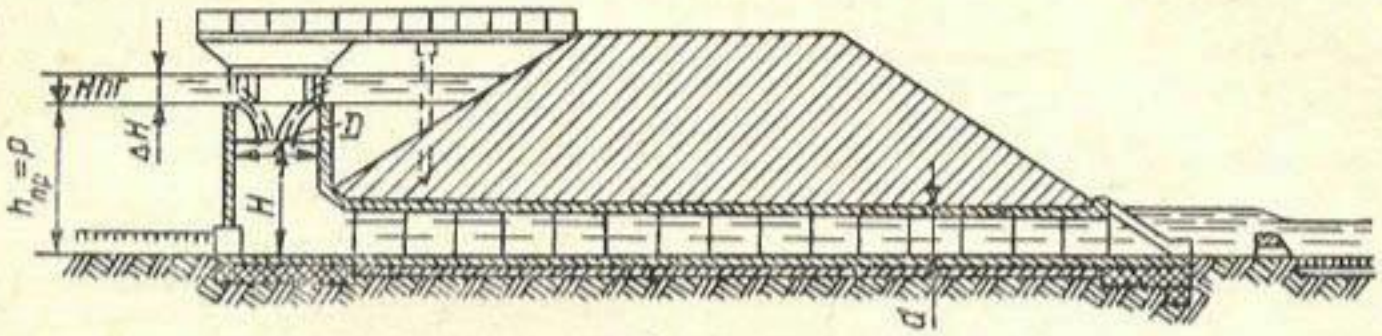


Рис. 11.15

также круглого сечения (рис. 11.15). Он устраивается на прудах местного значения, в связи с чем высота башни обычно не превышает 5 *м*.

Наименьшее возвышение бровки земляного полотна над нормальным подпорным горизонтом (НПГ), совпадающим с отметкой башни, составляет:

$$\Delta h_{min} = \Delta H + h_{нак} + \Delta, \qquad (11.45)$$

где ΔH — напор на башне водосброса определяется возможностью временного затопления местности над НПГ; $h_{нак}$ — высота наката волны; Δ — технический запас, равный 0,5 *м*.

Гидравлический расчет башенного водосброса заключается в определении диаметров башни и отводящей трубы.

Водоприемная башня представляет собой кольцевой водослив. Специально проведенными исследованиями установлено, что экономически целесообразно принимать $\Delta H/D \leqslant 0{,}25$ для башни диаметром D. При относительном напоре $\Delta H/D > 0{,}25 \div 0{,}3$ происходит значительное снижение пропускной способности из-за самозатопления кольцевого водослива. Если же $\Delta H/D \leqslant 0{,}25$, то водослив будет незатопленным до тех пор, пока глубина воды в водоприемной башне будет меньше ее высоты (т. е. ниже ее гребня).

Кольцевой водослив имеет длину πD, а его диаметр может быть определен из уравнения

$$Q_{сб} = \pi D m \sqrt{2g}\, \Delta H^{3/2}, \qquad (11.46)$$

где m — коэффициент расхода, принимаемый по графику И. Л. Розовского и П. К. Цветкова [126] (рис. 11.16), обычно $m = 0{,}38 \div 0{,}4$.

Сбросной расход подсчитывается с учетом аккумуляции по формулам (11.22) или (11.24), в которых $W_{ак} = \Omega \Delta H$ (Ω — площадь зеркала пруда на уровне гребня башни).

Диаметр башни из (11.46) определится как

$$D = \frac{Q_{сб}}{\pi m \sqrt{2g}\, \Delta H^{3/2}}.$$

Отводящая труба рассчитывается в условиях напорного режима при пропуске сбросного расхода $Q_{сб}$. Расходы, меньшие, чем сбросной расход, пропускают в условиях безнапорного или полунапорного режимов. Отверстие трубы (диаметр d) определяют из формулы

$$Q = \mu_н \omega \sqrt{2gz}, \qquad (11.47)$$

где z — перепад уровней воды перед трубой и за ней.

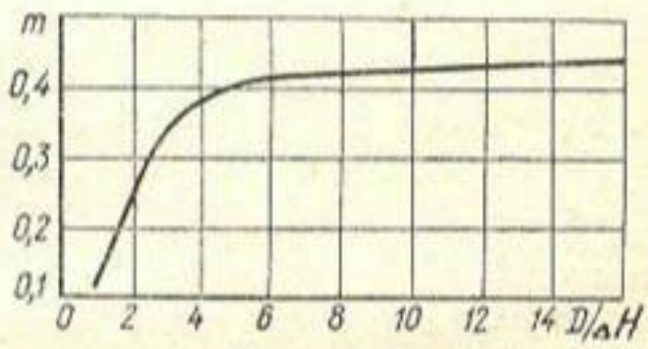


Рис. 11.16

Коэффициент расхода $\mu_н$ определяется с учетом как местных потерь, так и по длине трубы по зависимости

$$\mu_н = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \zeta_{пов} + \lambda \frac{l}{d}}}, \qquad (11.48)$$

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления на входе в трубу, $\zeta_{вх} = 0{,}65$; λ — гидравлический коэффициент трения, $\lambda = 0{,}025 \div 0{,}03$; $\zeta_{пов}$ — коэффициент сопротивления на повороте, определяется из соотношения

$$\zeta_{пов} = \zeta_{вх.б} (\omega/\omega_б)^2, \qquad (11.49)$$

здесь $\zeta_{вх.б}$ — коэффициент сопротивления на входе в башню, $\zeta_{вх.б} = 0{,}59$; $\omega_б$ — площадь сечения башни.

Определение диаметра трубы d производится подбором с учетом скорости течения; обычно скорость в трубе принимается не более 6 *м/сек*. Зада-

вая ориентировочно d, определяют перепад $z = H - 0{,}85\,d$, где $H \leqslant P$ — допустимая глубина воды в водоприемной башне высотой P (рис. 11.15). Далее определяют площадь живого сечения и диаметр в зависимости от принятого числа очков отводящей трубы:

$$\omega = \frac{Q_{сб}}{V_{расч}} \text{ и } d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi n}}.$$

Затем вычисляют коэффициент расхода μ_n и проверяют расход по формуле (11.47), который может пропустить труба принятых размеров (n и d) для заданного перепада z. Если расхождение более чем на 5—10%, то принимают новое значение $V_{расч}$ и производят перерасчет.

Шахтные водосбросы устраиваются в одном из берегов водохранилища вне плотины (обычно в узких горных долинах при крутых и скальных склонах берега) для пропуска больших расходов. Обычно шахтные водосбросы являются высоконапорными и состоят из входной водосливной воронки (кольцевого водослива), вертикальной шахты и отводящего тоннеля (рис. 11.17).

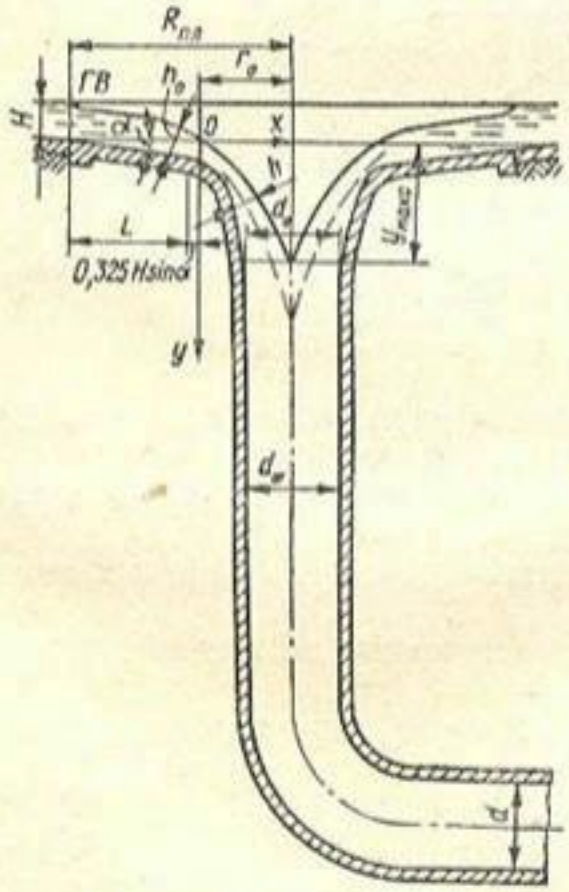


Рис. 11.17

Пропускная способность шахтного водосброса определяется выражением

$$Q = m2\pi R\sqrt{2g}\ H_0^{3/2}, \qquad (11.50)$$

где R — радиус входной воронки; $H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$ (H — напор на гребне воронки; V_0 — скорость подхода потока к воронке).

С учетом возможности самозатопления кольцевого водослива должно выполняться условие $2H < R < (5 \div 7)\,H$.

Входная воронка может быть с коническим участком и без него.

Водосливная воронка с коническим участком имеет уклон поверхности $i = 0{,}1 \div 0{,}15$ (угол $\beta = 6 \div 9°$). Перед коническим участком плоскость горизонтальная, а за ним параболическая кривая, плавно сопрягающаяся с шахтой водосброса.

Длина конической вставки (плоского гребня) $l = (3 \div 4)\,H$, а радиус воронки с плоским гребнем $R_{пл} \geqslant 7H$.

При таких условиях падение центральной струи рассматривается как свободно падающая точка, координаты которой x и y. На параболическом участке (за плоским гребнем):

$$y = \frac{g}{2}\left(\frac{x}{V\cos\beta}\right)^2 + x\,\mathrm{tg}\,\beta; \qquad (11.51)$$

значения x изменяются в пределах от 0 до R, где $R = R_{пл} - l - 0{,}325H\sin\beta$.

Скорость в любой точке средней струйки определяется по формуле

$$V = \varphi\sqrt{2gy + V_0^2}, \qquad (11.52)$$

где φ — коэффициент скорости, равный 0,97.

Средняя скорость в конце конической вставки V_0 определяется из выражения

$$V_0 = \frac{Q}{2\pi R h_0}. \qquad (11.53)$$

Глубина воды в конце конического участка $h_0 = 0{,}65H$, а на параболическом участке

$$h = \frac{Q}{2\pi(R - x)\,V}. \qquad (11.54)$$

Уравнение (11.51) дает возможность построить ось струи, откладывая по нормали к ней в обе стороны по $0{,}5\,h$, получим очертание внешней и внутренней границ струи. При этом значения h вычисляем по (11.54), используя для подсчета скоростей зависимость (11.52). Внешняя граница струи принимается за очертание параболического участка водосливной воронки. Радиус водосливной воронки определяется из зависимости (11.50) для $m = 0{,}36$.

При наличии на гребне бычков для затворов радиус воронки определяется по формуле

$$R = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{Q}{\varepsilon m\sqrt{2g}\,H^{3/2}} + nB\right), \qquad (11.55)$$

где ε — коэффициент сжатия, равный 0,9; n — число бычков; B — ширина бычка в верхней входной части, *м*.

Пересечение в воронке свободных поверхностей потока определяет место схода струй y_{max},

в котором движение происходит со скоростью

$$V_y = 0{,}98\sqrt{2gy_{\max}}. \qquad (11.56)$$

Требуемый диаметр воронки при $y_{\max}$ определяется по формуле

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_y}}. \qquad (11.57)$$

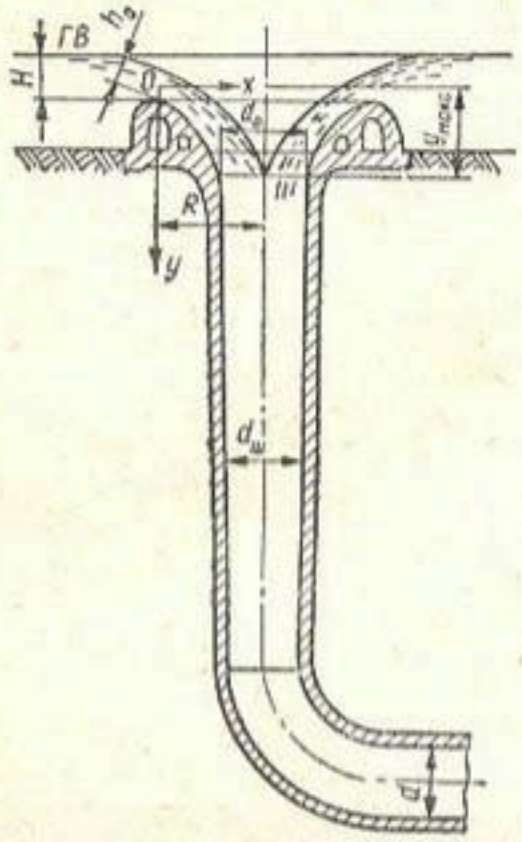


Рис. 11.18

Водосливная воронка без конического участка применяется при условии $2H < R < 5H$, в поперечном разрезе (рис. 11.18) она имеет вид безвакуумного водослива практического профиля. Радиус воронки определяется по зависимости (11.50) для $m = 0{,}46$.

Ось центральной струи строится по уравнению

$$y = \frac{gx^2}{2V_0^2}, \qquad (11.58)$$

а средняя скорость струи V_0 на гребне определяется из условия

$$V_0 = \frac{Q}{2\pi R 0{,}75H}. \qquad (11.59)$$

Средняя скорость в любой точке центральной струи

$$V_n = \sqrt{V_0^2 + 2gy_n}. \qquad (11.60)$$

Расчет толщины струи h_n, построение параболического участка и определение диаметра воронки d_0 в месте схода струй производится так же, как и в предыдущем случае.

В случае $d_0 \leqslant d$ (где d — диаметр тоннеля), диаметр цилиндрической шахты (от воронки до тоннеля) $d_ш = d_0$, если $d_0 > d$, то рассчитывают плавный переходной участок переменного сечения. Диаметр переходного участка в любом сечении

$$d_n = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_n}}, \qquad (11.61)$$

а скорость

$$V_n = 0{,}98\sqrt{2gy_n}, \qquad (11.62)$$

где y_n — координаты точки переходного участка.

В сечении, где $d_n = d$, переходной участок заканчивается и дальше идет цилиндрическая шахта с постоянным диаметром d.

Шахта сопрягается с отводящим тоннелем с помощью криволинейной вставки радиусом $R_1 \geqslant (2{,}5 \div 4)\,d$. Диаметр отводящего тоннеля d выбирается из условий нормальной работы всей системы и проверяется на пропуск строительного и максимального паводочного расходов в период эксплуатации, когда тоннель работает как часть шахтного водосброса.

Сифонный водосброс представляет собой автоматически действующее сооружение, сбрасывающее воду из верхнего в нижний бьеф водохранилища через изогнутую трубу прямоугольного или круглого сечения (рис. 11.19).

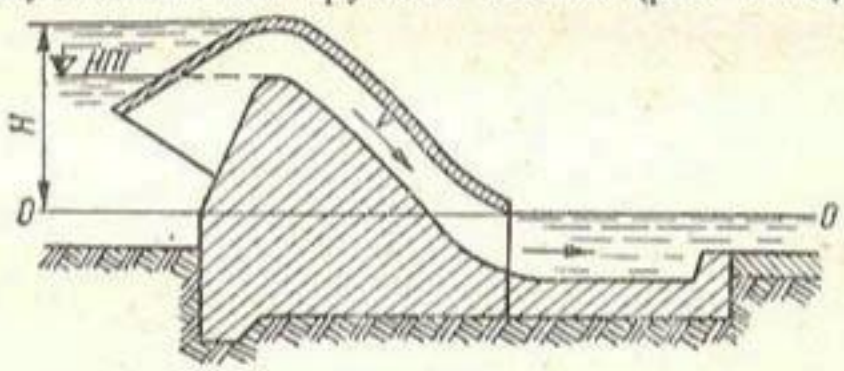


Рис. 11.19

Гидравлический расчет сифонного водосброса заключается в определении:

пропускной способности или поперечных размеров трубы сифона;

скоростей и давления в разных сечениях трубы;

форм сопряжений выходящего потока с нижним бьефом.

Расход сифона определяется по зависимости

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \qquad (11.63)$$

где ω — площадь выходного сечения сифона.

Коэффициент расхода μ:

при затопленном выходном отверстии

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{k_m^2 + \Sigma\zeta_b k_n^2}}; \qquad (11.64)$$

при свободном истечении в атмосферу

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta_b k_n^2}}, \qquad (11.65)$$

где $k_m = \omega/\omega_{н.б}$ — отношение площади выходного сечения к площади живого сечения нижнего бьефа; $k_n = \omega/\omega_n$ — отношение площади вы-

ходного сечения к площади рассматриваемого сечения.

Сумма коэффициентов сопротивления потерь $\Sigma\zeta$ учитывает как потери по длине, так и местные (во входном сечении, в решетках, при изменении площади живого сечения, на закругленных, в выходном сечении и т. д.), определяемые по общим правилам гидравлики.

Скорость потока в выходном сечении при выпуске воды в атмосферу

$$V = \sqrt{\frac{2gH_0}{1+\Sigma\zeta}}. \qquad (11.66)$$

После определения расхода и скорости определяется вакуум в сифоне, который допускается не более 8—8,5 *м* водяного столба. Относительно плоскости сравнения $O_1 - O_1$ вакуум $h_{вак}$ для оси сифона в любом сечении определится как

$$h_{вак} = \frac{p_a}{\gamma} - \frac{p}{\gamma} = y + \frac{V^2}{2g}(1+\Sigma\zeta) - H, \qquad (11.67)$$

где p_a — атмосферное давление, *м*; p — давление в данном сечении, *м*; y — расстояние от плоскости сравнения до центра данного сечения, *м*; V — скорость потока в рассматриваемом сечении.

Если вакуум, определенный по формуле (11.67), больше допускаемого, то для его снижения необходимо уменьшить местные потери в зоне вакуума за счет увеличения потерь на выходе. С этой целью можно уменьшить скорость и подобрать более плавное очертание трубы сифона.

§ 11.5. Акведуки и дюкеры

Акведуки устраиваются при пересечениях канала с дорогами, понижениями местности, реками и представляют собой мосты-водоводы (рис. 11.20).

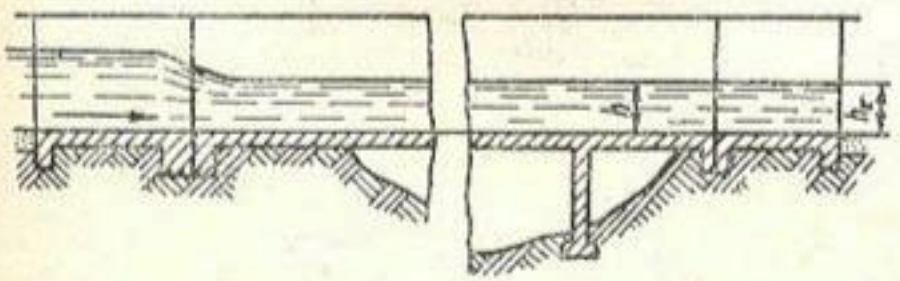


Рис. 11.20

Отметка дна в акведуке у входа чаще всего принимается такая, как и в подводящем канале или незначительно выше.

Гидравлический расчет на пропуск максимального расхода производят для: входного участка; самого лотка акведука; выходного участка.

Расчет входного участка производится по формуле подтопленного водослива с широким порогом (см. § 10.4)

$$Q = b\varphi_п h_п \sqrt{2g(H_0 - h_п)}\,\sigma_{сж}.$$

Коэффициент бокового сжатия $\sigma_{сж}$ определяется по формуле Френсиса — Кригера (10.33)

$$\sigma_{сж} = 1 - 0{,}2\xi\frac{H_0}{b}.$$

Поток акведука рассчитывают по формулам равномерного движения. Во избежание осаждения взвешенных наносов среднюю скорость течения принимают не менее 1—2 *м/сек*. Глубину воды в лотке акведука принимают на 5—15 *см* меньше, чем в верховом канале.

Уклон дна лотка определяется зависимостью

$$i = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}.$$

Расчет выходной части состоит в определении превышения дна лотка в конце акведука над дном низового канала p с целью избежания подпора воды в акведуке. Величина p устанавливается по уравнению Д. Бернулли

$$p = h_к - h + \frac{V_к^2 - V^2}{2g} + h_{вн.р}, \qquad (11.68)$$

где $h_к$ — глубина воды в канале; h — глубина воды в лотке; $V_к$ — скорость течения воды в канале; V — скорость течения в лотке; $h_{вн.р}$ — потери напора на внезапное расширение потока в конечном сечении.

Значение $h_{вн.р}$ подсчитывают по формуле

$$h_{вн.р} = \zeta_{вн.р}\frac{V_к^2}{2g}, \text{ где } \zeta_{вн.р} = (\omega_к/\omega - 1)^2.$$

Дюкерами называются напорные трубопроводы, устраиваемые при пересечении канала или водопровода с дорогами, реками, каналами и т. п. (рис. 11.12).



Рис. 11.21

Гидравлический расчет дюкеров производят как напорных трубопроводов, принимая расход, равный расходу канала. Скорость течения принимают равной 1,5—4 *м/сек* во избежание заиления.

При определении потерь напора на трение учитывают потери на вход, решетки, повороты, выход и по длине дюкера. Разность отметок горизонтов воды у входной и выходной частей дюкера составляет расчетный напор ΔH. Для равнинного рельефа этот напор должен быть минимальным.

Обычно гидравлический расчет дюкера сводится к определению диаметра при допустимом ΔH, но может решаться также обратная задача определения ΔH при известном d.

Если величина ΔH является известной, то

$$V_{дюк} = \varphi \sqrt{2g\Delta H}, \qquad (11.69)$$

где

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\zeta_{вх} + 2\zeta_{пов} + \zeta_{вых} + \lambda \frac{l}{d}}}, \qquad (11.70)$$

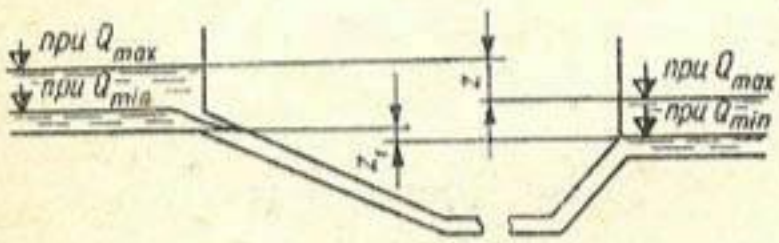


Рис. 11.22

здесь $\zeta_{вх}$; $\zeta_{пов}$; $\zeta_{вых}$ — коэффициенты потерь на вход, поворот и выход.

Скорость в дюкере $V_{дюк}$ всегда должна быть равна скорости в канале $V_{кан}$.

Диаметр дюкера определяют из выражения

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{дюк}}}. \qquad (11.71)$$

В связи с тем что диаметр дюкера заранее не известен, расчет ведут способом подбора, используя зависимости (11.69), (11.70) и (11.71). Определяя коэффициент скорости φ по зависимости (11.70), принимают: $\zeta_{вх} = 0{,}5$ — при острых входных кромках; $\zeta_{вых} = 1$ — при затопленном выходе; $\zeta_{пов} = 0{,}05$ — при угле поворота $\approx 20°$; $\zeta_{пов} = 1{,}1$ — при угле поворота $\approx 90°$; $\lambda = 0{,}019$ для железобетонных труб.

Диаметр дюкера обычно округляют до типового (стандартного) и тогда пересчитывают разность уровней воды на входе и выходе

$$\Delta H = \frac{V^2_{дюк}}{2g\varphi^2}. \qquad (11.72)$$

Если пропускаемые по дюкеру расходы не являются постоянными, а колеблются в значительных пределах, то при длинных дюкерах (порядка сотен метров), кроме основного расчета на пропуск максимального расчетного расхода, следует произвести проверку и на пропуск минимального расхода Q_{min}, определив при этом новое, меньшее значение потерь напора ΔH_1 (см. расчетную схему дюкера на рис. 11.22).

При расчетах следует избегать гидравлического прыжка в трубе, так как перемещающийся по длине трубы прыжок с пульсирующими давлениями неблагоприятно отражается на работе дюкеров. В связи с этим производят соответствующие проверочные гидравлические расчеты, а также используют различные конструктивные устройства.

Глава 12
СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ

§ 12.1. Определение глубины в сжатом сечении после водослива

При переливе воды через водослив скорость потока возрастает и достигает наибольшей величины непосредственно за водосливом в так называемом сжатом сечении $C - C$ (рис. 12.1). Глубина в сжатом сечении h_c определяется из уравнения

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_c^2\varphi^2}, \qquad (12.1)$$

где ω_c — площадь сжатого сечения потока; α — коэффициент кинетической энергии, обычно $\alpha = 1 \div 1{,}1$; T_0 — удельная энергия потока в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа, определяемая по формуле

$$T_0 = P + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}, \qquad (12.2)$$

здесь P — высота водослива относительно дна нижнего бьефа; H — напор на водосливе; V_0 — скорость подхода потока к водосливу; φ — коэффициент скорости.

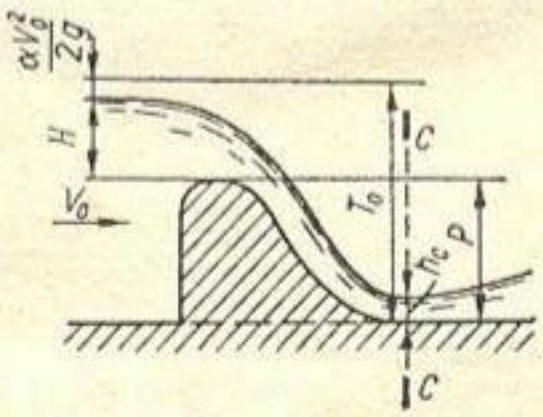


Рис. 12.1

Значения коэффициента скорости φ для криволинейных водосливов практического профиля принимаются по следующим данным Г. П. Скреб-

кова [142]:

H/P	1,5	1	0,5	0,3	0,16	0,1
φ	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88

Для перепадов значение коэффициента скорости принимается по данным § 13.2.

Для других сооружений значения коэффициента φ принимается по ориентировочным рекомендациям Н. Н. Павловского:

Водосливы плавных форм со щитами	0,95—0,85
Водосливы более грубых форм	0,9—0,8
Водосливы с широким порогом	0,95—0,85
Донные отверстия	1—0,95

Так как площадь сжатого сечения ω_c зависит от глубины h_c, то уравнение (12.1) в общем случае может быть решено подбором.

Для ряда частных случаев это уравнение решается графоаналитическими или табличными методами, а также путем последовательных приближений.

Если отводящее русло трапецоидального сечения, то глубина в сжатом сечении может быть определена графоаналитическим способом А. Н. Рахманова (рис. 12.2).

Предварительно вычисляется величина T_0 по формуле (12.2), а затем вспомогательные величины $A = \dfrac{\sqrt{\alpha}Q}{\varphi T_0^{5/2}b}$ и $B = \dfrac{mT_0}{b}$, где m — коэффициент заложения откосов.

Из точки пересечения наклонной прямой A и кривой B опускается перпендикуляр до оси абсцисс, на которой находят значение τ_c, после чего определяют глубину в сжатом сечении $h_c = \tau_c T_0$.

Глубину в сжатом сечении h_c можно также определить методом последовательных приближений. Порядок расчета следующий:

1. Определяем скорость и глубину в сжатом сечении в первом приближении:

$$V_{c_1} = \varphi\sqrt{2gT_0}; \qquad (12.3)$$

$$h_{c_1} = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mV_{c_1}}}. \qquad (12.4)$$

2. То же, во втором приближении

$$V_{c_2} = \varphi\sqrt{2g(T_0 - h_{c_1})}; \qquad (12.5)$$

$$h_{c_2} = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mV_{c_2}}}. \qquad (12.6)$$

Аналогично ведется расчет в третьем и последующих приближениях. Расчет заканчивается при условии, что значения h_c в двух последовательных приближениях практически не отличаются друг от друга, т. е. $h_{c_{n+1}} \approx h_{c_n}$. Обычно для этого достаточно двух, иногда трех приближений.

Для отводящих русел прямоугольного сечения уравнение (12.1) приводится к виду

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2\varphi^2 h_c^2}. \qquad (12.7)$$

Это уравнение может быть также решено графоаналитическим способом А. Н. Рахманова (рис. 12.3). Для этого через отметку на оси абсцисс $\xi_{T_0} = T_0/h_{кр}$ проводится вертикаль до кривой, соответствующей принятому значению коэффициента скорости φ, а затем через точку пересечения горизонталь до оси ординат, по которой определяется ξ_c, а затем и глубина в сжатом сечении $h_c = \xi_c h_{кр}$.

Проведя через точку пересечения этой горизонтали с кривой $A - B$ вертикаль, получим на оси абсцисс значение ξ_c'', а затем и глубину, сопряженную с глубиной в сжатом сечении $h_c'' = \xi_c'' h_{кр}$.

Глубина в сжатом сечении h_c для русел прямоугольного сечения может быть также определена способом И. И. Агроскина [1]. Для этого определяется величина удельной энергии T_0 по формуле (12.2) и находится вспомогательная функция

$$\Phi(\tau_c) = \frac{\sqrt{\alpha}Q}{\varphi T_0^{5/2}b}. \qquad (12.8)$$

По табл. 12.1 в зависимости от $\Phi(\tau_c)$ определяется относительная величина τ_c, а затем и глубина в сжатом сечении $h_c = \tau_c T_0$. В этой же таблице приводятся значения τ_c'' для разных значений коэффициента скорости φ, по которым определяется глубина, сопряженная с глубиной в сжатом сечении $h_c'' = \tau_c'' T_0$.

Глубина в сжатом сечении может быть определена методом последовательного приближения непосредственно из уравнения (12.7) по зависимости

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \cdot \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_0 - h_c}}. \qquad (12.9)$$

В первом приближении h_{c_1} определяется при условии, что в знаменателе правой части этого уравнения принято $h_c = 0$. Найденное значение h_{c_1} подставляется в правую часть этого уравнения, из которого определяется h_{c_2}, и т. д. Как и для русел трапецоидального сечения, расчет заканчивается тогда, когда два последовательных приближения практически не отличаются друг от друга (т. е. $h_{c_{n+1}} \approx h_{c_n}$).

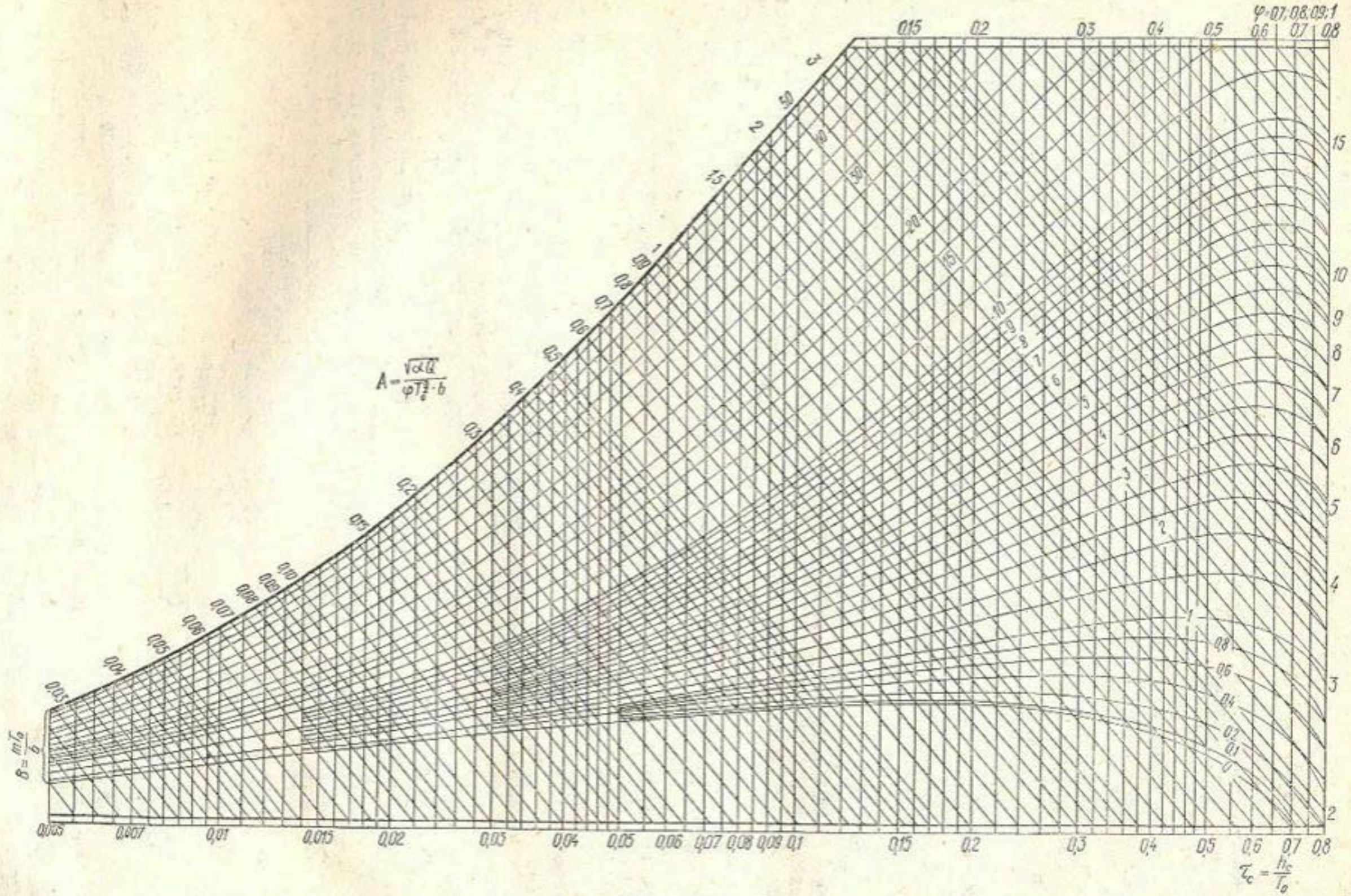

$A=\frac{\sqrt{\alpha\tau}}{\varphi T_0^{\frac{3}{2}}\cdot b}$
$\beta=\frac{m\sqrt{\tau}}{b}$
$\tau_c=\frac{h_c}{T_0}$
φ=0,7; 0,8; 0,9; 1

Рис. 12.2

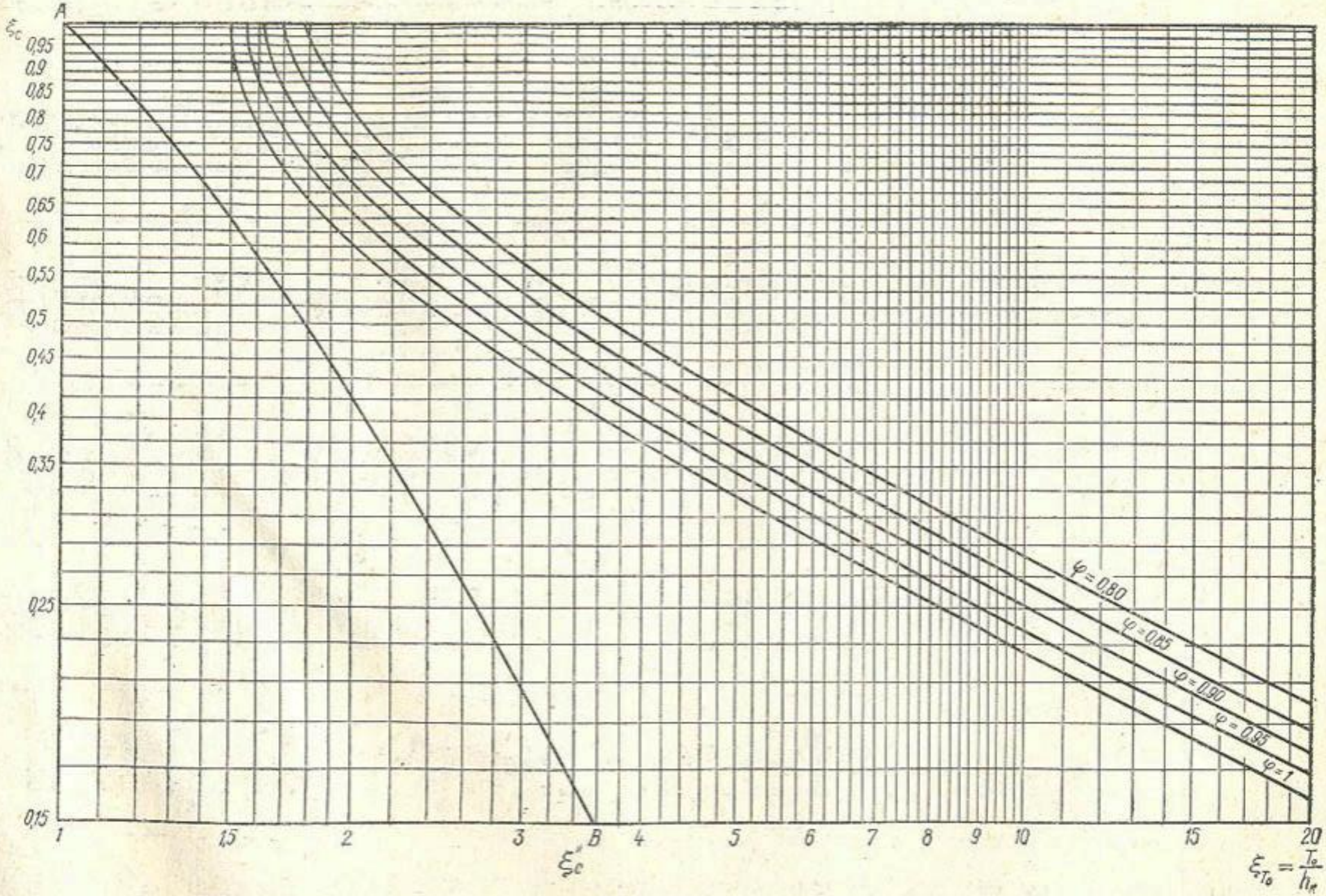

A
ξ_c
0,95
0,9
0,85
0,8
0,75
0,7
0,65
0,6
0,55
0,5
0,45
0,4
0,35
0,25
0,15
1
1,5
2
3
B
4
5
6
7
8
9
10
15
20
ξ_c'
$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_n}$
$\varphi = 0,80$
$\varphi = 0,85$
$\varphi = 0,90$
$\varphi = 0,95$
$\varphi = 1$

Рис. 12.3

Таблица 12.1. **Величины τ_c и τ_c'' по вычисленной функции $\Phi(\tau_c)$**

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c'' при φ				
		$\varphi = 0{,}8$	$\varphi = 0{,}85$	$\varphi = 0{,}9$	$\varphi = 0{,}95$	$\varphi = 1$
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0596	0,0627
0,0089	0,002	0,0705	0,0740	0,0794	0,0839	0,0884
0,0133	0,003	0,0861	0,0916	0,0971	0,1026	0,1081
0,0177	0,004	0,0990	0,1053	0,1116	0,1179	0,1242
0,0221	0,005	0,1104	0,1174	0,1245	0,1315	0,1386
0,0265	0,006	0,1206	0,1283	0,1360	0,1438	0,1535
0,0309	0,007	0,1299	0,1383	0,1466	0,1549	0,1633
0,0353	0,008	0,1386	0,1475	0,1564	0,1653	0,1742
0,0397	0,009	0,1467	0,1541	0,1636	0,1750	0,1844
0,0441	0,010	0,1543	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0550	0,0125	0,1716	0,1827	0,1938	0,2049	0,2160
0,0660	0,0150	0,1871	0,1993	0,2114	0,2236	0,2357
0,0877	0,0200	0,2142	0,2282	0,2422	0,2562	0,2702
0,0985	0,225	0,2263	0,2411	0,2559	0,2707	0,2856
0,1094	0,0250	0,2376	0,2532	0,2688	0,2844	0,3000
0,1309	0,030	0,2584	0,2754	0,2924	0,3095	0,3265
0,1736	0,040	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,2159	0,050	0,3246	0,3464	0,3681	0,3899	0,4116
0,2577	0,060	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
0,2991	0,070	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3399	0,080	0,3959	0,4229	0,4500	0,4770	0,5041
0,3804	0,090	0,4151	0,4436	0,4721	0,5006	0,5291
0,4203	0,100	0,4326	0,4625	0,4923	0,5222	0,5521
0,4597	0,110	0,4486	0,4798	0,5109	0,5420	0,5732
0,4987	0,120	0,4634	0,4957	0,5280	0,5603	0,5927
0,5371	0,130	0,4770	0,5104	0,5438	0,5773	0,6107
0,5752	0,140	0,4896	0,5240	0,5585	0,5930	0,6275
0,6127	0,150	0,5012	0,5366	0,5721	0,6076	0,6431
0,6496	0,160	0,6120	0,5484	0,5847	0,6211	0,6576
0,6861	0,170	0,5220	0,5592	0,5965	0,6337	0,6710
0,7220	0,180	0,5312	0,5693	0,6074	0,6455	0,6836
0,7575	0,190	0,5398	0,5786	0,6175	0,6564	0,6953
0,7924	0,200	0,5478	0,5873	0,6269	0,6666	0,7062
0,8608	0,220	0,5619	0,6028	0,6437	0,6847	0,7258
0,9269	0,240	0,5738	0,6159	0,6581	0,7003	0,7446
0,9908	0,260	0,5838	0,6270	0,6702	0,7135	0,7569
1,0525	0,280	0,5919	0,6360	0,6802	0,7245	0,7689
1,1120	0,300	0,5984	0,6434	0,6884	0,7335	0,7787
1,1690	0,320	0,6033	0,6490	0,6948	0,7406	0,7866
1,2236	0,340	0,6068	0,6530	0,6994	0,7460	0,7926
1,2758	0,360	0,6088	0,6556	0,7025	0,7496	0,7967
1,3255	0,380	0,6095	0,6568	0,7041	0,7516	0,7992
1,3493	0,390	0,6094	0,6568	0,7043	0,7520	0,7998
1,3726	0,400	0,6090	0,6565	0,7042	0,7520	0,8000
1,4170	0,420	0,6072	0,6549	0,7029	0,7510	0,7992
1,4586	0,440	0,6041	0,6521	0,7002	0,7484	0,7968
1,4974	0,460	0,5999	0,6479	0,6961	0,7445	0,7930
1,5333	0,480	0,5946	0,6426	0,6908	0,7391	0,7876
1,5662	0,500	0,5882	0,6360	0,6841	0,7324	0,7808
1,5959	0,520	0,5806	0,6282	0,6771	0,7242	0,7725
1,6224	0,540	0,5719	0,6193	0,6668	0,7147	0,7627
1,6455	0,560	0,5621	0,6091	0,6563	0,7038	0,7515

§ 12.2. Формы сопряжения бьефов

При спокойном состоянии потока в нижнем бьефе ($h_б > h_{кр}$) в зависимости от соотношения глубины, сопряженной с глубиной в сжатом сечении h_c'', и бытовой глубины $h_б$ устанавливаются следующие формы сопряжения бьефов:

а) $h_c'' > h_б$ — сопряжение по типу отогнанного прыжка (рис. 12.4, *а*);

б) $h_c'' = h_б$ — сопряжение в виде прыжка в сжатом сечении (рис. 12.4, *б*);

в) $h_c'' < h_б$ — сопряжение в виде надвинутого (затопленного) прыжка (рис. 12.4, *в*).

Глубина, сопряженная с глубиной в сжатом сечении h_c'', определяется из уравнения гидравли-

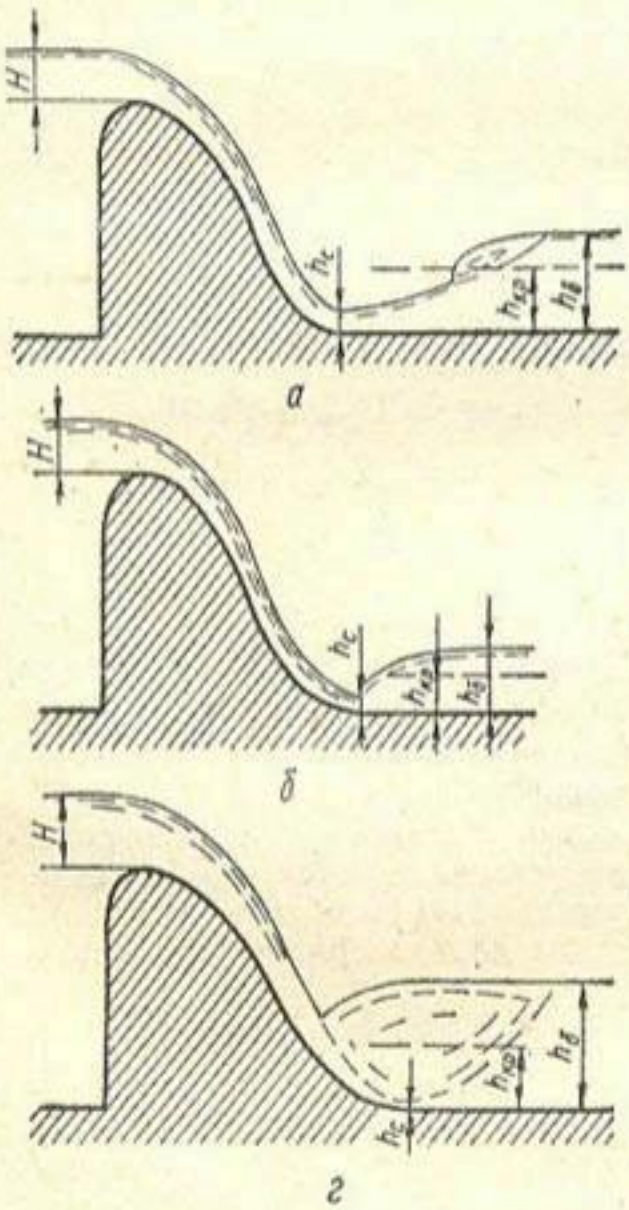


Рис. 12.4

ческого прыжка, которое в данном случае представляется в виде

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_c} + y_c\omega_c = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_c''} + y_c''\omega_c'', \quad (12.10)$$

где y_c и ω_c — глубина погружения центра тяжести и площадь сжатого сечения; y_c'' и ω_c'' — то же, для сечения с глубиной h_c''.

Для русла прямоугольного сечения h_c'' определяется по формуле

$$h_c'' = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_{кр}^3}{h_c^3}} - 1\right), \quad (12.11)$$

а также графоаналитическим способом А. Н. Рахманова (рис. 12.3) или по табл. 12.1 (порядок

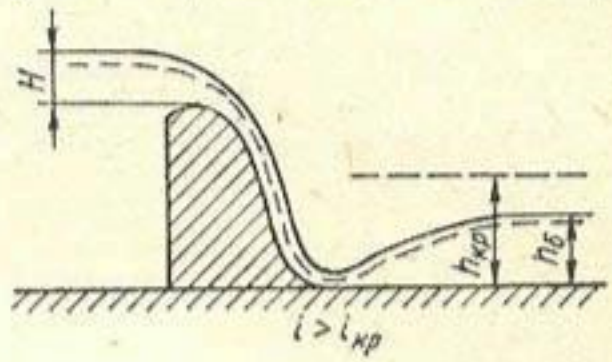


Рис. 12.5

пользования графиком или таблицей приведен в § 12.1).

Для русел трапецоидального сечения большая сопряженная глубина может быть определена по графику А. Н. Рахманова (рис. 9.3) при $h_1 = h_c$ и $h_c'' = h_2$ (порядок пользования графиком приведен в § 9.1).

При бурном состоянии потока в нижнем бьефе ($h_б < h_{кр}$) после водослива устанавливается безпрыжковое сопряжение потока. Большей частью это имеет место при уклоне больше критического ($i > i_{кр}$) и при $h_c < h_б$. В этом случае в нижнем бьефе устанавливается кривая подпора типа II *в* (рис. 12.5), параметры которой определяются по правилам § 8.6.

§ 12.3. Сопряжение бьефов после плотины с уступом

При протекании воды через плотину с вертикальным уступом (при $i < i_{кр}$ и $h_c'' < h_б$) могут возникнуть следующие основные формы сопряжения бьефов (рис. 12.6):

а) с донным режимом (рис. 12.6, *а*);

б) по типу свободного поверхностного прыжка с донным вальцем (рис. 12.6, *б*);

в) по типу затопленного поверхностного прыжка с донным и поверхностным вальцами (рис. 12.6, *в*);

г) с донным прыжком, затопленным на уступе (рис. 12.6, *г*).

Возможны также и другие промежуточные формы сопряжения, более подробно описанные в специальной литературе [2], [14], [134], [141] и др.

Из указанных форм не рекомендуются сопряжения с донным режимом и с донным прыжком, затопленным на уступе, так как назначение

уступа — создание поверхностного режима за плотиной, а не донного, как в этих случаях.

При проектировании нужно стремиться к сопряжению по типу свободного поверхностного прыжка, что обеспечивает уменьшение размывающего действия потока, а также сброс льда в нижний бьеф без повреждения нижней части водослива и крепления нижнего бьефа.

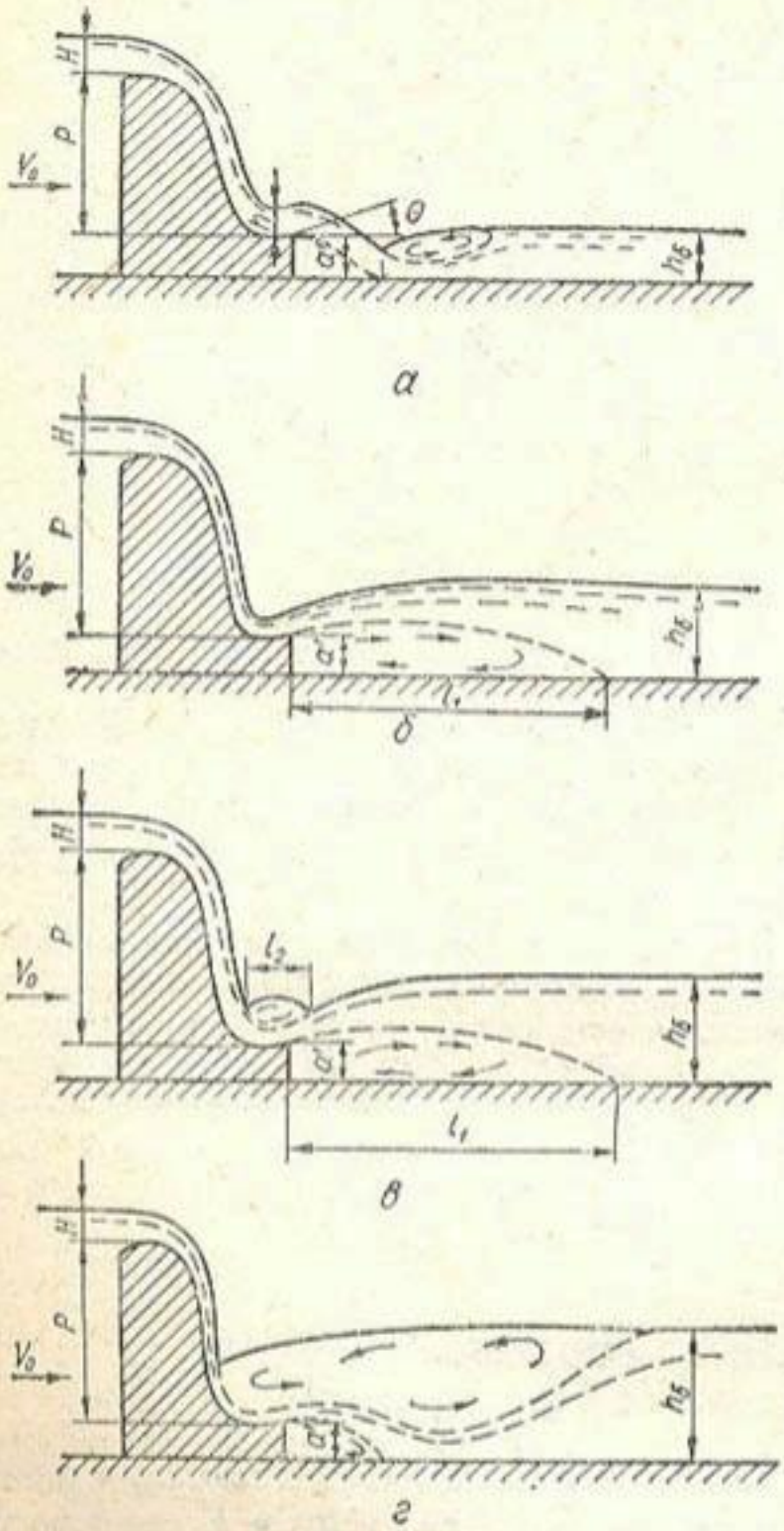


Рис. 12.6

Граничные условия, при которых происходит смена указанных форм сопряжения бьефов, называются *критическими режимами*, а глубины в нижнем бьефе при этих режимах — *предельными глубинами* $h_{пр}$. Переход от сопряжения с донным режимом к свободному поверхностному прыжку происходит при первом критическом режиме и первой предельной глубине $h_{пр_1}$, а от свободного к затопленному поверхностному прыжку — при втором критическом режиме и второй предельной глубине $h_{пр_2}$.

Для определения предельных глубин Q^2 используются уравнения:

$$T_0 = a' + h\cos\theta + \frac{h_и}{2} + \frac{Q^2}{2g\varphi^2 b^2 h^2}\ ; \quad (12.12)$$

$$\frac{2\alpha_0 Q^2}{g h h_{пр} b^2}(h - h_{пр}\cos\theta) =$$

$$= h_и(h\cos\theta + 2a') + (h\cos\theta + a')^2 - h_{пр}^2\ , \quad (12.13)$$

где T_0 определяется по формуле (12.2); a' — высота уступа; h — глубина воды на уступе; φ — коэффициент скорости, определяемый по рекомендациям § 12.1; b — ширина плотины; $h_{пр}$ — предельная глубина в нижнем бьефе, принимаемая в зависимости от критического режима равной $h_{пр_1}$ или $h_{пр_2}$; θ — угол наклона касательной к поверхности уступа к горизонту в его конечной точке, обычно $\theta = 0 \div 12°$; $h_и$ — пьезометрическая высота под струей, которая в зависимости от кривизны струи может быть положительной или отрицательной (вакуумметрической высотой под струей); $h_и$ определяется по эмпирическим зависимостям Т. Н. Астафичевой [133]:

при первом критическом режиме

$$h_{и_1} = 0{,}31h_{пр_1} - 0{,}5a'; \quad (12.14)$$

при втором критическом режиме

$$h_{и_2} = 0{,}59(h_{пр_2} - a'). \quad (12.15)$$

Совместное решение уравнений (12.12) и (12.13) с учетом (12.14) или (12.15) позволяет определить предельную глубину $h_{пр_1}$ или $h_{пр_2}$, соответствующую первому или второму критическому режиму.

При малых высотах уступа поверхностный прыжок не устанавливается. По исследованиям М. Ф. Складнева [141] необходимая минимальная высота уступа для поверхностного прыжка

$$a'_{min} = 0{,}4h_{кр}\sqrt{T_0/h_{кр} - 1{,}5}\ . \quad (12.16)$$

Эта зависимость применима при $T_0/h_{кр} \geqslant 2{,}5$. Применяется также упрощенная формула

$$a'_{min} = 0{,}2P. \quad (12.17)$$

Длина донного водоворота в незатопленном поверхностном прыжке определяется по формулам М. Ф. Складнева:

при $h = (0{,}464 \div 1)\ h_{кр}$

$$l_1 = 0{,}28(h_б - h)[33{,}2 - (h_{кр}/h)^3]; \quad (12.18)$$

при $h < 0{,}464\ h_{кр}$

$$l_1 = 0{,}015(h_б - h)[420 + (h_{кр}/h)^3]. \quad (12.19)$$

В затопленном поверхностном прыжке: длина донного водоворота

$$l_1 = (h_б - h)\left(6{,}6 - \frac{1}{Fr_1} - 0{,}7\,\frac{h_б}{h_{пр_2}}\right); \quad (12.20)$$

длина поверхностного водоворота

$$l_2 = 0{,}3\,(h_б - h)\left(1 - \frac{1}{Fr_1} + 2\,\frac{h_б}{h_{пр_2}}\right). \quad (12.21)$$

Длина послеводоворотного участка поверхностного прыжка

$$l_{п.в} = (1{,}5 \div 2)\,l_1. \quad (12.22)$$

§ 12.4. Истечение из-под щита

Истечение из-под щита может быть свободным (рис. 12.7) и затопленным (рис. 12.8). *Свободное истечение* может быть при отогнанном прыжке

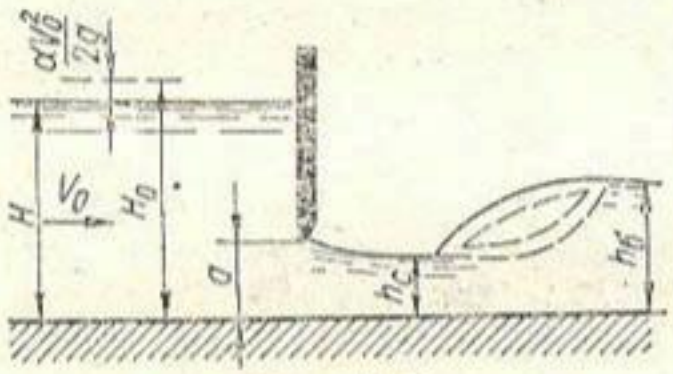


Рис. 12.7

за щитом или при уклоне отводящего канала $i \geqslant i_к$.
В этом случае расчет ведется по формуле

$$Q = \varphi\varepsilon ab\sqrt{2g\,(H_0 - \varepsilon a)}, \quad (12.23)$$

где φ — коэффициент скорости; по рекомендации Н. Н. Павловского для щитового отверстия без порога (рис. 12.7) $\varphi = 0{,}95 \div 1{,}0$; для щитового

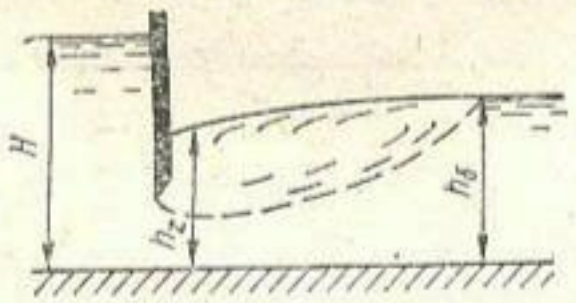


Рис. 12.8

отверстия на гребне водослива $\varphi = 0{,}85 \div 0{,}9$; a — открытие щита; b — ширина щитового отверстия; H_0 — полный напор перед щитом, равный $H = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (V_0 — скорость подхода, H — геометрический напор); ε — коэффициент вертикального сжатия, принимаемый по данным Н. Е. Жуковского в зависимости от отношения a/H:

a/H	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
ε	0,615	0,619	0,625	0,633	0,645

a/H	0,6	0,65	0,7	0,75
ε	0,661	0,672	0,69	0,705

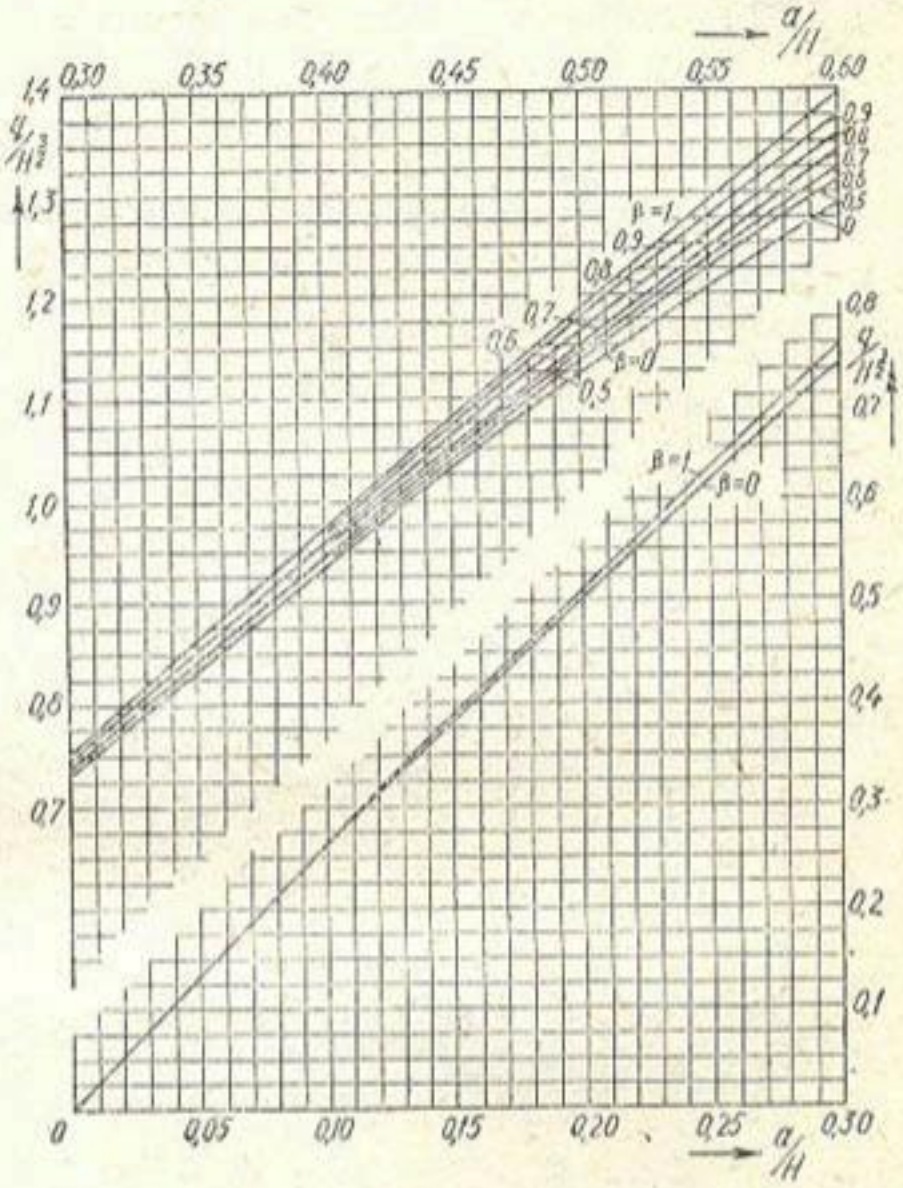


Рис. 12.9

Глубина в сжатом сечении после щитового отверстия определяется по формуле

$$h_c = \varepsilon a. \quad (12.24)$$

Для упрощения расчета можно пользоваться графиком (рис. 12.9), на котором приведена зависимость величины $q/H^{3/2}$ (где $q = Q/b$ — удельный расход) от a/H при разных $\beta = b/B$ (B — ширина подводящего русла). При построении графика принято $\alpha = 1{,}1$, $\varphi = 0{,}95$.

Определив по формуле (12.11) глубину, сопряженную с глубиной в сжатом сечении h_c'', по рекомендациям § 12.2 можно установить форму сопряжения бьефов после щитового отверстия. При $h_c'' < h_б$ истечение будет затопленным. В этом случае расчет ведется по формуле

$$Q = \mu ab\sqrt{2g\,(H_0 - h_z)}, \quad (12.25)$$

где $\mu = \varepsilon\varphi$ — коэффициент расхода (значение ε и φ принимаются такие же, как и для свободного истечения); h_2 — глубина над сжатым сечением в затопленном прыжке определяется по формуле

$$h_2 = \left[\frac{A}{2} + \sqrt{\frac{A^2}{4} - \frac{AH_0}{h_6} + 1}\right] h_6, \quad (12.26)$$

где коэффициент A находится по зависимости

$$A = 4\mu^2 \left(\frac{1}{\varepsilon} - \frac{a}{h_6}\right) \frac{a}{h_6}. \quad (12.27)$$

§ 12.5. Сопряжение бьефов в пространственных условиях

Если ширина русла нижнего бьефа больше ширины отверстия, через которое поток поступает в отводящий канал, сопряжение бьефов рассматривается в пространственных условиях.

В случае, когда поток на выходе из отверстия находится в бурном состоянии, а в отводящем русле в спокойном состоянии, переход от бурного к спокойному состоянию происходит в виде

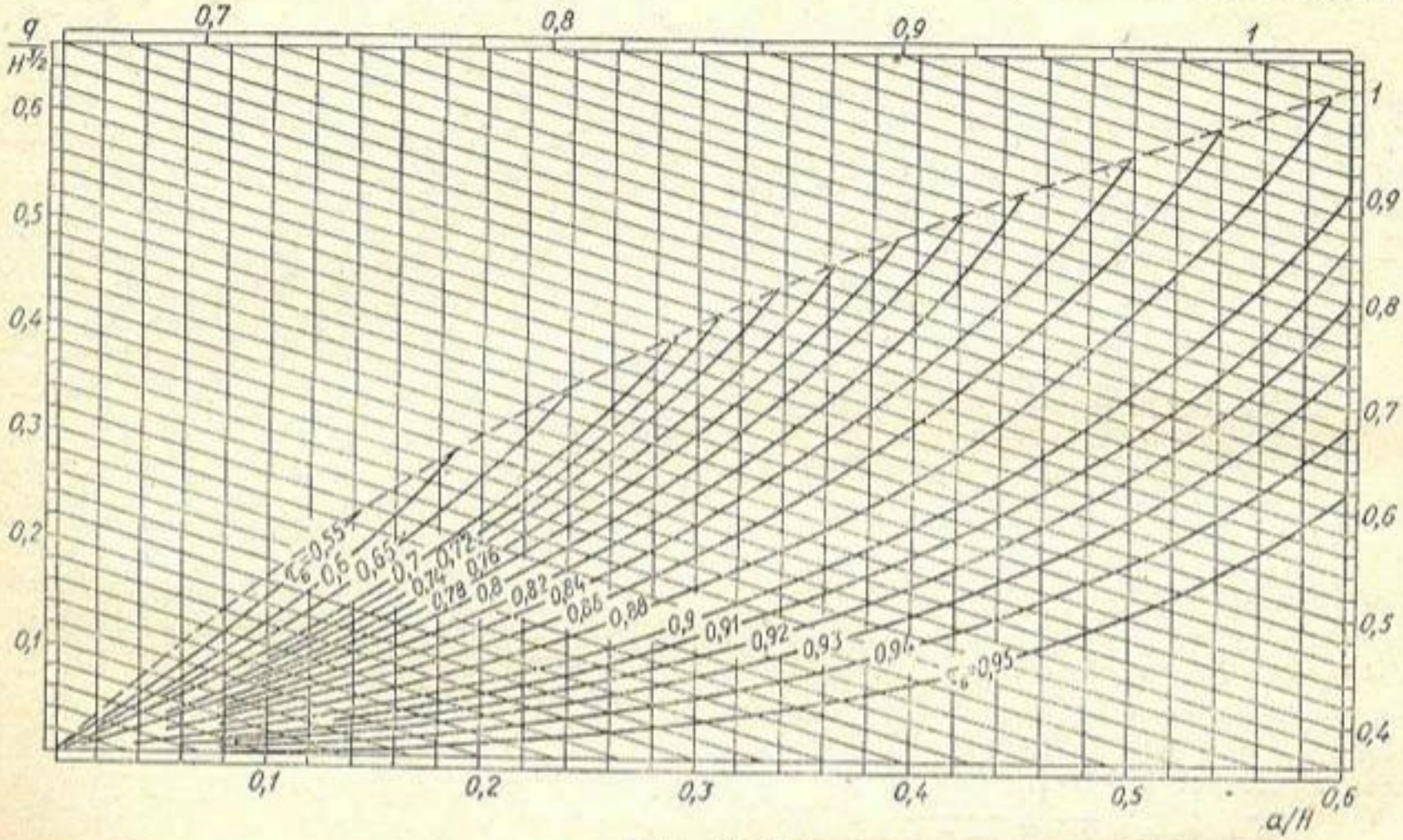


Рис. 12.10

Понижение уровня воды за щитом h_2 по сравнению с глубиной в отводящем канале h_6 существенно, если $h_6 < 2{,}5\,a$ и открытие затвора относительно мало $a < (0{,}15 \div 0{,}2)\,H_0$. Если оба этих условия не соблюдаются, то расчет можно вести по формуле

$$Q = \mu ab \sqrt{2g\,(H_0 - h_6)}. \quad (12.28)$$

Этой же формулой можно пользоваться для упрощенного расчета при $h_6 = (1{,}33 \div 10)\,a$, принимая коэффициент расхода

$$\mu = 0{,}6 + 0{,}5\,\frac{a}{H_6}. \quad (12.29)$$

Для упрощения решения рекомендуется пользоваться графиком (рис. 12.10), на котором приведена зависимость величины $q/H^{3/2}$ от a/H для разных значений $\tau_6 = h_6/H$.

пространственного гидравлического прыжка (рис. 12.11), уравнение которого по исследова-

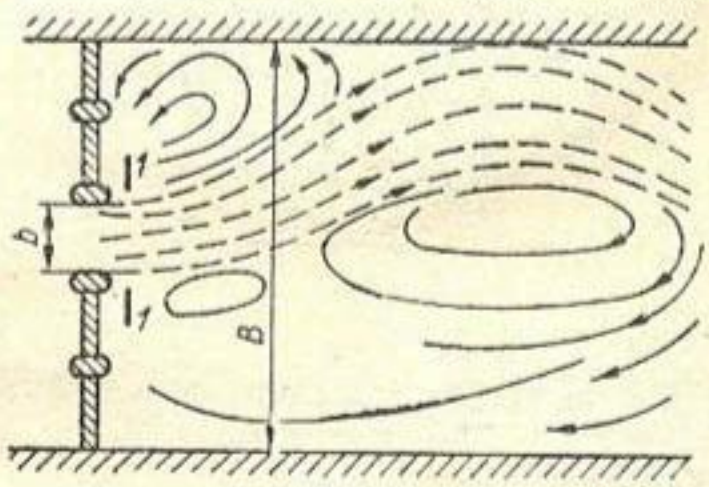


Рис. 12.11

ниям М. З. Абрамова [132] может быть представлено в виде

$$h_2/h_1 = A\,(\sqrt{1 + БFr_1} - 1), \quad (12.30)$$

где h_1 и h_2 — сопряженные меньшая и большая глубины прыжка; $\mathrm{Fr}_1 = \dfrac{\alpha Q^2}{gb^2h_1^3}$ — число Фруда в сечении *1—1*; А и Б — коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения ширины нижнего бьефа к ширине отверстия B/b:

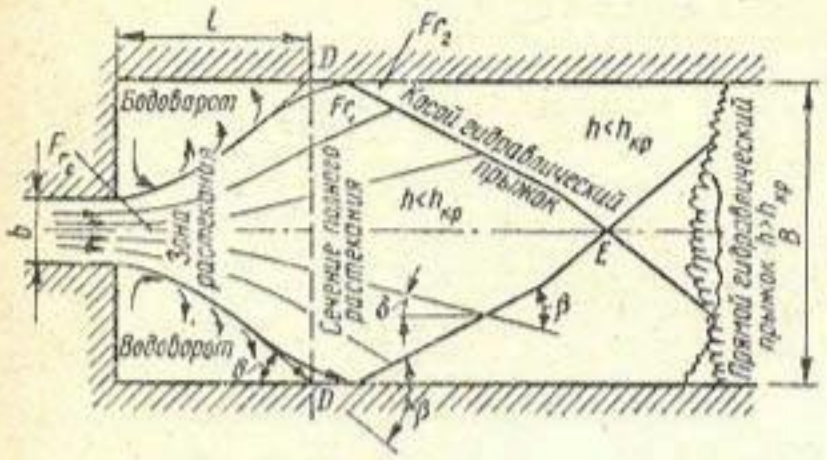


Рис. 12.12

B/b	6	5	4	3	1
А	0,25	0,27	0,3	0,34	0,5
Б	12	11,6	11,1	10,4	8

Если глубина в нижнем бьефе h_6 больше второй сопряженной глубины прыжка h_2, то вода натекает на струю с двух сторон и прыжок затапливается.

При $h_6 < h_2$ происходит растекание бурного потока в нижнем бьефе. Если ширина нижнего бьефа ограничена (рис. 12.12), то различают три характерных участка движения жидкости: участок собственно растекания, заканчивающегося створом полного растекания, участок косых прыжков, участок до фронта прямого прыжка, образующегося при достаточной глубине нижнего бьефа h_6.

Скорости и глубины потока в области растекания определяются по универсальному графику

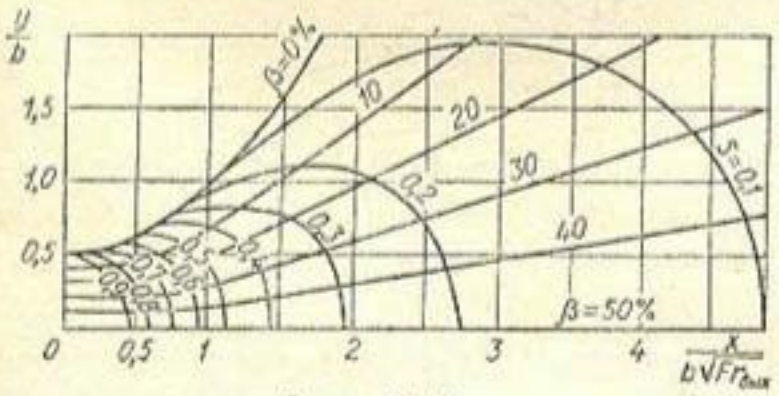


Рис. 12.13

И. А. Шеренкова [145] (рис. 12.13), на котором нанесены линии тока и линии равных глубин и скоростей в области растекания потока (до продольной оси потока — оси симметрии).

Линии тока β проведены так, что между двумя соседними линиями протекает 10% общего расхода. Линии равных относительных глубин проведены для разных значений $s = h/h_1$ через каждые 0,1 (h — глубина в данной точке; h_1 — глубина на выходе из отверстия сооружения). График построен в безразмерных координатах y/b и $\dfrac{x}{b\sqrt{\mathrm{Fr}_1}}$ (где b — размер отверстия сооружения). Зная величины b и Fr_1, можно построить действительные координаты линий тока и линий равных глубин x и y. С учетом расстояния между линиями тока и величиной глубины в рассматриваемом сечении можно определить скорость в любой точке потока.

Расстояние l от выходного сечения до сечения полного растекания определяется по эмпирической зависимости Г. А. Лилицкого [140]

$$l = (0{,}15\mathrm{Fr}_1 + 0{,}27) \cdot (B - b). \qquad (12.31)$$

Затопление гидравлического прыжка в сечении полного растекания происходит при предельной глубине нижнего бьефа $h_{пр}$. Относительное значение этой глубины $\xi_{пр} = h_{пр}/h_{кр}$ может быть определено по табл. 12.2 в зависимости от степени расширения русла B/b и числа Фруда на выходе из сооружения $\mathrm{Fr}_1 = \dfrac{\alpha Q^2}{gb^2h_1^3}$.

Таблица 12.2. **Значение относительной предельной глубины в нижнем бьефе $\xi_{пр} = h_{пр}/h_{кр}$**

$\sqrt{\mathrm{Fr}_1}$	$\xi_{пр}$ при значениях B/b							
	1	2	4	6	8	10	12	14
1,3	1,2	1,55	1,9	2,1	2,2	2,2	2,1	1,8
1,5	1,3	1,6	2	2,2	2,3	2,3	2,1	1,8
1,75	1,4	1,75	2,15	2,3	2,4	2,35	2,15	1,8
2	1,55	1,9	2,3	2,5	2,55	2,45	2,2	1,8
2,5	1,7	2,05	2,55	2,7	2,65	2,55	2,3	1,8
3	1,9	2,25	2,75	2,85	2,8	2,65	2,35	1,8
4	2,15	2,55	3,05	3,25	3,2	2,9	2,45	1,8
5	2,35	2,75	3,2	3,9	3,85	3,1	2,55	1,8

Если глубина нижнего бьефа $h_6 \leqslant h_{пр}$ (иногда с запасом принимают $h_6 \leqslant 0{,}85\, h_{пр}$), то имеет место свободное растекание. При $h_6 > h_{пр}$ (или $h_6 > 0{,}85\, h_{пр}$) наблюдается несвободное растекание и сбойные течения.

В случае свободного растекания крайние струйки в сечении полного растекания отражаются от стенок русла, вследствие чего образуются косые прыжки.

Расстояние $l_к$ от сечения с полным растеканием до точки E, где сходятся косые прыжки, определяется по формуле

$$l_к = \frac{B}{2\,\mathrm{tg}\,\beta}, \qquad (12.32)$$

где β — угол отклонения косого гидравлического прыжка (рис. 12.12).

Угол β, а также относительная высота прыжка $\xi_* = h_2/h_1$ и значение $\sqrt{Fr_2}$, отвечающее

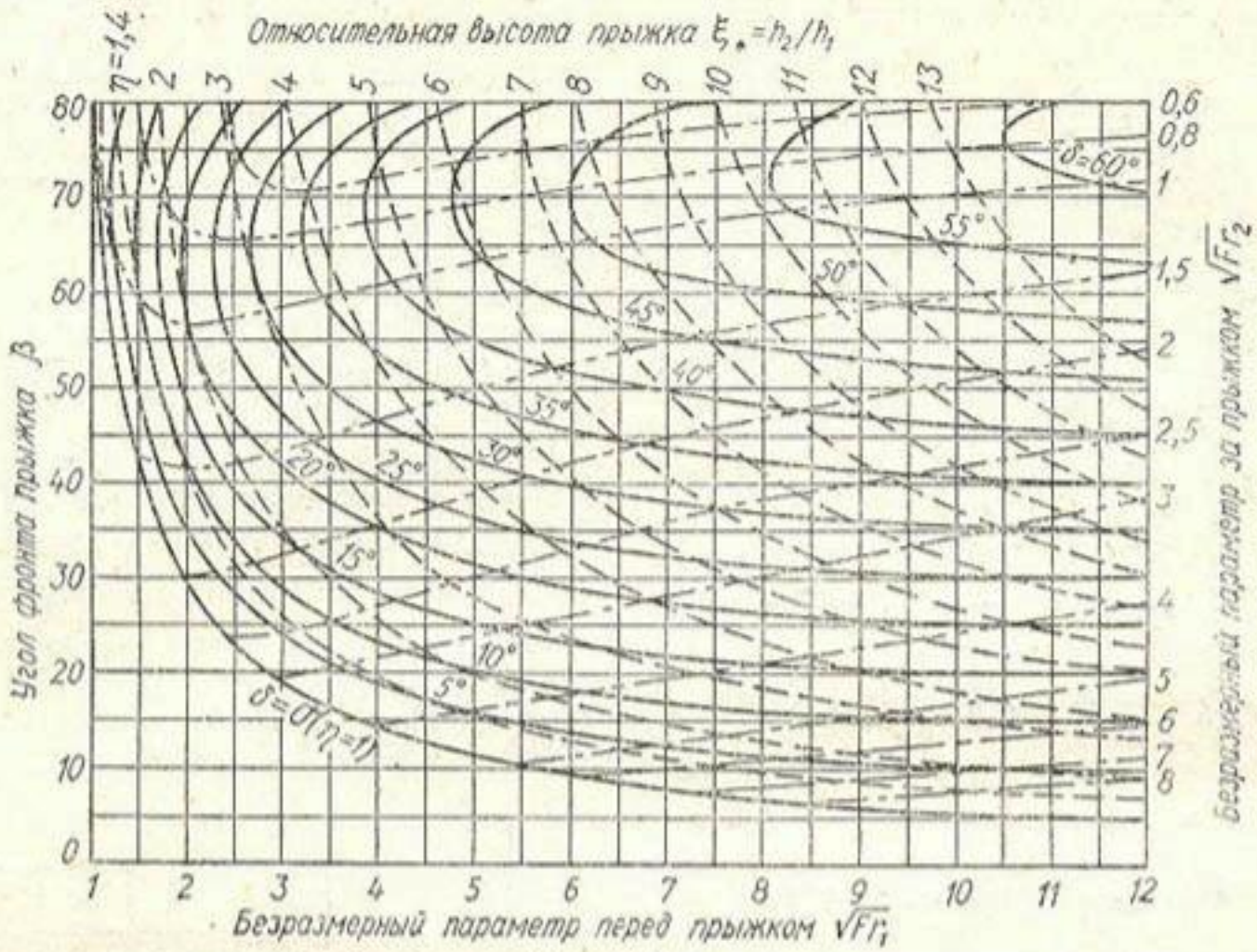


Рис. 12.14

состоянию потока за косым прыжком, могут быть определены по графику Б. Т. Емцева [136] (рис. 12.14).

При сбойном течении (если $h_б > h_{пр}$) расчет заключается в следующем. По графику

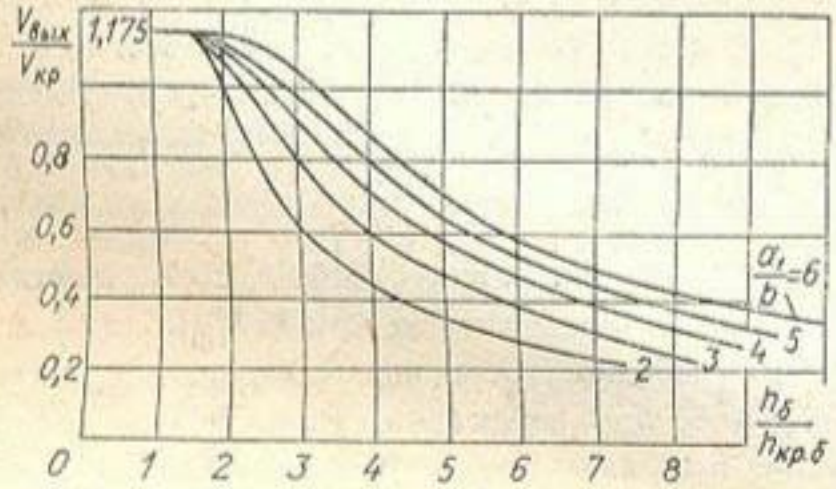


Рис. 12.15

(рис. 12.15) определяют относительную скорость на выходе из сооружения $V_{вых}/V_{кр}$ (где $V_{кр}$ — скорость при критической глубине в сооружении) в зависимости от отношения $h_б/h_{кр.б}$ ($h_{кр.б}$ — критическая глубина в нижнем бьефе) и отношения a_1/b (a_1 — расстояние от оси сооружения до ближайшего уреза воды в нижнем бьефе, b — ширина отверстия сооружения).

По величине отношения $V_{вых}/V_{кр}$ находят скорость на выходе из сооружения $V_{вых}$.

Длина участка расширения транзитного потока до бытовых условий, или длина большого водоворота (рис. 12.16), определяется по формуле

$$L_в = (B - b)\, f\left(\frac{a_1}{b}\right) \lg \frac{2a_1}{b}, \quad (12.33)$$

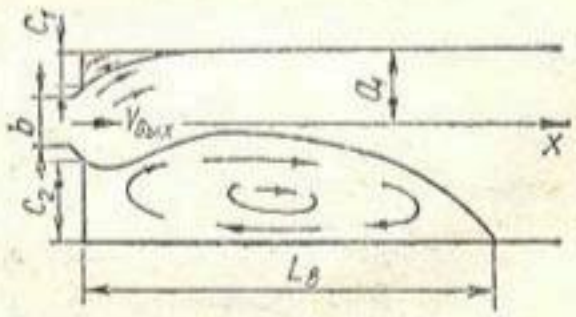


Рис. 12.16

где значения $f\,(a_1/b)$ определяются по следующим данным:

a_1/b	0,75	1	1,5	2	2,5
$f\,(a_1/b)$	46	30,7	19,2	14,9	13,1

Отношение максимальной скорости вдоль сбойного течения к скорости на выходе из сооружения $V_{max(сб)}/V_{вых}$ определяется в зависимости от отношения расстояния рассматриваемого сече-

ния от сооружения x к длине большого водоворота по следующим данным [137]:

$x/L_в$	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1
$V_{max(сб)}/V_{вых}$	0,67	0,65	0,55	0,47	0,38	0,33

§ 12.6. Сопряжение потоков за малыми водопропускными сооружениями

Скорости потоков на выходе из малых водопропускных сооружений (малый мост, дорожные трубы, башенный водосброс и т. п.) достигают 5—6 *м/сек*, в то время как допускаемые скорости

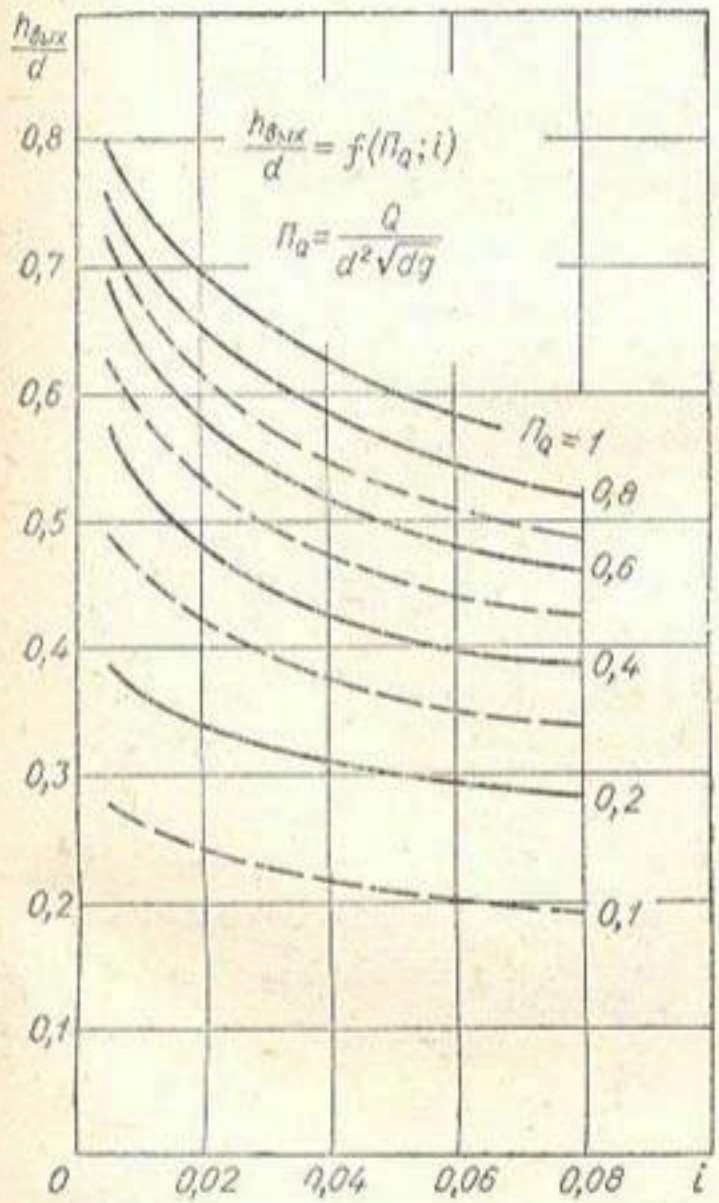


Рис. 12.17

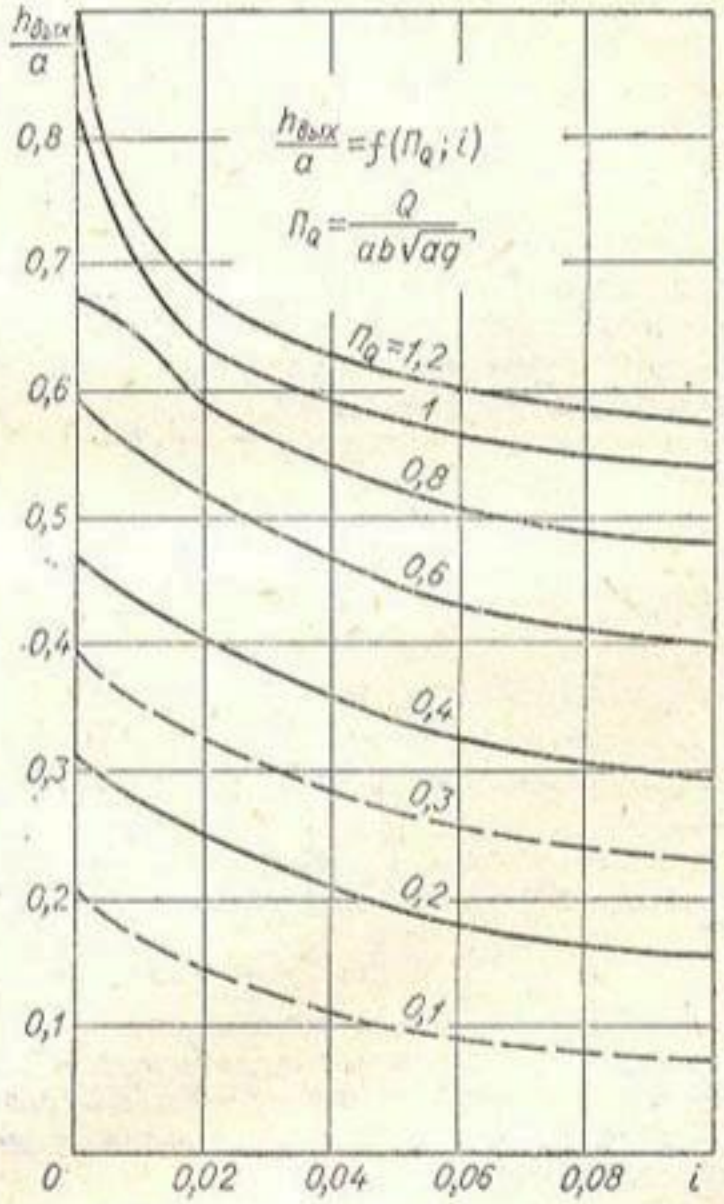


Рис. 12.18

для неукрепленных грунтов в отводящих руслах за сооружениями составляют 0,7—1 *м/сек*. В связи с этим расчеты нижнего бьефа сооружения (выходного участка за ним) имеют такое же важное значение, как и определение его отверстия.

Задача расчета выходного участка за сооружением заключается в следующем:

анализ условий протекания потока;

анализ возможных местных размывов и учет наиболее опасного из них;

подбор типа укрепления и расчет его геометрических размеров (ширина, длина, очертание в плане и т. п.).

В большинстве случаев отводящее русло имеет бóльшую ширину, чем отверстие сооружения. Характер пространственного сопряжения потоков в расширяющемся нижнем бьефе зависит от глубины воды в нем и параметров потока на выходе из сооружения. Наиболее часто встречаются три формы сопряжения потока (рассматриваемые § 12.5) по типу: затопленной струи, сбойного течения и свободного растекания бурного потока.

Глубина потока на выходе из малых водопропускных труб может быть определена по данным Л. Г. Рабухина и М. Н. Цивина. Для ее определения рекомендуются графики при следующих сечениях выходного отверстия: круглых (рис. 12.17), прямоугольных и квадратных (рис. 12.18). На представленных графиках глубина на выходе $h_{вых}$ определяется в зависимости от уклона дна i и параметра Π_Q равного:

для круглого сечения $\Pi_Q = \frac{Q}{d^{5/2}g^{1/2}}$;

для прямоугольного и квадратного $\Pi_Q =$

$= \frac{Q}{ab\sqrt{ag}}$ (где d — диаметр отверстия; a — высота и b — ширина отверстия).

Определив глубину потока на выходе $h_{вых}$ и зная Q или d, всегда можно установить скорость потока $V_{вых}$ в выходном сечении сооружения.

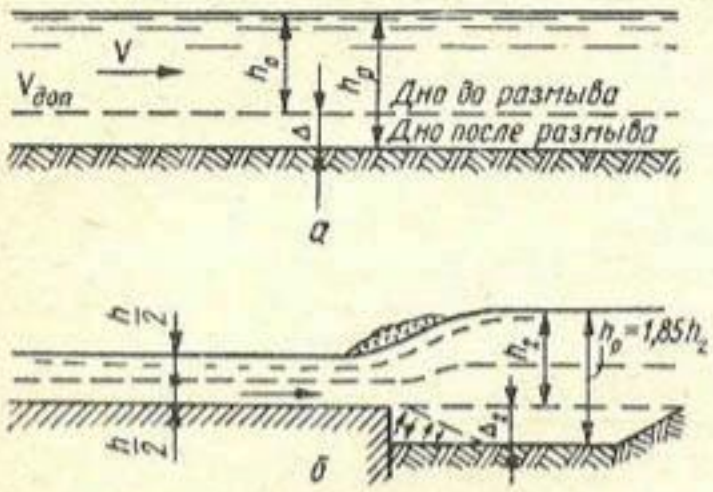


Рис. 12.19

На выходных участках различают три вида местных размывов:

1) вследствие превышения допускаемых скоростей (рис. 12.19, *а*);

2) при переходе от бурного к спокойному состоянию потока (рис. 12.19, *б*);

3) вследствие косого набега струй.

Если расчетная скорость потока $V_{расч}$ на выходном участке будет больше допускаемой $V_{доп}$, то

$$h_p = h_0 \frac{V_{расч}}{V_{доп}}, \qquad (12.34)$$

где h_p — глубина потока после размыва; h_0 — бытовая глубина протекания потока в отводящем русле.

Глубина размыва вследствие превышения допускаемой скорости составляет:

$$\Delta_1 = h_{p_1} - h_0. \qquad (12.35)$$

Переход потока из бурного состояния в спокойное связан с наличием гидравлического прыжка, который также вызывает местный размыв. По формуле М. С. Вызго глубина размыва за прыжком

$$\Delta_2 = h_{p_2} - h_0 = 1{,}85h_2 - h_0, \qquad (12.36)$$

где h_2 — большая из сопряженных глубин.

Если $h_2 = h_0$, то $\Delta_2 = 0{,}85\ h_0$.

Если $h_0 > h_2$, то глубина размыва вследствие образования сбойного течения (косого набега струй)

$$\Delta_3 = 1{,}5h_0. \qquad (12.37)$$

Детальные расчеты местных размывов за сооружениями в однородных и неоднородных несвязных грунтах, в связных грунтах и с учетом продолжительности хода паводка рассмотрены Волченковым Г. Я., Константиновым Н. М. и Цыпиным В. Ш. [9].

Полная длина L укрепления в общем случае (рис. 12.20) определяется как

$$L = l_р + l_к + l_{от} + l_п + l_б, \qquad (12.38)$$

где $l_п$ — расстояние до сечения полного растекания, находится по формуле (12.31); $l_к$ — длина схода косых струй (до сечения *2—2*, рис. 12.21), определяется зависимостью (12.32) или приближенно $l_к \approx 1{,}4\ B$; $l_{от}$ — длина кривой отгона между двумя известными глубинами: $h_{пр}$ и сопряженной h_0', которая определяется по зависимости (9.5) в виде

$$h_0' = \frac{h_0}{2}\left[\sqrt{1 + 8\frac{Q^2}{gB^2h_0^3}} - 1\right];$$

$l_п$ — длина прыжка, можно принять $l_п \approx 5h_2$; $l_б$ — длина конструктивного запаса.

При сбойном течении длина крепления

$$L = l_с + l_п + l_б, \qquad (12.39)$$

где $l_с$ — длина участка расширения транзитного потока: если принять $l_с = L_{б.в}$, то ее можно определить по зависимости (12.33).

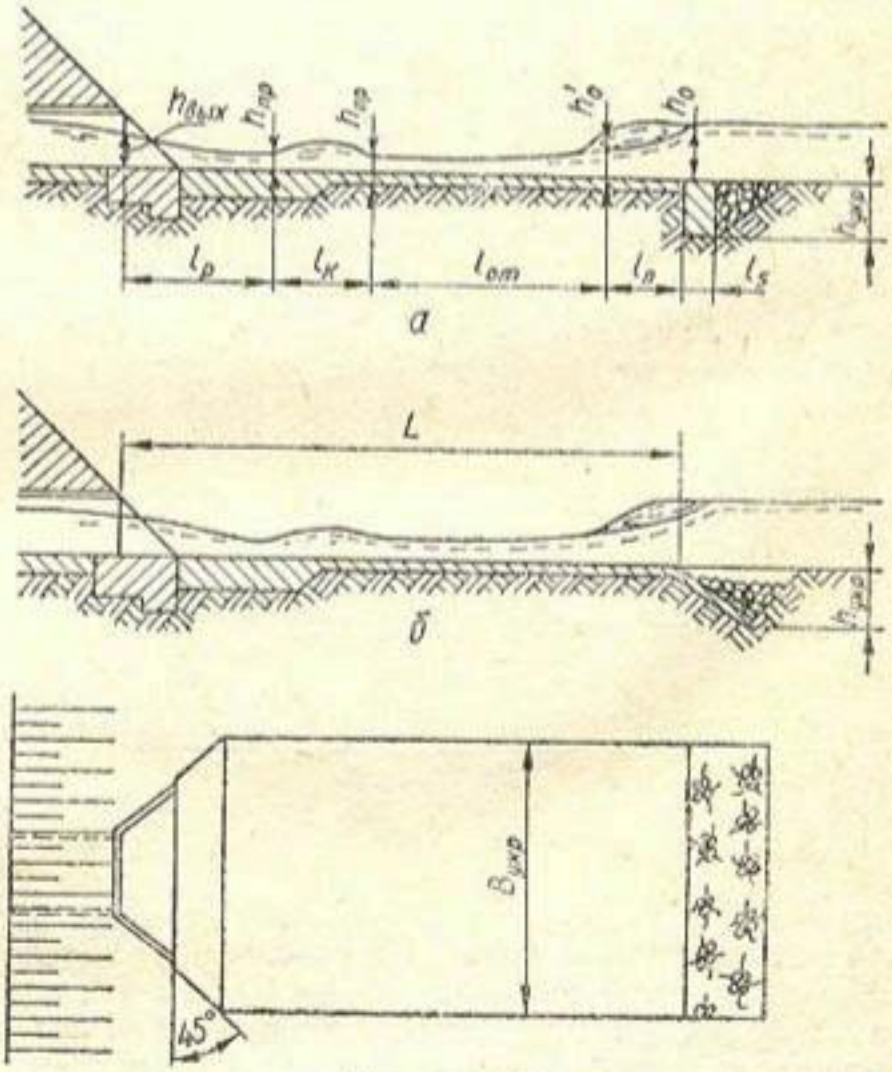


Рис. 12.20

Для несвободного растекания (прыжок начинается в пределах сооружения)

$$L = l_п + l_б. \qquad (12.40)$$

Чаще всего применяют два типа укрепления выходных участков: с вертикальным уступом — «зубом» (рис. 12.20, *а*) и предохранительным откосом (рис. 12.20, *б*) и оба с каменной наброской. Необходимое заглубление $h_{укр} \geqslant (1{,}33 \div 1{,}5)\,\Delta_р$, где $\Delta_р$ — глубина наиболее опасного (расчетного) вида местного размыва. Укрепление обычно производится бетонными и железобетонными плитами в соответствии с рекомендациями табл. 12.3. (См.: Индустриальные способы укрепления русел,

Таблица 12.3. **Бетонные и железобетонные плиты для укрепления отводящих русел**

Скорость, *м/сек*	Конструкции	
	для типового применения	для опытного применения
Менее 3,5	Монолитные бетонные плиты размерами 2 × 3 *м* в плане, толщиной 8—10 *см* без арматуры	Сборные железобетонные прямоугольные плиты 1 × 1 *м* в плане, толщиной 10 *см*
От 3,5 до 5	Монолитные бетонные плиты размерами 2 × 3 *м* в плане, толщиной 8—10 *см* с арматурной сеткой	Сборные железобетонные пласты типа «ласточкино гнездо» толщиной 10 *см*
Более 5	Тюфяк из монолитных или сборных плит размером 1 × 1 *м* в плане	

конусов и откосов насыпей у малых искусственных сооружений железнодорожных линий. Сборник рабочих чертежей Мосгипротранса. М., Трансжелдориздат, 1957).

При больших глубинах местного размыва (более 2 *м*) следует применять гасители энергии

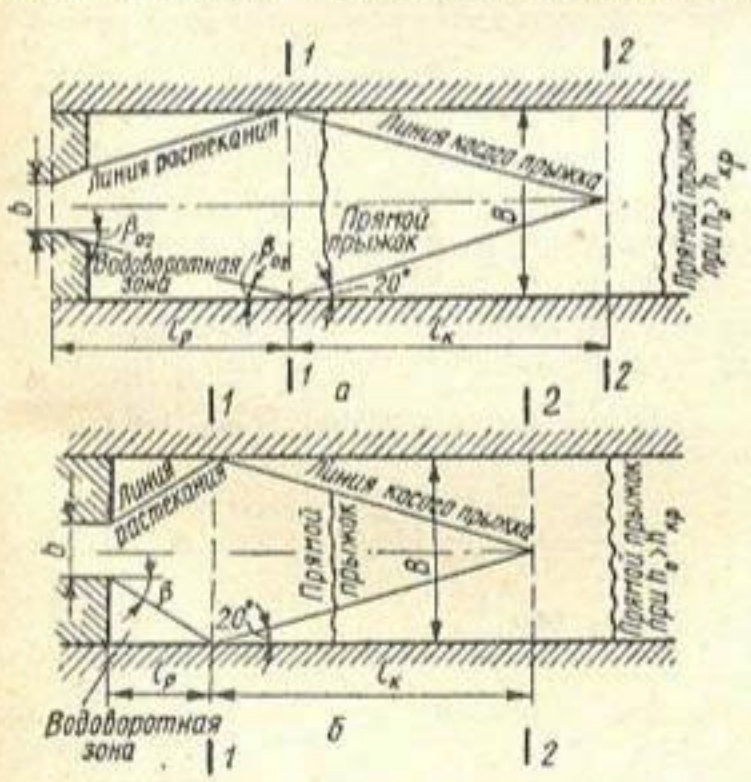


Рис. 12.21

различного вида, расчет которых рассмотрен в § 13.1.

Рекомендуется такой порядок расчета выходных участков.

1. Устанавливается глубина и скорость потока на выходе из сооружения (см. рис. 12.17 и 12.18).

2. Определяется бытовая глубина протекания потока (см. § 7.5) для отводящего русла, спланированного в виде прямоугольника с $B \approx (3 \div 4)\,b$.

3. По зависимости (12.31) определяется расстояние $l_р$ до сечения полного растекания.

4. Глубина в сечении полного растекания $h_{пр}$ определяется при известной величине $l_р$ методом подбора из уравнения В. И. Чарномского

$$l_р = \frac{Э_{пр} - Э_{вых}}{i_0 - i_f},$$

где i_f — средний уклон трения на участке;

$$Э_{вых} = h_{вых} + \frac{V^2_{вых}}{2g} \quad \text{и} \quad Э_{пр} = h_{пр} + \frac{V^2_{пр}}{2g}.$$

5. При спланированной (прямоугольной) форме выходного русла определяется сопряженная глубина $h''_{пр}$ по зависимости (9.5) в виде

$$h''_{пр} = \frac{h_{пр}}{2}\left[\sqrt{1 + 8\frac{Q^2}{gB^2h^3_{пр}}} - 1\right].$$

6. Сопряженная глубина $h''_{вых}$ вычисляется аналогично, но с учетом отверстия сооружения b:

$$h''_{вых} = \frac{h_{вых}}{2}\left[\sqrt{1 + 8\frac{Q^2}{gb^2h^3_{вых}}} - 1\right].$$

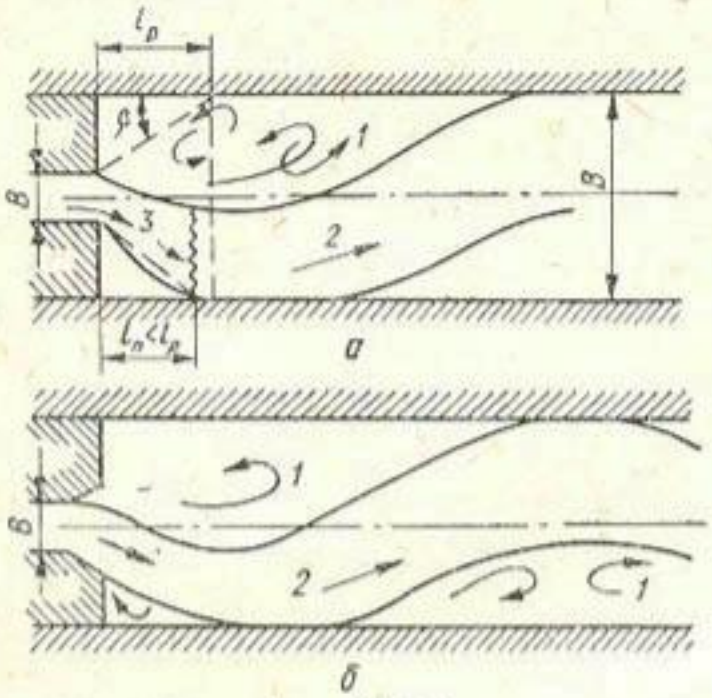
7. Сравниваются глубины $h''_{пр}$, $h''_{вых}$ и h_0.

При этом может быть три случая:

а) $h''_{пр} > h_0$ — свободное растекание (рис. 12.21 — при раструбных оголовках; рис. 12.21, *б* — при портальных) с наличием отогнанного прыжка (за сечением полного растекания *1—1*);

б) $h''_{вых} > h_0 > h''_{пр}$ — полусвободное растекание потока, прыжок располагается между

сооружением и сечением полного растекания (рис. 12.22, *а* — при портальном оголовке; рис. 12.22, *б* — при раструбном); характер потока — сбойный;



а

б

Рис. 12.22

в) $h_0 > h''_{вых}$ — несвободное растекание потока, прыжок затопленный (рис. 12.23).

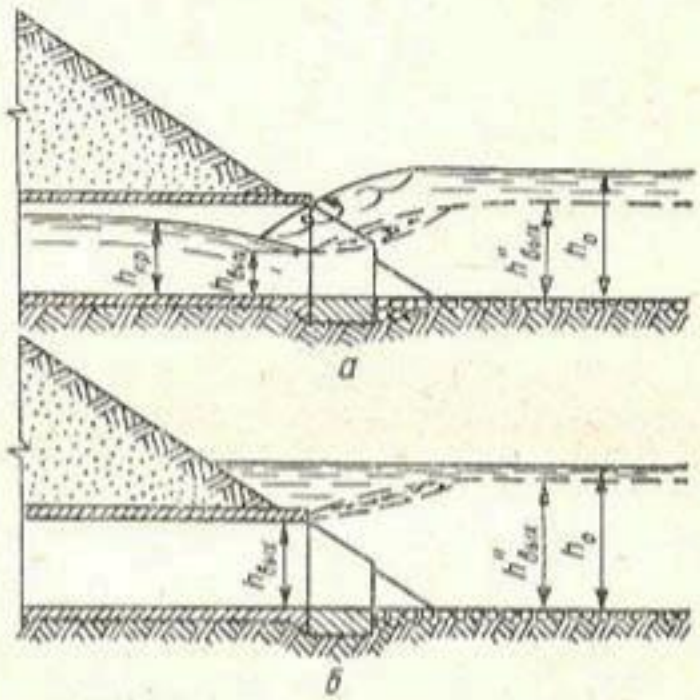
8. Зная форму сечения русла, тип сопряжения потока и расчетную глубину $h_{расч}$ (при свободном растекании $h_{расч} = h_{пр}$), определяют наибольшую скорость (для прямоугольной формы отводящего русла $V_{расч} = \frac{Q}{Bh_{расч}}$).

9. По скорости $V_{расч}$ и глубине $h_{расч}$ подбирают тип укрепления выходного участка.

10. Очертание укрепления в плане обычно принимается, учитывая планировку укрепляемого отводящего русла, прямоугольным с начальным расширяющимся участком. Ширина $B_{укр} = b + 2l_р$, а длина L, соответственно принятому типу сопряжения потока, определяется по формулам (12.38) или (12.39), или (12.40).

11. Толщина укрепления вблизи выхода принимается по рекомендации О. В. Андреева равной 0,6 $h_{вых}$ или 0,35 H, а на остальном протяжении равной 0,2—0,5 *м*. При укреплении бетонными плитами их толщина принимается по данным табл. 12.3.

12. Производится анализ и расчет возможных видов местных размывов при данной схеме протекания потока. Устанавливается наиболее опас-



а

б

Рис. 12.23

ный вид размыва и расчетное значение глубины размыва $\Delta_р$.

13. Определяется необходимое заглубление предохранительного откоса

$$h_{укр} \geqslant (1{,}33 \div 1{,}5)\,\Delta_р.$$

Глава 13

ГАСИТЕЛИ ЭНЕРГИИ И СОПРЯГАЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 13.1. Гасители энергии

При сопряжении бьефов по типу отогнанного прыжка (см. § 12.2) проектируются гасители энергии в виде водобойного колодца, водобойной стенки и комбинированного водобойного колодца.

Гидравлический расчет водобойного колодца (рис. 13.1). Определяются глубина и длина водобойного колодца. Глубина d определяется по зависимости

$$d = \sigma h''_c - h_б - \Delta z, \qquad (13.1)$$

где σ — коэффициент запаса, $\sigma = 1{,}05 \div 1{,}1$; h''_c — глубина сопряжения с глубиной в сжатом сечении (см. § 12.2); $h_б$ — глубина в нижнем бьефе; Δz — перепад уровней на выходе из водобойного колодца.

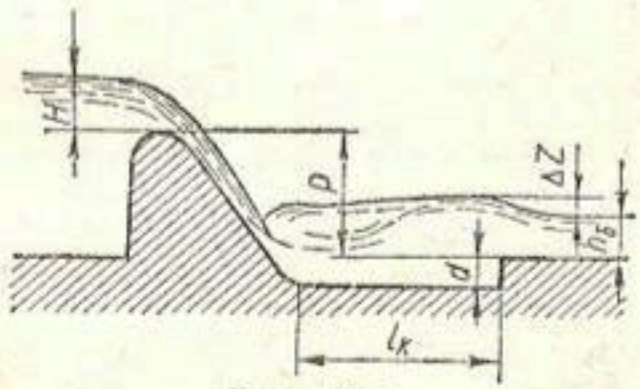


Рис. 13.1

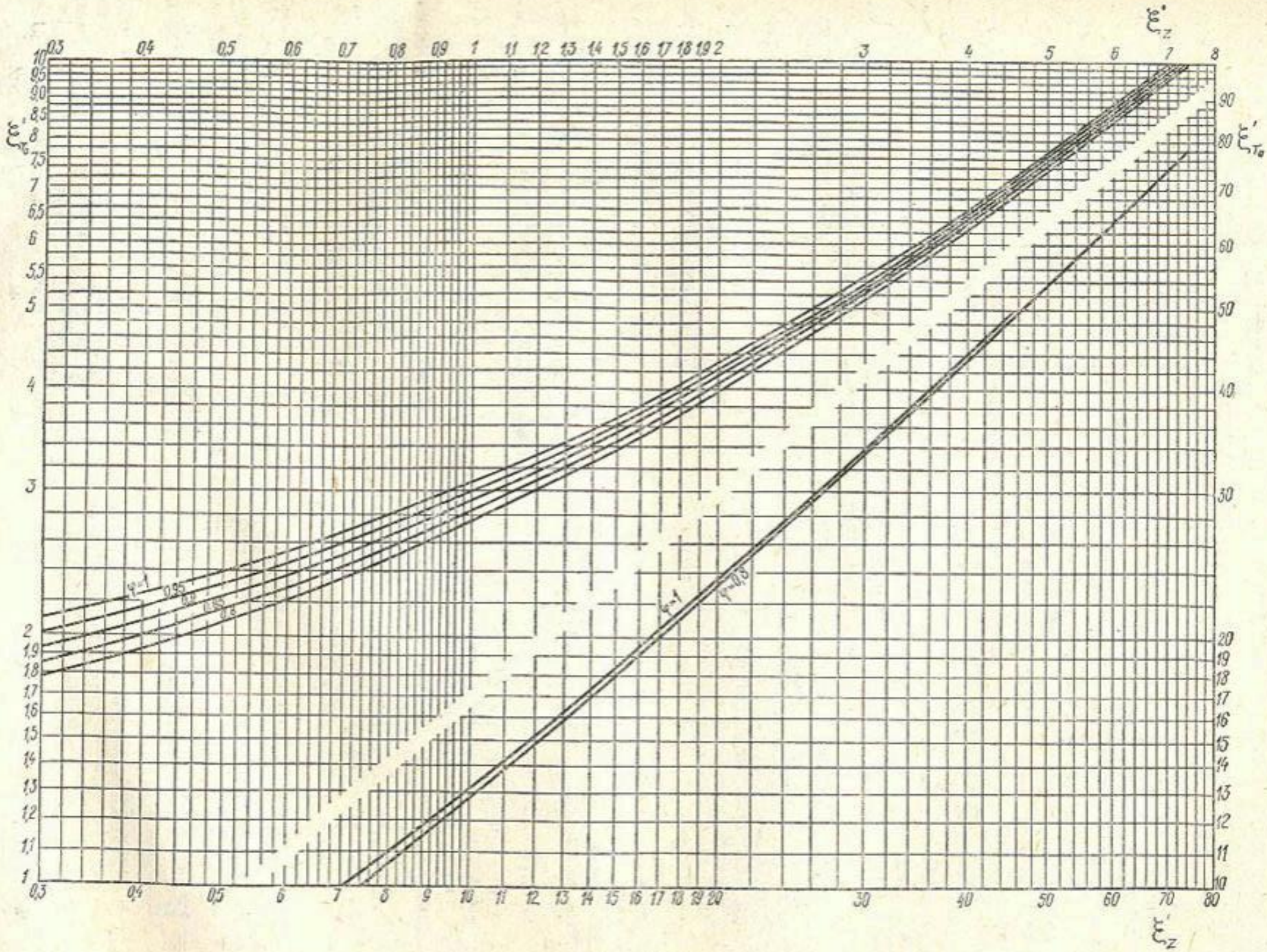


Рис. 13.2

Так как протекание воды на выходе подобно протеканию через затопленный водослив с широким порогом, то величина Δz определяется по формуле

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2gb^2}\left(\frac{1}{\varphi'^2 h_б^2} - \frac{1}{h_c''^2}\right), \qquad (13.2)$$

где b — ширина русла; φ' — коэффициент скорости, близкий к единице.

Так как h_c'' зависит от h_c и, следовательно, от высоты падения струи $P + d$, то уравнение (13.1) может быть решено подбором. Для сокращения числа попыток при подборе можно в первом приближении в формуле (13.1) принять $\sigma \approx 1{,}2 - 1{,}3$; затем определить новые значения $P_1 = P + d$, h_c (§12.1), h_c'' и d. Расчет повторяют до выполнения условия (13.1).

Расчет может вестись также с помощью графика М. Д. Чертоусова (рис. 13.2), по которому определяется величина ξ'_{T_0} в зависимости от коэффициента скорости φ (см. § 12.1) и величины $\xi'_z = \dfrac{T_0 - h_б - \Delta z}{h_{кр}}$, где T_0 определяется по формуле (12.2). Глубина водобойного колодца определится по формуле

$$d = \xi'_{T_0} h_{кр} - T_0. \qquad (13.3)$$

Полученное значение d может быть увеличено на 5% в запас прочности.

Длина водобойного колодца $l_к$ назначается из расчета размещения в нем гидравлического прыжка

$$l_к = l_п, \qquad (13.4)$$

где $l_п$ — длина прыжка (см. § 9.3).

Для водобойных колодцев после водосливов с вертикальной низовой гранью или после перепадов в длину водобойного колодца входит также расстояние до сжатого сечения l_c (см. § 13.2).

Для небольших сооружений допускается уменьшение длины колодца до

$$l_к = (0{,}7 \div 0{,}8)\, l_п. \qquad (13.5)$$

В этом случае в колодце образуется подпертый прыжок, большая сопряженная глубина которого определяется по формуле

$$h_c'' = \sqrt{h_c^2 + 2h_{кр}^3\left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_{вых}}\right)}, \qquad (13.6)$$

где $h_{вых}$ — глубина на выходе из водобойного колодца, принимаемая $h_{вых} = h_б$. При подпертом прыжке уступ колодца внедряется в область прыжка, аналогии с водосливом здесь нет, перепад на выходе из колодца Δz близок к нулю. Поэтому глубина водобойного колодца определяется по формуле

$$d = \sigma h_c'' - h_б. \qquad (13.7)$$

Гидравлический расчет водобойной стенки (рис. 13.3). Расстояние от сооружения до стенки определяется так же, как и длина водобойного колодца. Высота водобойной стенки определяется по формуле

$$c = \sigma h_c'' - H_1, \qquad (13.8)$$

где σ — коэффициент запаса; $\sigma = 1{,}05 \div 1{,}1$; H_1 — напор перед водобойной стенкой, определяемый по формуле

$$H_1 = H_{1_0} - \frac{\alpha V_c''^2}{2g}, \qquad (13.9)$$

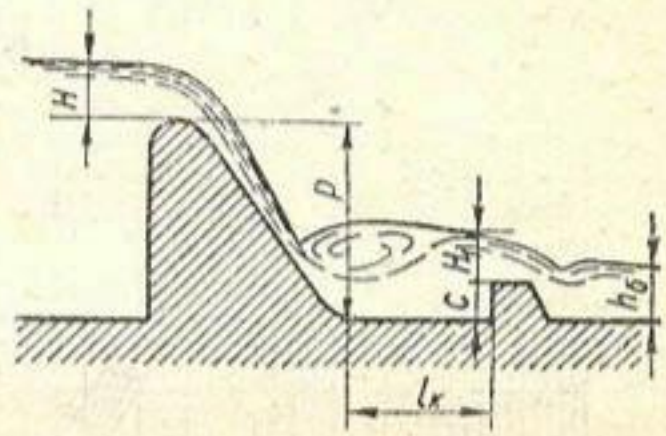


Рис. 13.3

здесь H_{1_0} определяется по формуле водослива

$$H_{1_0} = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}}\right)^{2/3}, \qquad (13.10)$$

m — коэффициент расхода водобойной стенки, принимаемый $m = 0{,}42$; V_c'' — скорость потока перед стенкой, принимаемая

$$V_c = \frac{Q}{\sigma h_c'' b}. \qquad (13.11)$$

Найденная таким образом высота стенки c сравнивается с глубиной нижнего бьефа $h_б$. Если $h_б > c$, то стенка работает как затопленный водослив, что вызывает необходимость уточнения расчета. В этом случае полный напор перед стенкой

$$H_{1_0} = \left(\frac{Q}{\sigma_з mb\sqrt{2g}}\right)^{2/3}, \qquad (13.12)$$

где $\sigma_з$ — коэффициент затопления, принимаемый по графику (рис. 10.14).

Затем уточняются величины H_1 по зависимости (13.9) и высота стенки c по (13.8).

Если $h_б < c$, то стенка работает как незатопленный водослив и высота ее определена окончательно. Однако в этом случае следует проверить условия протекания потока после стенки.

Для этого, рассматривая стенку как водослив с полным напором перед ней H_{1_0}, находят по рекомендациям § 12.1 и 12.2 глубину в сжатом сечении и форму сопряжения бьефа после водобойной стенки. Если после стенки будет затопленный

прыжок, то расчет окончен. Если же после стенки возникнет отогнанный прыжок, то следует рассчитать по аналогии с предыдущим вторую стенку (рис. 13.4), а затем, может быть, и третью.

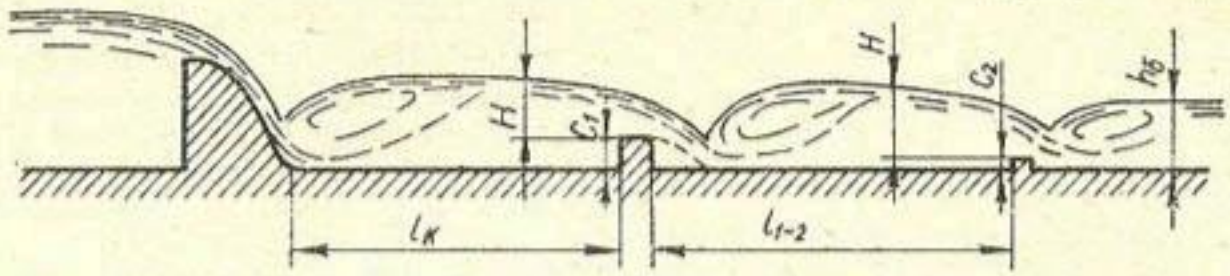


Рис. 13.4

Если водобойная стенка рассчитывается из условий образования перед ней подпертого прыжка, то бо́льшая сопряженная глубина перед ней определяется по формуле (13.6), при этом принимается $h_{вых} = H_1$.

Более подробные расчеты водобойных стенок приведены в специальной литературе [14], [65] и др.

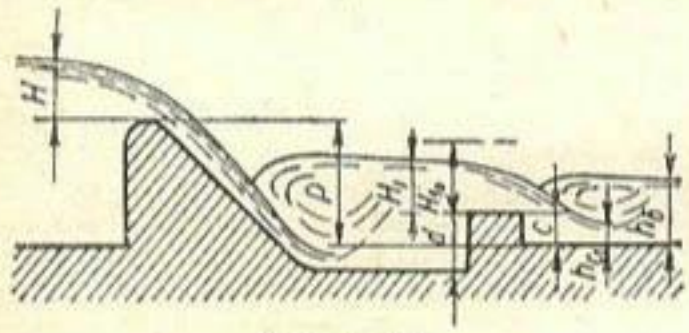


Рис. 13.5

Гидравлический расчет комбинированного водобойного колодца (рис. 13.5), состоящего из углубленной части в дне водобоя и водобойной стенки. Расчет производится по формуле

$$H_1 + c + d = \sigma h_c'' . \qquad (13.13)$$

В этом уравнении две неизвестные величины: высота водобойной стенки c и глубина водобойного колодца d. Одной из них следует задаться и затем по (13.13) определить вторую.

Одно из возможных решений — задаться высотой водобойной стенки c из условий недопущения за ней отогнанного прыжка. Для этого определяют глубину в сжатом сечении за стенкой h_{c_1} как сопряженную с бытовой $h_б$ (по формуле гидравлического прыжка). Высота стенки определится по формуле

$$c = \frac{Q^2}{2gb^2\varphi^2 h_{c_1}^2} + h_{c_1} - H_{1_0} , \qquad (13.14)$$

где H_{1_0} определяется по формуле (13.10) с последующим уточнением (в случае затопления) по (13.12); φ — коэффициент скорости после стенки принимается по рекомендациям § 12.1.

Если высота стенки c окажется больше бытовой глубины $h_б$, то ее следует несколько уменьшить для гарантии затопления сжатого сечения после стенки. Затем из уравнения (13.13) находится глубина водобойного колодца d. Это уравнение решается подбором, так как h_c'' зависит от d. Длина комбинированного водобойного колодца определяется по формулам (13.4) или (13.5).

§ 13.2. Перепады

Перепадами называются сооружения, в которых сопряжение уровней осуществляется в результате движения потока по ступеням. Перепады могут быть одноступенчатыми и многоступенчатыми.

Одноступенчатые перепады. Если входная часть одноступенчатого перепада устраивается по типу водослива с широким порогом или практического профиля (рис. 13.6, *а*, *б*,), то ее расчет ведется по формулам § 10.2 и 10.3. В этом случае обычно определяется необходимая ширина входной части $b_п$ при заданных расходе Q и глубине в верхнем бьефе h_0.

В случае, когда входная часть перепада устраивается того же сечения, что и подводящее русло (рис. 13.7), глубину и скорость над стенкой падения определяют из уравнения, полученного В. Н. Поповым [157]:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_п} + \beta y_п \omega_п , \qquad (13.15)$$

где α_0 — коэффициент количества движения, принимаемый $\alpha_0 \approx 1 \div 1{,}04$; ω_1 и $\omega_п$ — площади

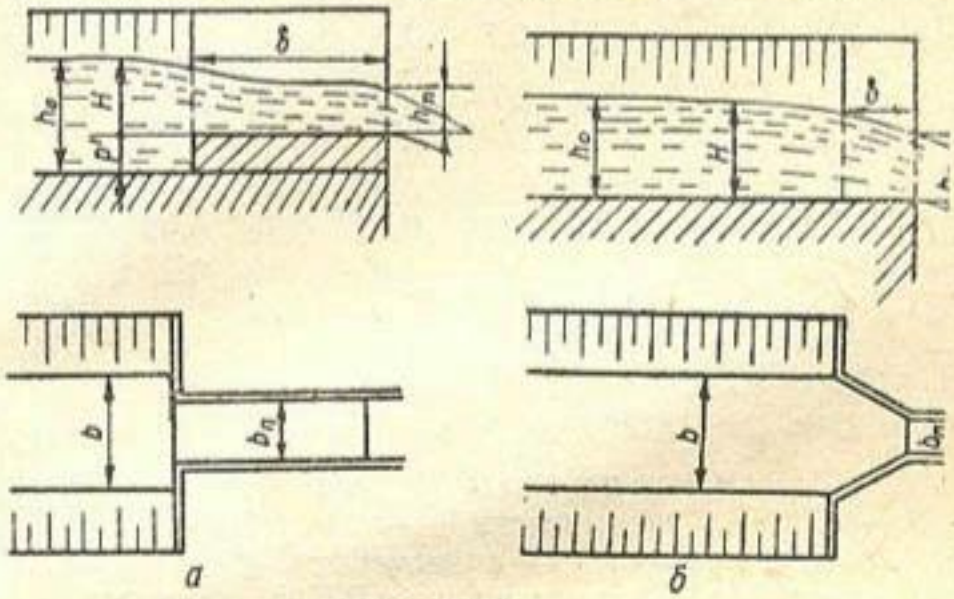


Рис. 13.6

сечений *1—1* и над стенкой падения; y_1 и $y_п$ — глубины погружения центров тяжести этих сечений.

За сечение *1—1* принимается сечение в конце участка с плавноизменяющимся движением. При

спокойном состоянии потока в верхнем бьефе таким сечением является сечение с критической глубиной $h_{кр}$, т. е. $h_1 = h_{кр}$. При бурном состоянии потока и равномерном движении в верхнем

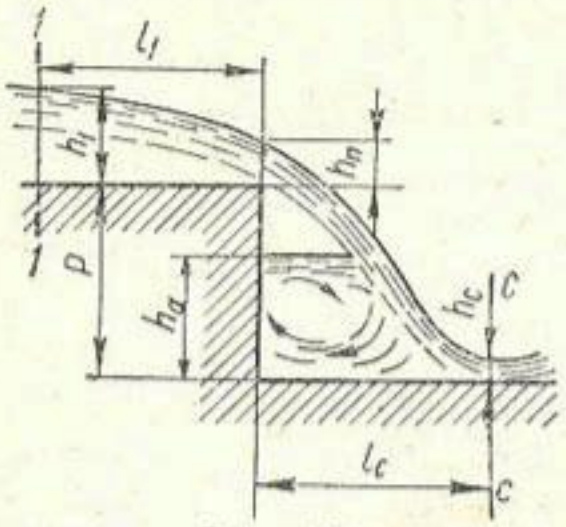


Рис. 13.7

бьефе следует принимать $h_1 = h_0$; если же в верхнем бьефе устанавливается неравномерное движение, то глубину можно определить одним из методов построения кривых свободной поверхности.

По известной глубине может быть определена скорость над стенкой падения.

При свободном доступе воздуха под струю и наличии боковых стенок на водопадном участке

Таблица 13.1. **Относительная глубина над стенкой падения $h_п/h_1$ перепадов в руслах трапецоидального, прямоугольного и треугольного сечений**

$\mu_* = \frac{mh_{кр}}{b}$	β	$h_п/h_1$ при значениях $h_1/h_{кр}$					
		1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
0	0	0,67	0,73	0,80	0,85	0,9	0,94
	1/5	0,69	0,75	0,82	0,87	0,92	0,95
	1/3	0,71	0,77	0,83	0,89	0,93	0,96
0,5	0	0,7	0,76	0,82	0,87	0,92	0,95
	1/5	0,72	0,78	0,84	0,89	0,93	0,96
1	0	0,72	0,78	0,84	0,89	0,93	0,96
	1/5	0,74	0,8	0,86	0,91	0,94	0,97
4	0	0,75	0,81	0,87	0,91	0,95	0,97
	1/5	0,77	0,84	0,89	0,92	0,96	0,98
∞	1/5	0,79	0,87	0,92	0,96	0,99	0,99

Примечание. Из таблицы видно, что при $h_1 \leqslant 0{,}5h_{кр}$ практически можно принимать $h_п \approx h_1$ и $V_п \approx V_1$. При значениях $\mu_* \geqslant 4$ такое допущение возможно и при больших значениях h_1.

коэффициент β принимается равным 1/3; при истечении струи в атмосферу — 1/5; при отсутствии доступа воздуха под струю коэффициент $\beta = 0$. Для упрощения расчетов, принимая во всех случаях $\beta = 0$, скорость над стенкой падения, с некоторым запасом, определяется по формуле

$$V_п = V_1 \left(1 + y_1\omega_1^2 \frac{g}{\alpha_0 Q^2}\right). \qquad (13.16)$$

Для ряда частных случаев решения уравнения (13.15) следует пользоваться табл. 13.1, в которой приведены значения относительной глубины над стенкой падения $h_п/h_1$ перепадов в руслах трапецоидального, прямоугольного и треугольного сечений [154].

Таблица 13.2. **Коэффициент D_1 для определения скорости и относительной площади сечения над стенкой падения перепада в руслах кругового, сегментного и параболического сечений**

h_1/r или h_1/p	D_1 для сечений	
	кругового или сегментного	параболического
0,2	0,00214	0,00342
0,4	0,0326	0,0547
0,6	0,155	0,275
0,8	0,462	0,874
1	1,048	2,14
1,2	2,01	4,44
1,4	3,41	8,18
1,6	5,28	14,04
1,8	7,56	22,35
2	9,86	34,15
2,2	—	49,9
2,4	—	70,7
2,6	—	97,5
2,8	—	132
3	—	173
3,5	—	321
4	—	545

Для перепадов в безнапорных трубах, руслах сегментного и параболического сечений скорость над стенкой падения определяется по формуле [75]

$$V_п = V_1 (1 + D_1/П_Q), \qquad (13.17)$$

где $П_Q$ — расходный параметр русла (для круглой трубы и сегментного русла $П_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{gr^5}$, r — радиус трубы; для параболического русла $П_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{gp^5}$, p — параметр параболы); D_1 — коэффициент, зависящий от относительной глубины в сечении *1—1* и определяемый по табл. 13.2.

Относительная площадь сечения потока над перепадом определяется по формуле

$$\omega_п' = \frac{\omega_1'}{1 + D_1/П_Q}, \qquad (13.18)$$

где $\omega' = \omega/r^2$ (для круговых и сегментных русел); $\omega = \omega/p^2$ (для параболических русел).

Глубина над стенкой падения находится в зависимости от $\Delta_п = f(\omega_п')$ (см. табл. 7. 28, 7.29) по формулам:

$$\left.\begin{array}{l}\text{для круговых и сегментных русел}\\ h_п = \Delta_п r;\\ \text{для параболических русел}\\ h_п = \Delta_п p.\end{array}\right\} \quad (13.19)$$

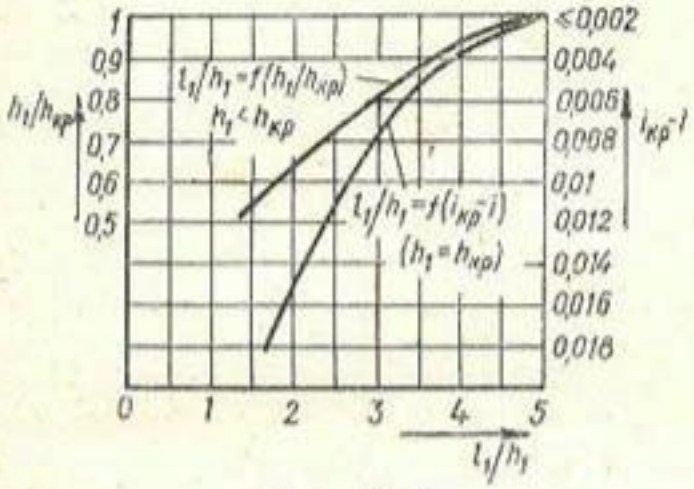


Рис. 13.8

Относительная длина участка слива от сечения *1—1* до стенки падения l_1/h_1 определяется по графику (рис. 13.8) в зависимости от отношения $h_1/h_{кр}$ (при $h_1 < h_{кр}$) или от разности $i_{кр} - i$ (при $h_1 = h_{кр}$) [154].

При свободном доступе воздуха под струю глубина под последней h_a в руслах прямоугольного сечения определяется по формуле

$$h_a = \sqrt{2h_{кр}^3\left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_1}\right) + h_c^2 - h_1^2}, \quad (13.20)$$

где h_c — глубина в сжатом сечении.

При уменьшении высоты перепада вода может заполнить все пространство под струей (рис. 13.9).

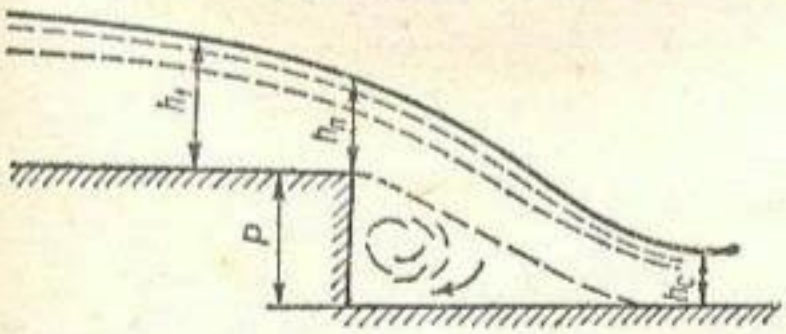


Рис. 13.9

Такие перепады называются *самоподтопленными* [153], а высота перепада, при которой наступает самоподтопление, называется *критической* и определяется по формуле Ю. М. Константинова

$$P_{кр} = 1{,}2h_1(2 - h_1/h_{кр}). \quad (13.21)$$

Глубина над стенкой падения таких перепадов устанавливается большей, чем при свободном доступе воздуха под струю, и определяется из уравнения

$$\frac{h_{кр}^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{h_{кр}^3}{h_п} + \beta\frac{h_п^2}{2}, \quad (13.22)$$

где

$$\beta = 1 - \frac{2}{3}\cdot\frac{P}{P_{кр}}. \quad (13.23)$$

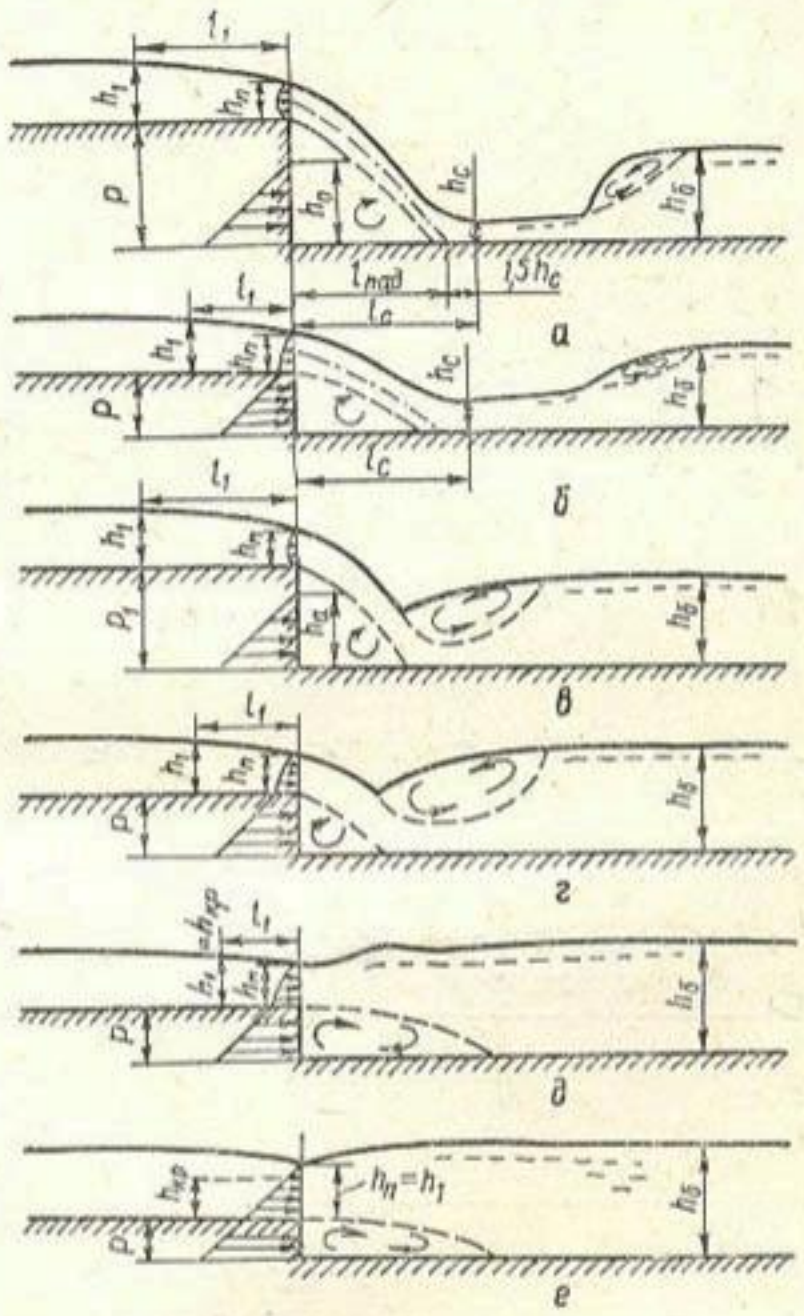


Рис. 13.10

Эта формула применима при $P \leqslant P_{кр}$.

Для перепадов со спокойным состоянием потока в верхнем бьефе $h_1 = h_{кр}$, $P_{кр} = 1{,}2h_{кр}$ и формулы (13.22) и (13.23) приводятся к виду:

$$1{,}5h_{кр}^2 = \frac{h_{кр}^3}{h_п} + \beta\frac{h_п^2}{2}; \quad (13\,24)$$

$$\beta = 1 - \frac{P}{1{,}8h_{кр}}. \quad (13.25)$$

В зависимости от высоты, глубины в верхнем и нижнем бьефах, расхода перепады бывают: *неподтопленные* с доступом воздуха под струю с незатопленным (рис. 13.10, *а*) или затопленным

(рис. 13.10, *в*) сжатым сечением (могут быть такие перепады и с вакуумом под струей); *самоподтопленные* (рис. 13.10, *б*); *подтопленные* с донным (рис. 13.10, *г*) или с поверхностным режимом (рис. 13.10, *д*) в нижнем бьефе; *затопленные* (рис. 13.10, *е*).

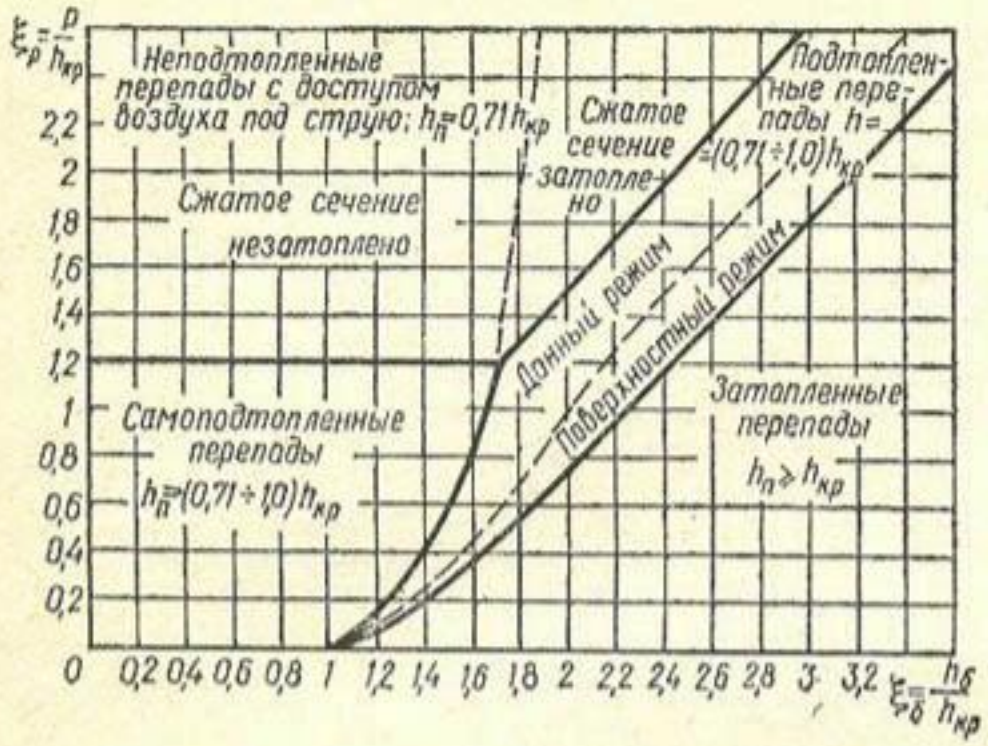


Рис. 13.11

На рис. 13.11 приведен график для определения формы протекания воды через перепад при спокойном состоянии потока в верхнем бьефе [153].

Расстояние от стенки падения до сжатого сечения $C - C$ в общем случае определяется по формуле

$$l_c = V_п \sqrt{\frac{2P + h_п}{g}}. \qquad (13.26)$$

Для русел прямоугольного сечения валец под струей отжимает сжатое сечение на расстояние [154]

$$l_c = V_п \frac{1{,}4P + 0{,}8h_п}{\sqrt{gP}} + 1{,}5h_c. \qquad (13.27)$$

Глубина в сжатом сечении h_c находится способами, изложенными в § 12.1. При этом для перепадов того же сечения, что и подводящее русло, удельная энергия в верхнем бьефе

$$T_0 = P + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g}, \qquad (13.28)$$

а коэффициент скорости для перепадов прямоугольного сечения без бокового сжатия определяется по данным Ю. М. Константинова (табл. 13.3).

Определив h_c, можно найти площадь ω_c и скорость в сжатом сечении $V_c = Q/\omega_c$ и назначить тип укрепления в нижнем бьефе (при отсутствии гасителей энергии) по данным табл. 7.17.

Скорость в сжатом сечении может быть найдена и по приближенной формуле Ю. Н. Даденко-

Таблица 13.3. **Значения коэффициентов скорости φ и φ_1 для перепадов в русле прямоугольного сечения без бокового сжатия**

$\frac{Ph_{кр}}{h_п^2}$ (при $h_1 \leqslant h_{кр}$)	$\leqslant 2{,}4$	3,5	5	7	9	11	14	17	21
$\frac{P}{h_{кр}}$ (при $h_1 = h_{кр}$)	$\leqslant 1{,}2$	1,75	2,5	3,5	4,5	5,5	7	8,5	10,5
φ	1	0,97	0,92	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,67
φ_1	0,9	0,9	0,86	0,82	0,78	0,75	0,71	0,67	0,63

ва [67]

$$V_c = \varphi_1 \sqrt{V_п^2 + g(2P + h_п)}, \qquad (13.29)$$

где коэффициент скорости φ_1 принимается по таблице 13.3.

Для русел прямоугольного сечения можно непосредственно определить глубину в сжатом сечении

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b_п \sqrt{V_п^2 + g(2P + h_п)}}. \qquad (13.30)$$

Если входная часть перепада устроена по типу водослива с боковым сжатием, то коэффициент скорости определяется по формуле [149], [154]

$$\varphi_{б.с} = \varphi - 0{,}41 \lg \frac{B}{B_в}, \qquad (13.31)$$

где B — ширина отводящего канала; $B_в$ — ширина отверстия водослива; φ — коэффициент скорости для перепадов без бокового сжатия, определяемый по табл. 13.3 для соответствующего значения $P/h_{кр}$.

Для перепадов в руслах трапецоидального сечения коэффициент скорости определяется по формуле

$$\varphi_{тр} = \frac{\varphi}{1 + \sqrt{\frac{B_п - b}{h_п} \frac{\chi_п^3}{340 h_п^2 P}}}, \quad (13.32)$$

где φ определяется по табл. 13.3; $B_п$ — ширина потока по верху в сечении над стенкой падения; $h_п$ и $\chi_п$ — глубина и смоченный периметр в этом сечении; b — ширина перепада по дну.

Для приближенных расчетов с некоторым запасом можно не учитывать уменьшения коэффициента скорости для перепадов с боковым сжатием, а также в руслах трапецоидального сечения по формулам (13.31) и (13.32) и пользоваться непосредственно данными табл. 13.3.

Установление форм сопряжения бьефов и расчет гасителей энергии после перепада при уклоне нижнего бьефа $i < i_{кр}$ производится так же, как и после водослива (§ 12.2 и 13.1), но длина водобойного колодца или расстояние до водобойной стенки определяется по формулам:

$$l_к = l_c + l_п \quad (13.33)$$

или для небольших сооружений

$$l_к = l_c + (0{,}7 \div 0{,}8)\, l_п, \quad (13.34)$$

где l_c — расстояние от стенки падения до сжатого сечения по формулам (13.26) или (13.27); $l_п$ — длина прыжка (см. § 9.3).

При уклоне дна нижнего бьефа $i > i_{кр}$ после сжатого сечения обычно устанавливается кривая подпора типа II *в* со скоростями большими, чем при равномерном движении в отводящем канале. Для уменьшения ее длины применяют гасители энергии. При этом водобойная стенка рассчитывается по схеме незатопленного водослива, а глубина водобойного колодца определяется по формуле

$$d = \sigma h_c'' - h_{кр}, \quad (13.35)$$

где σ — коэффициент запаса, $\sigma = 1{,}05 \div 1{,}1$.

Большая сопряженная глубина прыжка в водобойном колодце может быть определена по формуле (13.6) с учетом глубины на выходе $h_{вых} = h_{кр}$.

Многоступенчатые перепады. Многоступенчатые перепады могут быть без водобойных стенок в конце каждой ступени или колодезного типа.

В первом случае (рис. 13.12) глубины, скорости над стенкой падения и в сжатом сечении, а также положение последнего определяют, как для одноступенчатых перепадов. Дополнительно необходимо только установить, как протекает вода на второй и последующих ступенях.

При уклоне $i < i_{кр}$ длина ступени $l_{ст}$ характеризуется в общем случае зависимостью

$$l_{ст} = l_c + l_{подп} + l_п + l_0 + l_{сп} + l_1, \quad (13.36)$$

где l_c — расстояние от стенки падения до сжатого сечения; $l_{подп}$ — длина кривой подпора;

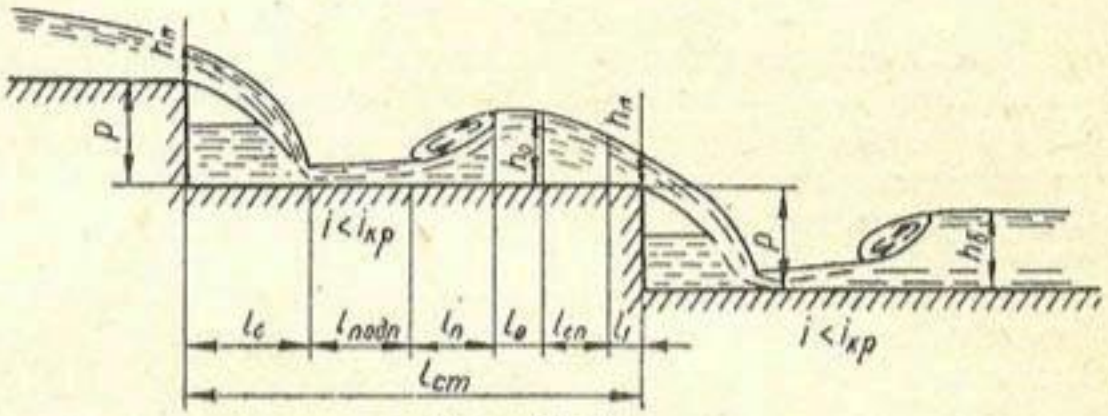


Рис. 13.12

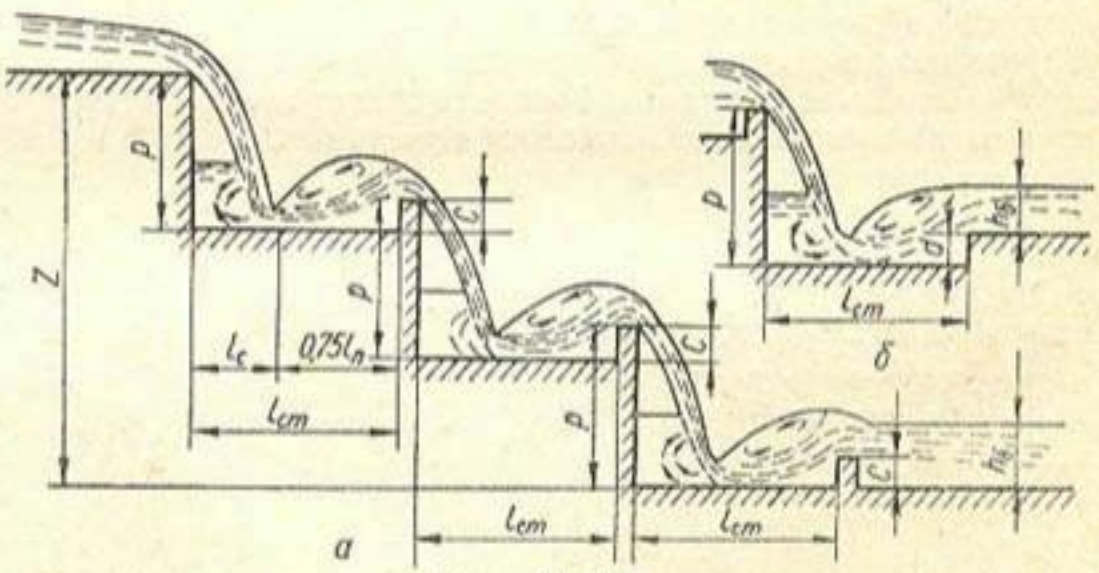


Рис. 13.13

$l_п$ — длина прыжка; l_0 — длина участка с равномерным движением; $l_{сп}$ — длина кривой спада; l_1 — длина участка слива.

Строят кривые свободной поверхности и определяют положение прыжка на ступени согласно методам, изложенным в главах 8 и 12.

При уменьшении длины ступени на ней может отсутствовать участок с равномерным движением (при этом после прыжка глубина может быть и меньше нормальной глубины h_0). При еще более короткой длине ступени прыжок и кривая спада в ней не устанавливается, и в таком случае

$$l_{ст} = l_c + l_{подп} + l_1. \quad (13.37)$$

Если длина ступени $l_{ст}$ задана, то из этой формулы можно найти длину кривой подпора $l_{подп}$, пренебрегая в первом приближении величиной l_1, а затем по величине $l_{подп}$ одним из методов

построения кривых свободной поверхности (см. главу 8) находят глубину в конце ступени, а по ней и глубину над стенкой падения $h_п$.

В некоторых случаях длину ступени принимают из условия установления в ее конце критической глубины $h_{кр}$ (что соответствует максимальному гашению энергии на данной ступени). При этом длину кривой подпора $h_{подп}$ подсчитывают от сжатого сечения до сечения с критической глубиной, а затем по формуле (13.37) определяют необходимую длину ступени.

При уклоне дна более критического $i > i_{кр}$ и большой длине ступени кривая подпора строится до сечения с нормальной глубиной h_0. В этом случае в формуле (13.36) величины $l_п$ и $l_{сп}$ будут равны нулю. Если же ступень при этом будет короткая, то, как и в предыдущем случае, следует пользоваться формулой (13.37).

Определив глубины протекания воды, находят скорости на соответствующих участках ступени и по ним принимают типы укрепления русла.

Перепады колодезного типа (рис. 13.13) рассчитывают из условия образования гидравлического прыжка в колодце на каждой ступени. Обычно рассчитывают первую и вторую ступени, а размеры последующих ступеней принимают такими же, как и второй. Гаситель энергии на последней ступени рассчитывается с учетом влияния глубины в отводящем канале.

При расчете таких перепадов можно также применять упрощенный метод расчета [154]. В этом случае, задаваясь числом ступеней N при ориентировочной их высоте $P = (1{,}5 \div 5)\, h_{кр}$, определяют окончательную высоту стенок падения (включая высоту водобойной стенки в конце каждой ступени) по формуле

$$P = \frac{\frac{z}{N} + 0{,}46 A h_{кр}}{1 - 0{,}09A}, \qquad (13.38)$$

где z — разница отметок дна верхнего и нижнего бьефов; $A = \frac{N-1}{N}$ — если при выходе в нижний бьеф устраивается водобойная стенка (рис. 13.13, *а*); $A = 1$ — если при выходе в нижний бьеф устраивается водобойный колодец (рис. 13.13, *б*).

Высоты водобойных стенок на каждой ступени, а также при выходе в нижний бьеф принимаются по формуле

$$c = 0{,}345 \sqrt{(P + 1{,}5 h_{кр})\, h_{кр}}. \qquad (13.39)$$

При устройстве на выходе в нижний бьеф водобойного колодца глубина его $d = c$ также принимается по формуле (13.39).

Длина каждой ступени определяется по формуле

$$l_{ст} = 0{,}7P + 9{,}6 h_{кр}. \qquad (13.40)$$

§ 13.3. Быстротоки

Быстротоком называется русло с уклоном дна более критического.

Гидравлический расчет быстротока сводится к расчету входной части, лотка быстротока и выходного участка.

Часто входная часть быстротока устраивается более узкой, чем подводящее русло. В этом случае

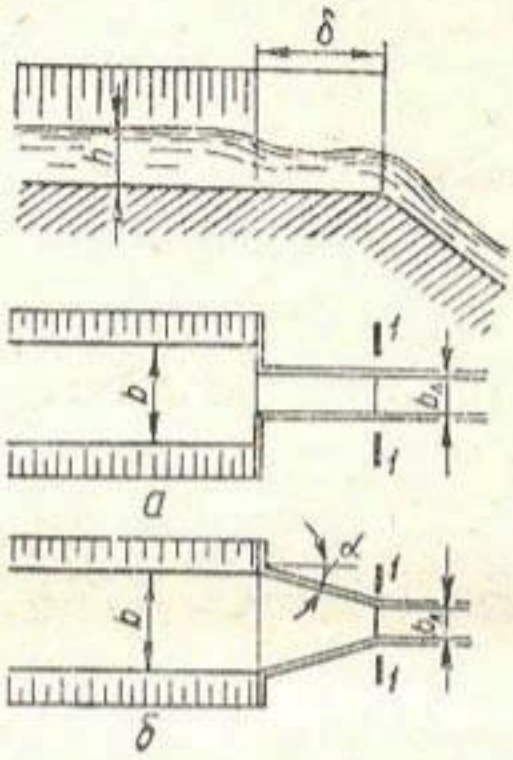


Рис. 13.14

расчет ее ведется по формулам водослива с широким порогом (рис. 13.14) или водослива практического профиля (рис. 13.15). Исходя из условий

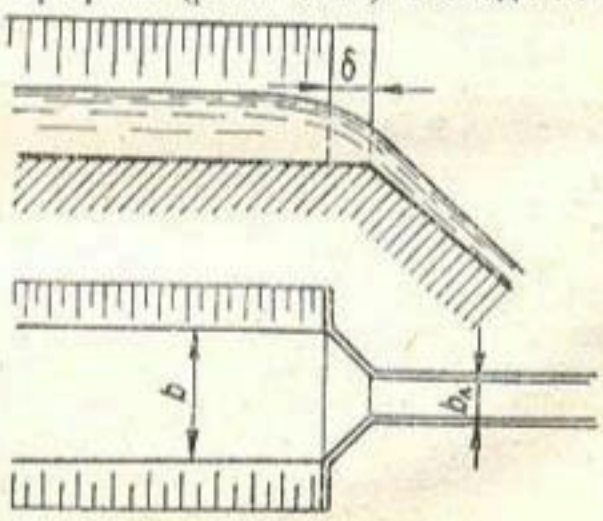


Рис. 13.15

поддержания в верхнем бьефе заданной глубины h, определяется ширина лотка быстротока

$$b_л = \frac{Q}{m \sqrt{2g}\, H_0^{3/2}}, \qquad (13.41)$$

где $H_0 = h + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (V_0 — скорость подхода к водосливу; m — коэффициент расхода водослива, принимаемый по данным § 10.2 и 10.3).

Ширина прямоугольного лотка быстротока гидравлически наивыгоднейшего сечения определяется по формуле Ю. Н. Даденкова (b в $м$, Q в $м^3/сек$) [150]

$$b_л = 0{,}765\sqrt[5]{Q}\,. \qquad (13.42)$$

Если входная часть быстротока устраивается такого же сечения, как и лоток быстротока, глубина в конце входной части (на изгибе) принимается $h_{изг} = h_{кр}$. Если нормальная глубина на быстротоке $h_0 \leqslant 0{,}5\ h_{кр}$, то по данным В. А. Большакова глубина на изгибе $h_{изг} = (0{,}7 \div 0{,}8)\ h_{кр}$. В этом случае расстояние сечения с критической глубиной от изгиба дна русла l_1 определится по графику (рис. 13.8) при $h_1 = h_{кр}$.

Расчет лотка быстротока сводится к определению глубины в конце быстротока и построению кривой спада от глубины $h_{изг}$ до $h_{кон}$.

Кривая свободной поверхности типа II*б* рассчитывается по методам, изложенным в главе 8.

Если длина кривой спада $l_{сп}$ от глубины в начале быстротока $h_{изг}$ до глубины нормальной на быстротоке h_0 окажется меньше длины быстротока ($l_{сп} < l$), то быстроток называется длинным и в конце его устанавливается нормальная глубина $h_{кон} = h_0$. Если же $l_{сп} > l$, то быстроток называется коротким и в его конце устанавливается глубина, большая ,чем нормальная. В этом случае глубина в конце быстротока определяется путем построения кривой свободной поверхности от начального сечения до сечения, находящегося на расстоянии l от начала.

При больших скоростях поток на быстротоке аэрируется и «разбухает», что приводит к увеличению глубины. Глубина аэрированного потока может быть определена по формуле

$$h_a = (1 + e)\,h, \qquad (13.43)$$

где h — глубина неаэрированного потока; e — степень насыщения потока воздухом, определяемая по формуле Н. Б. Исаченко [10]

$$e = (0{,}035 + 0{,}83\Delta/R)\sqrt{\mathrm{Fr} - E}\,, \qquad (13.44)$$

где Δ/R — относительная шероховатость русла быстротока, находящаяся при малой шероховатости в пределах 0,02—0,04, а при большой — 0,05—0,1; $\mathrm{Fr} = \dfrac{V^2}{gR}$ — число Фруда, вычисленное по гидравлическому радиусу неаэрированного потока; E—величина, определяемая в зависимости от относительной шероховатости Δ/R по следующим данным:

Δ/R	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
E	33,9	29,4	25,4	22,0	18,9
Δ/R	0,07	0,08	0,09	0,10	
E	16,3	14,0	11,7	10,3	

Аэрация возникает на быстротоке при

$$\mathrm{Fr} - E \geqslant 0. \qquad (13.45)$$

Приближенно, по рекомендациям А. А. Ничипоровича, увеличение глубины на быстротоке также может быть учтено условным увеличением коэффициента шероховатости аэрированного потока по формуле

$$n_в = an, \qquad (13.46)$$

где n — коэффициент шероховатости неаэрированного потока (табл. 7.2); a — коэффициент аэрации, принимаемый в зависимости от уклона по следующим данным:

i	$< 0{,}1$	0,1—0,2	0,2—0,4	0,4—0,5
a	1	1,33	1,33—2	2—3,33

Более детальные расчеты, учитывающие аэрацию, приведены в специальных работах [158].

При неизвестных размерах сечения быстротока следует установить максимально возможную скорость потока при заданных типе сечения и укрепления русла, расходе и уклоне дна. Для этого по табл. 7.25 в зависимости от Q, i, m, n находят максимальный гидравлический радиус R_{max}, затем по табл. 7.5 и 7.6 скоростную характеристику W_{max}, тогда максимальная скорость $V_{max} = W_{max}\sqrt{i}$. Полученное значение V_{max} сравнивают с допускаемой скоростью при заданном типе укрепления. Расчетная средняя скорость в сечении принимается: $V_р = V_{max}$, если $V_{max} < V_{доп}$; $V_р = V_{доп}$, если $V_{max} > V_{доп}$.

В первом случае ($V_р = V_{max}$) русло будет гидравлически наивыгоднейшим, и по табл. 7.30 при $h_0/R_{max} = 2$ находятся ширина и нормальная глубина быстротока.

При $V_р = V_{доп}$ следует определить скоростную характеристику $W = V_р/V_i$, а затем по табл. 7.5 и 7.6 находится величина гидравлического радиуса R. По табл. 7.30 в зависимости от отношения R/R_{max} определяются глубина потока h_0 и ширина быстротока b. В ряде случаев может быть два решения, из которых выбирается наиболее целесообразное.

Для уменьшения скорости течения воды в лотке быстротока и улучшения условий сопряжения бьефов применяют искусственную шероховатость в виде поперечных ребер, шашек и др.

Расчет таких русел в условиях равномерного движения производят по формуле Шези $V = W\sqrt{i}$, где W — скоростная характеристика, определяемая по формуле $W = C\sqrt{R}$. В табл. 13.4 приводятся значения скоростного множителя C для разных видов и размеров искусственной шероховатости по данным П. И. Гордиенко [10].

В этой же таблице приведены минимальные отношения расчетной глубины к высоте выступов шероховатости $(h_р/\Delta)_{min}$, при которых возможна быстроточная форма течения на быстротоке. При меньших значениях $h_р/\Delta$ вода переливается через выступы как через водосливы, возникает менее устойчивая так называемая «перепадная» форма течения, которая не рекомендуется при проектировании. За расчетную глубину $h_р$ принимается: для поперечных ребер глубина над выступами $h_р = h$; ступеней прямоугольного профиля — глубина над низовыми ребрами ступеней; шашек-

Таблица 13.4. **Значения скоростного множителя C и $(h_р/\Delta)_{min}$ для расчета искусственной шероховатости на быстротоке (при $b \geqslant 3h$)**

Вид шероховатости	l/Δ	C, $м^{0,5}/сек$	$(h_р/\Delta)_{min}$
Поперечные ребра:			
квадратного сечения	10	18,5	3,3
	5	21,1	2,5
прямоугольного сечения $\Delta \times 2{,}7\Delta$	7,7	17	—
	3,7	40,3	2,4
Ступени прямоугольного профиля	8	29,5	1,2
	6	22,7	1,5
	4	23	1,1
Шашки-кубы в шахматном порядке	4,5	29,6	3,8
	1,5	24,2	3
Окатанный камень	—	21,4	2,4

Примечание. l — расстояние между выступами шероховатости.

кубов — $h_р = h + \Delta - 2\Delta^3/l^2$; окатанного камня — $h_р = h + 0{,}13\,d$ (где d — средний диаметр камня).

Имеются также эмпирические формулы Е. А. Замарина для каждого вида искусственной шероховатости.

Расчет выходной части быстротока сводится к назначению типа укрепления по скорости в конце быстротока (при отсутствии гасителей). При уклоне дна нижнего бьефа $i < i_{кр}$ определение форм сопряжения бьефов и расчет гасителей энергии производится аналогично подобным расчетам после водосливов или перепадов (см. § 12.2, 13.1, 13.2).

§ 13.4. Консольные перепады

Консольный перепад — это лоток быстротока, приподнятый на опорах над землей (рис. 13.16) с струенаправляющим носком в конце. Носок может быть горизонтальным или с обратным уклоном $i_н \leqslant 0{,}25$. Глубина в конце носка определяется как глубина в конце быстротока.

Дальность падения струи без учета аэрации и сопротивления воздуха определяется по формуле [152]

$$l_{пад} = 2H\left(i_н + \sqrt{\frac{2P + h}{H}}\right), \quad (13.47)$$

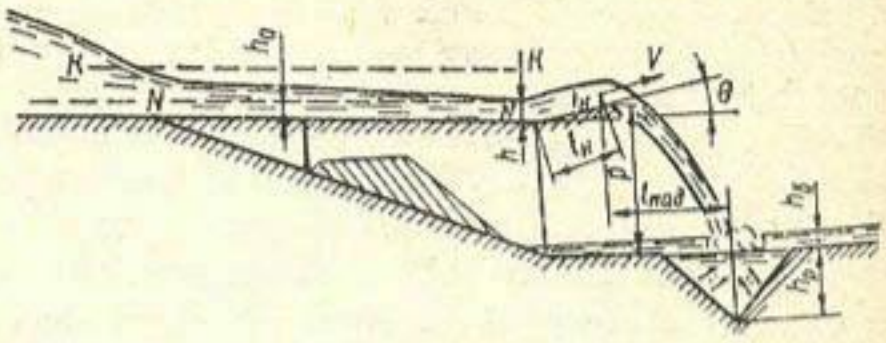


Рис. 13.16

где $H = \dfrac{V^2}{2g\varphi^2}$; V — скорость в конце носка; h — глубина в конце носка; P — высота падения струи; φ — коэффициент скорости, принимаемый $\varphi = 0{,}95$.

При горизонтальном носке ($i_н = 0$)

$$l_{пад} = \varphi\sqrt{2H(2P + h)}. \quad (13.48)$$

Глубина воронки размыва за консольными перепадами определяется по формуле А. Н. Патрашева [156]

$$h_р = 3{,}9q^{0,5}\left(\frac{Z_0}{d_m}\right)^{0,25} - h_б, \quad (13.49)$$

где q — расход на единицу ширины конечного сечения носка консоли, $q = Q/b$; d_m — диаметр

Таблица 13.5. **Размывающие актуальные скорости $V_р$**

Размываемый материал	Диаметр фракций d, $мм$	$V_р$, $м/сек$
Песок	0,5—1	0,25
Гравий	1	0,28
»	5	0,59
»	10	0,96
Щебень	20	1,5
»	40	2,36
»	80	3,42
Камень	100	3,85
»	200	5,5

зерен грунта, $мм$, меньше которых в данном грунте содержится 90% зерен по весу;

$$Z_0 = P + h - h_б + \frac{\alpha V^2}{2g}, \quad (13.50)$$

$h_б$ — глубина в нижнем бьефе.

По предложению А. Я. Кузнеца глубина воронки размыва может быть определена в зависимости от размывающей актуальной скорости, приведенной для несвязных грунтов в табл. 13.5. Связные глинистые и суглинистые грунты можно

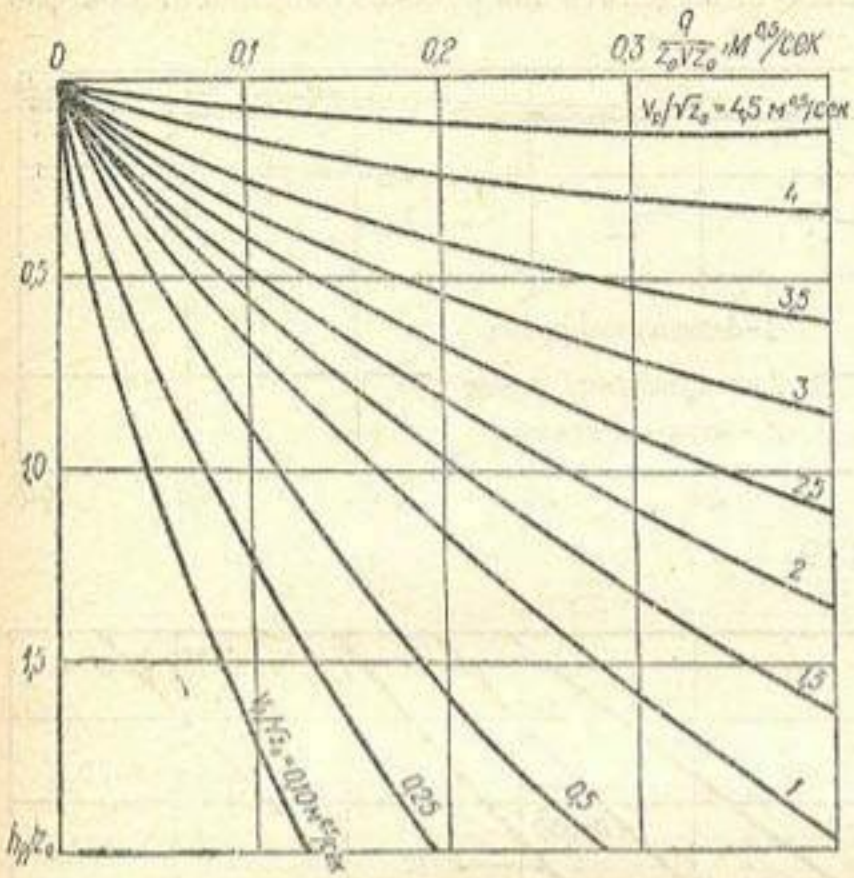


Рис. 13.17

условно привести к несвязным грунтам по предложению Н. Н. Беляшевского:

	Коэффициент пористости	Эквивалентный диаметр d
Грунты:		
малой плотности	1,2	0,7
средней плотности	1,2—0,6	6
плотные	0,6—0,3	18
очень плотные	0,3—0,2	50

По определенной размывающей актуальной скорости $V_р$, расходу на единицу ширины b конечного сечения носка консоли q, общему перепаду Z_0 с помощью графика (рис. 13.17) находится глубина воронки размыва $h_р$.

Глубина воронки размыва может быть также определена по формулам М. С. Вызго [78], Н. И. Теперина, Е. А. Замарина, Б. И. Студеничникова [72] и др.

§ 13.5. Трубчатые перепады

Трубчатые перепады устраиваются как сопрягающие сооружения под дорогами, а также под переездами и переходами на мелиоративных каналах (рис. 13.18).

Трубчатые перепады могут работать в трех режимах: безнапорном, полунапорном и напорном [155].

Безнапорный режим в трубчатом перепаде устанавливается при глубине подводящего канала перед входным отверстием трубы $H < 1,1D$ (где D — диаметр трубы). Входное сечение трубы при этом может быть как свободным, так и подтопленным со стороны нижнего бьефа.

При наполнении подводящего канала перед входным отверстием трубы $H > 1,1D$ в зависимости от условий доступа воздуха в трубу может возникать и *полунапорный, и напорный режим*. Если выходное сечение трубы не затоплено со стороны нижнего бьефа или же в верхней части трубы вблизи входного сечения устроено специальное отверстие для доступа воздуха, труба работает в *полунапорном режиме*. Если же доступ воздуха в трубу закрыт, возникает *напорный режим*. Глубину отводящего канала, при которой выходное сечение трубы будет затопленным, можно определить из уравнения

$$\frac{Q^2}{g}\left(\frac{1,27}{D^2}-\frac{1}{\omega}\right)=$$

$$=\frac{m}{3}(h_1^3-h_б^3)+\frac{b}{2}(h_1^2-h_б^2), \quad (13.51)$$

где Q — расход; ω — площадь сечения потока при глубине в отводящем канале $h_б$; m и b — коэффициент заложения откосов и ширина по дну отводящего канала; h_1 — глубина в отводящем канале у выхода из трубы.

По опытным данным для устойчивого напорного режима необходимо, чтобы $h_1 \geqslant (1,05 \div 1,1)\,D$, а $H \geqslant (1,3 \div 1,5)\,D$. В трубчатых перепадах с портальными оголовками, по исследованиям

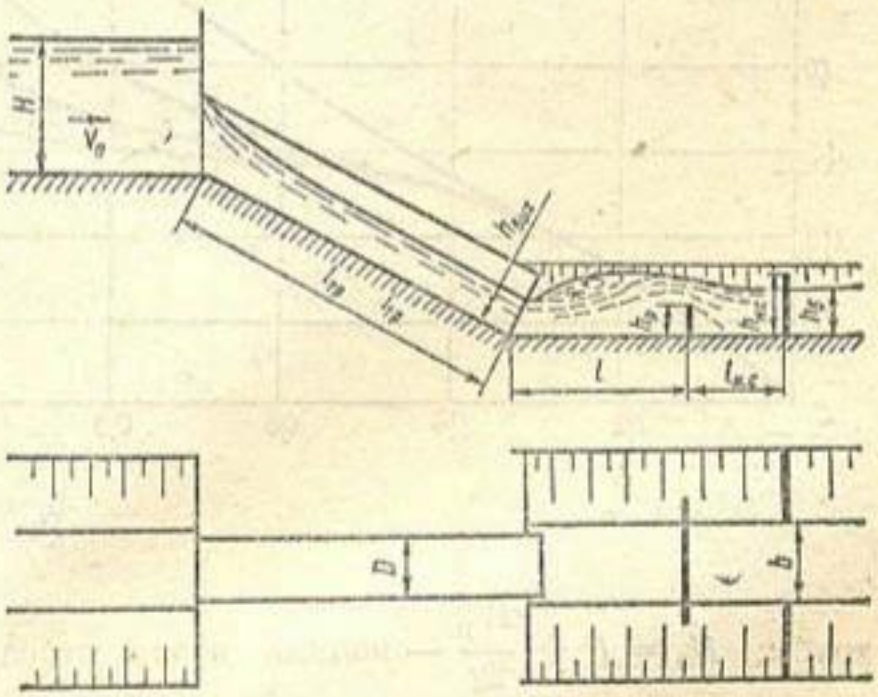


Рис. 13.18

А. М. Тугая [151], [159], устойчивый напорный режим возникает при

$$H \geqslant 1,5D + 0,2\frac{V_{тр}^2}{2g}, \quad (13.52)$$

где $V_{тр}$ — скорость в трубе.

Пропускная способность трубчатых перепадов при напорном режиме может быть определена

по формуле

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g\,(H_0 + i_{тр}l_{тр} - h_1)}\ , \quad (13.53)$$

где μ — коэффициент расхода; ω — площадь сечения трубы; $i_{тр}$ — уклон трубы; $l_{тр}$ — длина трубы; $H_0 = H + \dfrac{\alpha V_0^2}{2g}$ — полный напор перед входом в трубу (V_0 — скорость подхода).

Пропускную способность трубчатых перепадов при безнапорном и полунапорном режимах можно определять по обобщенной зависимости

$$Q = \mu_1\omega\sqrt{2gH_0}\ . \quad (13.54)$$

где μ_1 — коэффициент расхода, учитывающий неполное затопление расчетного сечения трубы.

Коэффициенты расхода μ и μ_1 могут быть определены по графику, приведенному на рис. 13.19.

Пропускную способность трубчатых перепадов можно определять по графику, представленному на рис. 13.20.

В трапецоидальных каналах за трубчатыми перепадами при отсутствии гасителей энергии следует выделять два режима сопряжения бьефов:

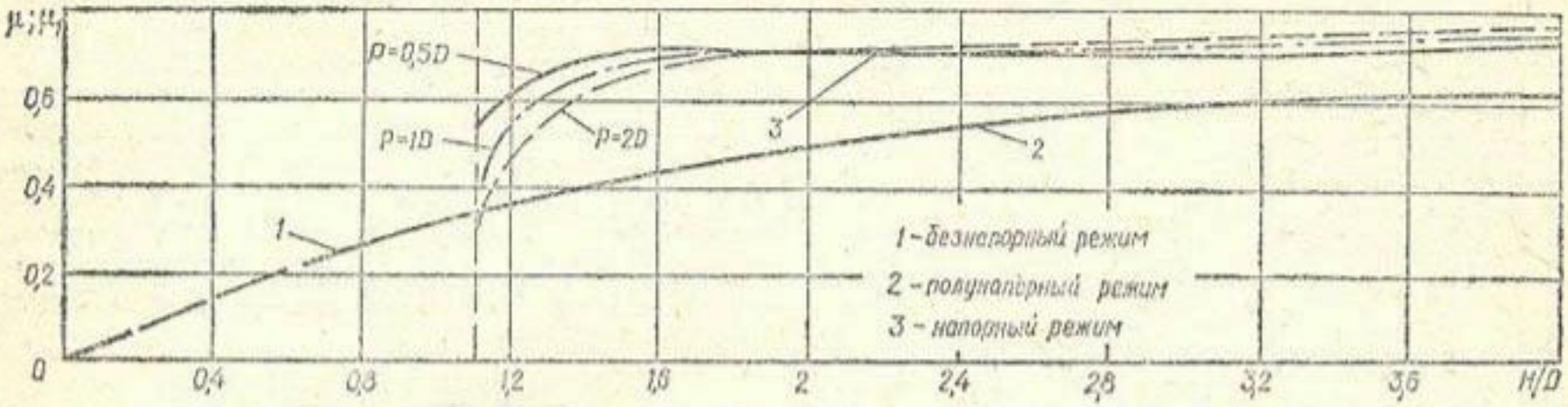


Рис. 13.19

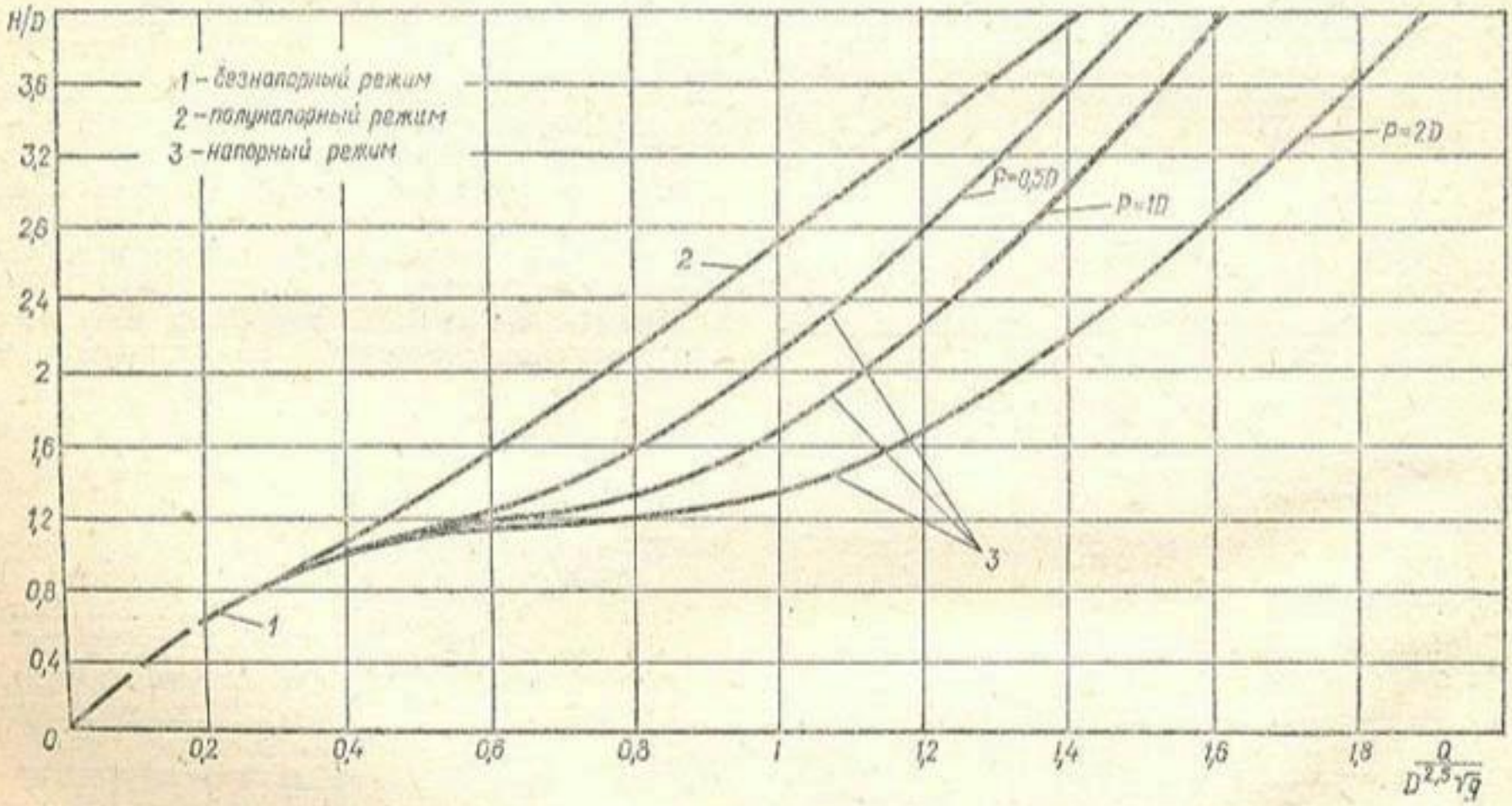


Рис. 13.20

Смена указанных режимов, образование сбойности в отводящих каналах трапецоидального поперечного сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1{,}5$ и шириной по дну $b = 1{,}2\ D$ за трубчатыми перепадами, может определяться по представленному на рис. 13.21 графику.

Гашение энергии за трубчатыми перепадами является весьма сложным в силу специфических особенностей потока, выходящего из сооружения в нижний бьеф. Поэтому конструктивных решений гасящих устройств для этих условий значи-

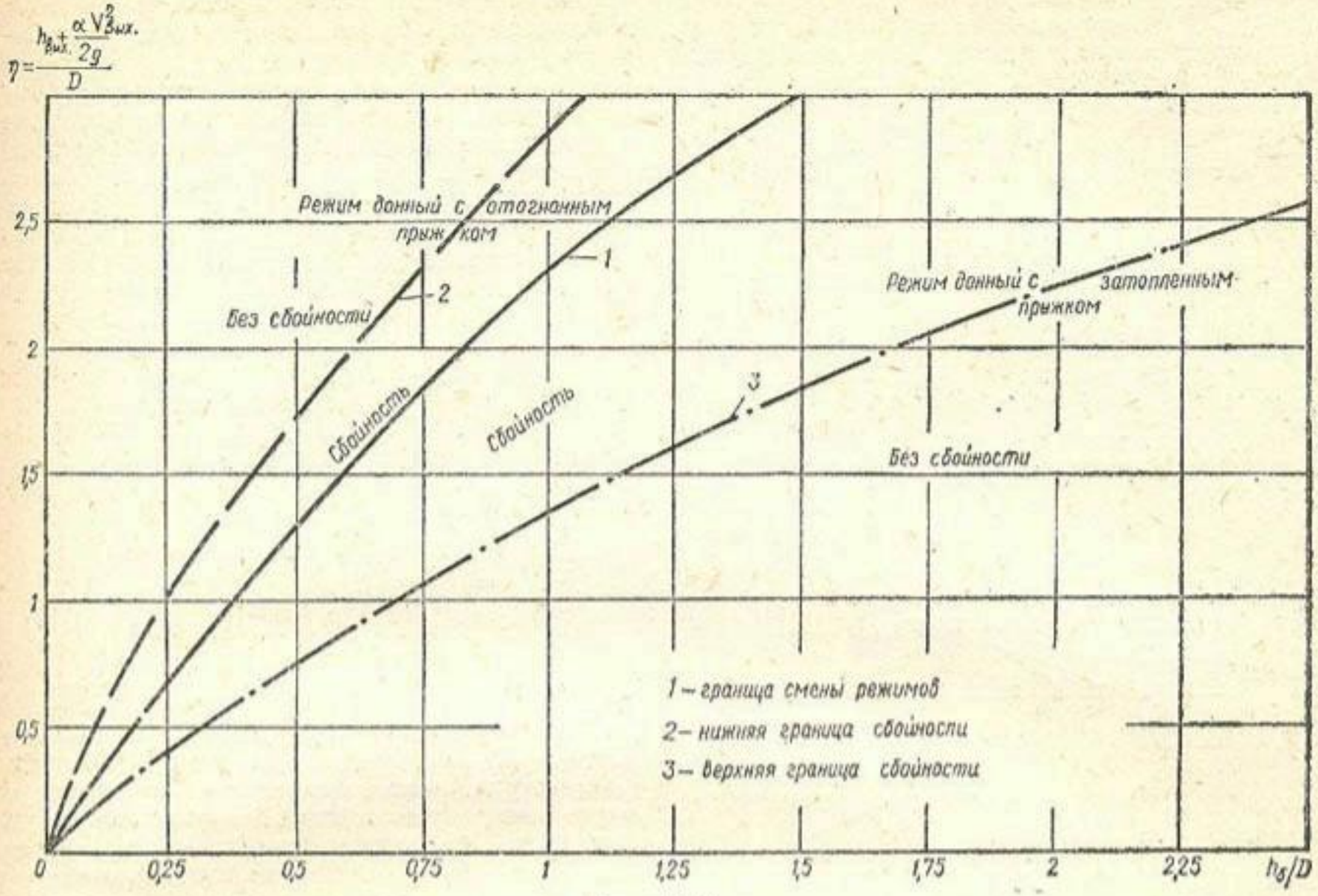


Рис. 13.21

тельно больше по сравнению с открытыми сооружениями, а их конструкции более сложные.

В качестве одного из возможных гасителей энергии, конструкция которого не очень сложна и легко выполняется из сборных железобетонных блоков, вошедших в номенклатуру унифицированных изделий, может использоваться сочетание донного порога и направляющих стенок на откосах (рис. 13.18).

Хорошая работа таких гасителей обеспечивается установкой донного порога на расстоянии $l = (3{,}3 \div 3{,}5)\, D$ от выходного сечения трубы, с высотой, определяемой из формулы А.М. Тугая

$$\frac{Q^2}{g\omega_{вых}} + \frac{bh_1^2}{2} + \frac{mh_1^3}{3} = \frac{Q^2}{g\,(b + mh'' + mh_p)\,(h'' - h_p)} + \frac{bh''^2}{2} + \frac{mh''^3}{3}, \tag{13.55}$$

где $\omega_{вых}$ — площадь живого сечения потока на выходе из трубы; h_1 — глубина потока в этом сечении; h'' — глубина потока перед порогом; h_p — высота порога.

Направляющие стенки, высотой у дна $h_{н.с} = (0{,}25 \div 0{,}35)\, D$, устанавливаются на расстоянии $l_{н.с} = (2{,}2 \div 2{,}5)\, D$ от порога. Крепление отводящего канала устраивается из ребристых железобетонных плит, причем ребра играют роль усиленной шероховатости.

Глава 14

ТУРБУЛЕНТНЫЕ СВОБОДНЫЕ ПОГРАНИЧНЫЕ СЛОИ, СТРУИ И СЛЕДЫ

§ 14.1. Основные понятия и определения

При сопряжении потоков однородных и неоднородных по плотности жидкостей, движущихся со скоростями, различными по величине или по направлению, на таком удалении от твердых границ, где их влияние не сказывается на структуру течения, формируются *свободные (струйные) пограничные слои.*

В зависимости от чисел Re свободные пограничные слои могут быть *ламинарными* или

турбулентными. В дальнейшем будем рассматривать турбулентные движения потоков однородных и неоднородных по плотности жидкостей, характеризующихся коллинеарностью векторов скорости. Струя может включать как область, не подверженную влиянию взаимодействия потоков (потенциальное ядро), так и свободный пограничный слой.

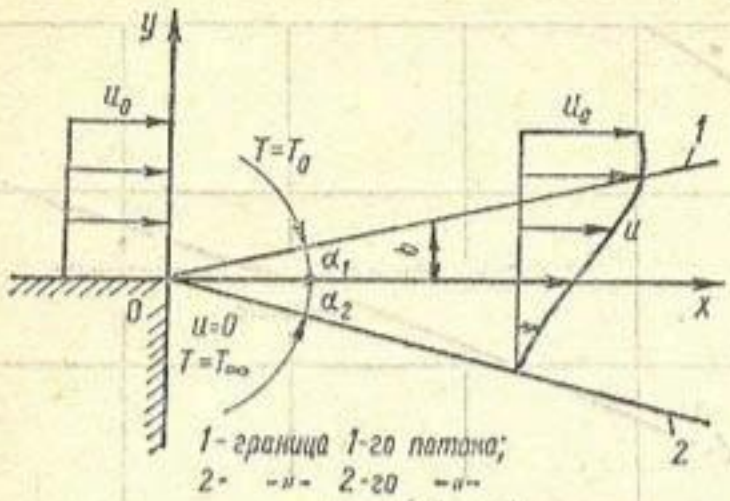


Рис. 14.1

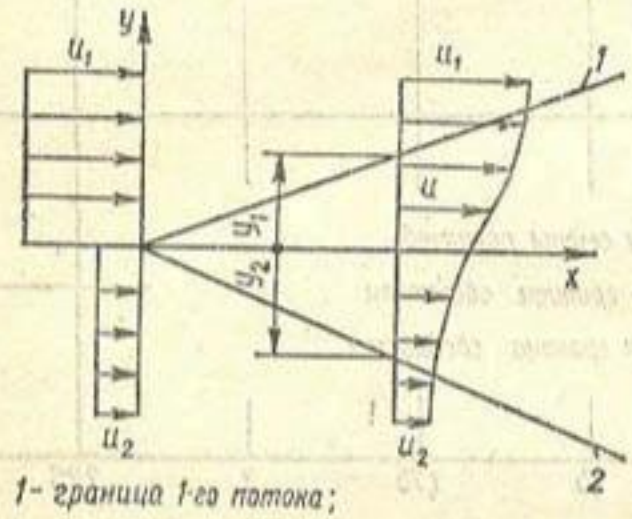


Рис. 14.2

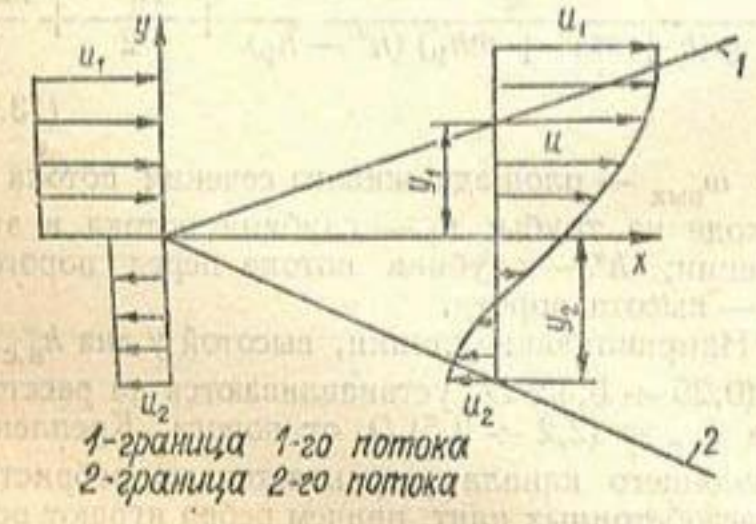


Рис. 14.3

В зависимости от относительного направления движения потоков струи могут быть *спутными* или *встречными*. Если движется поток жидкости в неподвижной среде, то образуется *затопленная струя*. Наиболее простым случаем струйного пограничного слоя является пограничный слой, образующийся при истечении жидкости с равномерным полем скорости в среду, движущуюся с постоянной скоростью. В этом случае в начальном сечении толщина пограничного слоя равна нулю. Следует различать два случая формирования свободного пограничного слоя: а) при сопряжении полубесконечных по толщине плоскопараллельных потоков (рис. 14.1, 14.2 и 14.3); б) при сопряжении ограниченных по толщине потоков (рис. 14.4, 14.5 и 14.8).

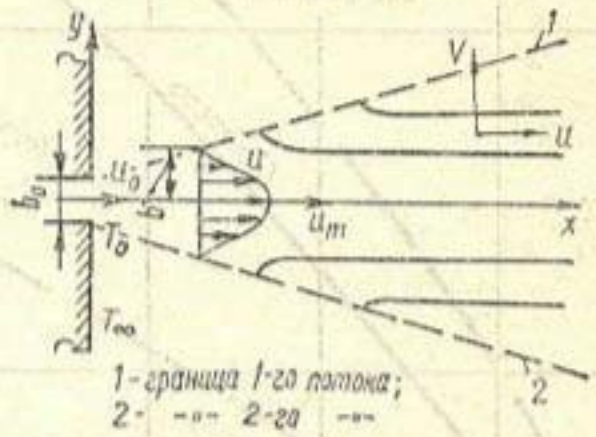


Рис. 14.4

Принципиальная схема струи при спутном течении жидкостей представлена на рис. 14.8. Часть струи, в которой имеется потенциальное ядро, называется *начальным участком* (0—I). Зона струи, в которой течение приобретает такой же вид, как при истечении из линейного или точечного источника, называется *основным участком* струи (II — ∞). Область, заключенная между начальным и основным участками, называется *переходным участком* струи (I—II).

При расчете турбулентных струйных течений широко используются простейшие полуэмпири-

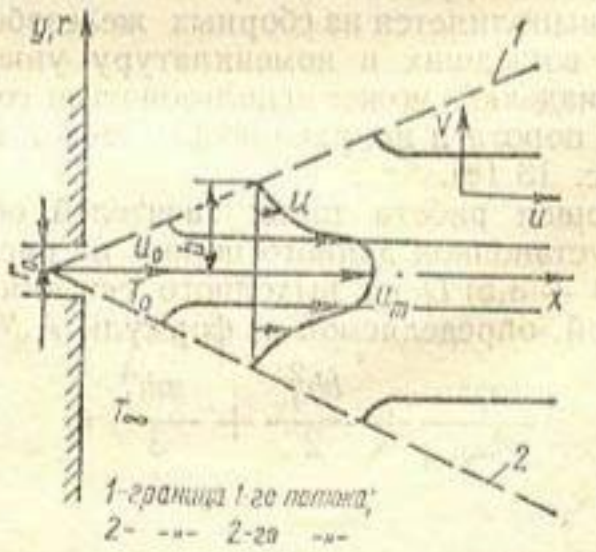


Рис. 14.5

ческие теории турбулентности Прандтля, Тейлора, Трубчикова, Рейхардта и других. Каждая из таких теорий базируется на определенной схематизации процесса турбулентного обмена и устанавливает связь между турбулентными касательными напряжениями и поперечным градиентом осредненной скорости. В ряде простей-

ших случаев эти теории позволяют получить удовлетворительное совпадение с опытными данными.

Необходимо отметить, что точные физические эксперименты последних лет показали несовершенство полуэмпирических теорий турбулентности. Основные допущения этих теорий заключаются в принятии постоянства пути смешения или коэффициентов турбулентного обмена поперек струи или следа. Игнорируется сам факт существования перемежающейся турбулентности. Эти недостатки усугубляются тем, что наряду с переносом импульса, как правило, имеет место перенос примесей (тепла, растворимых веществ и т. п.).

Широкое применение этих теорий при расчете турбулентных струй оправдывается тем, что все-таки в большинстве случаев обеспечивается удовлетворительное соответствие эксперименту.

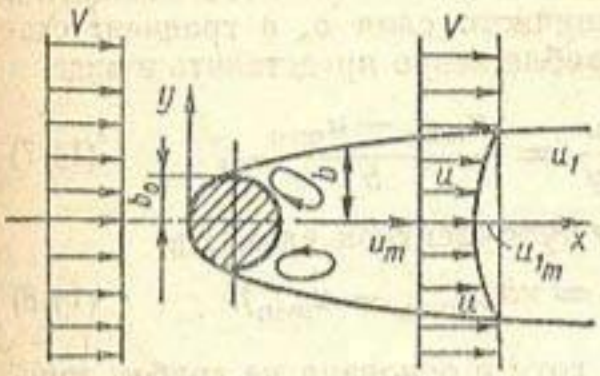


Рис. 14.6

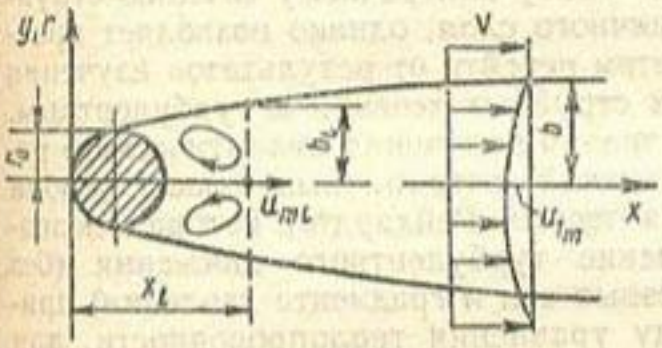


Рис. 14.7

На основании этих теорий разработаны автомодельные решения, позволяющие получить удовлетворительное совпадение с опытными данными для случаев сопряжения полубесконечных плоскопараллельных потоков, турбулентных струй и следов на большом удалении от обтекаемых тел (см. рис. 14.6 и 14.7).

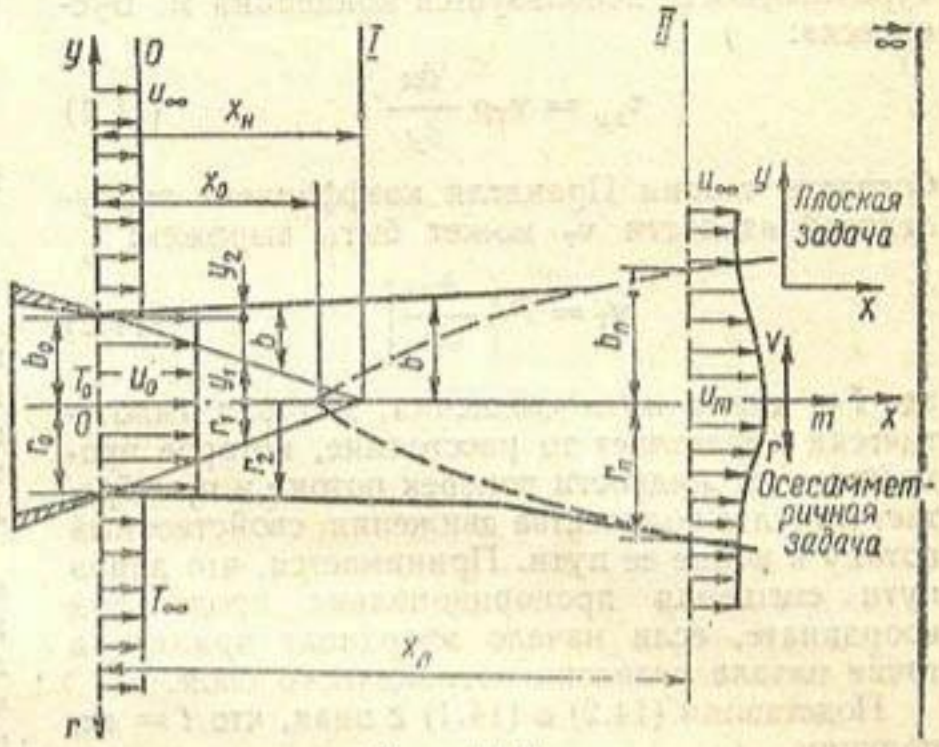


Рис. 14.8

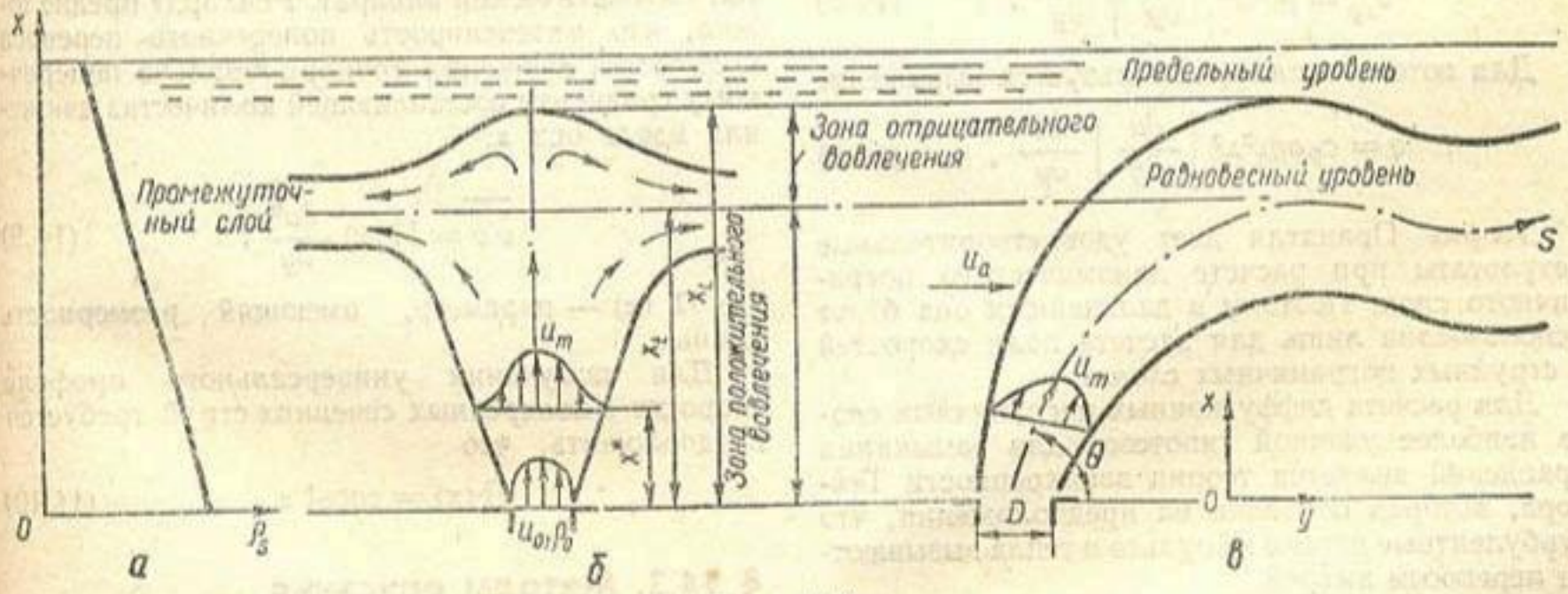


Рис. 14.9

Особый практический интерес представляет расчет плавучих турбулентных струй, распространяющихся в стратифицированных средах. При расчете таких струй сохраняется деление потоков на начальный, переходный и основной участки струи. Однако основной участок струи еще делят на зоны положительного и отрицательного вовлечения, которые условно разграничиваются равновесным уровнем (рис. 14.9).

По теориям турбулентных струй известны монографии Г. Н. Абрамовича [161], Бай-Ши-и [162], Л. А. Вулиса и В. П. Кашкарова [164],

А. С. Гиневского [165]; струи идеальной жидкости рассмотрены в [163], [166], а струи в стратифицированных средах — в [169].

§ 14.2. Полуэмпирические теории турбулентности

В большинстве полуэмпирических теорий турбулентности используется концепция Я. Буссинеска:

$$\tau_{xy} = \nu_T \rho \frac{\partial u}{\partial y} . \qquad (14.1)$$

Согласно теории Прандтля коэффициент турбулентной вязкости ν_T может быть выражен:

$$\nu_T = l^2 \left| \frac{\partial u}{\partial y} \right| , \qquad (14.2)$$

где l — длина пути смещения, которая гипотетически определяет то расстояние, которое проходит масса жидкости поперек потока и приобретает импульс количества движения, свойственный потоку в конце ее пути. Принимается, что длина пути смешения пропорциональна продольной координате, если начало координат принять в точке начала развития пограничного слоя.

Подставляя (14.2) в (14.1) и зная, что $l = cx$, получим

$$\tau_{xy} = \rho c^2 x^2 \left| \frac{\partial u}{\partial y} \right| \frac{\partial u}{\partial y} . \qquad (14.3)$$

Для потока тепла q используется выражение

$$q = c_p \rho g c^2 x^2 \left| \frac{\partial u}{\partial y} \right| \frac{\partial T}{\partial y} . \qquad (14.4)$$

Теория Прандтля дает удовлетворительные результаты при расчете динамического пограничного слоя. Поэтому в дальнейшем она будет использована лишь для расчета поля скоростей в струйных пограничных слоях.

Для расчета диффузионных пограничных слоев наиболее удачной гипотезой для замыкания уравнений является теория завихренности Тейлора, которая основана на предположении, что турбулентные потоки импульса и тепла вызываются переносом вихрей.

Потоки импульса и тепла, согласно теории Тейлора, могут быть выражены:

$$\tau_{xy} = \rho c^2 x^2 \left| \frac{\partial u}{\partial x} \right| \frac{\partial u}{\partial y} ; \qquad (14.5)$$

$$q = 2 c_p \rho g c^2 x^2 \left| \frac{\partial u}{\partial y} \right| \frac{\partial T}{\partial y} . \qquad (14.6)$$

Поле температур, подсчитанное с использованием теории Тейлора, удовлетворительно соответствует опытным данным. Однако ни теория Прандтля, ни теория Тейлора не соответствуют физическому представлению о турбулентности в областях потока, где отсутствует сдвиг осредненной скорости. Из этих теорий следует, что коэффициенты турбулентного обмена в этих областях равны нулю.

Это противоречие преодолено в «новой» теории Прандтля и в теории Б. Я. Трубчикова. Если предположить, что длина пути смешения l равна с точностью до постоянного множителя толщине пограничного слоя b, а градиент скорости можно приближенно представить в виде

$$\frac{\partial u}{\partial y} \approx \frac{u_{max} - u_{min}}{b} , \qquad (14.7)$$

то коэффициент турбулентной вязкости

$$\nu_T \approx \varkappa b (u_{max} - u_{min}). \qquad (14.8)$$

Эта теория хотя и основана на грубом допущении о постоянстве коэффициентов турбулентного обмена по всему поперечному сечению струйного пограничного слоя, однако позволяет простым пересчетом перейти от результатов изучения ламинарных струйных течений к турбулентным.

С точки зрения получения аналитического решения уравнений пограничных слоев удобна индуктивная теория Рейхардта, которая позволяет уравнение турбулентного движения (без членов массовых сил и градиента давления) привести к виду уравнения теплопроводности, для решения которого достаточным образом разработан математический аппарат. Рейхардт предположил, что интенсивность поперечного переноса количества движения пропорциональна поперечному градиенту составляющей количества движения вдоль оси x:

$$\overline{\tilde{u}\tilde{v}} = \Pi(x) \overline{\frac{\partial \tilde{u}^2}{\partial y}} , \qquad (14.9)$$

где $\Pi(x)$ — параметр, имеющий размерность длины.

Для получения универсального профиля скорости в поперечных сечениях струй требуется предположить, что

$$\Pi(x) = \text{const}\, x. \qquad (14.10)$$

§ 14.3. Методы описания и расчета турбулентных струйных пограничных слоев

Разнообразные методы расчета турбулентных струй и следов, несмотря на кажущееся различие в исходных предпосылках и системе расчетных операций, по существу являются общими в том смысле, что все они сочетают в себе некоторые сведения, взятые непосредственно из эксперимента в виде эмпирических коэффициентов, предположений об автомодельности таких течений, и, наконец, общие положения механики сплошных сред.

Эмпирические коэффициенты, как правило, содержатся в полуэмпирических соотношениях, связывающих касательные напряжения и потоки тепла с параметрами осредненного движения. Часто эмпирические коэффициенты выступают в роли коэффициентов пропорциональности, вводимых при принятии тех или иных предположений полуэмпирических теорий.

Определение автомодельности включает гипотезу подобия, т. е. предположение, что во всех поперечных сечениях струйного течения имеют место аффинные (подобные) профили скорости и концентраций различного рода примесей или температуры, т. е. при соответствующем выборе масштабов линейных, кинематических характеристик и концентраций примесей удается нормированные профили для каждой субстанции привести к единому виду независимо от выбранного сечения струи. Как правило, принимается в первом приближении, что примесь неконсервативна.

К числу важнейших автомодельных струйных течений относятся: зона смешения полубесконечных однородных потоков, истечение из линейного или точечного источников.

Некоторые виды турбулентных струйных течений являются лишь приближенно автомодельными. Это — плоские осесимметричные следы на таком удалении от обтекаемых тел, где дефицит скорости мал по сравнению со скоростью невозмущенного потока.

Сложные течения струй за соплами конечных размеров удается рассматривать автомодельным путем при помощи специального выбора различных масштабов длин, скоростей и субстанций на участках струи и принятия тех или иных допущений.

Основные положения механики сплошных сред в данном случае предусматривают формирование уравнений сохранения массы, импульса, субстанций или энергии со своими граничными условиями.

Уравнения сохранения могут быть записаны в дифференциальной форме:

$$u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=\frac{1}{\rho}\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}; \qquad (14.11)$$

$$u\frac{\partial T}{\partial x}+v\frac{\partial T}{\partial y}=\frac{1}{\rho}\frac{\partial q}{\partial y}; \qquad (14.12)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0 \qquad (14.13)$$

или в виде интегральных уравнений, полученных В. В. Голубевым [167]:

$$\frac{d}{dx}\int_0^b u\,(u^{k+1}-u_\infty^{k+1})\,y^j dy=$$

$$=(k+1)\frac{du_\infty}{dy}\int_0^b (u_\infty u^k-uu_\infty^k)\,y^j dy-$$

$$-k(k+1)\int_0^b \frac{\tau_{xy}}{\rho}\frac{\partial u}{\partial y}u^{k-1}y^j dy, \qquad (14.14)$$

где $j=0$ соответствует плоской задаче; $j=1$ — осесимметричной задаче; $k=0, 1, 2, \ldots, n$.

При $k=0$ выражение (14.14) приводится к интегральному уравнению количества движения Т. Кармана, которое наиболее часто используется в теории турбулентных струй; при $k=1$ выражение (14.14) преобразуется в интегральное уравнение энергии Л. С. Лейбензона [167].

Задавая профиль скорости каким-либо выражением типа

$$u=u_\infty \pm u_m f\left(\frac{y}{b}\right) \qquad (14.15)$$

и используя одну из полуэмпирических формул для касательного напряжения, на основе решения системы уравнений (14.11), (14.13) или интегральных соотношений вида (14.14) представляется возможным получить распределение скоростей как вдоль, так и поперек струи.

§ 14.4. Турбулентные струи и следы нестратифицированной несжимаемой жидкости

В табл. 14.1 приведены расчетные зависимости для затопленной полубесконечной струи, в основу которых положены полуэмпирические теории Прандтля, Тейлора, Прандтля — Трубчикова и Рейхардта. Решение Толмина (по теории Прандтля) приводится для пограничного слоя конечной толщины, а решения Гертлера (по теории Прандтля — Трубчикова) и Рейхардта — для асимптотического пограничного слоя. Диффузионная задача для пограничного слоя конечных размеров решается на основании теории Тейлора. Толщину пограничного слоя выбирают исходя из принятого дефицита скорости на его границе (0,5%; 1%; 5%; 10% от скорости невозмущенного потока).

При расчете неизотермической струи нестратифицированной жидкости необходимо использовать модель Толмина для нахождения кинематических характеристик и теорию Тейлора для определения поля температур.

Табл. 14.2 включает расчетные зависимости для спутных и встречных полубесконечных струй. Гертлером использована теория Прандтля — Трубчикова для замыкания уравнения движения Рейнольдса и дано решение для асимптотического пограничного слоя. Г. Н. Абрамович использовал интегральное уравнение Т. Кармана и степенной

Таблица 14.1. Расчет автомодельных струйных течений (затопленная полубесконечная струя, рис. 14.1)

Порядок расчета	По теории Прандтля	По теории Тейлора	По теории Прандтля — Трубчикова	По теории Рейхардта
Основные уравнения	$u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}$; $u\frac{\partial T}{\partial x}+v\frac{\partial T}{\partial y}=\frac{1}{c_p\gamma}\frac{\partial q}{\partial y}$; $\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0$			
Граничные условия	При $y=y_1$ $u=u_0$; при $y=y_2$ $u=0$	При $y=y_1$ $T=T_0$; при $y=y_2$ $T=T_\infty$	При $y\to\infty$ $u=u_0$; при $y\to-\infty$ $u=0$	При $y=0$ $\widetilde{\overline{u^2}}=\overline{0,5}\,\widetilde{\overline{u_0^2}}$; при $y\to\infty$ $\widetilde{\overline{u^2}}=\widetilde{\overline{u_0^2}}$
Гипотеза	$\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}=\pm 2c^2x^2\frac{\partial u}{\partial y}\times\times\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$	$\frac{1}{c_p\gamma}\frac{\partial q}{\partial y}=\pm 2c^2x^2\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial u}{\partial y}\cdot\frac{\partial T}{\partial y}\right)$	$\frac{\tau_{xy}}{\rho}=\varkappa b u_0\frac{\partial u}{\partial y}$	$\widetilde{\overline{uv}}=-\Pi(x)\frac{\partial\widetilde{\overline{u^2}}}{\partial y}$
Формулы преобразования	$x,\varphi=\frac{y}{ax}=\frac{\eta}{a}$; $u=u_0F'(\varphi)$; $v=au_0(\varphi)(F'-F)$	$x,\varphi=\frac{\eta}{a}$; $\frac{T-T_\infty}{T_0-T_\infty}=\theta(\varphi)$	$x,\xi=\sigma\frac{y}{x}$; $\frac{u}{u_0}=\sigma F'(\xi)$, $\frac{v}{u_0}=\xi F'-F$	$x,\xi=\frac{y}{b}$; $\widetilde{\overline{u^2}}=\widetilde{\overline{u_0^2}}f(\xi)$
Автомодельные уравнения	$F'''(\varphi)-F(\varphi)=0$	$F'''(\varphi)+F''(\varphi)\frac{\theta''(\varphi)}{\theta'(\varphi)}+F(\varphi)=0$	$F'''(\xi)+2\sigma F(\xi)F''(\xi)=0$	$-\xi f'(\xi)=f''(\xi)\frac{\Pi(x)}{b}\frac{dx}{db}$

Граничные условия	При φ_1 $F'(\varphi_1)=1$, $F(\varphi_1)=\varphi_1$, $F''(\varphi_1)=0$; при φ_2 $F'(\varphi_2)=0$, $F''(\varphi_2)=0$	При φ_1 $\theta(\varphi_1)=1$; при φ_2 $\theta(\varphi_2)=0$	При $\xi\to+\infty$ $\sigma F'(\xi)=+1$; при $\xi\to-\infty$ $\sigma F'(\xi)=0$	При $\xi=0$ $\overline{\overline{u_1^2}}\approx 0{,}5\overline{\overline{u_0^2}}$; при $\xi\to\infty$ $\overline{\overline{u_2^2}}=\overline{\overline{u_0^2}}$
Решение	$F(\varphi)=-0{,}0176e^{-\varphi}+0{,}1337\times e^{\varphi/2}\cos\frac{\sqrt{3}}{2}\varphi+0{,}6876e^{\varphi/2}\sin\frac{\sqrt{3}}{2}\varphi$; $F'(\varphi)=-0{,}0176e^{-\varphi 2}+0{,}6623e^{\varphi/2}\cos\frac{\sqrt{3}}{2}\varphi+0{,}228e^{\varphi/2}\sin\frac{\sqrt{3}}{2}\varphi$; $b=ax(\varphi_1-\varphi_2)=0{,}27x$; $\alpha_1=\operatorname{arctg}(a\varphi_1)=+5°$; $\alpha_2=\operatorname{arctg}(a\varphi_2)=-10°$; $a=\sqrt[3]{2c^2}$; $c=0{,}27$	$\frac{T-T_\infty}{T_0-T_\infty}=\frac{\varphi-\varphi_2}{\varphi_1-\varphi_2}$; φ_1 и φ_2 определяются по теории Прандтля	$\frac{u}{u_0}=0{,}5+\frac{1}{\sqrt{\Pi}}\int_0^{\xi}e^{-z^2}dz$; $\sigma=13{,}5$	$\frac{\overline{\overline{u^2}}}{\overline{\overline{u_0^2}}}=0{,}5+\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_0^{\xi}e^{-\frac{z^2}{2}}dz$

Условные обозначения: u, v — осредненные продольная и поперечная составляющие скорости; T — температура; γ — удельный вес; τ_{xy} — напряжение Рейнольдса; q — поток тепла; $\tilde{u}, \tilde{v}$ — мгновенные составляющие скорости; b — толщина пограничного слоя; φ, η, ξ — нормированные координаты; c, a, σ — константы; $\varkappa$ — постоянная Кармана; $\Pi(x)$ — линейный масштаб Рейхардта; индексы: 0 — набегающий поток; ∞ — окружающая жидкость.

Таблица 14.2. Расчет автомодельных струйных течений (спутные и встречные полубесконечные струи, рис. 14.2 и 14.3)

Порядок расчета	Расчет по теории Прандтля — Трубчикова
Основные уравнения и граничные условия	$u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}$; $\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0$. При $y_1\to+\infty$ $u=u_1$; при $y_2\to-\infty$ $u=u_2$
Гипотеза	$\tau_{xy}=\rho\varkappa b(u_1-u_2)\frac{du}{dy}$
Формулы преобразования и автомодельные уравнения	$x,\xi=\sigma\frac{y}{x}$; $\frac{u}{V}=\sigma F'(\xi)$; $\frac{V}{u}=\xi F'-F$; $V=\frac{u_1+u_2}{2}$; $F'''(\xi)+2\sigma F(\xi)F''(\xi)=0$. При $\xi_1\to\infty$ $F'(\xi_1)=1+\lambda$; при $\xi_2\to-\infty$ $F'(\xi_2)=1-\lambda$; $\lambda=\frac{u_1-u_2}{u_1+u_2}$
Решение	$\frac{u}{V}=1+\frac{2\lambda}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\xi}e^{-z^2}dz$

Расчет по теории Г. Н. Абрамовича

$$\frac{u_1-u}{u_1-u_2}=f(\eta)=(1-\eta^{3/2})^2;\ \frac{T_1-T}{T_1-T_2}=1-\eta^{3/2};\ \eta=\frac{y-y_2}{b};\ b=\pm c\frac{1-m}{1+m}x;\ k=c\frac{1-m}{1+m};\quad c=0{,}2\div0{,}3;\ m=\frac{u_2}{u_1}.$$

При $m\leqslant 0$ $k=c\approx 0{,}27$: при $m\geqslant m_{\text{пр}}\approx 0{,}4$ $k=k_{\text{пр}}\approx 0{,}43$.

$$\frac{y_1}{b}=0{,}37\frac{1+1{,}05m+1{,}52m^2}{1+0{,}64m+0{,}76m^2};\quad \frac{y_2}{b}=-0{,}63\frac{1+0{,}4m+0{,}31m^2}{1+0{,}64m+0{,}76m^2}$$

Таблица 14.3. Расчет автомодельных струйных течений (плоский, рис. 14.4, и осесимметричный, рис. 14.5, турбулентные источники)

Порядок расчета	По теории Прандтля	По теории Тейлора	По теории Прандтля — Трубчикова	По теории Рейхардта
		Плоский источник		
Основные уравнения и граничные условия	$uv + \frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y} u^2\,dy - \frac{1}{\rho}\tau_{xy}=0.$ При $y=0$ $u=u_m$; при $y=b$ $u=0$	$\Delta T v + \frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y}\Delta T u dy + q=0.$ При $y=0$ $T=T_m$; при $y=b$ $T=T_\infty$	$uv + \frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y} u^2 dy - \frac{1}{\rho}\tau_{xy}= 0.$ При $y=0$ $u=u_m$; при $y\to\infty$ $u=0$	$\frac{\partial \overline{\widetilde{u^2}}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{\widetilde{u}}\,\overline{\widetilde{v}}}{\partial y}=0.$ При $y=0$ $u=u_m$; при $y\to\infty$ $u=u_0$
Гипотеза	$\tau_{xy} = \pm\,\rho c^2 x^2\left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2$	$q = -\frac{1}{c_p\gamma} 2c^2x^2\,\frac{\partial u}{\partial y}\cdot\frac{\partial T}{\partial y}$	$\tau_{xy} = \varkappa\rho k x u_m \frac{\partial u}{\partial y}$; $\nu_T = \varkappa k x u_m$	$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = -\Pi(x)\frac{\partial^2 \overline{\widetilde{u^2}}}{\partial y^2}$
Формулы преобразования	$x, \varphi = \frac{y}{xa}$; $a = \sqrt[3]{2c^2}$; $u = u_m F'(\varphi)$; $v = \frac{an}{\sqrt{x}}\left[\varphi F'(\varphi) - \frac{1}{2}F(\varphi)\right]$	$x, \eta = \frac{y}{x}$; $\theta(\eta) = \frac{T-T_\infty}{T_m - T_\infty} = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$	$x, \xi = \frac{\sigma y}{x}$; $\sigma = \frac{1}{\sqrt{2\varkappa k}}$; $u = u_m F'(\xi) = u_0 \frac{n}{\sqrt{x}} F'(\xi)$; $v = u_0 n \sigma^{-1}\frac{1}{\sqrt{x}}(\xi F' - F)$	$x, \xi = \frac{y}{b}$; $\overline{\widetilde{u^2}} = \overline{\widetilde{u}}_m^2 f(\xi)$; $\Pi(x) = b\frac{db}{dx}$
Автомодельные уравнения и граничные условия	$\lvert F''(\varphi)\rvert^2 = F(\varphi)F'(\varphi)$. При $\varphi=0$ $F(\varphi)=0$ $F'(\varphi)=1$; при $\varphi=\varphi_{гр}$ $F(\varphi)=0$, $F'(\varphi)=0$	$4c^2F''(\eta)\theta'(\eta) = F(\eta)\theta(\eta)$. При $\eta=0$ $\theta(\eta)=1$; при $\eta=\eta_{тр}$ $\theta(\eta)=0$	$F^2 + F' = 1$; При $\xi=0$ $F=0$, $F'=1$; при $\xi\to\infty$ $F'=0$	$f''(\xi) + \xi f'(\xi) + f(\xi) = 0$. При $\xi=0$ $f(\xi)=1$; при $\xi\to\infty$ $f(\xi)=0$
Решение	$\frac{u}{u_m}, \frac{v}{u_m} = f(\varphi)$ (см. табл. 14.7); $b = 0{,}22x$; $u_m = \frac{\text{const}}{\sqrt{x}}u_0$; $\frac{u_m}{u_0} = \frac{1{,}2}{\sqrt{\frac{ax}{b_0}}}$; $a = 0{,}1$	$\frac{\Delta T}{\Delta T_m} = \sqrt{\frac{u}{u_m}}$ (см. табл. 14.7) $\frac{\Delta T_m}{\Delta T_0} = \frac{1{,}04}{\sqrt{\frac{ax}{b_0}}}$; $a = 0{,}1$	$u = u_m(1-\text{th}^2\xi)$; $\sigma v = u_m(\xi - \xi\,\text{th}^2\xi - 0{,}5\,\text{th}\,\xi)$; $\sigma = 7{,}67$; $n = \sqrt{\frac{b_0}{0{,}144}}$	$\overline{\widetilde{u^2}} = \overline{\widetilde{u}}_m^2 e^{-\frac{\xi^2}{2}}$

Продолжение табл. 14.3

Порядок расчета	По теории Прандтля	По теории Тейлора	По теории Прандтля — Трубчикова	По теории Рейхардта
Основные уравнения и граничные условия	$wv + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \int_{\infty}^{y} u^2 y dy - \frac{1}{\rho} \tau_{xy} = 0.$ При $y = 0$ $u = u_m$; при $y = b$ $u = 0$	**Осесимметричный источник** $\Delta T v + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \int_{\infty}^{y} \Delta T u y dy - \frac{q}{c_p \gamma} = 0.$ При $y = 0$ $T = T_m$; при $y = b$ $T = T_\infty$	$wv + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \int_{\infty}^{y} u^2 y dy - \frac{1}{\rho} \tau_{xy} = 0.$ При $y = 0$ $u = u_m$; при $y \to \infty$ $u = 0$	$\frac{\partial \overline{\widetilde{u^2}}}{\partial x} = \Pi(x) \left(\frac{\partial^2 \overline{\widetilde{u^2}}}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial \overline{\widetilde{u^2}}}{\partial y} \right).$ При $y = 0$ $u = u_m$; при $y \to \infty$ $u = 0$
Формулы преобразования	$x, \varphi = \frac{y}{xa}$; $u = \frac{m}{x} \cdot \frac{F'(\varphi)}{\varphi}$; $v = \frac{am}{x} \left[F'(\varphi) - \frac{1}{\varphi} F(\varphi) \right]$	$x, \eta = \frac{y}{x}$ $\theta(\eta) = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$	$x, \xi = \sigma \frac{y}{x}$; $u_m = u_0 \frac{m}{x}$; $u = u_0 \frac{m}{x} \cdot \frac{F'(\xi)}{\xi}$; $v = u_0 \frac{m}{x} \cdot \frac{1}{\sigma} \left(F' - \frac{F}{\xi} \right)$	$\overline{\widetilde{u^2}} = \frac{m^2}{b} \overline{\widetilde{u_0^2}} f(\xi)$; $\Pi(x) = f \frac{db}{dx}$
Автомодельные уравнения и граничные условия	$\left[F''(\varphi) - \frac{1}{\varphi} F'(\varphi) \right]^2 = F(\varphi) F'(\varphi).$ При $\varphi = 0$ $F(\varphi) = 0$, $\frac{1}{\varphi} \times F'(\varphi) = 1$ при $\varphi = \varphi_{гр}$ $F'(\varphi) = 0$	$2c^2 \theta'(\eta) \left[F''(\eta) - \frac{1}{\eta} F'(\eta) \right] = F(\eta) \theta(\eta).$ При $\eta = 0$ $\theta(\eta) = 1$; при $\eta = \eta_{гр}$ $\theta(\eta) = 0$	$FF' = F' - F''\xi.$ При $\xi = 0$, $F(\xi) = 0$, $\frac{E'(\xi)}{\xi} = 1$ при $\xi \to \infty$ $F'(\xi) = 0$	$2f(\xi) + \left(\xi + \frac{1}{\xi} \right) f'(\xi) + f''(\xi) = 0.$ При $\xi = 0$ $f(\xi) = 1$; при $\xi \to \infty$ $f(\xi) = 0$
Решение	$\frac{u}{u_m}, \frac{v}{u_m} = f(\varphi)$ (см. табл. 14.8); $b = 0{,}22x$; $\frac{u_m}{u_0} = \frac{0{,}96}{\frac{ax}{r_0}}$; $a = 0{,}066 \div 0{,}076$	$\frac{\Delta T}{\Delta T_m} = \sqrt{\frac{u}{u_m}}$ (см. табл. 14.8); $\frac{\Delta T_m}{\Delta T_0} = \frac{0{,}7}{\frac{ax}{r_0}}$	$\frac{u}{u_m} = \frac{F'(\xi)}{\xi} = \frac{1}{(1 + 0{,}125\xi^2)^2}$ $\sigma \frac{v}{u_m} = \frac{\xi - 0{,}125\xi^2}{2(1+0{,}125\xi^2)^2}$ $\sigma = 18{,}5$; $m = 13{,}7 r_0$	$\overline{\widetilde{u^2}} = \overline{\widetilde{u^2}}_m e^{-\frac{\xi^2}{2}}$

Таблица 14.4. **Расчет турбулентных следов за телами**

Плоский турбулентный след за телом (рис. 14.6)

Порядок расчета	По теории Прандтля — Шлихтинга	По теории Тейлора
Основные уравнения и граничные условия	$uv + \frac{\partial}{\partial x}\int_{\infty}^{y} u^2 dy - \frac{1}{\rho}\tau_{xy} = 0;\ \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{\partial V}{\partial y} = 0;$ $u_1 \ll V;\ u \approx V.$ При $y = 0$ $u_1 = u_{1m}$, $\frac{\partial u_1}{\partial y} = 0$; при $y = b$ $u_1 = 0$	$t_1 V + \frac{\partial}{\partial x}\int_{\infty}^{y} t_1 u dy - \frac{q}{c_p \gamma} = 0.$ При $y = 0$ $t_1 = t_{1m}$, $\frac{\partial t_1}{\partial y} = 0$; при $y = b$ $t_1 = 0$
Гипотезы	$\frac{\tau}{\rho} = -l^2 \left\lvert \frac{\partial u}{\partial y} \right\rvert \frac{\partial u}{\partial y}$	$\frac{q}{c_p \rho g} = -l_\tau \frac{\partial u}{\partial y} \cdot \frac{\partial t_1}{\partial y}$
Формулы преобразования	$x,\ \eta = \frac{y}{b};\ u_1 = u_{1m} f(\eta)$	$x,\ \eta = \frac{y}{b};\ t_1 = t_{1m}\,\theta(\eta)$
Автомодельные уравнения и граничные условия	$\eta f(\eta) = \alpha f'^2(\eta).$ При $\eta = 0$ $f(\eta) = 1$, $f' = 0$; при $\eta = 1$ $f(\eta) = f'(\eta) = 0$	$\eta\,\theta(\eta) = 2\alpha f'(\eta)\,\theta'(\eta).$ При $\eta = 0$ $\theta(\eta) = f(\eta) = 1$; при $\eta = 1$ $f = \theta' = 0$
Решение	$\frac{u_1}{u_{1m}} = f(\eta) = (1-\eta^{3/2})^2;$ $u_{1m} = V\frac{1{,}4\sqrt{c_x b_0}}{\sqrt{x}};\ b = 0{,}8\sqrt{c_x b_0 x}$	$\frac{t_1}{t_{1m}} = \theta(\eta) = 1-\eta^{3/2};$ $t_{1m} = t_{01}\frac{6{,}55\alpha}{c_p \gamma V}\sqrt{\frac{b_0}{c_x x}};\ \alpha = 0{,}11$

Продолжение табл. 14.4

Осесимметричный турбулентный след за телом (рис. 14.6)

Порядок расчета	По теории Прандтля	По теории Тейлора	По новой теории Прандтля — Трубчикова	По теории Рейхардта
Основные уравнения и граничные условия	$\frac{1}{y}\cdot\frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y} u_1 V y dy - \frac{1}{\rho}\tau_{xy}=0.$ При $y=0$ $u_1=u_{1m}$, $\frac{\partial u_1}{\partial y}=0$; при $y=b$ $u_1=0$, $\frac{\partial u_1}{\partial y}=0$	$\frac{1}{y}\cdot\frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y} t_1 V y dy - \frac{q}{c_p\gamma}=0.$ При $y=0$ $t_1=t_{1m}$, $\frac{\partial t_1}{\partial y}=0$; при $y=b$ $t_1=0$, $\frac{\partial t_1}{\partial y}=0$	$\frac{1}{y}\cdot\frac{\partial}{\partial x}\int\limits_{\infty}^{y} u_1 v y dy - -k\frac{\partial u_1}{\partial y}=0.$ При $y=0$ $u_1=u_{1m}$; $\frac{\partial u_1}{\partial y}=0$; при $y\to\pm\infty$ $u_1=0$	$\frac{\partial\overline{\tilde{u}^2}}{\partial x}=\Pi(x)\frac{1}{y}\frac{\partial}{\partial y}\left(y\frac{\partial\overline{\tilde{u}^2}}{\partial y}\right).$ При $y=0$ $\overline{\tilde{u}_1^2}=\overline{\tilde{u}_{1_m}^2}$; при $y\to\pm\infty$ $\overline{\tilde{u}_1^2}=0$
Формулы преобразования	$x,\ \eta=\frac{y}{r}$; $u_1=u_{1m}f(\eta)$; $r=k\sqrt[3]{x}$; $\eta=\text{const}\,yx^{-1/3}$	$x,\ \eta=\frac{y}{r}$; $t_1=t_{1m}\theta(\eta)$	$x_д,\ \xi=\sigma\eta$; $u_1=u_{1m}\sigma f'(\eta)$	$x,\ \xi=\frac{y}{b}$; $u_1=u_{1m}f'(\xi)$
Гипотезы	$\frac{1}{\rho}\tau_{xy}=-l^2\left\lvert\frac{\partial u}{\partial y}\right\rvert\frac{\partial u}{\partial y}$	$q=-c_p\frac{\partial u_1}{\partial y}\cdot\frac{\partial t_1}{\partial y}$	$k=\text{const}\,Vx^{-1/3}$	$\tau_{xy}=-\Pi(x)\frac{\partial\overline{\tilde{u}^2}}{\partial y}$
Автомодельные уравнения и граничные условия	$\eta f(\eta)=\alpha f'^2(\eta)$; $\alpha^2=\text{const}\frac{l^2}{r^2}$. При $\eta=0$ $f(\eta)=1$; при $(\eta)=1$ $f'=f=0$	$\eta\theta(\eta)=2\alpha^2 f'(\eta)\theta'(\eta)$. При $\eta=0$ $\theta=f=1$; при $\eta=1$ $\theta=f=0$, $\theta'=f'=0$	$\eta f(\eta)+\sigma f'(\eta)=0$. При $\eta=0$ $f=1$; при $\eta=1$ $f=f'=0$	$f(\xi)+\xi f'(\xi)=-f''(\xi)$. При $\xi=0$ $f'(\xi)=1$
Решение	$\frac{u_1}{u_{1m}}=(1-\eta^{3/2})^2$; $\frac{u_{1m}}{V}=\frac{1{,}92}{k^3}\left(\frac{r_0}{x^{1/3}}\right)^2$	$\theta=\sqrt{f}=1-\eta^{3/2}$	$\frac{u_1}{u_{1m}}=e^{-\frac{1}{2\sigma}\eta^2}$	$\frac{u_1}{u_{1m}}=e^{-\frac{\xi^2}{2}}$

Расчет осесимметричного турбулентного следа по Г. Н. Абрамовичу

Циркуляционная зона: $\frac{b_l}{b_0} = \frac{c_x}{2A_1\left[\frac{A_2}{A_1}\cdot\frac{(u_{ml}-V)^2}{V^2}+\frac{u_{ml}-V}{V}\right]} \approx 3{,}6\,c_x;\ \frac{x_l}{b_0} = 7{,}5\,c_x;$

$$-0{,}55\left(\frac{x}{b_0}-\frac{x_l}{b_0}\right) = \frac{b}{b_0}-\frac{b_l}{b_0}+\frac{A_2}{A_1p^2}\left[\left(2\frac{b}{b_0}+p^2\right)\sqrt{\frac{b}{b_0}\left(\frac{b}{b_0}+p^2\right)}-\left(\frac{2b_l}{b_0}+p^2\right)\times\right.$$

$$\left.\times\sqrt{\frac{b_l}{b_0}\left(\frac{b_l}{b_0}+p^2\right)}-p^4\ln\frac{\sqrt{\frac{b}{b_0}+p^2}+\sqrt{\frac{b}{b_0}}}{\sqrt{\frac{b_l}{b_0}+p^2}+\sqrt{\frac{b_l}{b_0}}}+2\left[\left(\frac{b}{b_0}\right)^2-\left(\frac{b_l}{b_0}\right)^2\right]\right.$$

Зона автомодельности: $\frac{u_m-V}{V} = \frac{A_2}{2A_1}\left(\sqrt{1+p^2\frac{F_0}{F}}-1\right);\ \frac{u-V}{u_m-V} = (1-\eta^{3/2})^2;$

$$A_1 = \int_0^1 \frac{u-V}{u_m-V}:\frac{dF}{F};\ A_2 = \int_0^1\left(\frac{u-V}{u_m-V}\right)^2\frac{dF}{F};\ p^2 = -2c_x\frac{A_2}{A_1};\ A_1 = 0{,}45;\ A_2 = 0{,}716$$

Таблица 14.5. **Расчет турбулентных струй по Г. Н. Абрамовичу (см. рис. 14.8)**

Плоская турбулентная струя

Начальный участок (0—I)	Переходный участок (I—II)
$b = \pm\,0{,}27x\frac{1-m}{1+m};$	$\frac{x_n}{x_н} = \frac{0{,}416+0{,}134m}{0{,}584-0{,}134m}\left[\frac{n_{2u}-mn_{1u}}{(1-m)(0{,}316+0{,}134m)}-1\right];$
$\frac{y_{1н}}{b} = 0{,}416+0{,}134m;$	$x_n \approx 1{,}5x_н;$
$\frac{y_{2н}}{b} = -0{,}584+0{,}134m;$	$0{,}22\left(\bar{x}_n-\bar{x}_0\right) = \frac{\Phi_1(\xi_n)}{0{,}45\,(1-m)}\cdot\frac{n_{2u}-mn_{1u}}{(1-m)};$
$\frac{b_н}{b_0} = \frac{1}{0{,}416+0{,}134m};$	$\Phi_1(\xi_n) = \frac{2+2{,}43\,\xi_n+\xi_n^2}{\xi_n+\xi_n^2}-\frac{2}{\xi_n^2}\ln(1+\xi_n);$
$\frac{x_н}{b_0} = \pm\frac{1+m}{0{,}27(1-m)(0{,}416+0{,}134m)};$	$\xi_n = 1{,}43\mu;\ \frac{b_n}{b_0} = \frac{n_{2u}-mn_{1u}}{(1-m)[A_2+m(A_1-A_2)]};$
$\frac{u_0-u}{u_0-u_\infty} = (1-\eta^{1{,}5})^2;$	$\eta_m = \frac{b_0}{x}\frac{1+m}{(1-m)\,0{,}22}+0{,}584-0{,}134m;$
$\frac{T-T_\infty}{T_0-T_\infty} = \eta;\ \eta = \frac{y-y_2}{y_2-y_1}$	$\frac{u_m-u_\infty}{u_0-u_\infty} = 2\eta_m^{1{,}5}-\eta_m^3;\ \frac{u-u_\infty}{u_m-u_\infty} = 2\eta^{1{,}5}-\eta^3;$
	$\frac{T_m-T_\infty}{T_0-T_\infty} = \eta_m;\ \frac{T-T_\infty}{T_0-T_\infty} = \eta$

Основной участок (II—∞)

$$\pm 0{,}22\left(\frac{x}{b_0}-\frac{x_n}{b_0}\right)=\frac{b}{b_0}-\frac{b_n}{b_0}+\frac{A_2}{A_1p^2}\left[\left(2\frac{b}{b_0}+p^2\right)\sqrt{\frac{b}{b_0}\left(\frac{b}{b_0}+p^2\right)}-\left(2\frac{b_n}{b_0}+p^2\right)\times\right.$$

$$\left.\times\sqrt{\frac{b_n}{b_0}\left(\frac{b_n}{b_0}+p^2\right)}\right]-p^4\ln\frac{\sqrt{\frac{b}{b_0}+p^2}+\sqrt{\frac{b}{b_0}}}{\sqrt{\frac{b_n}{b_0}+p^2}+\sqrt{\frac{b_n}{b_0}}}+2\left[\left(\frac{b}{b_0}\right)^2-\left(\frac{b_n}{b_0}\right)^2\right];$$

$$\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}=\frac{mA_1}{2A_2(1-m)}\left(\sqrt{1+p^2\frac{F_0}{F}}-1\right);\ \frac{\Delta T_m}{\Delta T_{0m}}=\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}\cdot\frac{n_T(1-m)}{n_{2u}-mn_{1u}}\times$$

$$\times\frac{\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}A_2(1-m)+A_1m}{\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}B_2(1-m)+B_1m};$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta u_m}=\frac{u_m-u}{u_m-u_\infty}=[1-(\xi)^{1,5}]^2;\ \xi=1-\eta=\frac{y}{b};\ \frac{\Delta T}{\Delta T_m}=\frac{T_m-T}{T_m-T_\infty}=1-\xi^{1,5}.$$

Осесимметричная струя

Начальный участок	Переходный участок
$b=\pm 0{,}27x\frac{1-m}{1+m};$	$\frac{x_n}{x_н}=\frac{\sqrt{0{,}214+1{,}144m}}{1-\sqrt{0{,}214-0{,}144m}}\left[\sqrt{\frac{n_{2u}-mn_{1u}}{(1-m)(0{,}134+0{,}124m)}}-1\right];$
$\frac{y_{1н}}{b_н}=\frac{r_0}{b_н}=\sqrt{0{,}214+0{,}144m};$	$x_n\approx 1{,}5\,x_н;$
$\left\|\frac{y_{2н}}{b_н}\right\|=\left\|\frac{y_{1н}}{b_н}\right\|-1;$	$0{,}22\,(\bar{x}_n-\bar{x}_0)=\sqrt{\frac{n_{2u}-mn_{1u}}{1-m}}\cdot\frac{(9{,}76+2\xi_n)}{4{,}16\sqrt{0{,}258(1-m)}}\times$
$\frac{x_н}{r_0}=\frac{\pm(1+m)}{0{,}27(1-m)\sqrt{0{,}214+0{,}144m}};$	$\times\frac{(1+\sqrt{1+\xi_n})-8}{\sqrt{1+\xi_n}(1+\sqrt{1+\xi_n})};\ \xi_n=1{,}92\mu;$
$\frac{y_1}{x}=\pm 0{,}27\frac{1-m}{1+m}\left[0{,}416+0{,}134m\pm\right.$	$\bar{r}_n=\frac{r_n}{r_0}=\sqrt{\frac{n_{2u}-mn_{1u}}{(1-m)[A_2+m(A_1-A_2)]}};$
$\left.\pm 0{,}021\frac{0{,}27x}{r_0}\cdot\frac{1-m}{1+m}(1+0{,}8m-0{,}45m^2)\right];$	$\eta_m=\pm\frac{b_0}{x}\cdot\frac{1+m}{(1-m)0{,}22}+1-\sqrt{0{,}214+0{,}144m};$
$\frac{u_0-u}{u_0-u_\infty}=(1-\eta^{1,5})^2;\ \frac{\Delta T}{\Delta T_0}=$	$\frac{u_m-u_\infty}{u_m-u_\infty}=2\eta_m^{1,5}-\eta_m^3;\ \frac{u-u_\infty}{u_m-u_\infty}=2\eta^{1,5}-\eta^3$
$=\frac{T-T_\infty}{T_0-T_\infty}=\eta$	

Основной участок

$$\pm 0{,}22(\bar{x}-\bar{x}_n)\left[\frac{m(1-m)A_1}{n_{2u}-mn_{1u}}\right]^{0,5}=\frac{2\alpha}{\mu}\left[\frac{1}{\left(\frac{\alpha}{\mu}+1\right)^{0,5}}-\frac{\Delta\bar{u}_m^{0,5}}{\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}+1\right)^{0,5}}\right]-(1+4\alpha)\times$$

$$\times\left[\frac{\frac{2\alpha}{\mu}+1}{\left(\frac{\alpha}{\mu}+1\right)^{0,5}}-\frac{\frac{2\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}+1}{\Delta\bar{u}_m^{0,5}\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}+1\right)^{0,5}}\right]+\frac{2\mu}{3}\left[\frac{8\left(\frac{\alpha}{\mu}\right)^4+20\left(\frac{\alpha}{\mu}\right)^3}{\left(\frac{\alpha}{\mu}+1\right)^{2,5}}+\frac{15\left(\frac{\alpha}{\mu}\right)^2+2\frac{\alpha}{\mu}-1}{\left(\frac{\alpha}{\mu}+1\right)^{2,5}}-\right.$$

$$\left.-\frac{8\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}\right)^4+20\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}\right)^3+15\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}\right)^3+2\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}-1}{\Delta\bar{u}_m^{1,5}\left(\frac{\alpha\Delta\bar{u}_m}{\mu}+1\right)^{2,5}}\right];$$

$$\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}=\frac{mA_1}{2A_2(1-m)}\left(\sqrt{1+p^2\frac{F_0}{F}}-1\right);\quad \frac{\Delta T_m}{\Delta T_{0m}}=\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}\cdot\frac{n_T(1-m)}{n_{2u}-mn_{1u}}\cdot\frac{\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}A_2(1-m)+A_{1m}}{\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}}B_2(1-m)+B_{1m}};$$

$$\frac{u_m-u}{u_m-u_\infty}=(1-\xi^{1,5})^2;\quad \xi=\frac{y}{b};\quad \frac{T_m-T}{T_m-T_\infty}=1-\xi^{1,5}$$

Принятые обозначения

$$\eta=\frac{y-y_2}{y_1-y_2};\qquad B_1=\int_0^1\frac{\rho}{\rho_{0m}}\cdot\frac{c_p}{c_{p_{0m}}}\cdot\frac{\Delta T}{\Delta T_m}\cdot\frac{dF}{F};\qquad n_{1u}=\int_0^1\frac{\rho_0 u_0}{\rho_{0m}u_{0m}}\cdot\frac{dF_0}{F_0};$$

$$A_1=\int_0^1\frac{\rho}{\rho_{0m}}\cdot\frac{\Delta u}{\Delta u_m}\cdot\frac{dF}{F};\qquad B_2=\int_0^1\frac{\rho_0}{\rho_{0m}}\cdot\frac{c_p}{c_{p_{0m}}}\cdot\frac{\Delta u}{\Delta u_m}\cdot\frac{\Delta T}{\Delta T_m}\cdot\frac{dF}{F};\qquad n_{2u}=\int_0^1\frac{\rho_0 u_0^2}{\rho_{0m}u_{0m}^2}\cdot\frac{dF_0}{F_0};$$

$$A_2=\int_0^1\frac{\rho}{\rho_{0m}}\left(\frac{\Delta u}{\Delta u_m}\right)^2\frac{dF}{F}.\qquad n_T=\int_0^1\frac{\rho_0}{\rho_{0m}}\cdot\frac{c_{p0}}{c_{p_{0m}}}\cdot\frac{u_0}{u_{0m}}\cdot\frac{\Delta T_0}{\Delta T_{0m}}\cdot\frac{dF_0}{F_0}.\qquad p^2=\frac{4A_2(n_{2u}-mn_{1u})}{m^2A_1^2}.$$

При постоянной плотности и теплоемкости в плоской струе: $A_1=0{,}45$, $A_2=0{,}316$; $B_1=0{,}6$, $B_2=0{,}368$.

При постоянной плотности и теплоемкости в осесимметричной струе: $A_1=0{,}258$, $A_2=0{,}134$; $B_1=428$, $B_2=0{,}180$; $\alpha=\frac{A_2}{A_1}$.

$$\bar{x}=\frac{x}{b_0};\quad \eta=\frac{r_2-r}{r_2-r_1};\quad m=\frac{u_0}{u_\infty};\quad \bar{b}=\frac{b}{b_0};\quad \Delta\bar{u}_m=\frac{\Delta u_m}{\Delta u_{0m}};\quad \mu=\frac{m}{1-m};\quad \xi=\frac{A_2}{A_1}\cdot\frac{\mu}{\Delta\bar{u}_m}.$$

При равномерном распределении скоростей на входе $n_{1u}=n_{2u}=1$, температур — $n_T=1$; $n_{1u}=0{,}815$; $n_{2u}=0{,}68$ при турбулентном профиле скорости в начальном сечении.

закон распределения скорости Шлихтинга для получения расчетных зависимостей струйных пограничных слоев, формирующихся при сопряжении полубесконечных встречных и спутных потоков.

Табл. 14.3 содержит исходные уравнения с граничными условиями, формулы преобразования и автомодельные решения для линейного и осесимметричного источников. Для замыкания уравнений использованы теории Прандтля, Тейлора, Прандтля — Трубчикова и Рейхардта. Расчетные зависимости, полученные для источников, применимы при определении параметров течения в основном участке струи конечных размеров.

В табл. 14.4 представлены расчетные зависимости для течений в следах за обтекаемыми телами. Метод расчета Г. Н. Абрамовича позволяет не только рассчитать параметры течения на большом удалении от тела ($x \gg 100\%$), но и произвести оценки размеров циркуляционной зоны, формирующейся непосредственно за телом. Для расчета необходимо располагать значением коэффициента лобового сопротивления тела. Например, для цилиндра $c_x = 1{,}32$.

Г. Н. Абрамович [161] разработал полуэмпирический метод расчета турбулентных струй за соплами конечных размеров, который применим как для основного участка, так и для начального и переходного участков струи. Выбор формул преобразования: $\eta = \dfrac{y - y_2}{y_1 - y_2}$ — для начального участка и $\xi = y/b$ — для основного участка позволяет производить расчет начального и основного участков с единой позиции автомодельного пограничного слоя. В табл. 14.5 представлены полуэмпирические зависимости для расчета основных характеристик турбулентной нестратифицированной неизотермической струи в спутном потоке. Сопоставление с опытными данными свидетельствует, что применение полуэмпирических теорий оправдано для расчета турбулентных струй и полуэмпирические методы расчета могут быть использованы в инженерных расчетах течений за водовыпусками в неограниченное пространство. Расчет течений за водовыпусками в ограниченное пространство не может быть основан на предположении об автомодельности течений и требует специального рассмотрения.

§ 14.5. Турбулентные плавучие струи в стратифицированных средах

В табл. 14.6 представлены схемы плавучих турбулентных струй с малым начальным импульсом в неподвижной линейно-стратифицированной среде и в сносящем потоке. Если начальный импульс настолько существенен, что можно пренебречь силами плавучести по сравнению с силами инерции, используются зависимости, приведенные в табл. 14.5 для расчета плавучих струй. Если же начальный импульс не преобладает над силами плавучести во всей области потока, то образуется так называемый «факел».

Существующая в настоящее время теория турбулентных плавучих струй основывается на следующих предположениях: рассматривается стационарное течение; используется приближение пограничного слоя; применяется концепция Я. Буссинеска; принимается аффинное подобие скорости и концентрации примеси.

Чаще всего профили скорости и концентрации аппроксимируются гауссовой кривой ошибок.

Параметром, характеризующим взаимное влияние сил инерции и плавучести, является:

$$\mathrm{Fr}_0 = \frac{u_0}{\sqrt{\dfrac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} gD}}. \qquad (14.16)$$

Для турбулентной струи $\mathrm{Fr}_0 \to \infty$, для факела $\mathrm{Fr}_0 \to 0$. В реальных условиях непосредственно за соплом влияние инерции является доминирующим, а на некотором удалении от сопла доминируют силы плавучести.

Роль каждого из этих эффектов на различных расстояниях от начального сечения определяется:

$$\mathrm{Fr}_x = \frac{u_m}{\sqrt{\dfrac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} gb}}. \qquad (14.17)$$

Параметр, определяющий плотностную стратификацию окружающей среды,

$$G = \frac{x^*}{\rho_s^* - \rho_m^*} \cdot \frac{d\rho_s}{dx}, \qquad (14.18)$$

где индекс «*» определяет положение начального участка струи или стабилизированного сечения, распределение скорости и концентрации примеси в котором может быть рассчитано по методу Г. Н. Абрамовича.

Основной участок турбулентной плавучей струи разграничивают условно на области положительного и отрицательного вовлечения, которые разделяются равновесным уровнем x_l. Под действием инерции сил плавучести струя поднимается до своего предельного уровня x_L, а затем начинает опускаться. В определенной области происходит взаимодействие противоположно направленных потоков жидкости, в результате чего формируется «колоколообразное» облако, которое растекается в периферийном направлении от оси струи и образует промежуточный слой.

В табл. 14.6 представлены интегральные соотношения сохранения расхода и примеси с учетом вовлечения, количества движения массовых сил, определяющих действие плавучести. Эти уравнения решены и результаты решения для зоны положительного вовлечения графически представлены на рис. 14.10. Скорость на оси

Таблица 14.6. **Расчет турбулентных осесимметричных струй в стратифицированном потоке (рис. 14.9, *а*)**

Струя в неподвижной стратифицированной жидкости (рис. 14.9, *б*)

Порядок расчета	Зона положительного вовлечения
Интегральные соотношения и законы распределения	$\left.\begin{aligned}&\frac{d}{dx}\int_0^\infty 2\pi r u dr = Q';\quad \frac{d}{dx}\int_0^\infty 2\pi r u c dr = Q'c_s;\\ &\frac{d}{dx}\int_0^\infty 2\pi r\rho u^2 dr = -\int_0^\infty 2\pi r\Delta\rho g\sin\theta dr;\end{aligned}\right\}$ $\begin{aligned}&\frac{u}{u_m} = \exp\left[-\varkappa_1\left(\frac{r}{b}\right)^2\right];\\ &\frac{c}{c_m} = \exp\left[-\varkappa_2\left(\frac{r}{b}\right)^2\right];\\ &\varkappa_1 \approx 1{,}0;\ \varkappa_2 \approx 0{,}8\end{aligned}$ Q' — расход вовлечения; c_s — концентрация окружающей жидкости
Решение	Относительно u_m: $k_1 = \dfrac{\left(1+\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\right)}{2\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}}\left[\dfrac{2}{\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\left(1+\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\right)}\cdot\dfrac{1}{\mathrm{Fr}_x^2}+\dfrac{G}{\mathrm{Fr}_x}\right]^{-1/4}\dfrac{G^{3/4}}{\mathrm{Fr}_x^{3/4}}x^{*-2};$ $k_2 = \left[\dfrac{2}{\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\left(1+\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\right)}\cdot\dfrac{1}{\mathrm{Fr}_x^2}+\dfrac{G}{Fr_x}\right]^{-1/2}\dfrac{G^{1/2}}{\mathrm{Fr}_x^{1/2}}\cdot\dfrac{1}{u_m^{*2}x^{*2}}.$ Относительно $\rho_s - \rho_m$ (рис. 14.10) $\rho_s - \rho_m = \dfrac{\cos\Phi}{\sin^{1/2}\Phi}k_3\dfrac{\rho_0\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}}{g}x^{-1};$ $k_3 = \dfrac{\left(1+\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\right)^{1/2}}{\pi\rho_0}\left[\dfrac{2}{\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\left(1+\frac{\varkappa_2}{\varkappa_1}\right)}\cdot\dfrac{1}{\mathrm{Fr}_x^2}+\dfrac{G}{\mathrm{Fr}_x}\right]^{1/4}\dfrac{G^{1/4}}{\mathrm{Fr}_x^{1/4}}\cdot\dfrac{M^*}{x^{*2}};$ $M^* = \int_0^\infty \rho^* u^{*2} dr;\quad 0_\rho = \cos\Phi\sin^{-1/2}\Phi$ $\theta_u^* = \int_0^{\Phi^\circ}\sin^{1/2}\Phi d\Phi;\ 0_u = k_1(x^2 - x^{*2});\ \Phi = \arcsin k_2 u_m^2 x^2.$
Расчетные зависимости равновесного уровня	$k_1(x_l^2 - x^{*2}) = 1{,}69;\quad (\rho_s - \rho_{ml}) = 0{,}52\,k_3\dfrac{\rho_0}{g}\dfrac{\varkappa_2}{\varkappa_1}x_l^{-1};$ $u_{ml}^4 = 0{,}76\,k_2^{-2}x_l^{-4}.$

Порядок расчета	Зона отрицательного вовлечения
Интегральное уравнение и расчетные зависимости предельного уровня	$$\frac{\pi}{2\varkappa_1} u_m^2 x^2 = \frac{\int_0^\infty \rho_t u_t^2 dr}{\rho_{mt}} + \frac{g}{\rho_{mt}} \int_{x_t}^{x} \frac{\pi}{\varkappa_2} (\rho_s - \rho_{mt}) x^2 dx$$ Зависимость предельного уровня x_L от начального импульса плавучей струи и стратификации окружающей жидкости представлена на рис. 14.11, где: $$F(x_L) = \frac{x_L}{1{,}385 \left[\frac{\pi}{4} D^2 g u_0 \frac{(\rho_{s0} - \rho_0)}{\rho_0}\right]^{3/4} \left[\frac{\rho_0}{g\left|\frac{d\rho_s}{dx}\right|}\right]^{3/8}};$$ $$I = 1 + 1{,}228 \frac{\frac{\pi}{4} D^3 g (\rho_{s0} - \rho_0) u_0}{\left(\frac{\pi}{4} D^2 \rho_0 u_0\right)^2 \frac{g}{\rho_0}\left|\frac{d\rho_s}{dx}\right|}.$$
Расчетные зависимости промежуточного слоя	$$Q_i = 2\pi r_i u_i h_i (1 + \overline{W}_E);\ u_i^2 \approx 0{,}002 \left[\frac{g}{\rho_s}\left|\frac{d\rho_s}{dx}\right|\right]^{-1/2} k_3^{-1/3}$$

Плавучая струя в сносящем стратифицированном потоке (рис. 14.9, *в*)

Основные уравнения:

$$\frac{d}{ds} \pi b^2 (2u_a \cos\theta + u_m) = 2\pi b (\alpha_{\text{mom}} u_m + \alpha_{\text{th}} u_a \sin\theta \cos\theta);$$

$$(\rho_{s0} - \rho_s) \frac{d}{ds} \pi b^2 (2u_a \cos\theta + u_m) + (\rho_s - \rho_m) \frac{d}{ds} \pi b^2 \left(u_a \cos\theta + \frac{1}{2} u_m\right) = (\rho_{s0} - \rho_s) 2\pi b (\alpha_{\text{mom}} u_m +$$
$$+ \alpha_{th} u_a \sin\theta \cos\theta);$$

$$\frac{d}{ds} \pi b^2 (2u_a \cos\theta + u_m)^2 \cos\theta = 2\pi b u_a (\alpha_{\text{mom}} u_m + u_a \sin\theta \cos\theta) + c_D \sqrt{2}\, b u_a^2 \sin\theta;$$

$$\frac{d}{ds} \frac{\pi}{2} b^2 (2u_a \cos\theta + u_m)^2 \sin\theta = \pi b^2 \frac{\rho_s - \rho_m}{\rho_0} - C_D \sqrt{2}\, b u_a 2\sin^2\theta \cos\theta;$$

$$u = u_a \cos\theta + u_m e^{-\left(\frac{r}{b}\right)^2};\quad c = c_m e^{-\left(\frac{r}{b}\right)^2}.$$

Зависимость координат оси струи (кривая *1*) и средней концентрации (кривая *2*) в струе от начального импульса и характеристик стратификации окружающей жидкости представлена на рис. 14.12, где $f_1(x)$ — для 1-й кривой, $f_2(x)$ — для 2-й кривой:

$$f_1(x) = \frac{\alpha_{\text{th}}^{2/3} \frac{x}{D} \left[\left|\frac{d\rho_s}{dx}\right| \frac{g}{\rho_0}\right]^{1/3}}{3^{1/3} \left(\frac{u_a}{u_0}\right)^{2/3} \left[\frac{(\rho_0 - \rho_{s0}) g}{\rho_{s0} D}\right]^{1/3}};\quad f_2(x) = \frac{\frac{1}{c}\left[\left|\frac{d\rho_s}{dx}\right| \frac{x}{\rho_0}\right]^{2/3}}{4 \left(\frac{3}{4} \alpha_{\text{th}}\right)^{2/3} \left(\frac{u_a}{u_0}\right)^{2/3}} \cdot \frac{1}{\left[\frac{\rho_0 - \rho_{s0}}{\rho_0} \frac{x}{D}\right]^{2/3}}.$$

$$f_3(y) = \left[\left|\frac{d\rho_s}{dy}\right| \frac{g}{\rho_0}\right]^{1/2} \frac{y}{u_a}.$$

струи в сечении непосредственно за начальным участком находится по θ_u^*, а в основном участке — по θ_u (кривая *1*). Концентрация примеси $\rho_s - \rho_m$ оценивается по параметру θ_ρ (кривая *2*).

Равновесный уровень находится из уравнения сохранения при условии, что вовлечение отсутствует, а предельный уровень — из условия, что скорости на оси струи тождественно равны нулю.

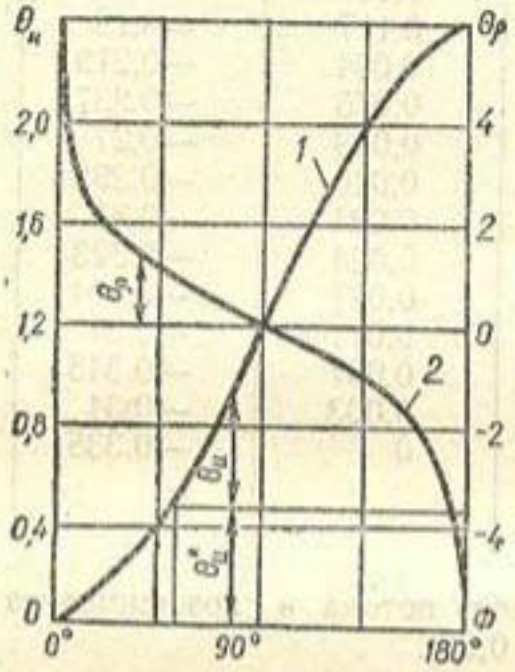


Рис. 14.10

На рис. 14.11 представлена зависимость предельного уровня от начального импульса и от параметра, характеризующего стратифицированность окружающей среды.

Расчет промежуточного слоя выполняется из условия его устойчивости и решения интегральных уравнений расхода с учетом вовлечения. Численные значения коэффициентов вовлечения могут быть получены по формуле Коха (см. главу 15).

Табл. 14.6 содержит интегральные уравнения сохранения расхода, примеси и составляющих количества движения в продольном и поперечном

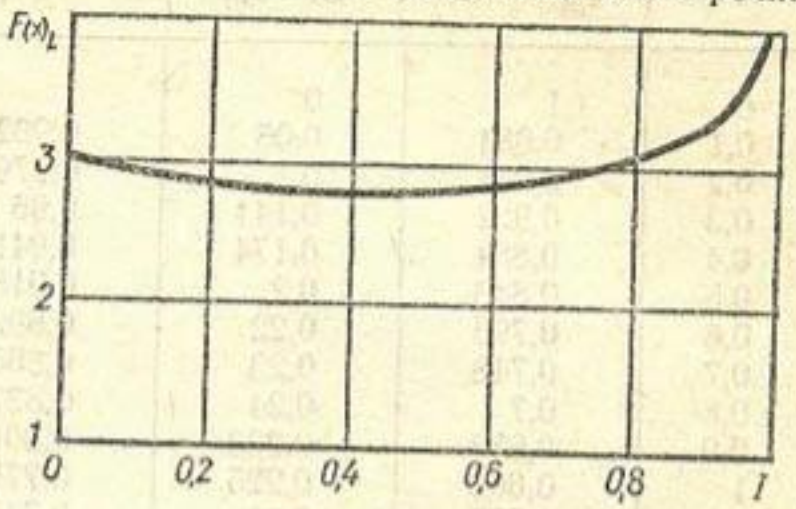


Рис. 14.11

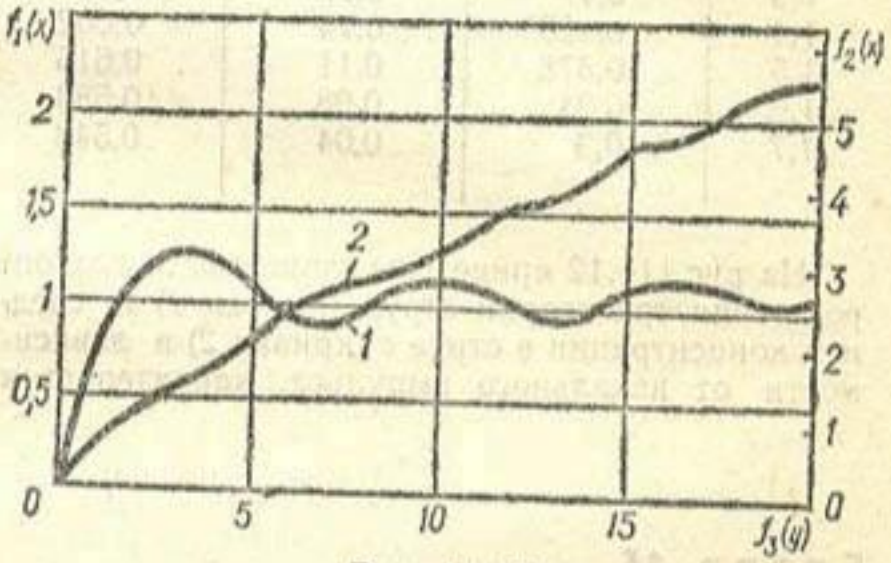


Рис. 14.12

направлениях, законы распределения скорости и концентрации примеси плавучей струи в сносящем потоке, характеризующемся линейным распределением плотности по глубине и постоянством скорости.

Таблица 14.7. **Параметры для расчета плоского турбулентного источника**

φ	$\frac{u}{u_m} = F'(\varphi)$	$\frac{1}{a} \cdot \frac{v}{u_m}$	$\Theta = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$	φ	$\frac{u}{u_m} = F'(\varphi)$	$\frac{1}{a} \cdot \frac{v}{u_m}$	$\Theta = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$
0	1	0	1	1,2	0,357	0	0,598
0,1	0,979	0,049	0,99	1,3	0,3	—0,056	0,548
0,2	0,94	0,091	0,97	1,4	0,249	—0,099	0,499
0,3	0,897	0,12	0,947	1,5	0,2	—0,16	0,447
0,4	0,842	0,151	0,918	1,6	0,165	—0,212	0,406
0,5	0,782	0,166	0,885	1,7	0,125	—0,26	0,354
0,6	0,721	0,168	0,849	1,8	0,095	—0,318	0,308
0,7	0,66	0,166	0,812	1,9	0,067	—0,356	0,259
0,8	0,604	0,151	0,777	2	0,046	—0,402	0,214
0,9	0,538	0,12	0,734	2,1	0,03	—0,44	0,17
1	0,474	0,091	0,689	2,2	0,02	—0,469	0,141
1,1	0,411	0,049	0,641	2,3	0,009	—0,49	0,095
				2,4	0	—0,498	0

Таблица 14.8. **Параметры для расчета осесимметричного турбулентного источника**

φ	$\frac{u}{u_m} = F'_{(\varphi)}$	$\frac{1}{a} \cdot \frac{v}{u_m}$	$\theta = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$	φ	$\frac{u}{u_m} = F'_{(\varphi)}$	$\frac{1}{a} \cdot \frac{v}{u_m}$	$\theta = \frac{\Delta T}{\Delta T_m}$
0	1	0	1	1,8	0,265	0	0,515
0,1	0,984	0,05	0,992	1,9	0,23	—0,039	0,48
0,2	0,958	0,1	0,979	2	0,198	—0,066	0,445
0,3	0,922	0,144	0,96	2,1	0,169	—0,1	0,411
0,4	0,884	0,174	0,941	2,2	0,14	—0,14	0,374
0,5	0,843	0,2	0,918	2,3	0,117	—0,18	0,342
0,6	0,795	0,22	0,892	2,4	0,094	—0,219	0,307
0,7	0,748	0,23	0,865	2,5	0,075	—0,237	0,274
0,8	0,7	0,24	0,837	2,6	0,059	—0,27	0,243
0,9	0,653	0,233	0,808	2,7	0,046	—0,295	0,215
1	0,606	0,225	0,779	2,8	0,034	—0,31	0,185
1,1	0,555	0,21	0,745	2,9	0,024	—0,323	0,155
1,2	0,51	0,19	0,714	3	0,017	—0,334	0,131
1,3	0,47	0,17	0,686	3,1	0,011	—0,34	0,105
1,4	0,425	0,14	0,652	3,2	0,007	—0,345	0,085
1,5	0,378	0,11	0,615	3,3	0,003	—0,34	0,055
1,6	0,34	0,08	0,583	3,4	0	—0,335	0
1,7	0,3	0,04	0,548				

На рис. 14.12 приведены зависимости для определения траектории струи (кривая *1*) и средней концентрации в струе *c* (кривая *2*) в зависимости от начального импульса, характеристик сносящего потока и коэффициента вовлечения ($\alpha_{th} \approx 0{,}05$).

Таблицы 14.7 и 14.8 являются вспомогательными для расчета струй.

Глава 15
СТРАТИФИЦИРОВАННЫЕ ТЕЧЕНИЯ

§ 15.1. Введение и основные понятия

Теория движения стратифицированных по плотности течений представляет собой один из современных разделов гидродинамики и находит широкое применение в энергетике, гидротехнике, океанологии, метеорологии, гидрологии и т. д.

Формально термины *стратификация* и *расслоение* эквивалентны. Однако, когда речь идет о стратифицированных течениях, то подразумевается, что имеет место вообще влияние неоднородности жидкости по плотности в вертикальном направлении на сам процесс течения.

Неоднородность жидкости по плотности может быть вызвана изменением по глубине потока температуры, концентраций растворенных или взвешенных веществ. В соответствии с этим течения классифицируются на течения с температурной, химической и механической стратификацией.

Температурная стратификация характеризуется малой разностью плотностей $\left(\frac{\Delta\rho}{\rho} \leqslant 0{,}005\right)$ по глубине потока, химическая — несколькими процентами плотности, механическая — величинами, соизмеримыми со значением самой плотности.

Если плотность жидкости возрастает с глубиной, то движение этой жидкости принято называть *статически устойчивым*, или *с прямой стратификацией*. В противном случае движение жидкости называется *статически неустойчивым*, или *с обратной стратификацией*.

В поле тяжести наличие неоднородности жидкости по плотности в вертикальном направлении приводит к появлению архимедовых сил, способствующих перемещению частиц более тяжелых, чем окружающая среда, вниз, а менее тяжелых — вверх.

Архимедовы силы (или силы плавучести), которые воздействуют на поток совместно с гидродинамическими силами другого происхождения, изменяют запас турбулентной энергии отдельных частиц и потока в целом. В одних случаях действие архимедовых сил ведет к росту энергии турбулентности, в других — к гашению.

Необходимо отметить, что при движении жидкости вдоль искривленных поверхностей возни-

кают центробежные силы, действие которых на турбулентность во многом аналогично действию архимедовых сил в стратифицированных потоках.

При прямой стратификации, когда плотность жидкости с глубиной увеличивается, пульсационное перемещение «тяжелой» частицы вверх, вызванное действием турбулентности, тормозится силой тяжести, и энергия турбулентности переходит в потенциальную энергию положения. Аналогично происходит стабилизация энергии турбулентности при перемещении «легкой» частицы вниз в среду с большей плотностью. Таким образом, при прямой стратификации возникают условия для подавления турбулентности.

В зависимости от величины локальных градиентов скорости и плотности статически устойчивые стратифицированные течения делят на два основных класса:

1) течение с непрерывным изменением плотности по глубине;

2) двухслойные (в общем случае — многослойные) течения с разрывом плотности на поверхности раздела.

На рис. 15.1 приведены схемы двухслойного течения: в случае разрыва скорости и плотности на поверхности раздела (рис. 15.1, *а*) и с непрерывным изменением плотности и скорости (рис. 15.1, *б*). На рис. 15.1, *б*: *1—2* — динамический пограничный слой раздела (слой сдвига скорости); *3—4* — вязкий слой раздела; *5—6* — диффузионный слой раздела; *1—3* — зона турбулентного течения; *2—4* — ламинарная спутная струя.

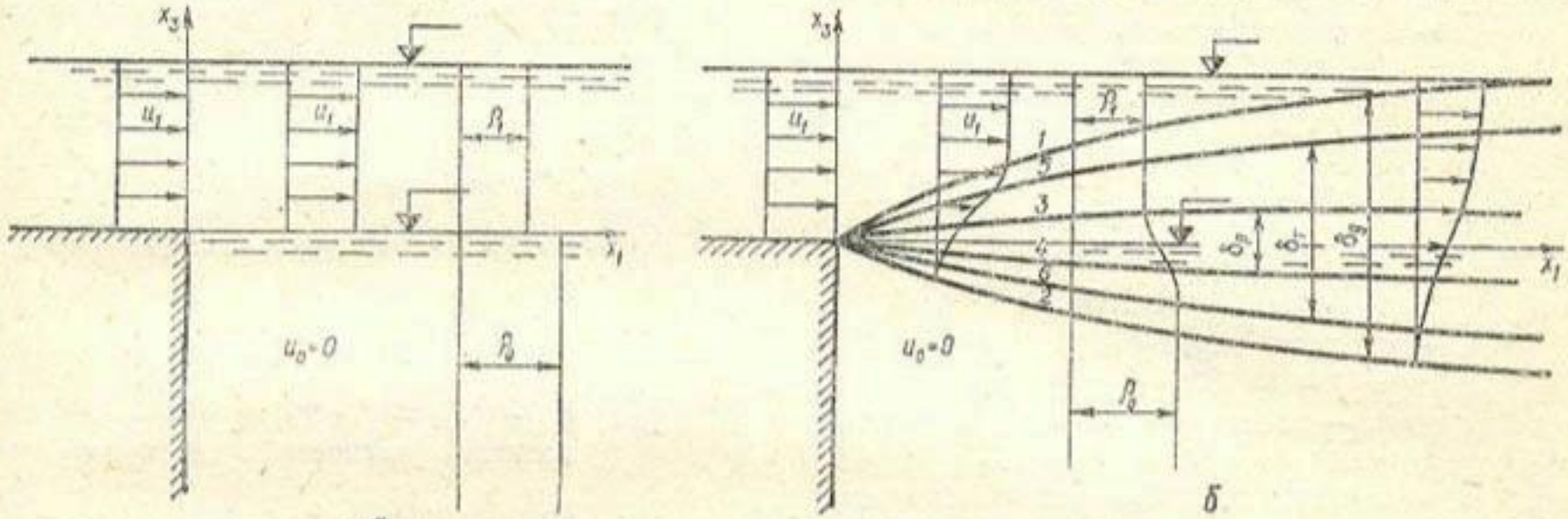


Рис. 15.1

Обзоры по стратифицированным течениям приводятся в [171], [31], [182].

В связи с тем, что стратифицированные течения представляют сравнительно новый раздел гидравлики, они имеют свои специфические условные обозначения, которые выделены самостоятельно в справочнике и приводятся ниже (кроме общепринятых).

Индексы: подстрочные индексы «0», «1», «р», «∞» соответственно обозначают нижний слой, верхний слой, поверхность раздела, невозмущенный поток, а «кр» и «*п*» — соответственно критические и нейтральные условия.

Геометрические размеры: x_i — декартова система координат, в которых ось x_1 совпадает с основным направлением потока; ось x_2 — поперечная координата; ось x_3 направлена вертикально вверх;

$h_{вх}$ — высота окна селективного водозабора;

h_1 — толщина верхнего слоя;

h_0 — толщина нижнего слоя;

Δh — расстояние от поверхности раздела до окна водозабора по вертикали;

При обратной стратификации запас турбулентной энергии не только не уменьшается, а, наоборот, увеличивается за счет вертикальных конвективных течений. Вопросы, связанные с обратной стратификацией, не рассматриваются в справочнике, так как исследования этого течения не нашли еще своего практического приложения в гидротехнике.

В условиях прямой стратификации при определенных градиентах скорости и плотности, а также запасе энергии турбулентности формируются *области вязкого течения,* которые разделяют зоны развитого турбулентного течения.

Эти области нередко называют *слоями скачка плотности,* а для температурной стратификации — *термоклинами.* Следует оговорить некоторую неточность такого определения. Толщина термоклина, или слоя скачка плотности, намного превосходит, как правило, толщину слоя вязкого течения.

При гидродинамическом плотностном расслоении (при наличии слоя вязкого течения) слой раздела по своей толщине относительно невелик. Это позволяет рассматривать движение двух неоднородных по плотности жидкостей по двухслойной схеме. Эти жидкости разделены не слоем раздела, а поверхностью, что, строго говоря, правомерно лишь только для несмешивающихся жидкостей.

$\delta_д$ — толщина динамического пограничного слоя раздела,
δ_l — толщина диффузионного пограничного слоя раздела,
$\delta_р$ — толщина вязкого слоя раздела;
a — амплитуда волны;
ω — круговая частота волны;
l — поперечный масштаб турбулентности;
ξ — безразмерная глубина $\left(\frac{x_3}{L}\right)$.

Физические величины и коэффициенты;

$\overline{T}$ — осредненная температура,
T' — пульсация температуры,
$\overline{\rho}$ — осредненная плотность,
ρ' — пульсация плотности,
$\overline{s}$ — осредненная концентрация субстанции,
s' — пульсация субстанции,
$\overline{p}$ — осредненное давление,
p' — пульсация давления,
$\Delta\rho$ — разность плотностей $(\overline{\rho_0} - \overline{\rho_1})$,
$\overline{u_i}$ — проекции осредненной скорости ($\overline{u_1}$ — по направлению основного течения, $\overline{u_2}$ — поперечная, $\overline{u_3}$ — вертикальная);
u_i' — компоненты пульсационной скорости;
$V_{вх}$ — скорость в водозаборном окне;
V_1 — среднерасходная скорость верхнего слоя;
V_0 — среднерасходная скорость нижнего слоя;
ΔV, Δu — сдвиг скорости, $\Delta V = V_1 - V_0$; $\Delta\overline{u} = \overline{u_{1\infty}} - \overline{u_{0\infty}}$;
u_* — динамическая скорость, $u_* = \sqrt{\frac{\overline{\tau_{max}}}{\rho}}$;
W — скорость ветра;
c_W — фазовая скорость волны;
W_E — скорость вовлечения; $W_E = \frac{d(V_1 h_1)}{dx_1}$;
$\overline{W}_E$ — коэффициент вовлечения; $\overline{W}_E = \frac{\overline{W}_E}{V_1}$;
$\overline{u_l}$ — скорость на выходе из сопла;
i — уклон дна;
$\overline{X_i}$ — осредненное ускорение массовой силы;
X_i' — пульсация ускорения массовой силы;
$Q_{вх}$ — полный расход водозабора;
q_1 — удельный расход верхнего слоя;
q_0 — удельный расход нижнего слоя;
$q_{вх}$ — удельный расход водозабора;
τ_0 — касательное напряжение трения по дну;
$\tau_{сп}$ — касательное напряжение на свободной поверхности;
$\tau_р$ — касательное напряжение трения по поверхности раздела;
$\overline{\rho u_i' u_j'}$ — напряжение Рейнольдса (турбулентный поток импульса);
$\overline{u_i' s'}$ — турбулентный поток субстанции s;
$\overline{u_3' T'}$ — вертикальный турбулентный поток тепла;
$\overline{u_1' T'}$ — продольный турбулентный поток тепла;
$\overline{\rho u_1' u_3'}$ — вертикальный турбулентный поток импульса;
E — турбулентная кинетическая энергия;
λ_0 — гидравлический коэффициент сопротивления движению по дну;
$\lambda_р$ — гидравлический коэффициент сопротивления движению по поверхности раздела, $\lambda_р = \frac{2\tau_р}{\rho V_1^2}$;
k_V — коэффициент, учитывающий распределение скоростей в динамическом пограничном слое раздела, $k_V = \frac{\overline{u}_р}{\Delta V}$;
k_ρ — коэффициент, учитывающий распределение плотности в диффузионном пограничном слое раздела, $k_\rho = \frac{\overline{\rho}_р}{\Delta\overline{\rho}}$;
D — коэффициент диффузии;
λ — коэффициент температуропроводности;
K — коэффициент турбулентного обмена количеством движения;
K_s — коэффициент турбулентного обмена субстанцией $\overline{s}$;
K_0 — коэффициент турбулентного обмена импульсом при нейтральной стратификации;
K_T — коэффициент турбулентного обмена теплом;
$f(\xi)$, $f^*(\xi)$, $f_1(\xi)$, $f_2(\xi)$ — универсальные функции Монина — Обухова:

$$f = \frac{\overline{(u_3')^2} \cdot E}{\overline{u_1' u_3'^2}}; \quad f^* = \frac{\overline{u_1' T'}}{\overline{u_3' T'}} \cdot \frac{\overline{u_1' u_3'}}{\overline{(u_3')^2}};$$

$$f_1 = \frac{\varkappa L}{u_*} \cdot \frac{\partial \overline{u}_1}{\partial x_3}; \quad f_2 = \frac{\varkappa L}{u_*} \cdot \frac{\overline{u_1' u_3'}}{\overline{u_3' T'}} \cdot \frac{\partial \overline{T}}{\partial x_3};$$

a_i, b_i, A, n, μ^*, α — эмпирические коэффициенты;
k, k_s, c, c_1, c_{1us}, c_{1ss}, c_{ss} — эмпирические коэффициенты в аппроксимациях Ротта и Коловандина;
δ_{ik}, δ_{jk} — символы Кронекера;
θ, K_e, K_e^*, F_l — параметры устойчивости стратифицированных течений.

§ 15.2. Основные уравнения и критерии подобия

Система дифференциальных уравнений стратифицированного течения [31] включает:

уравнения движения Рейнольдса

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = \bar{X}_i - \frac{1}{\rho}\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial \overline{u_i u_j}}{\partial x_j}; \quad (15.1)$$

уравнения неразрывности

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial t} + \bar{\rho}\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0; \quad (15.2)$$

уравнения диффузии

$$\frac{\partial \bar{s}}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}_i \bar{s}) - \frac{\partial}{\partial x_i}\overline{(u_i' s')} + D\frac{\partial^2 \bar{s}}{\partial x_i^2}, \quad (15.3)$$

где $i, j = 1, 2, 3$. Суммирование производится по дважды повторяющимся индексам.

На основании анализа размерностей из системы уравнений (15.1) — (15.3), если их записать в приближении Я. Буссинеска, следуют следующие критерии подобия:

число Рейнольдса

$$\mathrm{Re} = \frac{Vh}{\nu}; \quad (15.4)$$

плотностное число Фруда

$$\mathrm{Fr}' = \frac{V}{\sqrt{gh\dfrac{\Delta\rho}{\rho}}}; \quad (15.5)$$

турбулентное и физическое число Прандтля (или Шмидта)

$$\mathrm{Pr}_T = \frac{K}{K_s}; \quad \mathrm{Pr} = \frac{\nu}{\lambda}. \quad (15.6)$$

Плотностное число Фруда (15.5) характеризует в общем виде относительное влияние гравитационных и инерционных сил и в пределе, когда плотность жидкости верхнего слоя пренебрежимо мала по сравнению с плотностью нижнего слоя $\left(\dfrac{\bar{\rho}_0 - \bar{\rho}_1}{\rho_0} \approx 1\right)$, плотностное число Фруда переходит в обычное.

Система уравнений (15.1) — (15.3) является незамкнутой из-за наличия членов, описывающих турбулентный обмен.

А. А. Фридман и Л. В. Келлер, пытаясь расширить систему уравнений турбулентных течений, исходя из статистических представлений, ввели понятие корреляционных моментов различных порядков. Наиболее важными являются моменты второго порядка, которые входят в систему уравнений (15.1) — (15.3). Согласно идее Фридмана — Келлера эта система уравнений должна быть дополнена уравнениями для турбулентных напряжений Рейнольдса $\overline{u_i' u_j'}$ и турбулентного потока субстанции $\overline{u_i' s'}$:

уравнение напряжения Рейнольдса

$$\frac{\partial \overline{u_i' u_j'}}{\partial t} + \bar{u}_k \frac{\partial \overline{u_i' u_j'}}{\partial x_k} + \overline{u_k' u_j'}\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} + \overline{u_k' u_i'}\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_k} - \frac{1}{\rho}\overline{p'\left(\frac{\partial u_i'}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j'}{\partial x_i}\right)} + \frac{\partial}{\partial x_k}\left[-\nu\frac{\partial \overline{u_i' u_j'}}{\partial x_k} + \overline{u_k' u_i' u_j'} + \frac{1}{\rho}\overline{p'(\delta_{ik}u_j' + \delta_{jk}u_i')}\right] = -2\nu\overline{\frac{\partial u_i'}{\partial x_k}\cdot\frac{\partial u_j'}{\partial x_k}} + \overline{X_i' u_j'} + \overline{X_j' u_i'}, \quad (15.7)$$

где $i, j, k = 1, 2, 3$;

уравнение турбулентного потока субстанции

$$\frac{\partial \overline{u_i' s'}}{\partial t} + u_k\frac{\partial \overline{u_i' s'}}{\partial x_k} + \frac{\partial}{\partial x_k}\left[\overline{u_i' u_k' s'} + \frac{1}{\rho}\overline{p' s'} - \nu\frac{\partial}{\partial x_k}\overline{u_i' s'}\right] + \overline{u_i' u_k'}\frac{\partial \bar{s}}{\partial x_k} + \overline{u_k' s'}\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} = \frac{1}{\rho}\overline{p'\frac{\partial s'}{\partial x_i}} - 2\nu\overline{\frac{\partial u_i'}{\partial x_k}\frac{\partial s'}{\partial x_k}} + \overline{\nu u_i'\frac{\partial^2 s'}{\partial x_k^2}}\frac{1-\mathrm{Pr}}{\mathrm{Pr}} + \overline{X_i' s'}. \quad (15.8)$$

Система уравнений (15.1) — (15.3) и (15.7) — (15.8) по-прежнему остается незамкнутой, так как в уравнениях (15.7) — (15.8) появляются моменты третьего порядка и смешанные моменты. В этой связи возникает задача нахождения соотношений этих моментов с корреляционными моментами второго порядка, выражающими турбулентные потоки импульса $\overline{u_i' u_j'}$ и субстанции $\overline{u_i' s'}$.

На основании анализа механизма турбулентного переноса были предложены следующие аппроксимации [174], [186]:

$$\overline{\frac{1}{\rho}p'\left(\frac{\partial u_i'}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j'}{\partial x_i}\right)} = -k\frac{\sqrt{E}}{l}\left(\overline{u_i' u_j'} - \frac{2}{3}\delta_{ij}E\right); \quad (15.9)$$

$$2\nu\overline{\left(\frac{\partial u_i'}{\partial x_k}\frac{\partial u_j'}{\partial x_k}\right)} = \frac{2}{3}c\delta_{ij}\frac{E\sqrt{E}}{l} + \nu c_1\frac{\overline{u_i' u_j'}}{l^3}; \quad (15.10)$$

$$2\lambda\,\overline{\frac{\partial s'}{\partial x_k}\frac{\partial s'}{x_k}} = c_{1ss}\lambda\frac{\overline{(s')^2}}{l^2} + c_{ss}\frac{\overline{(s')^2}}{l}\sqrt{E}; \quad (15.11)$$

$$2\lambda\,\overline{\frac{\partial u_l'}{\partial x_k}\frac{\partial s''}{\partial x_k}} = -c_{1us}\lambda\frac{\overline{u_i's'}}{l^2}; \quad (15.12)$$

$$\frac{1}{\rho}\overline{p'\frac{\partial s'}{\partial x_l}} = K_s\frac{\sqrt{E}}{l}\overline{u_i's'}. \quad (15.13)$$

После приведения уравнений (15.7), (15.8) к безразмерному виду с учетом аппроксимаций (15.9) — (15.13) появляются безразмерные комплексы:

турбулентное число Рейнольдса Re_E

$$\mathrm{Re}_E = \frac{\sqrt{E}l}{\nu}; \quad (15.14)$$

локальное число Рейнольдса, впервые введенное Л. Г. Лойцянским:

$$\mathrm{Re}_l = \frac{\frac{\partial\bar{u}_1}{\partial x_3}l^2}{\nu}; \quad (15.15)$$

динамическое число Ричардсона Rf

$$\mathrm{Rf} = \frac{\frac{g}{s}\overline{u_3's'}}{\overline{u_1'u_3'}\frac{\partial\bar{u}_1}{\partial x_3}}; \quad (15.16)$$

локальное число Ричардсона Ri

$$\mathrm{Ri} = \frac{-\frac{g}{\rho}\cdot\frac{\partial\bar{\rho}}{\partial x_3}}{\left(\frac{\partial\bar{u}_1}{\partial x_3}\right)^2}. \quad (15.17)$$

Таким образом, в общем случае с учетом предыстории потока для стратифицированных течений необходимо принимать во внимание следующие критерии подобия:

интегральные: Re, F_r';

локальные: Ri, Rf, Re_E, Re_l.

Динамическое и локальное числа Ричардсона связаны соотношением

$$\mathrm{Pr}_T = \mathrm{Ri}/\mathrm{Rf}. \quad (15.18)$$

Для стратифицированных потоков с горизонтальной статистической однородностью и постоянными вертикальными турбулентными потоками импульса и субстанции (или тепла) введен важный параметр, имеющий размерность длины и характеризующий степень устойчивости стратифицированных потоков.

Этот параметр в литературе носит название масштаба Монина — Обухова [31] и выражается:

$$L = -\frac{u_*^3}{\varkappa\frac{g}{s}\overline{u_3's'}}. \quad (15.19)$$

В этом случае характеристики стратифицированного потока выражаются через универсальные функции безразмерной высоты $\xi = x_3/L$;

$$\frac{\partial\bar{u}_1}{\partial x_3} = \frac{u_*}{\varkappa L}g_1(\xi); \quad (15.20)$$

$$\frac{\partial\bar{s}}{\partial x_3} = \frac{s}{L}g_2(\xi). \quad (15.21)$$

С учетом зависимостей (15.20) и (15.21) локальное и динамические числа Ричардсона могут быть представлены:

$$\mathrm{Ri} = \frac{g_2(\xi)}{[g_1(\xi)]^2}; \quad (15.22)$$

$$\mathrm{Rf} = \frac{1}{g_1(\xi)}. \quad (15.23)$$

§ 15.3. Устойчивость стратифицированных течений

Проблема устойчивости стратифицированных течений включает три самостоятельные задачи:

1. Определение условий, при которых возникает турбулентность в области поверхности раздела разноплотностных потоков. Эти условия определяют потерю устойчивости двухслойной системы жидкостей.

2. Оценка условий, необходимых для поддержания незатухающей турбулентности в неоднородном по плотности (в вертикальном направлении) потоке жидкости.

3. Исследование влияния внешних возмущений на устойчивость стратифицированных течений.

Для понимания механизма разрушения двухслойной системы жидкостей рассмотрим процесс взаимодействия приводного слоя атмосферы и приповерхностного слоя водоема, которые представляют собой частный случай двухслойной системы жидкостей с $\frac{\Delta\rho}{\rho} \approx 1$.

Когда ветер дует вдоль свободной поверхности водоема, то возникают касательные напряжения трения как непосредственно из-за напряжения на поверхности раздела воздух — вода, так и косвенным образом из-за потери импульса поверхностными волнами в результате таких процессов, как «опрокидывание» волн. Таков в общих чертах механизм порождения турбулентности в зоне поверхности раздела двухслойной системы жидкостей.

Г. Джеффрис [182] приводит следующую формулу для определения условий потери устойчивости поверхностных волн под действием ветра:

$$\theta = \frac{\left(\nu_0 g\frac{\Delta\bar{\rho}}{\bar{\rho}_0}\right)^{1/3}}{W} = \theta_{\mathrm{кр}} = 0{,}215. \quad (15.24)$$

По Г. Келегану [184], условие неустойчивости внутренних волн, формирующихся в зоне скачка плотности, выражается:

$$\mathrm{Ke} = \frac{\left(\nu_0 g \frac{\bar{\Delta\rho}}{\bar{\rho}_0}\right)^{1/3}}{V_1} = \mathrm{Ke}_{\text{кр}} = 0{,}178. \quad (15.25)$$

Зависимость (15.25) нередко выражают в виде:

$$\mathrm{Ke}^* = \mathrm{Re}_1 \mathrm{Fr}_1'^2 . \quad (15.26)$$

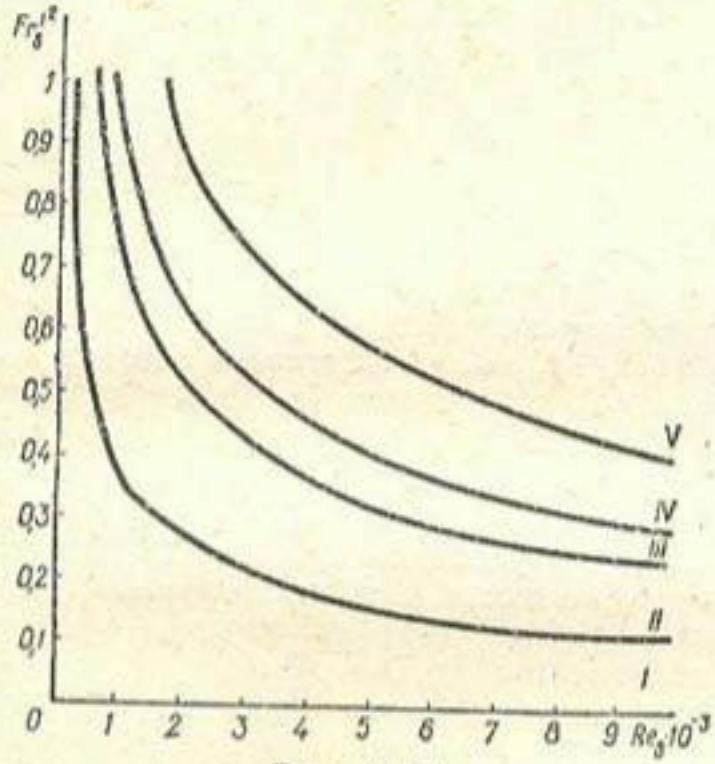


Рис. 15.2

Зависимости (15.25) и (15.26) не учитывают изменения вязкости в вертикальном направлении. Для химической стратификации этим изменением можно пренебречь. При температурной же стратификации вязкость изменяется с глубиной потока весьма существенно. Следовательно, применение зависимостей (15.25) и (15.26) правомерно для течений с химической стратификацией.

На основе линейной теории малых возмущений в работе [176] показано, что условие роста во времени малых возмущений в слое раздела (в зоне максимальных градиентов плотности) может быть представлено следующей зависимостью:

$$\frac{\Delta V \delta_д}{\frac{\rho_1 \nu_1 + \rho_0 \nu_0}{\rho_1 + \rho_0}} \cdot \frac{(\Delta V)^2}{g \frac{\Delta\rho}{\rho} \delta_д} = \mathrm{Re}_\delta \mathrm{Fr}_\delta'^2 =$$

$$= F\left(\frac{u_*}{\Delta V}, \frac{\delta_д}{\delta_t}, k_V, k_\rho\right). \quad (15.27)$$

Численные значения параметра устойчивости $F = \mathrm{Re}_\delta (\mathrm{Fr}'_\delta)^2$ определены эмпирически (рис. 15.2). При этом схема течения соответствовала случаю движения нагретой воды ($T_1 = 15 \div 55°$ C) над неподвижным объемом более холодной воды ($T_0 = 10 \div 50°$ C) при соблюдении условий прямой стратификации для двумерного потока.

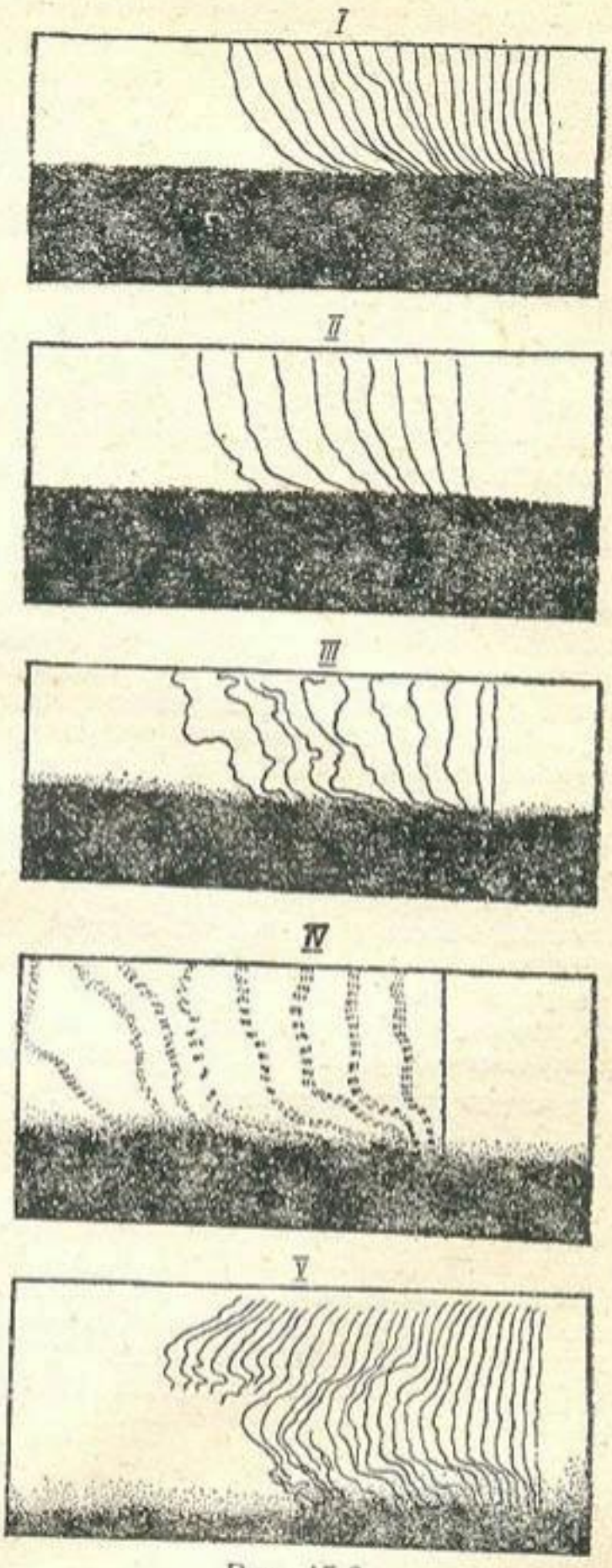


Рис. 15.3

К наиболее характерным формам течений в слое раздела следует отнести (рис. 15.3):

I. Ламинарное течение, пределы существования которого определяются:

$$\mathrm{Re}_\delta \mathrm{Fr}_\delta'^2 = F \leqslant F_{\text{кр I}} \approx 150. \quad (15.28)$$

II. Движение с регулярными устойчивыми внутренними волнами:

$$F_{\text{кр I}} \leqslant F \leqslant F_{\text{кр II}} \approx 500. \quad (15.29)$$

III. Движение с преобладанием нерегулярных длинных волн:

$$F_{\text{крII}} \leqslant F \leqslant F_{\text{крIII}} \approx 800. \qquad (15.30)$$

IV. Движение с преобладанием коротких неустойчивых волн:

$$F_{\text{крIII}} \leqslant F \leqslant F_{\text{крIV}} \approx 1650. \qquad (15.31)$$

V. Турбулентное перемешивание:

$$F > F_{\text{крIV}}. \qquad (15.32)$$

На графике рис. 15.2 приведены кривые, разделяющие область плоскости $\mathrm{Re}_\delta = f(\mathrm{Fr}'_\delta)$ на зоны, характеризующиеся той или другой формой движения.

С позиции теории малых возмущений нарушение устойчивости двухслойной системы жидкостей происходит при $F > F_{\text{крII}}$. Формы движения III и IV являются неустойчивыми, поэтому они могут существовать только при постоянной подкачке турбулентной энергии извне. При отсутствии подкачки энергии (например, при ветровом воздействии, наличии водоворотных зон и т. д.) движение разноплотностных жидкостей стремится к устойчивым формам движения в результате увлечения одной жидкости другой и уменьшения поперечного сдвига скорости.

На устойчивости двухслойной системы жидкостей сказывается «предыстория» потока, которая не учитывается ни формулой (15.26), ни (15.27). Во всяком случае численные значения $F_{\text{кр}i}$ получены без учета этого эффекта.

При оценке устойчивости течений с химической стратификацией нельзя отдать предпочтение ни (15.26), ни (15.27): они дают близкие результаты. Для течений с температурной стратификацией формула (15.27) более точна, так как она учитывает неоднородность жидкости по вязкости.

Условия поддерживания незатухающей турбулентности в стратифицированных течениях, как правило, определяются из уравнения баланса турбулентной энергии двумерного стратифицированного потока:

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \bar{u}_k \frac{\partial E}{\partial x_k} + \\ + \frac{\partial}{\partial x_k}\left[-\nu \frac{\partial E}{\partial x_k} + \right. \\ \left. + \sum_{i=1}^{3} \overline{\left(\frac{1}{\rho} p' + \frac{1}{2}(u'_i)^2\right) u'_k} \right] = \\ = -\overline{u'_i u'_k} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} - \nu \overline{\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \frac{\partial u'_i}{\partial x_k}} + u'_i x'_i. \qquad (15.33)$$

Согласно исследованиям Т. Эллисона [180] А. Таунсенда [178] и С. Эрия [178] условия поддержания незатухающей турбулентности определяются единственным параметром — динамическим числом Ричардсона. В работе [176] исследовались уравнения вторых корреляционных моментов и показано, что помимо динамического числа Ричардсона необходимо учитывать турбулентное и локальное числа Рейнольдса, а также турбулентное число Прандтля.

С. Эрия [178] представил $\mathrm{Rf}_{\text{кр}}$ в виде:

$$\mathrm{Rf}_{\text{кр}} = \frac{1 - \dfrac{f_n}{f_{\text{кр}}}}{f^*_{\text{кр}} - \dfrac{f_n}{f_{\text{кр}}}}. \qquad (15.34)$$

Принимая $\dfrac{f_n}{f_{\text{кр}}} = \text{const}$, на основе теории подобия Монина — Обухова [31], С. Эрия рекомендует принимать $\mathrm{Rf}_{\text{кр}} = 0{,}15 \div 0{,}4$.

По Т. Эллисону [180] $\mathrm{Rf}_{\text{кр}} \approx 0{,}15$; по А. Таунсенду [177] $\mathrm{Rf}_{\text{кр}} \leqslant 0{,}5$. Согласно исследованиям В. М. Лятхера, условие поддержания незатухающей турбулентности в водотоках: $\mathrm{Ri}_{\text{кр}} \approx 0{,}1$.

Для определения условий возникновения турбулентности (или существования устойчивого расслоения) и условий поддержания незатухающей турбулентности (или нейтральной стратификации) в работе [176] исследованы уравнения вторых моментов (15.7) — (15.8).

Критическое условие потери устойчивости двухслойного расслоения определяется такими зависимостями [176]:

$$\mathrm{Pr}_l \to \infty;\ \mathrm{Re}_E \to \mathrm{Re}_{E\text{крI}} \approx 0;\ \mathrm{Re}_l \to \mathrm{Re}_{l\text{крI}} \approx 10;$$

$$\mathrm{Ri}_{\text{крI}} = \frac{b_1 \mathrm{Re}_E^2 + b_2 \mathrm{Re}_E + b_3}{\mathrm{Re}_l^2} \approx 0{,}9. \qquad (15.35)$$

Как следует из исследований [176], параметр устойчивости $F_{\text{крII}} \approx 500$ соответствует $\mathrm{Ri}_{\text{крI}} \approx 0{,}9$. По Р. Коху $\mathrm{Ri} \geqslant 0{,}85$ соответствует условию, при котором отсутствует массообмен между слоями.

Критическое условие незатухающей турбулентности соответствует таким зависимостям:

$$\mathrm{Pr}_l \to 1{,}0;\quad \mathrm{Re}_E \to \mathrm{Re}_{E\text{крII}} \approx 30;$$

$$\mathrm{Re}_l \to \mathrm{Re}_{l\text{крII}} \approx 10^2;$$

$$\mathrm{Ri}_{\text{крII}} = \frac{a_1 \mathrm{Re}_E^3 + a_2 \mathrm{Re}_E^2 + a_3 \mathrm{Re}_E + a_4}{2\,\mathrm{Re}_l^2 (a_5 \mathrm{Re}_E + a_6)} \approx \\ \approx 0{,}015. \qquad (15.36)$$

Особый практический интерес представляют вопросы, связанные с влиянием на устойчивость стратифицированных течений внешних источников возмущения (ветровых волн, различного рода препятствий, водоворотных плановых и верти-

кальных вальцев и так далее). Следует оговорить, что этот вопрос весьма слабо изучен.

Известно, что устойчивость внутренних волн в условиях течения с поперечным сдвигом и при наличии монохроматических поверхностных волн зависит от локального числа Ричардсона, волновых аналогов чисел Рейнольдса $\left(\mathrm{Re}_W = \frac{a^3\omega}{\nu}\right)$ и Фруда $\left(\mathrm{Fr}_W = \frac{c_W}{\sqrt{gh_1}}\right)$.

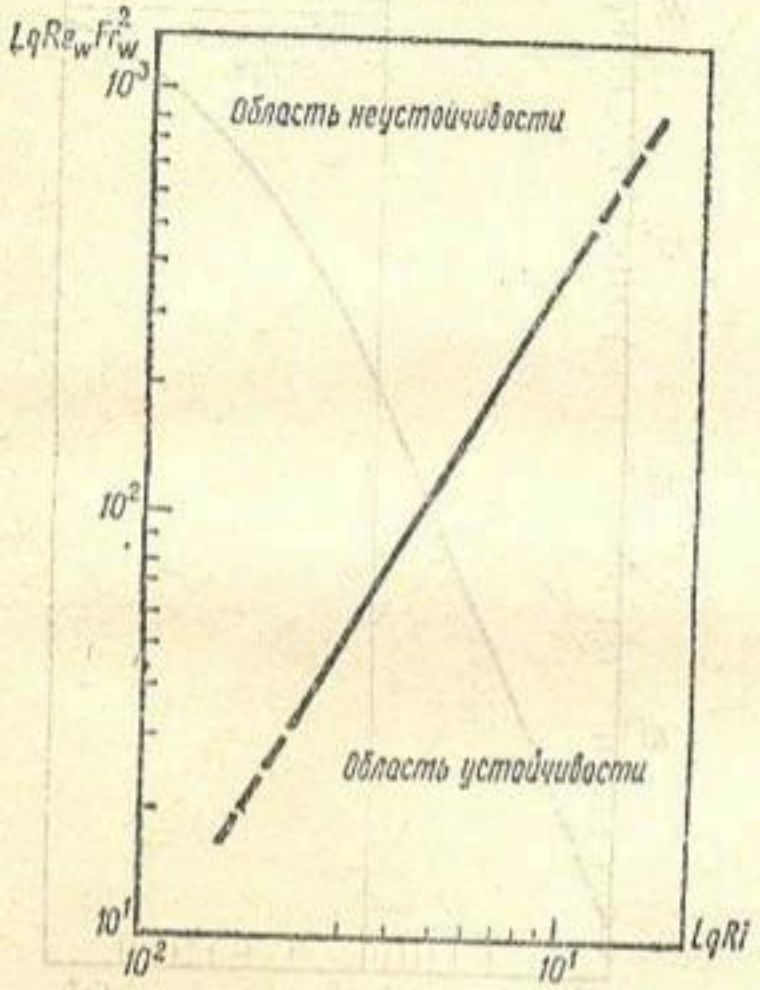


Рис. 15.4

На рис. 15.4 представлены результаты экспериментальных исследований нейтральной кривой устойчивости внутренних волн, которая аппроксимируется зависимостью

$$\mathrm{Re}_W \mathrm{Fr}_W^2 = \exp 2{,}04\mathrm{Ri}^{-1{,}76}. \qquad (15.37)$$

Эти результаты отражают влияние поверхностных монохроматических волн на устойчивость внутренних волн, генерируемых сдвигом.

§ 15.4. Двухслойные течения разноплотностных потоков

При сбросе отработанных вод тепловых и атомных электростанций в водоемы и водотоки, при проникновении (интрузии) соленых вод из морей в устья рек, при впадении рек с большой концентрацией взвешенных насосов в водоемы формируются стратифицированные течения, которые условно можно схематизировать как двухслойные. В этом случае можно рассматривать независимо каждый слой в отдельности со свойственными ему полями скоростей и плотности. При таком представлении пренебрегают турбулентным обменом между слоями.

Для двухслойной системы жидкостей запишем уравнения сплошности и движения [175]:

для верхнего слоя, ограниченного свободной поверхностью и поверхностью раздела:

$$\frac{\partial h_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(V_1 h_1) = 0; \qquad (15.38)$$

$$\frac{\partial V_1}{\partial t} + V_1 \frac{\partial V_1}{\partial x_1} = g\left[i_0 - \frac{\partial}{\partial x}(h_1 + h_0)\right] + \frac{\tau_c - \tau_p}{\rho_1 h_1}; \qquad (15.39)$$

для нижнего слоя, ограниченного дном и поверхностью раздела:

$$\frac{\partial h_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_1}(V_0 h_0) = 0; \qquad (15.40)$$

$$\frac{\partial V_0}{\partial t} + V_0 \frac{\partial V_0}{\partial x_1} = g\left[i_0 - \frac{\partial}{\partial x}(h_1 + h_0) + \frac{\Delta\rho}{\rho_1} \cdot \frac{\partial (h_1 + h_0)}{\partial x_1}\right] + \frac{\tau_p - \tau_0}{\rho_0 h_0}. \qquad (15.41)$$

При использовании двухслойных схем для описания стратифицированных течений наиболее трудным вопросом является определение гидравлического коэффициента трения λ_p. Этому вопросу посвящено значительное количество исследований: [163], [164], [184], [186], результаты которых весьма противоречивы.

С учетом результатов исследований рекомендуются следующие зависимости для определения гидравлических коэффициентов трения на поверхности раздела:

$$\lambda_p = 2{,}4F^{-0{,}9} \quad \text{при} \quad F \leqslant F_{\text{кр I}}; \qquad (15.42)$$

$$\lambda_p = 0{,}08F^{-0{,}54} \quad \text{при} \quad F \geqslant F_{\text{кр IV}}. \qquad (15.43)$$

Зависимости (15.42) и (15.43) не позволяют подсчитать значения λ_p в зоне переходного режима, так как при $F_{\text{кр I}} \leqslant F \leqslant F_{\text{кр IV}}$ имеет место неоднозначность зависимости $\lambda_p(F)$, по-видимому, из-за формирования и разрушения внутренних волн.

На рис. 15.5 представлена зависимость $4\lambda_p = f(\mathrm{Re}_R, \mathrm{Fr}'_R)$, полученная Б. Георгиевым [172] на основании обобщения опытных данных А. Иппена и Д. Харлемана. Эта зависимость может быть использована в первом приближении в инженерных расчетах.

В реальных условиях между слоями жидкости разноплотностных потоков через скачок плотности происходит турбулентный обмен не только

импульсом, но и субстанцией (или теплом). Турбулентный обмен осуществляется двумя основными способами:

посредством обычного турбулентного обмена, при котором через некоторую условную поверхность раздела переносится тепло и содержащиеся в жидкости субстанции (растворенные соли, взвешенные механические примеси);

с помощью процесса вовлечения жидкости из слоя, имеющего меньшие скорости, в слой с большими скоростями.

Турбулентный обмен может осуществляться и в случае, когда скорости обоих слоев одинаковы.

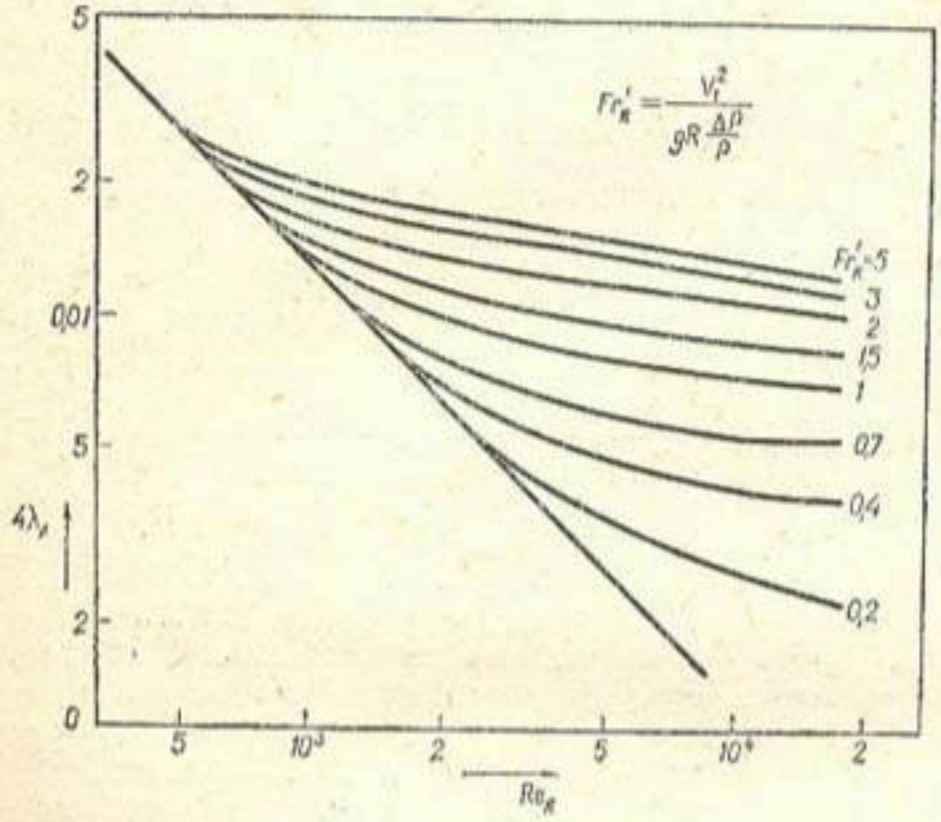


Рис. 15.5

Механизм вовлечения однородных жидкостей изучен и подробно рассмотрен А. Таунсендом. Согласно А. Таунсенду вовлечение нетурбулентной неподвижной жидкости в турбулентную затопленную струю осуществляется за счет переноса крупномасштабных вихрей. В стратифицированных двухслойных потоках процесс вовлечения за счет крупномасштабных вихрей стабилизируется действием архимедовых сил, однако поддерживается в результате процесса обрушений коротких неустойчивых внутренних волн.

Скорость вовлечения потоком жидкости верхнего слоя неподвижной жидкости нижнего слоя определяется [185] зависимостью

$$W_E = \frac{d(V_1 h_1)}{dx_1}. \qquad (15.44)$$

Согласно исследованиям Р. Коха коэффициент вовлечения может быть аппроксимирован:

$$\overline{W}_E = 0{,}075\left[\frac{2}{1+\frac{\mathrm{Ri}}{0{,}85}} - 1\right]^{1{,}75}. \qquad (15.45)$$

При $\mathrm{Ri} = 0$ коэффициент $\overline{W}_E$ принимает значения приведенной скорости вовлечения для однородной жидкости, равной 0,075. При $\mathrm{Ri} = 0{,}85\,\overline{W}_E = 0$.

Следует заметить, что предельные значения Ri ($\mathrm{Ri} = 0{,}85$ и $\mathrm{Ri} = 0$) практически совпадают с численными значениями $\mathrm{Ri}_{\text{кр I}} = 0{,}9$ и $\mathrm{Ri}_{\text{кр II}} \approx \approx 0{,}015$), полученными в работе [176].

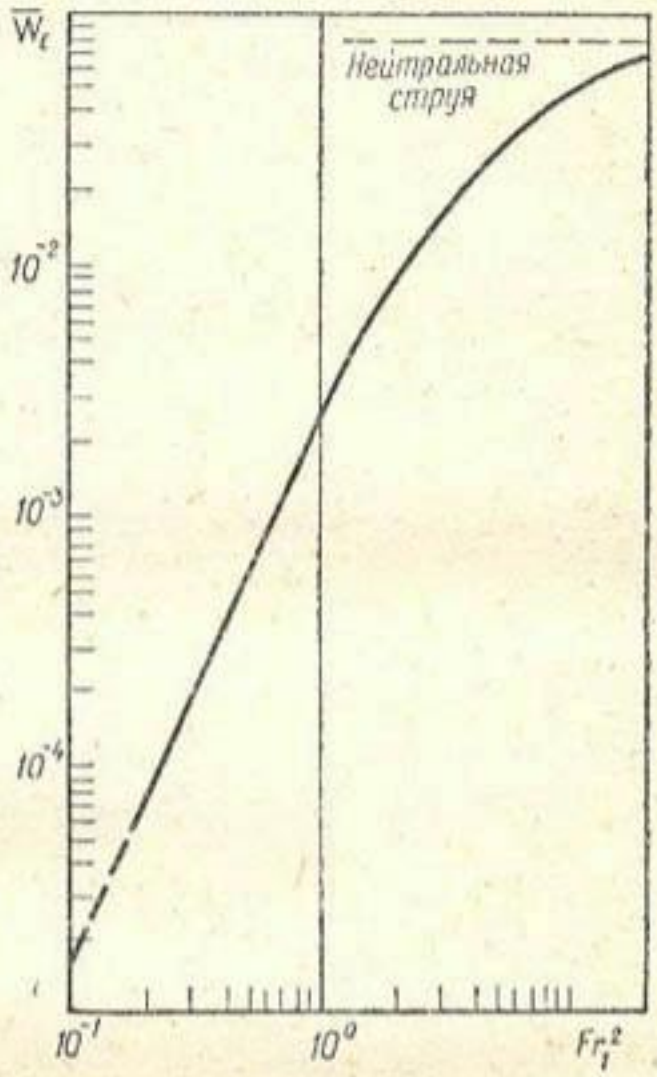


Рис. 15.6

Наиболее часто в инженерных расчетах используются экспериментальные данные Т. Эллисона, Д. Тэрнера [180] и К. Лофквиста [186], обобщенные Г. Линем и А. Уиллоком в виде зависимости $\overline{W}_E = \overline{W}_E(\mathrm{Fr}'_1)$ (рис. 15.6). Следует заметить, что в известных нам исследованиях [180], [186] условие стационарности не соблюдалось и замеры проводились в течение коротких промежутков времени, поэтому зависимости (15.46) и $\overline{W}_E = \overline{W}_E(\mathrm{Fr}'_1)$ (рис. 15.7) могут рассматриваться как приближенные.

В большинстве полуэмпирических теорий по замыканию систем дифференциальных уравнений (15.1) — (15.3) используется концепция Я. Буссинеска, согласно которой потоки импульса и тепла (субстанции) формально представляются в таком же виде, как молекулярные потоки. Вводимые при этом коэффициенты характеризуют уже не физические свойства жидкости, а статистические свойства пульсационного движения.

Из концепции Я. Буссинеска следует:

$$K = \frac{\overline{u_1' u_3'}}{\dfrac{d\bar{u}_1}{dx_3}}; \qquad (15.46)$$

$$K_T = \frac{\overline{u_3' T'}}{\dfrac{d\bar{T}}{dx_3}}; \qquad (15.47)$$

$$K_s = \frac{\overline{u_3' s'}}{\dfrac{d\bar{s}}{dx_3}}. \qquad (15.48)$$

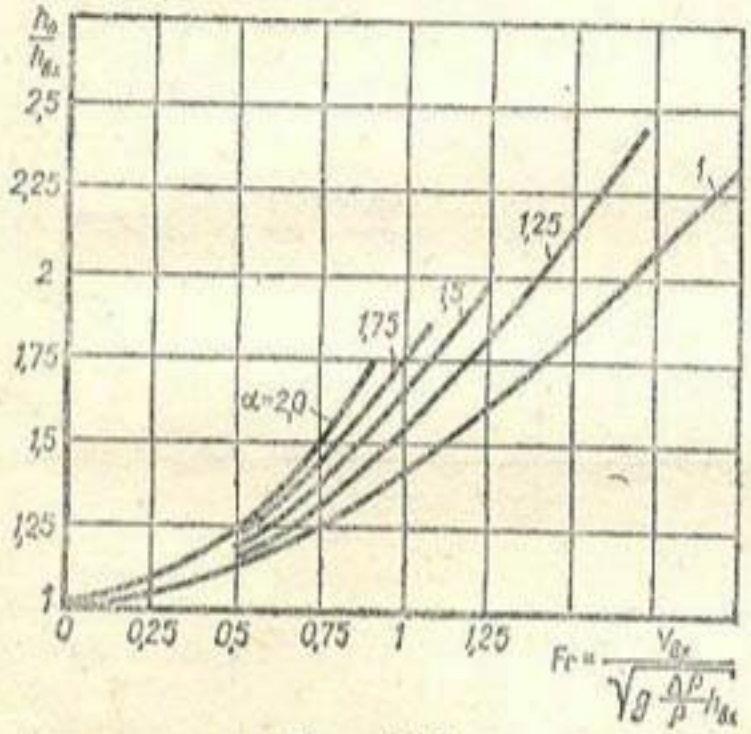


Рис. 15.7

У. Маик и Е. Андерсон, исходя из эвристических предположений, получили зависимости:

$$K = \frac{K_0}{\sqrt{1 + 10\mathrm{Ri}}}; \qquad (15.49)$$

$$K_T = \frac{K_0}{\sqrt{(1 + 3{,}3\mathrm{Ri})^3}}. \qquad (15.50)$$

Формулы (15.49) и (15.50) обладают рядом недостаков [7]:

1) они пригодны только для области положительных Ri, при $\mathrm{Ri} < -0{,}1$ коэффициенты обмена становятся мнимыми, хотя в условиях статически неустойчивой стратификации имеет место перенос количества движения по вертикали;

2) исследования У. Манка и Е. Андерсона не затрагивают случая затухающей турбулентности, когда скорость увеличения гравитационного потока потенциальной энергии превышает скорость поступления внутренней энергии со стороны осредненного движения;

3) формулы не удовлетворяют условию

$$K \to 0 \quad \text{при} \quad \mathrm{Ri} \to \infty. \qquad (15.51)$$

В первом приближении для статически устойчивых стратифицированных течений могут быть использованы в расчетах зависимости (15.49) и (15.50).

§ 15.5. Селективный водозабор

При водоснабжении промышленных предприятий и тепловых электростанций в ряде случаев целесообразно забирать воду из какого-то определенного слоя источника водоснабжения (водохранилища, водотока). Для охлаждения конденсаторов турбин тепловых и атомных электростанций в летнее время желательно отбирать воду из глубинных более холодных слоев. В случае сильного загрязнения нижних или верхних слоев водоема необходимо забирать воду из такого слоя водоема, где вода более чистая. При этом необходимо предотвратить попадание воды из других слоев в водозаборное сооружение. Такой способ забора воды называется *селективным*.

При гидравлическом расчете селективного водозабора из стратифицированного водоема необходимо прежде всего определить критическое положение поверхности раздела, т. е. такое положение, при котором не происходит захвата воды из других слоев.

В случае, когда вода забирается из нижнего слоя, критическое положение поверхности раздела называют *верхним положением*, а при заборе из верхнего слоя — *нижним положением*.

В табл. 15.1 приведены схемы водозаборов и зависимости для определения верхнего критического положения поверхности раздела.

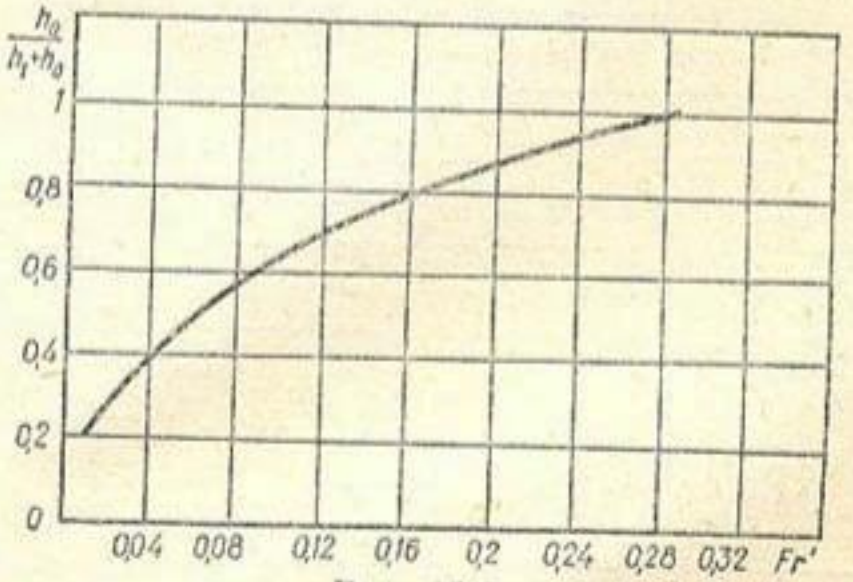


Рис. 15.8

В позициях 1—4 табл. 15.1 рассмотрен отбор воды из нижнего слоя двухслойного стратифицированного водоема. Если по данным натурных наблюдений, модельных исследований или результатов гидравлических расчетов известно положение поверхности раздела, то по приведенным в таблице зависимостям рассчитываются размеры селективного водозабора по заданному отбираемому

Таблица 15.1. **Зависимости для расчета верхнего критического положения поверхности раздела**

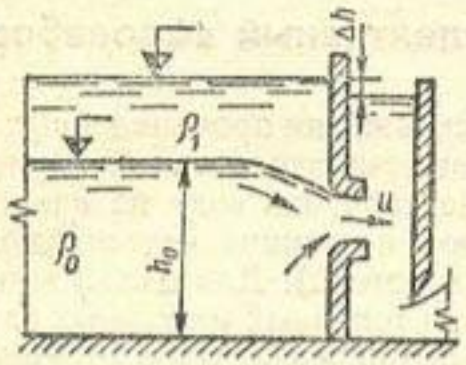
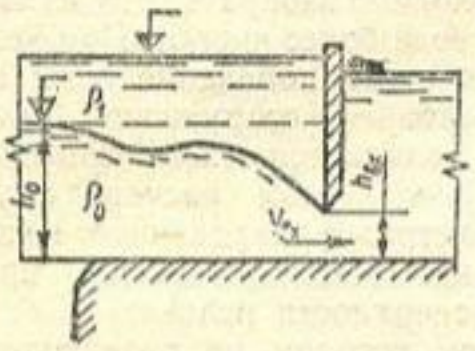
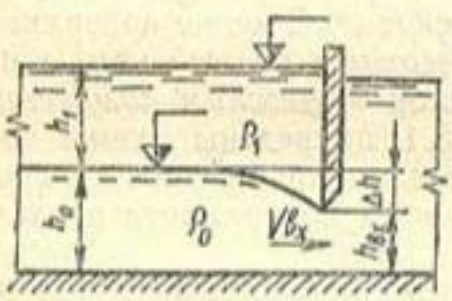
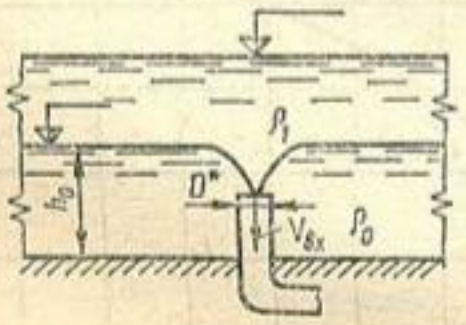
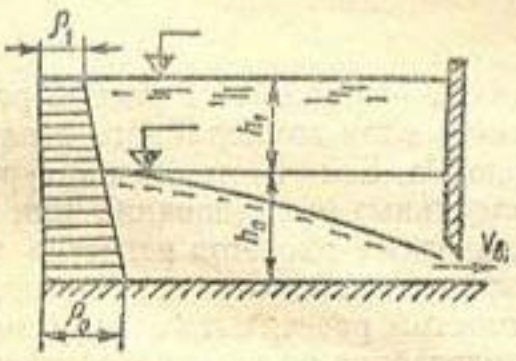
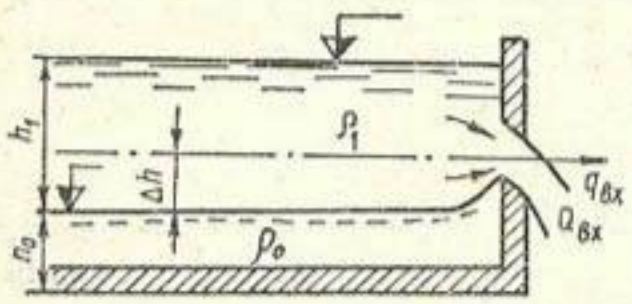
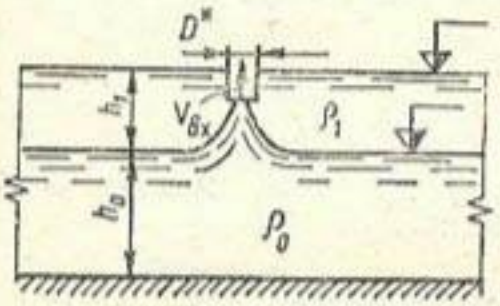
№ пп.	Схема водозабора	Зависимость	Автор	Область исследования
1		$h_0 = 1{,}7\sqrt{\dfrac{\alpha q_{вх}^2}{g\dfrac{\Delta\rho}{\rho_1}}}$	Н. Кулеш [170]	Плоская задача
2		$\dfrac{h_0}{h_{вх}} = f\left(\mathrm{Fr}'\right)$	Д. Харлеман [181]	Плоская задача
3		$\Delta h = \dfrac{1{,}3 h_{вх} V_{вх}^{0,5}}{\left(g\dfrac{\Delta\rho}{\rho_1} h_{вх}\right)^{0,25}}$ $\mathrm{Fr} = 0{,}2 \div 2{,}5$	И.И. Макаров [170]	Плоская задача
4		$\dfrac{V_{вх}}{\sqrt{g\dfrac{\Delta\rho}{\rho_1} h_0}} = 2{,}05\left(\dfrac{h_0}{D^*}\right)^2$	Д. Харлеман [181]	Пространственная задача
5		$\dfrac{h_0}{h_1 + h_0} = f(\mathrm{Fr}') = \dfrac{V_{вх}}{\sqrt{g\dfrac{\Delta\rho}{\rho_1}(h_1 + h_0)}}$ (см. рис.15.8)	Р. Смутек [187]	Плоская задача

Таблица 15.2. **Зависимости для расчета нижнего критического положения поверхности раздела**

№ пп.	Схема водозабора	Зависимость	Автор	Область исследования
1		$\frac{\Delta\rho}{\rho_1} g \frac{(\Delta h)^3}{q_{вх}^2} = 0{,}438$ $\frac{\Delta\rho}{\rho_1} g \frac{\Delta h^5}{Q_{вх}^2} = 0{,}154$	А. Края [12]	Плоская задача Пространственная задача
2		$\frac{h}{D^*} = 0{,}42 \left(\frac{V_{вх}}{\sqrt{D^* g \frac{\Delta\rho}{\rho_1}}} \right)^{1/2}$	И. Давидиан И. Гловер [170]	Пространственная задача

расходу воды либо расход отбираемой воды ($q_{вх}$, $Q_{вх}$) при заданных размерах окон водозабора.

При решении вопроса селективного водозабора из водоема, плотность в котором изменяется непрерывно по глубине, требуется определить:

а) при каких условиях возможно расслоить объем воды в водоеме перед водозаборным сооружением, чтобы в него поступала вода из определенного слоя;

б) какова высота подсасываемого слоя.

В позиции 5 табл. 15.1 приведены рекомендации по определению условий, при которых не происходит захвата жидкости из верхнего слоя, если в водоеме непрерывная стратификация и перед водозабором за счет локального перемешивания, возникающего при водозаборе, формируется двухслойная система.

Если известно, что водоем характеризуется непрерывным изменением плотности по всей глубине и необходимо отобрать воду заданной плотности, то рассчитывается $V_{вх}$, обеспечивающая такое положение поверхности раздела и, следовательно, толщину нижнего слоя h_0, которые соответствовали бы заданной плотности.

В табл. 15.2 представлены схемы водозабора и расчетные зависимости для определения нижнего критического положения поверхности раздела двухслойного водоема.

Если известно положение поверхности раздела в двухслойном стратифицированном водоеме, то по приведенным зависимостям рассчитываются критические скорости $V_{вх}$ или расходы $Q_{вх}$, $q_{вх}$, по которым можно определить размеры водозаборных окон, обеспечивающих селективный водоотбор.

Глава 16

ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ С ПЕРЕМЕННЫМ РАСХОДОМ

§ 16.1. Основные характеристики движения потока с переменным расходом в открытых руслах

Для установившегося плавноизменяющегося движения с переменным расходом в открытых призматических руслах основное дифференциальное уравнение может быть представлено в виде, предложенном Г. А. Петровым [192],

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i_0 - i_f - \frac{2\alpha_0 Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{dl} + \frac{\alpha_0\theta}{g\omega}\frac{dQ}{dl}}{1 - \frac{\alpha_0 Q^2 B}{g\omega^3}}, \quad (16.1)$$

где Q — расход; ω — площадь живого сечения; B — ширина русла по поверхности; α_0 — коэффициент количества движения; l — расстояние; i_0 — уклон дна русла; i_f — уклон трения; θ — проекция скоростей присоединяемых или отделяемых частиц жидкости на направление скорости основной струи.

При присоединении и раздаче расхода под прямым углом к направлению главного потока (т. е. при $\theta = 0$) устанавливаются следующие формы свободной поверхности.

Русла с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$). Случай 1. Движение происходит с непрерывным равномерным присоединением расхода вдоль пути.

В этом случае расход Q в любом сечении потока равен:

$$Q = Q_т + ql, \qquad (16.2)$$

где $Q_т$ — транзитный расход; q — величина расхода, присоединяемого на единице длины.

При $\frac{h_{кр}}{h} < 1$ и $i_0 > i_0 \frac{h_0^3}{h^3} + \frac{2h_к^3}{lh^2}$, а также при $h > h_0$ и $h_{кр} > h_0$ имеет место выпуклая кривая подпора (рис. 16.1); если же $h_0 > h_{кр}$, то кривая подпора будет вогнутой.

При $\frac{h_{кр}}{h} > 1$ и $i_0 > i_0 \frac{h_0^3}{h^3} + \frac{2h_{кр}^3}{lh^2}$ глубина h должна быть больше h_0, следовательно, h_0 должна быть меньше $h_{кр}$ и, в этом случае, поверхность потока представляет собой вогнутую кривую спада (рис. 16.2).

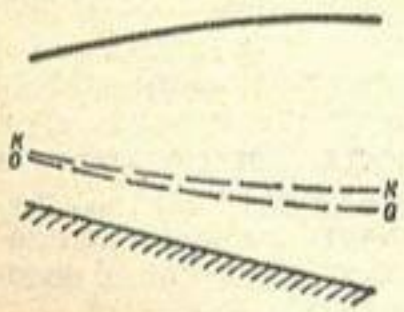


Рис. 16.1

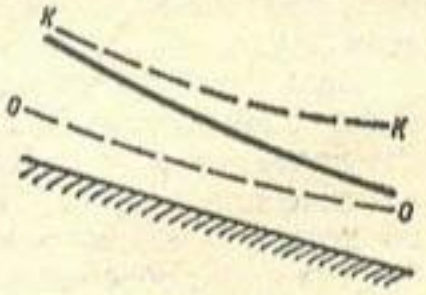


Рис. 16.2

При $\frac{h_{кр}}{h} < 1$ и $i_0 < i \frac{h_0^3}{h^3} + \frac{2h_{кр}^3}{lh^2}$ кривая свободной поверхности представляет собой выпуклую кривую спада (рис. 16.3).

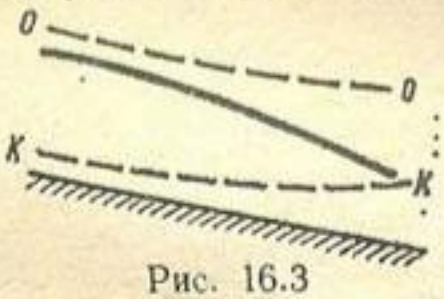


Рис. 16.3

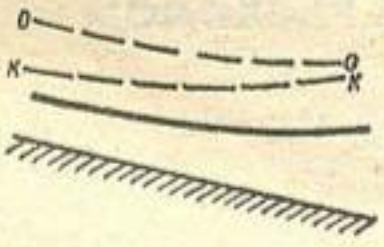


Рис. 16.4

При $\frac{h_{кр}}{h} > 1$ и $i_0 < i_0 \frac{h_0^3}{h^3} + \frac{2h_{кр}^3}{lh^2}$, а также при относительно малых значениях расстояния l или при больших l, но при $h_{кр} < h_0$ кривая свободной поверхности представляет собой вогнутую кривую подпора (рис. 16.4). При $h_{кр} > h_0$ и больших значениях l кривая свободной поверхности также является кривой подпора, но выпуклой.

Случай 2. Движение происходит с непрерывной равномерной раздачей расхода вдоль пути. В этом случае расход в любом сечении потока

$$Q = Q_н - ql, \qquad (16.3)$$

где $Q_н$ — начальный расход; q — величина расхода, присоединяемого на единице длины.

Обозначая

$$a = \frac{\alpha_0 q^2}{gb^2} \qquad (16.4)$$

и

$$l_* = \frac{Q_н}{q}, \qquad (16.5)$$

рассмотрим основные типы кривых свободной поверхности потока.

При $\frac{h_{кр}}{h} < 1$ и $i_0 + \frac{2a(l_* - l)}{h^2} > i_0 \frac{h_0^3}{h^3}$ свободная поверхность потока — выпуклая кривая подпора (рис. 16.5).

При $\frac{h_{кр}}{h} > 1$ и $i_0 + \frac{2a(l_* - l)}{h^2} > i_0 \frac{h_0^3}{h^3}$, если $h > h_0$, кривая спада имеет вогнутую форму (рис. 16.6), если же $h < h_0$, то для значений l, при которых величина $\frac{l_* - l}{h}\left(i_0 - i_0 \frac{h_0^3}{h^3}\right) < 2$, кривая спада будет выпуклой.

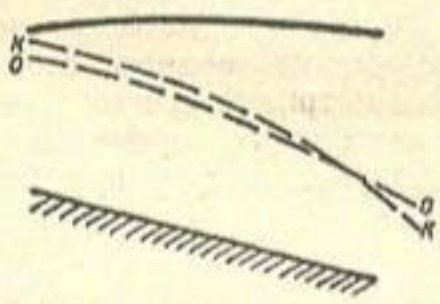


Рис. 16.5

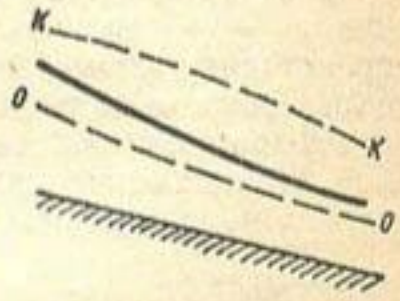


Рис. 16.6

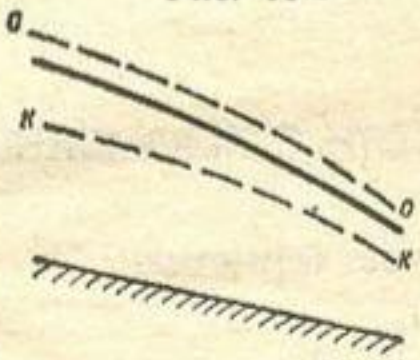


Рис. 16.7

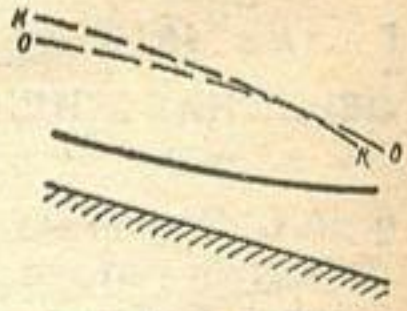


Рис. 16.8

При $\frac{h_{кр}}{h} < 1$ и $\frac{h_0^3}{h^3} i_0 > i_0 + \frac{2a(l_* - l)}{h^2}$ имеет место кривая спада выпуклой формы (рис. 16.7).

При $\frac{h_{кр}}{h} > 1$ и $\frac{h_0^3}{h^3} i_0 > i_0 + \frac{2a(l_* - l)}{h^2}$ имеет место вогнутая кривая подпора (рис. 16.8).

В руслах с горизонтальным дном. Случай 1. Движение происходит с непрерывным равномерным присоединением расхода вдоль пути.

Обозначая

$$a = \frac{h_{кр}^3}{l^2}, \qquad (16.6)$$

рассмотрим основные типы кривых свободной поверхности потока.

При $\frac{al^2}{h^3} < 1$ кривая свободной поверхности представляет собой кривую спада выпуклой формы (рис. 16.9).

При $\frac{al^2}{h^3} > 1$ имеет место вогнутая кривая подпора (рис. 16.10).

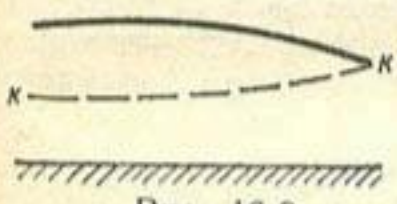


Рис. 16.9

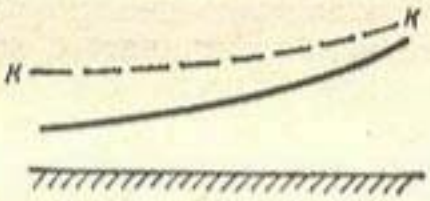


Рис. 16.10

Случай 2. Движение происходит с непрерывной равномерной раздачей расхода вдоль пути.

Обозначая

$$i_f = \frac{n^2 q^2 l^2}{b^2 h^{3,4}} \qquad (16.7)$$

(где n — коэффициент шероховатости), рассмотрим основные типы кривых свободной поверхности потока.

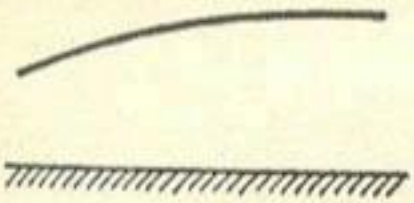


Рис. 16.11

При $\frac{a(l_* - l)^2}{h^3} < 1$ и $\frac{2a(l_* - l)}{h^2} < i_f$ имеет место выпуклая кривая подпора (рис. 16.11).

При $\frac{a(l_* - l)^2}{h^3} < 1$ и $\frac{2a(l_* - l)}{h^2} > i_f$ имеет место кривая спада выпуклой формы (рис. 16.12).

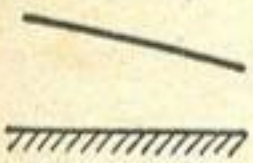


Рис. 16.12

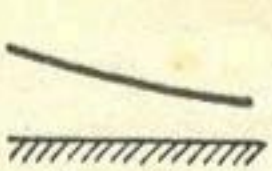


Рис. 16.13

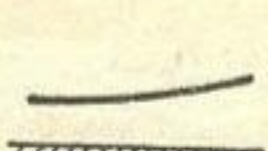


Рис. 16.14

При $\frac{a(l_* - l)^2}{h^3} > 1$ и $\frac{2a(l_* - l)}{h^2} > i_f$ свободная поверхность потока имеет вогнутую форму, а кривая является кривой спада (рис. 16.13).

При $\frac{a(l_* - l)^2}{h^3} > 1$ и $\frac{2a(l_* - l)}{h^2} < i_f$ имеет место вогнутая кривая подпора (рис. 16.14).

§ 16.2. Построение кривых свободной поверхности

При присоединении или раздаче части жидкости под прямым углом к направлению основного потока ($\theta = 0$), расстояние l между двумя сечениями с глубинами h_1 и h_2 определяется по следующей зависимости:

$$l = \frac{\Pi(Q_2, h_2) - \Pi(Q_1, h_1)}{i_0 \frac{\omega_1 + \omega_2}{2} - \frac{\overline{Q}^2}{\overline{K}^2}}, \qquad (16.8)$$

где $\Pi(Q, h)$ — прыжковая функция при расходе Q от глубины h, определяемая по зависимости

$$\Pi(Q, h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega, \qquad (16.9)$$

здесь ω — площадь живого сечения при глубине h; y — глубина погружения центра тяжести живого сечения; $\overline{Q}$ — среднее значение расхода,

$$\overline{Q} = \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2); \qquad (16.10)$$

$\overline{K}$ — среднее значение расходной характеристики, определенное по соотношению

$$\overline{K} = \overline{C\omega}\sqrt{\overline{R}}, \qquad (16.11)$$

здесь скоростной множитель $\overline{C}$, гидравлический радиус R и площадь живого сечения $\overline{\omega}$ определяются по значению средней глубины $\overline{h}$,

$$\overline{h} = \frac{1}{2}(h_1 + h_2). \qquad (16.12)$$

Построение кривых свободной поверхности потока производится способом подбора в следующем порядке: зная элементы потока (расход Q_1 и глубину h_1 в первом сечении), назначают величину расстояния между сечениями l. Зная закон, по которому происходит изменение расхода вдоль русла, определяют расход Q_2 во втором сечении. Затем подбирают такое значение глубины во втором сечении h_2, при котором значение l, вычисленное по формуле (16.8), оказывается равным назначенному.

§ 16.3. Движение жидкости через боковой водослив (по Г. А. Петрову)

При движении жидкости через боковой водослив в призматических руслах с раздачей воды под прямым углом к основному потоку ($\theta = 0$) в пределах бокового водослива устанавливаются следующие формы свободной поверхности потока.

Случай 1: $i_0 < i_{кр}$.

В данном случае вдоль ребра водослива имеет место кривая подпора выпуклой формы (рис. 16.15).

Случай 2: $i_0 > i_{кр}$.

Если

$$\frac{6\alpha_0 Qb}{g\omega^3} \cdot \frac{aQ}{dl} \cdot \frac{dh}{dl} > \frac{2\alpha_0 Q}{d\omega^2} \cdot \frac{d^2Q}{dl^2} + \\ + \frac{2\alpha_0}{g\omega^2}\left(\frac{dQ}{dl}\right)^2 + \frac{3\alpha_0 Q^2 b^2}{g\omega^2}\left(\frac{dh}{dl}\right)^2, \quad (16.13)$$

то вдоль ребра водослива имеет место выпуклая кривая спада (рис. 16.16).

Если же в неравенстве (16.13) правая часть больше левой, то кривая спада будет иметь вогнутую форму (рис. 16.17).

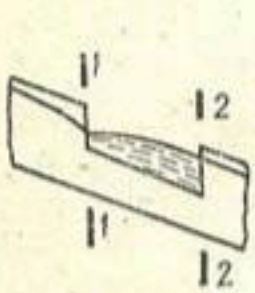


Рис. 16.15

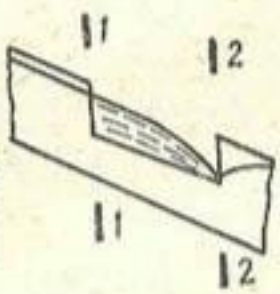


Рис. 16.16

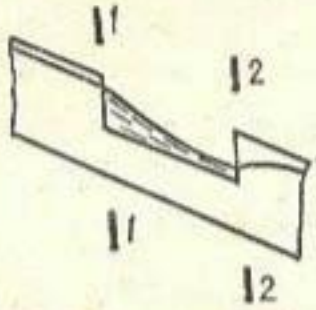


Рис. 16.17

Гидравлический расчет бокового водослива проводится по следующим зависимостям:

для $i_0 < i_{кр}$

$$\frac{\alpha_0 Q_2^2}{g\omega_2} - \frac{\alpha_0 Q_2^2}{g\omega_1} + \omega_2 y_2 - \omega_1 y_1 = 0, \quad (16.14)$$

где Q_1 и Q_2 — расходы, ω_1 и ω_2 — площади живого сечения, y_1 и y_2 — глубины погружения центров тяжести сечений *1—1* и *2—2* на границах участка длиной Δl, которая выражается формулой

$$\Delta l = \frac{Q_1 - Q_2}{m\sqrt{2g}\,(\bar{h} - p)^{3/2}}, \quad (16.15)$$

здесь m — коэффициент расхода водослива; p — высота водосливной стенки; $\bar{h}$ — средняя глубина на участке длиной Δl;

для $i_0 > i_{кр}$ следует пользоваться такой зависимостью:

$$\frac{\alpha_0 Q_2^2}{g\omega_2} - \frac{\alpha_0 Q_1^2}{g\omega_1} + \omega_2 y_2 - \omega_1 y_1 - \\ - i_0 \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}\Delta l = 0. \quad (16.16)$$

При расчете водослив разбивается по длине на ряд участков длиной Δl с таким расчетом, чтобы длины Δl были возможно меньше. В этом случае расход на каждом участке может быть определен по формуле

$$Q = m\Delta l\sqrt{2g}\,(\bar{h} - p)^{3/2}. \quad (16.17)$$

С помощью уравнений (16.14) или (16.16) способом подбора можно, зная начальную глубину h_1, найти глубину h_2 в конце участка длиной Δl.

§ 16.4. Движение жидкости в трубопроводе с переменным вдоль пути расходом

Для трубопроводов с непрерывным изменением расхода вдоль пути (раздачей или присоединением под углом 90°) основное дифференциальное уравнение имеет вид

$$\frac{2VdV}{g} + dh + dh_l = 0, \quad (16.18)$$

где dh — понижение (или повышение) пьезометрического напора между двумя близлежащими сечениями; dh_l — потеря напора по длине между этими ее сечениями.

При присоединении расхода вдоль пути потери зависят от принятого закона притока, который в общем случае может быть выражен формулой:

$$Q_п = Q_{1м}x^n. \quad (16.19)$$

где $Q_{1м}$ — присоединяемый расход на длине $l = 1$ *м* от начала трубы; x — расстояние от начала трубы; $Q_п$ — присоединенный расход на длине x; n — показатель степени, характеризующий изменение притока вдоль трубы. При $n = 1$ приток является равномерно присоединяющимся, при $n > 1$ приток возрастает вдоль трубы, а при $n < 1$ уменьшается. Величина n определяется по формуле

$$n = \frac{\lg \dfrac{Q_п}{Q_{1м}}}{\lg x}. \quad (16.20)$$

Разность пьезометрических напоров на участке горизонтального трубопровода длиной l определяется по формуле Ю. М. Константинова и В. В. Смыслова [189]

$$h_1 - h_2 = \frac{Q_р^2}{2g\omega^2}\left[4(1-m)(1+\tau) + A\lambda\frac{l}{D}\right], \quad (16.21)$$

где $Q_р$ — расчетный расход на участке, определяемый как $Q_р = Q_0 + \dfrac{Q_п}{2}$ (Q_0 — расход в начале участка); $m = \dfrac{Q_0}{Q_р}$; D — диаметр трубы; λ — гидравлический коэффициент трения.

Величина A определяется по формуле

$$A = m^2 + \frac{4}{n+1}m(1-m) + \\ + \frac{4}{2n+1}(1-m)^2. \quad (16.22)$$

Значения A приводятся в табл. 16.1.

Если закон притока не задан (т. е. нельзя определить n), то приближенно можно задаться величиной $A = 1$, а длину трубы разбить на несколько участков и каждый рассчитать по формуле (16.21). Обычно A значительно отличается от 1 лишь на первом участке, на котором абсолютная

Таблица 16.1. **Значение величины A по формуле (16.22)**

n	A при значении Q_0/Q_p					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1
0,5	2	1,75	1,52	1,32	1,14	1
0,75	1,6	1,43	1,29	1,17	1,07	1
1,00	1,33	1,21	1,12	1,05	1,01	1
1,5	1	0,93	0,9	0,9	0,94	1

величина падения пьезометрической линии весьма мала, что приводит к незначительной общей ошибке.

При непрерывном присоединении расхода коэффициент τ принимается равным единице, а при прерывистом присоединении (дырчатый трубопровод) τ определяется по эмпирической формуле

$$\tau = 1 + 0{,}11\left(\frac{\Delta l}{D}\right)^{3/2}, \qquad (16.23)$$

где Δl — расстояние между отверстиями в стенке трубы.

В горизонтальных трубопроводах с постоянной раздачей на единицу длины уравнение пьезометрической линии имеет вид

$$h_1 - h = \left[\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{3l^3}\right)\zeta_l - 2\left(2\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)\right]\frac{Q_0^2}{2g\omega^2}, \qquad (16.24)$$

где h_1 и h — пьезометрические высоты в начале трубопровода и в рассматриваемом сечении; l — длина трубопровода; x — расстояние от начала трубопровода до рассматриваемого сечения; Q_0 — расход в начале трубопровода; $\zeta_l = \lambda\frac{l}{D}$ — коэффициент сопротивления трубопровода.

Для всего трубопровода ($x = l$) с полной раздачей расхода ($Q_0 = q_0 l$, где q_0 — раздача на 1 *м* длины трубопровода)

$$h_1 - h_2 = \left(\lambda\frac{l}{D} - 2\right)\frac{Q_0^2}{2g\omega^2}, \qquad (16.25)$$

где h_2 — пьезометрическая высота в конце трубопровода.

В зависимости от знака выражения $\left(\lambda\frac{l}{D} - 2\right)$ в уравнении (16.25) пьезометрическая высота в конце трубопровода может быть меньше, равна или больше пьезометрической высоты в начале трубопровода. Подробнее характер изменения пьезометрической линии рассматривается в работах [192], [193].

В зависимости от относительного падения напора

$$\beta = \frac{\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}}{\sqrt{h_{cp}}} \qquad (16.26)$$

раздача может быть больше или меньше равномерной. Так для водопроводных линий величина β обычно незначительна ($h_{cp} \gg h_1 - h_2$) и расчет проводится по упрощенным формулам § 6.2.

В некоторых других случаях (например, в распределительной сети систем подпочвенного орошения) средний напор h_{cp} сравнительно невелик и условие $q_0 = \text{const}$ не выполняется, поэтому формулы (16.24) и (16.25) становятся неточными.

Расчет трубопроводов с неравномерной раздачей ведется в таком порядке [193]:

1. Определяются коэффициенты

$$\zeta_l = \lambda\frac{l}{D}; \qquad (16.27)$$

$$k = \frac{n\omega_*}{\omega}, \qquad (16.28)$$

где ω_* — площадь одного отверстия в стенке трубы; n — количество отверстий на расчетной длине l участка трубопровода. 2. По графику

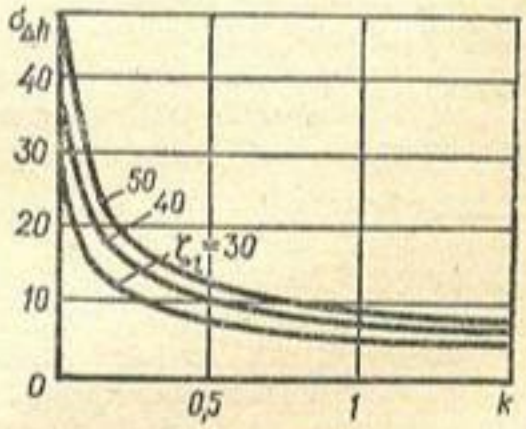


Рис. 16.18

(рис. 16.18) определяется коэффициент $\sigma_{\Delta h}$, а затем и полное падение пьезометрической линии

$$\Delta h = \sigma_{\Delta h}\frac{Q_0^2}{2g\omega^2}. \qquad (16.29)$$

3. Напор в конце трубопровода

$$h_2 = h_1 - \Delta h.$$

4. Раздача воды соответственно в начале и в конце трубопровода:

$$\left.\begin{aligned} q_1 &= \mu\omega_*\sqrt{2gh_1}; \\ q_2 &= \mu\omega_*\sqrt{2gh_2}, \end{aligned}\right\} \qquad (16.30)$$

где μ — коэффициент расхода отверстия в стенке трубопровода.

Глава 17

НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

§ 17.1. Общие характеристики и уравнения

Неустановившимся движением потока называют такое, когда его элементы (скорость, глубина, расход и др.) изменяются как по времени, так и по длине. Оно является самым общим случаем движения, а все другие (неравномерное и равномерное) — есть его частные случаи.

Зачастую в литературе неустановившееся движение называют волновым. Характерной особенностью движущихся при этом в открытых руслах волн является их способность переносить значительные расходы воды, и поэтому их называют *волнами перемещения*.

Следует сразу подчеркнуть, что волны перемещения отличаются от обычно понимаемых ветровых или колебательных волн.

Волны перемещения подразделяют на *непрерывные* (длинные) и *прерывные*.

Непрерывная волна перемещения характеризует медленно или плавно изменяющееся движение, ее мгновенный продольный профиль обладает малой кривизной. Она называется длинной, т. к. длина волны в несколько раз (иногда порядков) превышает глубину потока, хотя высота волны может быть и большой, например, по сравнению с первоначальной глубиной потока. Вообще, в гидродинамике с понятием больших волн связывают малое значение отношения h/λ (где h — глубина потока; λ — длина волны). Неравенство $\frac{2\pi h}{\lambda} < 2{,}65$ характеризует так называемое движение по мелкой воде.

Прерывные волны характеризуют быстроизменяющееся движение; их мгновенный продольный профиль обладает большой кривизной с резким изменением уровня воды на коротком участке и быстрым его изменением во времени. При быстроизменяющемся движении вертикальный компонент ускорения имеет существенное значение, тогда как влияние трения в русле практически пренебрежимо по сравнению с динамическим эффектом движения потока.

Обычными примерами медленно изменяющегося неустановившегося движения являются паводковые волны, попуски в реках, движение ливневых вод, переходные процессы в оросительных каналах при регулировании водоподачи и др. Примерами быстроизменяющегося движения может быть движение воды при внезапном разрушении плотины, внезапной остановке турбин гидроэлектростанций и др.

Неустановившееся движение, при котором наблюдается простое повышение уровня (без дальнейшего его понижения) или простое понижение (без дальнейшего его повышения), называется *волной одного направления*. Обычно различают лоб, или фронт, и тело волны. Под *фронтом волны* понимают переднюю часть волны, продвигающуюся по потоку с некоторой своей скоростью, а весь объем движущейся воды называют *телом*, в котором изменение элементов потока весьма медленное.

В гидравлической постановке задачи неустановившееся движение рассматривается одноразмерным, т. е. изучаются только лишь средние

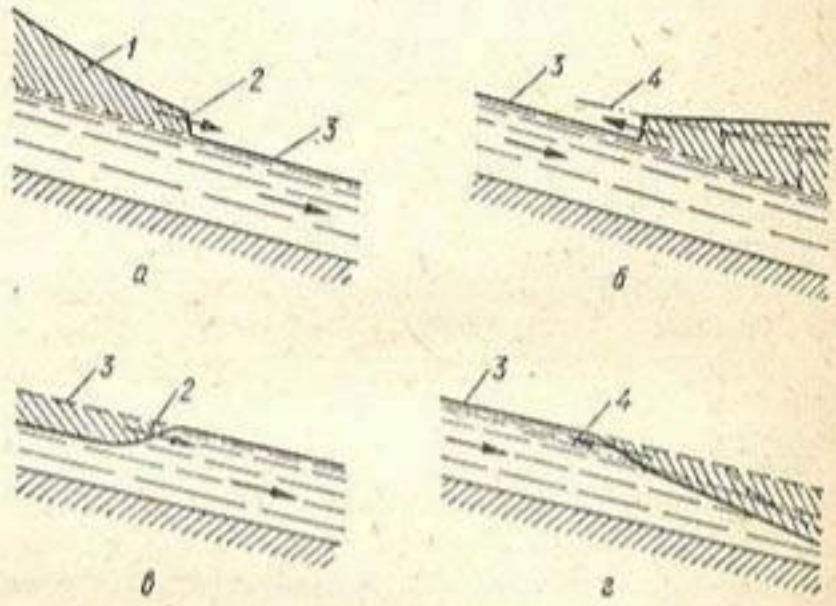


Рис. 17.1

1 — тело волны; *2* — фронт волны; *3* — первоначальное положение свободной поверхности; *4* — волновая граница.

характеристики потока (средняя в сечении скорость, глубина и т. п.). Причиной возникновения рассматриваемого типа движения является изменение расхода воды в начальном или конечном створах (сечениях) данного участка русла.

Волну, распространяющуюся по течению потока, называют *прямой*, а против течения — *обратной*. При возрастании уровня воды волну называют *положительной*, а при убывании — *отрицательной*. Всего различают четыре формы основных волн.

Прямая положительная волна, или *волна наполнения* (рис. 17.1, *а*), появляется в результате увеличения расхода в начальном сечении. Она характеризуется следующими соотношениями:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0, \quad \frac{\partial \omega}{\partial s} < 0, \quad \frac{\partial V}{\partial t} > 0, \quad \frac{\partial V}{\partial s} < 0. \quad (17.1)$$

Прямая отрицательная волна, или *волна отлива* (рис. 17.1, *б*), образуется в результате уменьшения расхода в начальном сечении и характери-

зуется такими соотношениями:

$$\frac{\partial\omega}{\partial t}<0,\quad \frac{\partial\omega}{\partial s}>0,\quad \frac{\partial V}{\partial t}<0,$$

$$\frac{\partial V}{\partial s}>0. \qquad (17.2)$$

Обратная положительная волна, или *волна подпора* (рис. 17.1, *в*), образуется в результате уменьшения расхода в конечном сечении и характеризуется соотношениями:

$$\frac{\partial\omega}{\partial t}>0,\quad \frac{\partial\omega}{\partial s}>0,\quad \frac{\partial V}{\partial t}<0,$$

$$\frac{\partial V}{\partial s}<0. \qquad (17.3)$$

Обратная отрицательная волна, или *волна излива* (рис. 17.1, *г*), образуется в результате увеличения расхода в конечном сечении и характеризуется соотношениями:

$$\frac{\partial\omega}{\partial t}<0,\quad \frac{\partial\omega}{\partial s}<0,\quad \frac{\partial V}{\partial t}>0,$$

$$\frac{\partial V}{\partial s}>0. \qquad (17.4)$$

Эти четыре формы волны являются простейшими, из которых слагается неустановившееся движение потока в реальных условиях. Если в каком-либо створе открытого русла наблюдается резкое изменение поперечного сечения (сужение, расширение, уступ дна и т. п.), то в этом створе волна распадается на две. Одна из них — *преломленная волна* — будет распространяться в прежнем направлении, а другая — *отраженная* — в обратном направлении.

Наибольший практический интерес представляют прямые волны.

При распространении прямой положительной волны в открытом русле элементы профиля волны, лежащие на более высоких отметках, перемещаются быстрее, чем ниже расположенные. В связи с этим, если наблюдать в ряде створов по длине открытого потока за изменением расходов и уровней воды при прохождении одной и той же волны, то обнаружится уменьшение амплитуды этих изменений по мере отдаления створа наблюдений от начального. Это явление называют *распластыванием,* или *трансформацией, волны.* Оно характеризуется тем, что происходит снижение (уменьшение) высоты волны и максимального расхода по длине русла, в зависимости от скорости изменения расхода в начальном сечении, формы, уклона, состояния русла и др.

Для установившегося движения (см. главу 8) в неразмываемом русле для каждого створа по длине существует однозначная зависимость расхода потока от глубины (уровня) воды $Q=f(z)$. В случае неустановившегося движения при возрастании расхода уклон потока увеличен, а при убывании — уменьшен по сравнению с уклоном для установившегося движения. Поэтому глубины, необходимые для пропуска заданных расходов, при их возрастании меньше, а при их убывании — больше тех, которые представляются кривой $Q=f(z)$ для установившегося движения. В связи с этим зависимость $Q=f(z)$ для неустановившегося движения является неоднозначной и имеет форму петли (рис. 17.2).

Практически важными характеристиками неустановившегося движения являются время добегания и скорость распространения возмущения (фронта волны) c, которая определяется по моментам начала возмущения в различных створах и расстоянию между ними.

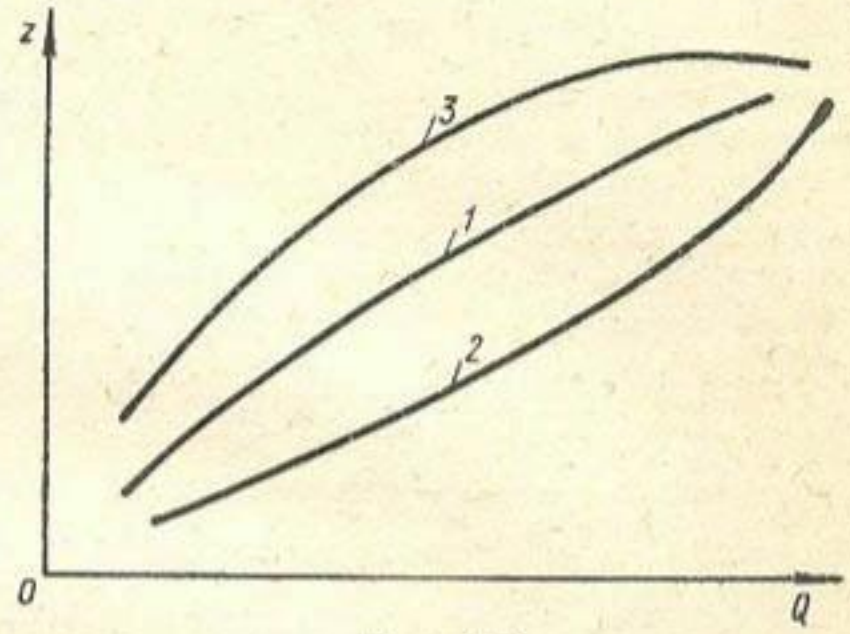


Рис. 17.2

1 — установившееся движение; *2* — при подъеме уровней; *3* — при спаде уровней.

Скорость распространения фронта волны выражается теоретической формулой

$$c=V\pm\sqrt{\frac{g\omega}{B}}=V\pm\sqrt{gH_{ср}}, \qquad (17.5)$$

где $H_{ср}$ — средняя глубина потока.

Знак в формуле (17.5) зависит от того, распространяется ли волна по течению или против него.

Понятие времени добегания волны τ широко применяется в упрощенных методах расчета неустановившегося движения воды и детально рассмотрено в § 17.2.

Одноразмерные дифференциальные уравнения плавноизменяющегося неустановившегося движения в открытых руслах были получены А. Сен-Венаном в 1871 г. Они могут быть представлены в случае отсутствия боковой приточности в виде:

динамического уравнения

$$i_0-\frac{dh}{\partial s}=\frac{\alpha}{2g}\cdot\frac{\partial V^2}{\partial s}+$$

$$+\frac{\alpha_0}{g}\cdot\frac{\partial V}{\partial t}+i_f; \qquad (17.6)$$

уравнения неразрывности

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0. \qquad (17.7)$$

При наличии боковой приточности q уравнения А. Сен-Венана записывают в виде:

$$i_0 - \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{\alpha_0 q}{g\omega}(\Theta - V) - i_f =$$

$$= \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{\partial V^2}{\partial s} + \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial V}{\partial t}; \qquad (17.8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = q. \qquad (17.9)$$

В уравнениях (17.6) — (17.9) принято: θ — проекция скорости присоединяемого притока на основное направление скорости потока; q — боковая приточность в единицу времени на единицу длины.

Уравнения Сен-Венана содержат два инерционных члена, учитывающих силы ускорения. Один из них $\frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{\partial V^2}{\partial s}$ выражает конвективное ускорение в случае установившегося неравномерного движения, а второй $\frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$ — локальное ускорение, присущее только неустановившемуся движению.

Уклон трения будет зависеть от степени нестационарности движения (его отличия от установившегося). Степень нестационарности выражается через параметр нестационарности $\Pi_{нс} = \frac{1}{V^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}$ (для установившегося движения $\Pi_{нс} = 0$). Специально выполненными исследованиями доказано, что при малых параметрах нестационарности $\Pi_{нс} < 0{,}5$ потери напора на трение в каждом конкретном створе для каждого данного момента времени могут определяться по формуле равномерного движения, т. е. $i_f = \frac{V^2}{C^2 R}$.

Конечным результатом решения уравнений Сен-Венана является получение функций $h = f_1(t, s)$ и $Q = f_2(t, s)$, которые представляют исчерпывающую характеристику неустановившегося движения. При этом следует предусмотреть возможность получения графика изменения глубин $h = \varphi_1(t)$ и гидрографа расхода $Q = \varphi_2(t)$ для любого заданного створа $s = s_1$. Если же считать заданным время $t = t_1$, то необходимо получить мгновенные: продольный профиль потока, т. е. $h = \psi_1(s)$ и график распределения расходов по длине русла, т. е. $Q = \psi_2(s)$.

Уравнения Сен-Венана представляют собой систему нелинейных с переменными коэффициентами дифференциальных уравнений в частных производных гиперболического типа и относятся к разделу математической физики. Справедливость их подтверждена многочисленными наблюдениями и экспериментами. Однако ввиду математической сложности этих уравнений точное интегрирование их по существу невозможно.

Для практических расчетов неустановившегося движения воды в открытых руслах существующие многочисленные методы можно условно разделить на две группы.

К первой группе относят строгие методы, т. е. методы численного интегрирования уравнений Сен-Венана, реализуемые в основном с помощью цифровых электронных вычислительных машин (ЭВМ).

Ко второй группе относят упрощенные методы, основанные на каких-либо допущениях (обычно заменяющих или упрощающих динамическое уравнение), реализуемые на аналоговых вычислительных машинах или путем ручного счета.

Упрощенные методы возникли исторически раньше. При ограниченности и низкой точности исходной информации о расходах воды и гидравлико-морфометрических характеристиках водотока они дают удовлетворительные результаты.

В то же время внедрение в практику инженерных расчетов ЭВМ позволяет решать уравнения Сен-Венана без их какого-либо упрощения, не усложняя при этом сам расчет. Эти новые или, как их называют, «строгие» методы постепенно заменяют упрощенные при решении большинства инженерных задач. Ведущее место в разработке таких методов принадлежит Институту гидродинамики СО АН СССР.

В настоящее время строгие методы разработаны для практической реализации при расчетах паводков, половодий и попусков в реках, движения ливневых (дождевых) вод в искусственных руслах, переходных процессах в оросительных каналах с автоматическим регулированием водоподачи и т. п.

В качестве практических задач в данном справочнике рассмотрены: упрощенные способы расчетов движения воды в реках; расчет неустановившегося движения ливневых вод с помощью ЭВМ.

§ 17.2. Упрощенные способы расчетов движения воды в реках

Упрощенные расчеты движения воды в реках основаны на решении уравнения баланса воды на участке реки

$$\frac{Q_н + Q_к}{2} - \frac{q_н + q_к}{2} = \frac{W_к - W_н}{\Delta t}, \qquad (17.10)$$

где $Q_н$ и $Q_к$, $q_н$ и $q_к$, $W_н$ и $W_к$ — соответственно расходы на верхней и нижней границах участка и объемы воды на начало и конец расчетного интервала Δt.

Уравнение (17.10) является уравнением неразрывности (17.7), преобразованным примени-

тельно к конечным величинам интервала времени и длины рассматриваемого участка реки (между начальным и конечным створами).

Целью упрощенных расчетов является вычисление расхода в нижнем конечном створе на конец каждого интервала времени

$$q_к = Q_н + Q_к - q_н - 2\left(\frac{W_к - W_н}{\Delta t}\right), \qquad (17.11)$$

исходя из заданных расходов во входном начальном створе и объемов, определенных по кривой зависимости емкости русла и поймы (ниже сокращено — кривой объемов) от средневзвешенного расхода $Q_{срв}$ и продолжительности времени добегания воды τ в пределах рассматриваемого участка реки. Время τ определяется соотношением

$$W = Q_{срв}\tau, \qquad (17.12)$$

где

$$Q_{срв} = \varkappa Q + (1 + \varkappa)\ q, \qquad (17.13)$$

здесь $\varkappa$ — коэффициент, отражающий зависимость объема от расходов воды на границах участка (изменяется от 0 до 0,5).

Уравнение (17.12) выражает динамическое (17.6), если принять, что при перемещении паводочного стока в естественных водотоках влиянием инерционных сил и дополнительного уклона можно пренебречь.

Упрощенные расчеты, основанные на совместном решении системы уравнений (17.10) и (17.11) обеспечивают необходимую достоверность вычислений, если кривая объемов однозначна. Обычно эта кривая имеет петлевидную форму и ее координаты определяют по нарастающей сумме разности средних за интервал Δt фактических расходов на границах участка

$$\frac{W_{ci}}{\Delta t} = \sum_1^i (\bar{Q} - \bar{q}) = f(Q_{срв}), \qquad (17.14)$$

где W_{ci} — объем воды по стоковой кривой; $\bar{Q}$ — средний расход в начальном сечении, $\bar{Q} = \frac{Q_н + Q_к}{2}$; $\bar{q}$ — средний расход в конечном сечении, $\bar{q} = \frac{q_н + q_к}{2}$.

Поэтому всем упрощенным способам расчетов предшествует подбор такого значения коэффициента однозначности $\varkappa$, при котором петля на кривой $W = f(Q_{срв})$ столь незначительна, что она может быть заменена одной кривой. Для выбора такой кривой задают ряд значений $\varkappa$ и вычисляют функцию $W = f(Q_{срв})$, порядок подсчета которой рассмотрен ниже в примере расчета (см. табл. 17.1). В расчет из них принимают то значение $\varkappa$, при котором $W = f(Q_{срв})$ ближе к однозначной зависимости.

Продолжительность перемещения воды (добегания волны) τ в пределах участка определяется по расчетной кривой объемов

$$\tau = \frac{\Delta W_р}{\Delta Q_{срв}}, \qquad (17.15)$$

где $\Delta W_р$ — приращение объемов с увеличением средневзвешенного расхода на $\Delta Q_{срв}$.

Если кривая объемов близка к прямой, τ подсчитывают как среднюю продолжительность для всей амплитуды изменения расходов; при значительной кривизне зависимости $W_р/\Delta t = f(Q_{срв})$ — как среднюю для отдельных ее частей.

При отсутствии данных о расходах воды в пределах рассматриваемого участка реки ординаты кривой объемов определяют в результате совмещения обычно однозначных кривых расходов воды $Q_0 = f(H)$ и морфометрической емкости $W_м = f(H)$, построенных по гидравлико-морфометрическим характеристикам потока (по материалам изысканий, топографическим картам и т. п.). Такая кривая объемов (морфометрическая), $W_м/\Delta t = f(Q_0)$ — однозначна и определение по ней изменений объемов ΔW по расходам в нижнем створе обеспечивает хороший результат вычислений по формуле (17.11). Расчеты движения воды ведутся по участкам, длина которых подсчитана как средняя из длин, вычисленных по формуле Г. П. Калинина — П. И. Милюкова

$$l = \frac{Q_0}{2i_0} \cdot \frac{\Delta H_н}{\Delta q}, \qquad (17.16)$$

где Q_0 — несколько расходов при установившемся режиме, которыми следует задаться в пределах вероятной амплитуды их изменения; i_0 — уклон водной поверхности при расходе Q_0, $i_0 = \Delta H/L$; $\Delta H_н$ — изменение горизонта в нижнем створе с измененнем расхода на Δq, установленное по кривым расходов $Q_0 = f(H)$ на границах участка длиной L.

При такой длине расчетного участка l исключается влияние дополнительного уклона и заданному изменению Δq в фазах подъема и спада расходов соответствуют равные или близкие величины объемов: $\Delta W_{пд} \approx \Delta W_{сп} \approx \Delta W_м$.

При заметном превышении продолжительности добегания τ над расчетным интервалом времени Δt на протяжении периода $\tau - \Delta t$ изменение расходов в верхнем створе и объемов воды на участке не находит отражения на расходах в его нижнем створе, что придает кривой объемов петлеобразную форму.

Следовательно, выполняя упрощенные расчеты медленно изменяющегося неустановившегося движения воды, необходимо стремиться вести все вычисления по участкам $L \approx \bar{l}$ при расчетном интервале времени $\Delta t \approx \tau$. При квазиустановившемся движении воды, когда дополнительный уклон водной поверхности Δi мал в сравнении

с основным i, а последний близок к уклону дна i_0, т. е.

$$I = \frac{i}{i_0} = \frac{i + \Delta i}{i_0} \approx 1,$$

следует стремиться к выполнению одного условия $\Delta t \approx \tau$.

Для решения уравнения (17.11) необходимо знать объем $W_к$, который зависит не только от $Q_к$, но и от искомого расхода $q_к$. Поэтому последний может быть определен только подбором: задавшись несколькими значениями q, определяют по кривой объемов им соответствующий объем W и, решив уравнение (17.11), находят тот расход $q_к$, который практически равен одному из заданных.

Упрощенные способы подразделяются на аналитические (табличные), графоаналитические и приближенные.

Расчеты движения паводочных волн в реках по стоковым кривым объемов

Аналитический (табличный) способ расчета И. А. Железняка. Расчету предшествует построение стоковой кривой объемов $W/\Delta t = f(Q_{срв})$ для рассматриваемого участка реки и определение параметра однозначности $\varkappa$. Основой расчета является решение уравнения баланса воды для участка по известным расходам в верхнем створе на начало $Q_н$ и конец $Q_к$ каждого интервала, расходу в нижнем створе $q_н$ и объему воды на начало интервала $W_н/\Delta t$ (см. табл. 17.1).

Использование зависимости объемов от средневзвешенного расхода обусловило отличие предлагаемого способа расчета трансформации от общеизвестных способов регулирования паводочных расходов под влиянием регулирующей емкости водохранилищ.

Вычислив средние расходы притока $\bar{Q}$ и задавшись расходом в нижнем створе на конец интервала $q'_к$, подсчитываем в первом приближении средний расход $\bar{q}'$, приращение объемов $\Delta W'/\Delta t = \bar{Q} - \bar{q}'$ и объем на конец интервала $W'_к/\Delta t = W_н/\Delta t + \Delta W'/\Delta t$.

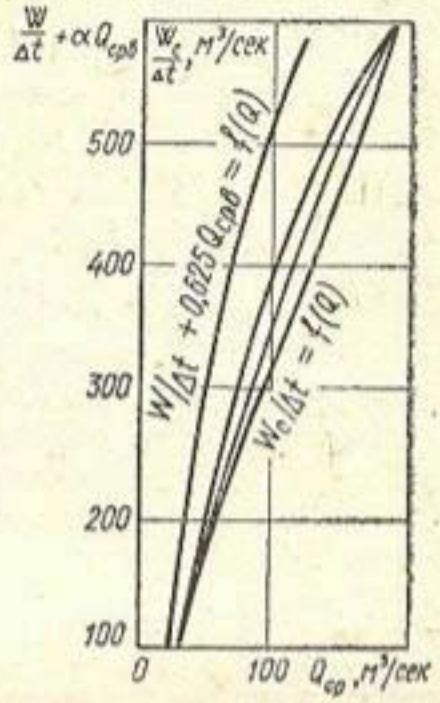


Рис. 17.3

По кривой объемов (рис. 17.3) устанавливаем соответствующий этому объему средневзвешенный расход $Q'_{срв}$, по величине которого определяем обычно отличное от принятого $q'_к$ новое значение

$$q''_к = \frac{Q'_{срв.к} - \varkappa Q_к}{1 - \varkappa}. \qquad (17.17)$$

Таблица 17.1. **Аналитический расчет движения волны попуска в нижнем бьефе ГЭС на участке 4,9—9,1 км ($\varkappa = 0{,}2$)**

T, часы, минуты	Q	$\bar{Q}$	q	$\bar{q}$	$\Delta W/\Delta t = \bar{Q} - \bar{q}$	$W/\Delta t$	$Q_{срв}$	$q_к$	$q_ф$
8 00	14,4		28,8			40	25,9		28,8
		19,8		26,4	—6,6				
8 30	25,2		24			33,4	24,2	21,0	
8 00	—		28,8			40	25,9		
		19,8		25,6	—5,8				
8 30	—		22,5			34,2	23,5	23,2	
8 00	—		28,8			40	25,9		
		19,8		25,8	—6,0				
8 30	—		22,8			34,0	23,4	23	27,3
8 30	25,2		23	—	—	34,0	23,4		
		63,8		21	42,8				
9 00	102,5		19			76,8	35	18	
8 30	—		23			34	23,4		
		63,8		20,7	43,1				
9 00	—		18,5			77,1	35,2	18,5	26,8

которое вписывают в графу 4 табл. 17.1 вместо $q'_к$, и выполняют второй вариант подсчета. Два или три варианта вычислений, как это показано в табл. 17.1, позволяют установить искомый расход на конец интервала, который оказывается равным заданному в предыдущем варианте расчета: $q^n_к = q^{n-1}_к$.

Количество приближений уменьшается, если для расчета второго приближения принимать не $q''_к$, а 0,5 $(q'_к + q''_к)$.

Точность вычислений описанным способом обычно достаточно высокая и зависит от точности построения кривой объемов $W/\Delta t = f(Q_{срв})$, а также величины расчетного интервала времени. От последнего зависит погрешность замены фактического криволинейного хода расходов в пределах интервалов на прямые линии.

Большая погрешность в подсчете расхода для 9 часов утра (18,5 вместо 26,8 $м^3/сек$) является следствием значительного превышения времени добегания $\tau \approx 2$ *ч*, (при низких расходах) над расчетным интервалом времени $\Delta t = 0{,}5$ *ч*, т. е. нарушением одного из указанных выше условий однозначности кривой объемов. Для повышения точности расчетов при низких расходах следует

Таблица 17.2. **Графоаналитический расчет движения волны попуска в нижнем бьефе ГЭС на участке 4,9—9,1 *км* ($\varkappa = 0{,}2$ и $\alpha = 0{,}625$)**

T, часы, минуты	Q	$Q/2$	αQ	$\varkappa Q$	$q/2$	$W/\Delta t$	A	$Q_{срв}$	$Q_{срв} - \varkappa Q$	q	$q_ф$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8 00	14,4	7,2	—	—	14,4	13	—	25,9		28,8	28,8
8 30	25,2	12,6	15,8	5	11,9	6	21,6	24	19	23,8	27,3
9 00	102	56,6	64	20,5	7,8	50	70,7	33	12,5	15,6	26,8
11 00	235	118	147	47	84	542	654	181	134	168	178
11 30	227	113	142	45,5	101	588	718	207	162	202	200
12 00	135	67,5	64,2	27	103	564	684	192	165	207	199
12 30	95,6	47,8	59,8	19,1	86	490	588	157	138	172	169
13 00	78,5	39,2	49	15,7	70	420	501	128	112	140	139

или вести эти расчеты при $\Delta t = 1$ *ч*, или разделить рассматриваемый участок на два, что приведет к сближению значений τ и Δt.

Недостатком аналитического способа является громоздкость и трудоемкость подсчетов.

Графоаналитический способ И. А. Железняка. Переписав уравнение (17.10) в виде равенства

$$\overline{Q} - 0{,}5q_н + W_н/\Delta t = W_к/\Delta t + 0{,}5q_к \qquad (17.18)$$

и заменив в нем $q_к$ в соответствии с уравнением (17.13) выражением

$$q_к = 2\alpha (Q_{срв} - \varkappa Q_к), \qquad (17.19)$$

где

$$\alpha = \frac{1}{2(1 - \varkappa)},$$

после преобразования получим уравнение баланса воды на участке в виде

$$Q_н/2 + \alpha Q_к - q_н/2 + W_н/\Delta t = W_к/\Delta t + \alpha Q_{срв.к}. \qquad (17.20)$$

Для совместного решения уравнений (17.12) и (17.20) необходимо выше однозначной кривой объемов $W/\Delta t = f(Q_{срв})$ нанести вспомогательную кривую $\Delta W/\Delta t + \alpha Q_{срв} = f(Q_{срв})$ — см. рис. 17.3. Порядок вычислений показан на примере расчета движения волны попуска в нижнем бьефе ГЭС на участке 4,9 ÷ 9,1 *км*, учитывая, что однозначной кривой $W/\Delta t = f(Q_{срв})$ при $\varkappa = 0{,}2$ соответствует $\alpha = 0{,}625$.

Начнем расчет с 8 часов утра при известном расходе в нижнем створе $q_н = 28{,}8$ $м^3/сек$ (см. табл. 17.2). Если этот расход не известен, но до этого срока в верхнем створе продолжительное время были установившиеся расходы, можно принять $q_к = q_н$. Для 8 часов по формуле (17.13) подсчитываем средневзвешенный расход $Q_{срв.н} = 0{,}20 \cdot 14{,}4 + 0{,}80 \cdot 28{,}8 = 25{,}9$ $м^3/сек$, зная который, по кривой объемов определяем $\Delta W/\Delta t = 13$ $м^3/сек$. Затем подсчитываем $Q_н/2 = 7{,}2$ $м^3/сек$ и $q_н/2 = 14{,}4$ $м^2/сек$. Для 8 час. 30 мин. выписываем заданный расход $Q_к = 25{,}2$ $м^2/сек$ и подсчитываем $\alpha Q_к = 15{,}8$ $м^3/сек$.

Располагая исходными данными, определяем сумму всех слагаемых левой части уравнения (17.20) $A = 21{,}6$ $м^3/сек$.

По указанной сумме слагаемых A и кривым объемов определяем, чему равно каждое слагаемое правой части уравнения (17.20): $W_к/\Delta t = 6$ $м^3/сек$, $Q_{срв.к} = 24$ $м^3/сек$ (графы 7 и 9 табл. 17.2). Последующие вычисления (графы 5, 10 и 11) представляют собой определение по формуле (17.19) искомого расхода в нижнем створе $q_к = 23{,}8$ $м^3/сек$. Аналогичным расчетом определяются все расходы в нижнем створе за период попуска.

Сопоставление вычисленных q и измеренных $q_ф$ расходов указывает на удовлетворительную их сходимость. Некоторые несовпадения объясняются тем, что схематизированная кривая объемов, по которой выполнен расчет, однозначна, а натурная кривая даже при самом тщательном подборе коэффициента $\varkappa$ не однозначна, особенно в периоды смены фаз паводков: от подъема к спаду расходов и наоборот.

Приближенный расчет по способу Маскингам. Подставив в уравнение (17.11) два значения $W = \tau [\varkappa Q + (1 - \varkappa) q]$ с подстрочными индексами «н» и «к» соответственно на начало и конец интервала времени, после ряда преобразований получаем расчетную формулу

$$q_к = c_0 Q_к + c_1 Q_н + c_2 q_н, \qquad (17.21)$$

где

$$\left.\begin{aligned} c_0 &= \frac{\Delta t - 2\tau\varkappa}{\Delta t + 2\tau(1-\varkappa)}; \quad c_1 = \frac{\Delta t + 2\tau\varkappa}{\Delta t + 2\tau(1-\varkappa)}; \\ c_2 &= -\frac{\Delta t - 2\tau(1-\varkappa)}{\Delta t + 2\tau(1-\varkappa)}; \quad c_0 + c_1 + c_2 = 1. \end{aligned}\right\} \qquad (17.22)$$

Этот способ расчета вскоре после публикации его в 1938 г. Г. Мак-Карти получил широкую известность как метод Маскингам по названию реки, для расчетов движения воды в которой он был впервые применен.

Таблица 17.3. **Параметры расчета движения волны попуска по способу Маскингам (при $\Delta t = 0{,}5$ ч)**

$Q_{срв}$, м³/сек	$\Delta Q_{срв}$	$\Delta W/\Delta t$, м³/сек	ΔW	$\tau = \frac{W}{\Delta t Q_{срв}}$		Параметры формулы (17.21)		
				Число интервалов Δt	ч	c_0	c_1	c_2
36—100	64	0—290	290	4,5	2,25	—0,098	0,342	0,756
100—200	100	265—495	230	2,3	1,15	0,017	0,41	0,573

Таблица 17.4. **Расчет по способу Маскингам движения волны попуска в нижнем бьефе ГЭС на участке 4,9—9,1 км ($\varkappa = 0{,}2$)**

T, часы, минуты	Q, м³/сек	c_i	$c_0 Q_к$	c_1	$c_1 Q_н$	c_2	$c_2 q_н$	q	$Q_{срв}$
8 00	14,4	—	—	—	—	—	—	28,8	25,9
8 30	25,2	—0,098	—2,5	0,342	4,9	0,756	21,8	24,2	24,4
9 00	102,5		—10		8,6		18,2	16,8	33,8
9 30	170,3		—17		35		12,7	30,7	58,6
10 00	219,3		—21,9		58,2		23,2	59,5	91,4
10 30	230,5		—23.5		75		45	96,5	123,2
10 30	230,5	0,017	3,9	0,41	89,9	0,573	34	127,8	148,2
11 00	235,4		4		94,5		73,2	171,7	184,3
11 30	226,8		3,8		96,5		98,3	198,7	204,1
12 00	135		2,29		93		113,8	209,1	194,3
12 30	95,6		1,6		55,3		119,8	176,7	160,4
13 00	78,5		1,3		39,2		101,2	142	129
13 30	60,8		1		32,2		87,3	114,5	103,6
14 00	50,3		0,85		24,9		65,6	91,4	83
14 00	50,3	—0,098	—5	0,342	20,8	0,756	86,6	102,3	92
14 30	46,9		—4,6		17,2		77,3	89,3	81,1
15 00	39,9		—3,9		16		67,9	80	71,8
15 30	35,6		—3,5		13,6		60,5	70,6	63,5
16 00	29,5		—2,9		12,2		53,4	62,7	55,9
16 30	26,6		—2,6		10		47,4	54,8	49

Расчетный интервал времени Δt обычно задан тем интервалом, для которого приведены расходы воды в верхнем створе рассматриваемого участка реки. Продолжительность добегания τ определяется в секундах по формуле (17.15) или в виде количества расчетных интервалов времени по формуле

$$\tau = \frac{\Delta W_р}{\Delta Q_{срв} \Delta t}, \qquad (17.23)$$

где Δt — количество секунд в расчетном интервале.

Погрешность вычислений по формуле (17.21) не будет превышать нескольких процентов, если принимать соотношение $\Delta t/\tau$ из неравенства

$$2\tau(1-\varkappa) > \Delta t \geqslant 2\tau\varkappa. \qquad (17.24)$$

Она будет минимальной, если считать $\Delta t \approx \tau$, однако при этом не следует принимать слишком большие значения Δt, так как линеаризация хода расходов в пределах крупного интервала времени Δt может повлечь за собой большие погрешности в расчетах баланса воды на участке при реальной криволинейной форме гидрографа.

Для условий нижнего бьефа ввиду значительной кривизны графика зависимости (17.12) кривая объемов разделена на два участка: при $Q_{срв} \leqslant 100$ *м³/сек* и $Q_{срв} > 100$ *м³/сек*, для каждого из которых соответственно подсчитанная по формуле (17.23) продолжительность добегания $\tau = 2{,}25$ и $1{,}15$ *ч*, а неравенство (17.24) имеет вид $3{,}6 > \Delta t > 0{,}9$ и $1{,}84 > \Delta t > 0{,}46$. Следовательно, при расчетах низких расходов можно принять $\Delta t = 1$ *ч*, а высоких — $0{,}5$ *ч*.

Однако с учетом того, что Q заданы через $0{,}5$ *ч*, и целесообразности более достоверного определения высоких расходов параметры формулы (17.21) подсчитаны при $\Delta t = 0{,}5$ *ч* (табл. 17.3).

Расчет расходов по формуле (17.21) сравнительно прост, однако его точность ниже точности вычислений графоаналитическим способом. Погрешность увеличивается вследствие линеаризации кривой объемов, особенно если вычисления выполняются по единым для всей амплитуды параметрам формулы. Расчеты по различным параметрам для отдельных частей кривой объемов (табл. 17.4) требуют непрерывного вычисления средневзвешенного расхода $Q_{срв}$ и пересчета нескольких значений расходов q для тех интервалов времени, когда величина $Q_{срв}$ оказывается больше граничной (100 *м³/сек*) и становится очевидной необходимость смены параметров.

В таких условиях очевидно преимущество графоаналитического способа расчета, так как графическое построение кривой объемов (17.3) является составной частью обоих способов.

Расчеты движения воды по морфометрическим кривым объемов

Расчетам движения воды по формуле (17.11) с учетом изменений объемов по морфометрическим кривым $W_м/\Delta t = f(Q_0)$ (рис. 17.4) предшествует

Таблица 17.5. **Аналитический расчет движения волны половодья на участке реки ($L = 60$ *км*, $\tau \approx 1{,}3$ *сут*)**

Дни половодья	Q, *м³/сек*	$\bar{Q}$, *м³/сек*	q, *м³/сек*	$\bar{q}$, *м³/сек*	$\Delta W/\Delta t = \bar{Q} - \bar{q}$, *м³/сек*	$W_к/\Delta t = W_н/\Delta t + \Delta W/\Delta t$, *м³/сек*	q', *м³/сек* (по рис. 17.4)
1	2	3	4	5	6	7	8
Первый	366	410	350	375	35	528	
Второй	454		400			563	370
Первый	—	410	350	367	43	528	
Второй	—		385			571	375
Первый	—	410	350	365	45	528	
Второй	—		380			573	380
Второй	454	486	380	415	71	573	
Третий	517		450			644	410
Второй	—	486	380	405	81	573	
Третий	—		430			654	415
Второй	—	486	380	391	95	573	
Третий	—		422			668	422

деление реки на расчетные участки, границы которых установлены таким образом, что в процессе перемещения воды наполнение русла и поймы однозначно определяется расходом в нижнем створе каждого участка.

При медленно изменяющемся неустановившемся движении можно принимать, что $W/\Delta t = f(q)$, и пользоваться кривой $W_м/\Delta t = f(Q_0)$, если длина расчетного участка $L = \bar{l}$ и $\tau = \Delta t$. В этих условиях влияние русловой емкости на сток аналогично регулирующему влиянию водохранилища с идентичной кривой объемов и учет этого влияния можно выполнять любым способом, применяемым для учета трансформации паводочного стока в водохранилище.

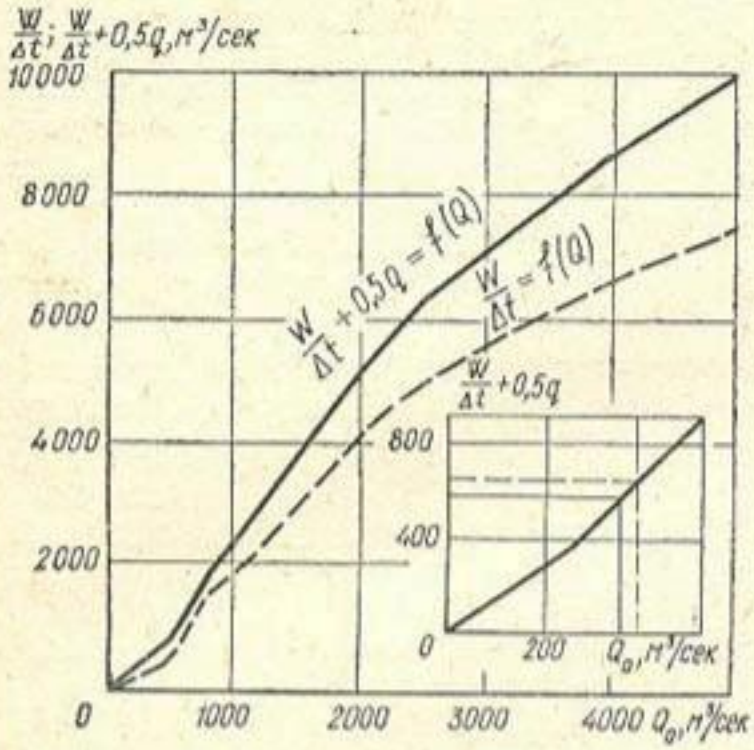


Рис. 17.4

Аналитический (табличный) способ расчета. Расчет движения воды — определение среднесуточных расходов у нижней границы каждого расчетного участка — выполняется в последовательности, показанной в табл. 17.5. Для решения уравнения баланса воды (17.10), помимо известных расходов в верхнем створе в данные $Q_к$ и прошлые сутки $Q_н$, следует знать расход в нижнем створе на начало расчета $q_н$ и ему соответствующий на кривой $W_м/\Delta t = f(Q_0)$ начальный объем воды на участке $W_н/\Delta t$.

Вычисления начинают с назначения вероятной величины расхода $q'_к$. Ею можно задаться исходя из соотношения $Q_н \neq q_к$ и изменения Q за интервал. Определив средний расход $\bar{q}'$, вычисляем изменение объема на участке $\Delta W'/\Delta t = \bar{Q} - \bar{q}$ и объем на конец данных суток $W'_к/\Delta t = W_н/\Delta t + \Delta W'/\Delta t$. Обычно этому объему соответствует расход $q''_к \neq q'_к$. Поэтому выполняем расчет второго приближения: заменив в графе 4 q' на q'', повторяем расчет для определения q''' и т. д. Процесс подбора сократится, если в графе 4 для второго расчета баланса воды на участке вместо q'' подставить $0{,}5(q' + q'')$.

Обычно двух-трех приближений достаточно, чтобы определить тот расход $q_к$, при котором вычисленный на конец данного интервала объем $W_к/\Delta t$ позволяет по кривой $W_к/\Delta t = f(Q_0)$ определить расход, практически равный записанному в графе 4. Его и принимают в качестве начального для следующего интервала времени.

В табл. 17.5 помещен расчет движений (трансформации) расходов весеннего половодья для участка реки, в пределах которого среднее время перемещения воды составляет около 1,3 *сут*.

Кривая объемов (рис. 17.4) построена, исходя из кривой $W_м = f(H)$, координаты которой определены по топографическим материалам, однозначной фактической кривой расходов воды $Q_0 = f(H)$ на участке реки и теоретической кривой расходов для нижней границы расчетного участка реки.

Достоверность вычислений по описываемому способу вполне удовлетворительная. Она целиком определяется точностью исходных данных. Его недостатком является сравнительно большая трудоемкость подбора в нижнем створе.

Графоаналитический способ М. В. Потапова — Я. Д. Гильденблата. Переписав уравнение (17.10) в виде равенства (17.18) и добавив в его левой части $-q_н$ и $+q_н$ соответственно к $\bar{Q}$ и $0{,}5q_н$, получаем уравнение $\bar{Q} - q_н + W_н/\Delta t + 0{,}5q_н =$

Таблица 17.6. **Расчет трансформации гидрографа весеннего половодья на участке реки**

Q, $м^3/сек$ (по замерам)	$\bar{Q}$, $м^3/сек$	$\bar{Q} - q$, $м^3/сек$	$W/\Delta t + 0{,}5q$, $м^3/сек$	q, $м^3/сек$ (по замерам)
366	—	—	528	350
454	410	60	588	385
517	485	100	688	430
551	534	104	792	485
584	568	83	875	515
659	622	107	982	550
668	663	113	1105	580
2310	2035	1125	3326	1360
2710	2510	1150	4476	1770
3000	2855	1085	5561	2190
3190	3095	905	6466	2630
3320	3255	625	7091	2990
3390	3355	365	7456	3240
3420	3405	165	7621	3340
3420	3420	80	7701	3390
3420	3420	30	7731	3410
3310	3365	—45	7686	3385
3180	3245	—140	7546	3290
3060	3120	—170	7376	3160
593	601	—79	1378	650
575	584	—66	1312	630
564	569	—61	1251	620
552	558	—62	1189	605

$=W_к/\Delta t+0{,}5q_к$, (17.25), которое составляет основу рассматриваемого способа расчета трансформации паводка в пределах расчетного участка реки при условии, что для этого участка справедлива однозначная зависимость $W_м/\Delta t = f(Q_0)$.

Расчету предшествует построение вспомогательной кривой объемов $W/\Delta t + 0{,}5q = f(q)$, для чего ординаты основной кривой объемов $W_м/\Delta t = f(Q_0)$ увеличивают на $0{,}5Q_0$ (рис. 17.4). Расчет сводится к определению левой части уравнения (17.25), в которой находятся все величины, заданные на начало каждого расчетного интервала.

По известным расходам притока вычисляем средний приток за каждый интервал (табл. 17.6), по расходу в нижнем створе в начале интервала $q_н$ и вспомогательной кривой определяем ему соответствующую сумму $W_н/\Delta t + 0{,}5\,q_н$ и вычисляем разность $\overline{Q} - q$. По сумме этих величин, которая равна $W/\Delta t + 0{,}5q_к$, и по вспомогательной кривой на рис. 17.4 находим искомый расход воды в нижнем створе участка $q_к$.

Расчет по этому способу не трудоемок и при достаточно крупном масштабе построения вспомогательной кривой обеспечивает высокую точность расчета движения воды от верхней к нижней границе каждого расчетного участка.

Приближенный расчет по формуле Г. П. Калинина — П. И. Милюкова. При расчетах движения воды в пределах участка, для которого $\varkappa = 0$, определение параметров расчета по способу Мас-

Таблица 17.7. **Расчет движения воды в реке по формуле Г. П. Калинина — П. И. Милюкова**

Q, м³/сек (по замерам)	$\overline{Q}$, м³/сек	$\overline{Q} - q$, м³/сек	$k(\overline{Q} - q_н)$, м³/сек	q, м³/сек	$q_ф$, м³/сек (по замерам)
366	—	—	—	350	—
	410	60	32		
454				382	380
	486	104	56		
517	—	—	—	438	422

кингам, см. формулу (17.22), существенно упрощается:

$$c_0 = c_1 = \frac{\Delta t}{\Delta t + 2\tau}; \quad c_2 = -\frac{\Delta t - 2\tau}{\Delta t + 2\tau}. \quad (17.26)$$

Если в формулу (17.21) ввести средний расход $\overline{Q} = 0{,}5\,(Q_н + Q_к)$ и новый параметр

$$k_1 = 2c_1 = \frac{2\Delta t}{\Delta t + 2\tau}, \quad (17.27)$$

получаем вариант этой формулы

$$q_к = q_н + k_1(\overline{Q} - q_н), \quad (17.28)$$

известный под названием формулы Г. П. Калинина — П. И. Милюкова.

В табл. 17.7 показан пример приближенного определения по формуле (17.28) расходов реки в конце 60-километрового участка при $\tau = 1{,}35$ *сут*, $\Delta t = 1$ *сут* и $k_1 = \frac{2 \cdot 1}{1 + 2{,}7} = 0{,}54$.

§ 17.3. Численный метод расчета движения ливневых вод на ЭВМ

Движение потоков воды в открытых руслах, образующихся в результате ливневого (дождевого) стока с водосборных бассейнов, для краткости назовем движением ливневых вод.

Такое движение имеет ряд специфических особенностей, в том числе и то, что начальная глубина потока незначительна или близка к нулю.

Задача расчета открытых русел при неустановившемся движении в них ливневых вод рассматривается в определенных границах: между начальным (левым) и конечным (правым) сечениями. Численные методы расчета движения ливневых вод, с учетом их особенностей, связаны с интегрированием уравнений А. Сен-Венана с помощью алгоритмов, разработанных в Институте гидродинамики СО АН СССР.

В результате специально проведенных исследований в Киевском автомобильно-дорожном институте были разработаны инженерные способы расчета неустановившегося движения ливневых вод в открытых руслах. С этой целью построены расчетные графики, основанием для которых явились результаты многовариантных расчетов, выполненных на ЭВМ. Ценность этих графиков состоит в том, что с их помощью, не прибегая в отдельных конкретных случаях к расчетам на ЭВМ, но практически с той же точностью, можно определить расчетные значения расхода, скорости и глубин для большого круга практических задач.

В качестве различных факторов, влияющих на трансформацию по длине потока максимальных расходов Q_{max}, скоростей V_{max} и глубин h_{max}, рассмотрены: форма и параметры гидрографа в начальном сечении; ширина и длина русла; шероховатость русла; продольный уклон дна русла; условия стеснения русла в конечном сечении; формы и размеры поперечного сечения русла.

В качестве левого (начального) граничного условия при неустановившемся движении воды в русле приняты графики притока ливневых вод к начальному сечению, схематизированные в виде треугольника или многоугольника.

При проведении многочисленных расчетов на ЭВМ и анализе полученных результатов было установлено, что важную роль играет величина отношения Q_{max}/W, где Q_{max} — максимальный расход в начальном (исходном) сечении, для

принятого гидрографа стока берется с размерностью $м^3/сек$; W — общий объем стока, тыс. $м^3$.

Результаты сопоставления расчетов неустановившегося движения ливневых вод на ЭВМ и специально проведенных (по тем же исходным данным) опытов и данных натурных исследований убедительно свидетельствуют о близкой сходимости опытных данных с расчетными, что позволяет считать достоверными результаты расчетов неустановившегося движения ливневых вод на ЭВМ.

Имея исходный гидрограф в начальном сечении русла, можно, используя графики, построен-



Рис. 17.5

ные с учетом изменения различных факторов, вычислить расчетное значение расхода q_{ip} в любом сечении по длине русла. Но следует отметить, что инженерные расчеты сводятся не только к определению q_{ip}, но и к нахождению расчетных величин скорости и глубин. Поэтому, зная величину расхода в любом сечении русла, можно найти соответствующие ему значения h_{ip} и V_{ip}. При известном расходе и одной из величин h_{ip}, V_{ip} с помощью формулы $q = \omega V$ определяется другая величина.

В связи с вышеизложенным одной из важных задач инженерных расчетов является обоснование выбора главной связи расхода q_{ip} с глубиной h_{ip} или скоростью V_{ip}. Решение этой задачи позволяет определить возможность и степень достоверности определения одной из них по расчетным графикам, при известном q_{ip}, а также необходимость аналитического подсчета другой величины.

Выполненные исследования показали, что в качестве главной связи следует принять зависимость $V_{max} = f(Q_{max})$ для начального сечения русла (рис. 17.5).

Предлагается следующая схема инженерных методов расчета неустановившегося движения ливневых вод в открытых руслах.

Основные расчетные зависимости:

$$q_{ip} = Q_{max}\varphi_q\varphi'_{q\phi}\varphi'_{qn}\varphi'_{ql}\varphi'_{qi}\varphi'_{qM}\varphi'_{qm}; \qquad (17.29)$$

$$V_{ip} = V_{max}\varphi_V\varphi'_{Vn}\varphi'_{Vl}\varphi'_{Vi}\varphi'_{VM}\varphi'_{Vm}, \qquad (17.30)$$

где q_{ip} — расход в любом сечении русла; V_{ip} — скорость в любом сечении русла; Q_{max} — максимальный расход гидрографа в начальном сечении русла; V_{max} — максимальная скорость течения потока в начальном сечении русла, устанавливаемая по графику главной связи (рис. 17.5); φ_q; φ_V — коэффициенты трансформации расхода и скорости; $\varphi'_{q\phi}$ — поправочные коэффициенты, учитывающие форму исходного гидрографа; φ'_{qn}; φ'_{Vn} — поправочные коэффициенты на шероховатость; φ'_{ql}; φ'_{Vl} — поправочные коэффициенты на длину; φ'_{qi}; φ'_{Vi} — поправочные коэффициенты на уклон; φ'_{qM}; φ'_{VM} — поправочные коэффициенты, учитывающие степень стеснения русла в конечном сечении; φ'_{qm}; φ'_{Vm} — поправочные коэффициенты на форму и размеры русла.

Зависимости (17.29) и (17.30) являются не эмпирическими, их следует рассматривать как сокращенное решение уравнений Сен-Венана, представленное в удобном для инженерных расчетов виде. Следует отметить, что зависимости (17.29) и (17.30) приведены в общем виде, а при практических расчетах многие из поправочных коэффициентов равны единице. В то же время произведение $\varphi'_j \cdot \varphi'_k$ не может быть больше единицы, а поэтому в расчет принимается $\varphi'_j \cdot \varphi'_k \leqslant 1$.

При решении уравнений Сен-Венана граничное условие в конечном (правом) сечении русла характеризуется однозначной связью между расходом и глубиной $Q = Mh^{3/2}$ (для прямоугольных и трапецоидальных русел) или $Q = M_1h^{5/2}$ (для треугольных русел). Данное условие соответствует случаям, когда участок русла заканчивается уступом, малым мостом, быстротоком (переломом уклона дна русла), водопропускной трубой и т. п. Такой вид неустановившегося движения имеет широкое распространение и рассматривается в ряде практических случаев (дорожные водоотводные сооружения, ливневые канализационные лотки и коллекторы, наполнение и опорожнение емкостей и т. п.).

Для русел прямоугольной формы сечения коэффициент $M = m\sqrt{2g}b_{кон}$, где m — коэффициент расхода, а $b_{кон}$ — отверстие сооружения (или русла) в конечном сечении. В руслах треугольного поперечного сечения $M_1 = 1{,}4\ tg\ \Theta$, где $tg\ \Theta = m_{отк}$, $m_{отк}$ — коэффициент заложения крутизны откосов, причем, если $m_{отк} = 1$; 1,5; 3; 5; 10; 25; 50, то $M_1 = 1{,}4$; 2,1; 4,2; 7; 14; 35; 70.

Расчеты неустановившегося движения ливневых вод с использованием предлагаемых графиков позволяют уменьшить (до 40%) значения начальных максимальных расходов, глубин и скоростей с учетом их распластывания по длине русла.

Форма и параметры исходного гидрографа в начальном сечении русла оказывают существенное влияние на элементы потока (расход, скорость и глубину) при его неустановившемся движении.



Рис. 17.6

С целью разработки критериев количественной оценки формы и параметров гидрографа были проведены многочисленные и многовариантные расчеты на ЭВМ.

Все расчеты производились для прямоугольного русла шириной 10 *м* и длиной 1000 *м* при уклоне дна $i = 0{,}001$ и коэффициенте шероховатости $n = 0{,}02$. В конечном сечении русла (правое граничное условие) имеет место незначительное стеснение русла с боков (мостом) с отверстием сооружения $b_{кон} = 9{,}5$ *м*, чему соответствует коэффициент $M = 15$.

Расчетные графики построены для пяти створов по длине русла: начального — нулевого

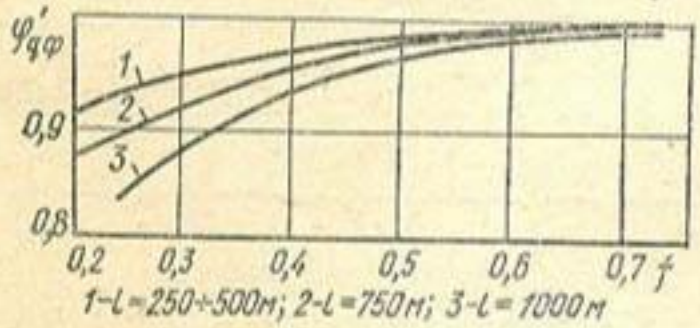


Рис. 17.7

(0 *м*); промежуточных (10-го — 250 *м*; 20-го — 500 *м* и 30-го — 750 *м*) и конечного, 40-го створа (1000 *м*).

Выбор таких данных не является случайным, так как при расчетах по зависимостям (17.29) и (17.30) можно учесть влияние любой исходной величины при ее изменении в широком диапазоне.

Для сопоставления результатов расчетов по всем гидрографам принят единый критерий оценки — коэффициент трансформации φ_q, который для расходов выражает собой отношение максимального расхода конкретного гидрографа в данном створе q_{ip} к максимальному расходу в начальном сечении Q_{max}. По аналогии с этим принят соответствующий коэффициент трансформации φ_V для скорости.

С целью сравнения многоугольных гидрографов между собой был принят критерий полноты гидрографа f, представляющий собой отношение площади действительного многоугольного гидрографа к площади условного треугольника гидрографа с той же высотой (Q_{max}) и тем же основанием ($\Sigma\Delta t$).

Анализ данных для гидрографов треугольной формы указывает на строгую закономерность зависимости коэффициента трансформации φ_q главным образом от отношения Q_{max}/W. Поэтому для практических расчетов наиболее удобен график зависимости $\varphi_q = f(Q_{max}/W)$, представленный на рис. 17.6 и позволяющий определять коэффициент трансформации φ_q для рассмотренных типов гидрографов.

С целью количественной оценки влияния формы гидрографа введен поправочный коэффициент трансформации на форму исходного гидрографа $\varphi'_{q\phi}$, представляющий собой отношение макси-



Рис. 17.8

мального расхода гидрографа многоугольной формы к максимальному расходу соответствующего гидрографа треугольной формы в одном и том же створе. Значения коэффициента $\varphi'_{q\phi}$ в зависимости от величины f берутся из графика, представленного на рис. 17.7.

Анализ результатов подсчета средних в сечении скоростей производился таким же образом, как и для расходов.

График $\varphi_V = f(Q_{max}/W)$ (рис. 17.8) служит одновременно для определения коэффициента φ_V при исходных многоугольных и треугольных

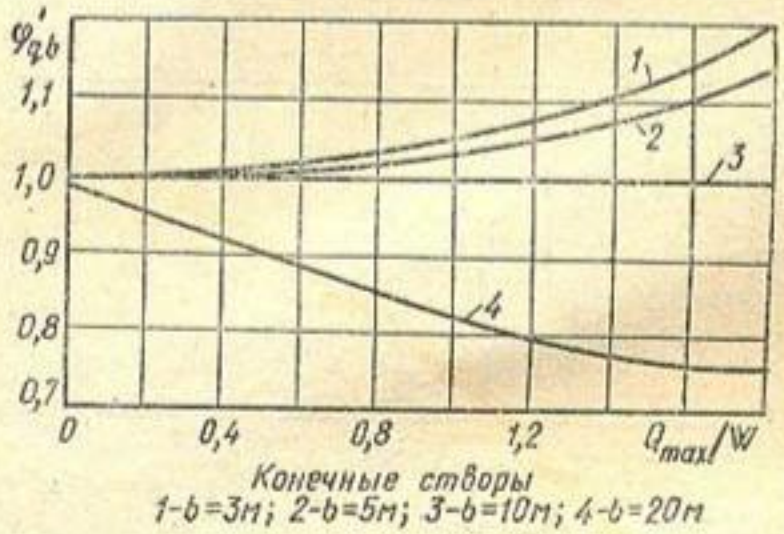


Рис. 17.9

гидрографах, так как форма гидрографа практически не влияет на величины максимальных скоростей и коэффициент φ_V.

Количественная оценка влияния ширины русла на расход произведена с помощью поправочного коэффициента на ширину φ'_{qb}, представляющего собой отношение максимального расхода конкретного гидрографа в данном створе при любой ширине b к максимальному расходу в том же створе при ширине 10 *м*. Установлено, что значения φ'_{qb} весьма существенны для последнего, 40-го створа, т. е. влияние ширины русла здесь сказывается наиболее сильно.

На рис. 17.9 представлен график зависимости $\varphi'_{qb} = f\,(Q_{max}/W)$ для 40-го створа. Пользуясь

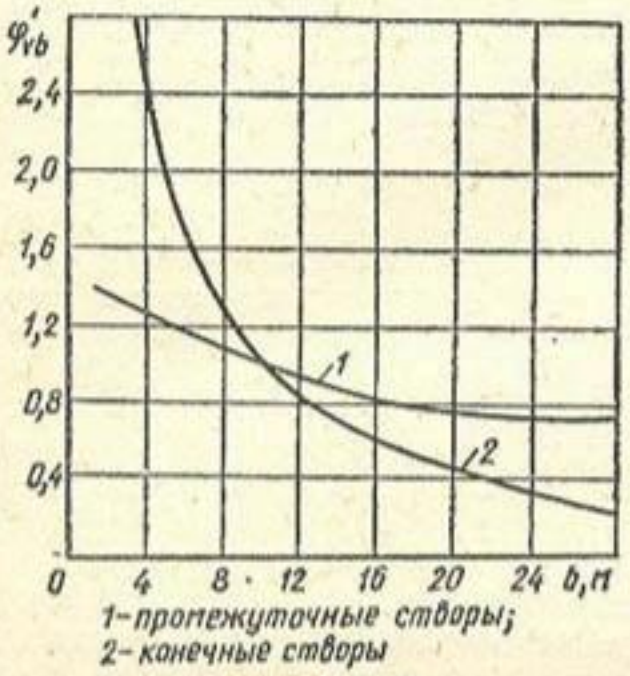


Рис. 17.10

этим графиком, можно найти поправочный коэффициент φ'_{qb} для любых отношений Q_{max}/W и ширины русла. Зная поправочный коэффициент

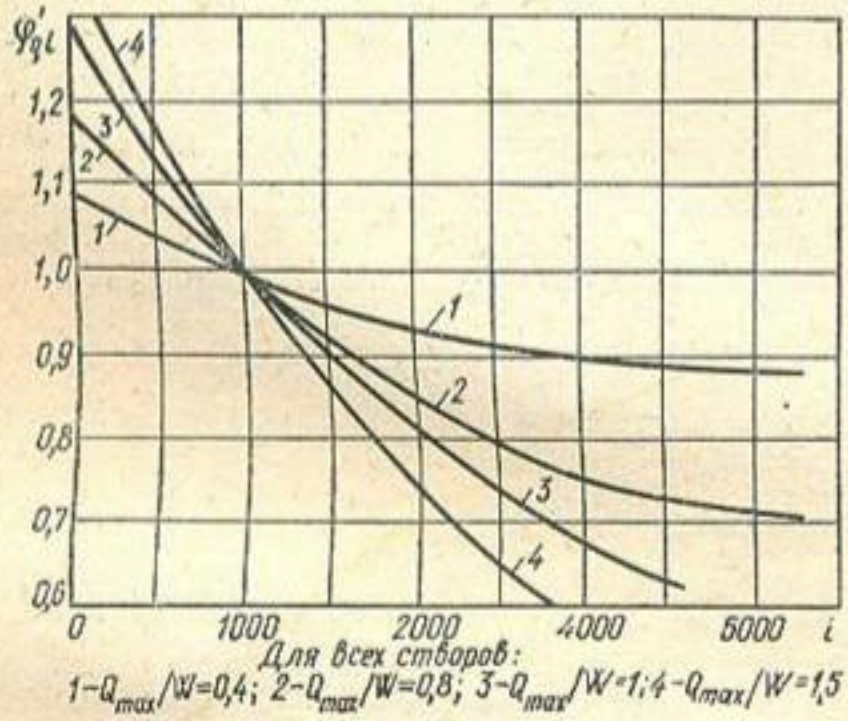


Рис. 17.11

φ'_{qb}, легко можно подсчитать величину максимального расхода с учетом трансформации в любом сечении русла в зависимости от его ширины.

График, изображенный на рис. 17.10, дает возможность установить поправочный коэффициент φ'_{Vb}, а по нему можно получить скорость

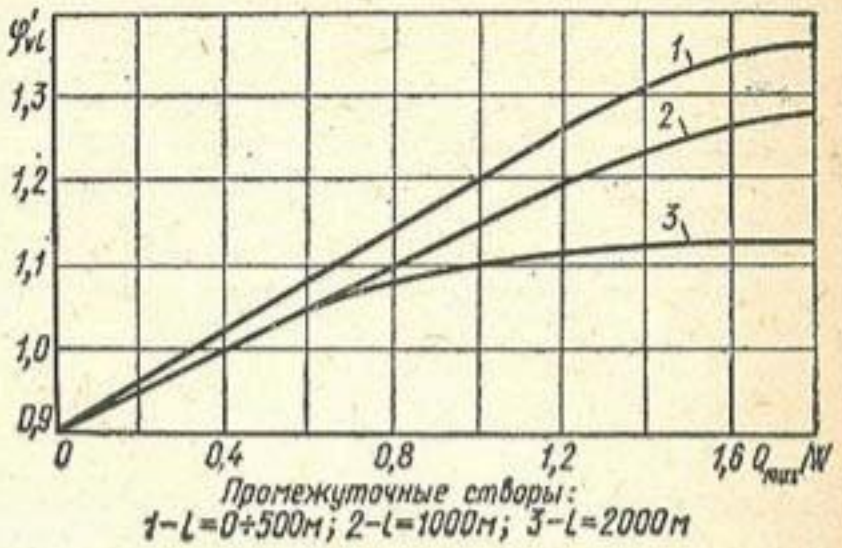


Рис. 17.12

для любого гидрографа в любом сечении русла при разной ширине.

Для количественной оценки влияния длины русла l на расход введен поправочный коэффициент φ'_{ql} — отношение максимального расхода в данном сечении к максимальному расходу при длине 1000 *м*. Для практических расчетов реко-

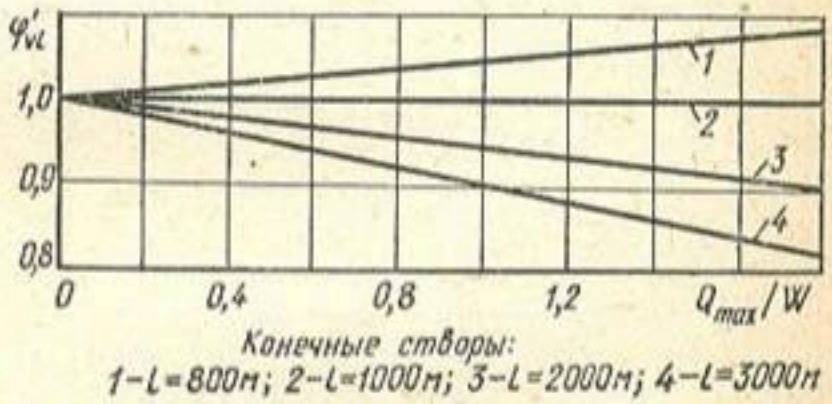
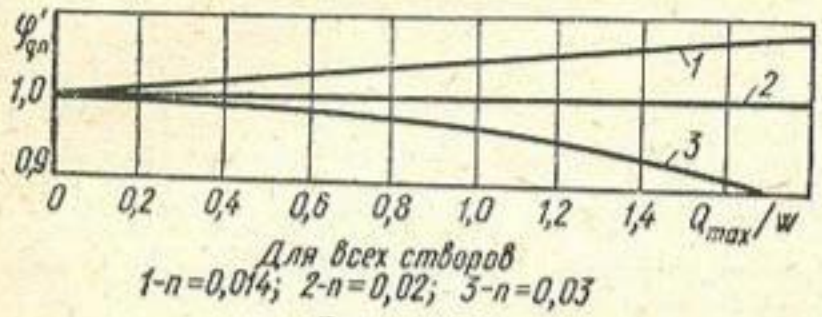


Рис. 17.13

мендуется график зависимости $\varphi'_{ql} = f\,(l)$, представленный на рис. 17.11. График служит для определения φ'_{ql}, по значению которого можно судить о степени распластываемости потока и вычислить максимальное значение трансформированного расхода на любом отдалении от начального сечения.

Влияние длины на скорость учитывается поправочным коэффициентом φ'_{Vl}, равным отношению максимальных скоростей в данном сечении к максимальной скорости соответствующего гидрографа при длине $l = 1000$ *м*. Значения коэффициента φ'_{Vl} можно получить по графикам, представленным на рис. 17.12 и 17.13. Для облегчения определения φ'_{Vl} кривые зависимости $\varphi'_{Vl} = f\,(l)$ нанесены на два графика: для конечных створов и для промежуточных.

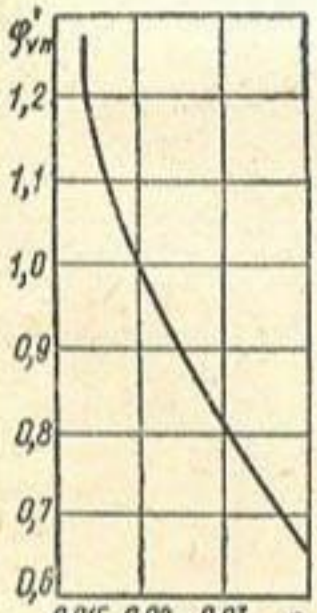
Влияние шероховатости русла учитывается поправочными коэффициентами φ'_{qn} и φ'_{Vn}. Для расчетов рекомендуются графики зависимостей



Для всех створов
1-n=0,014; 2-n=0,02; 3-n=0,03

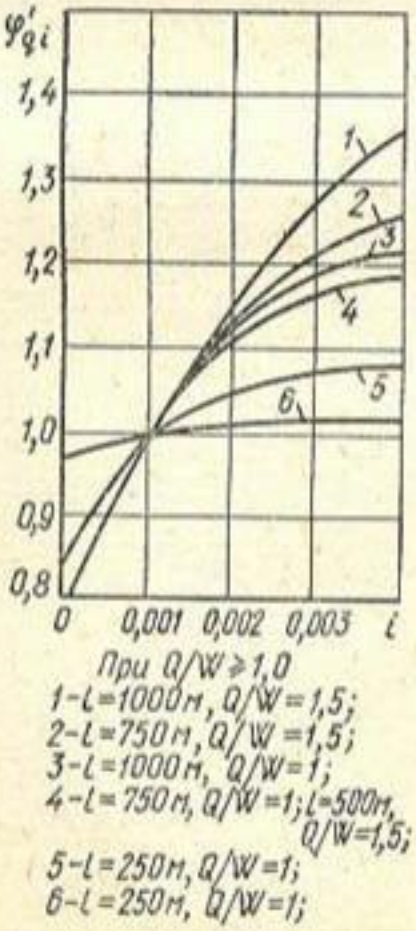
Рис. 17.14

$\varphi'_{qn} = f(Q_{max}/W)$, $\varphi'_{Vn} = f(n)$, представленные на рис. 17.14 и 17.15. Значения φ'_{qn} по створам изменяются незначительно и поэтому приняты одинаковыми для всех сечений и равными их среднему значению. Зависимости $\varphi'_{qn} = f(Q_{max}/W)$ построены для рассмотренных трех значений коэффициента шероховатости (0,014; 0,02 и 0,03). Для других значений n коэффициент φ'_{qn} определяется интерполяцией. График зависимости $\varphi'_{Vn} = f(n)$ дается для промежуточных створов. Для конечных створов φ'_{Vn} всех гидрографов практически равен единице.



Для всех промежуточных створов (для конечного створа $\varphi'_{Vn}=1$)

Рис. 17.15



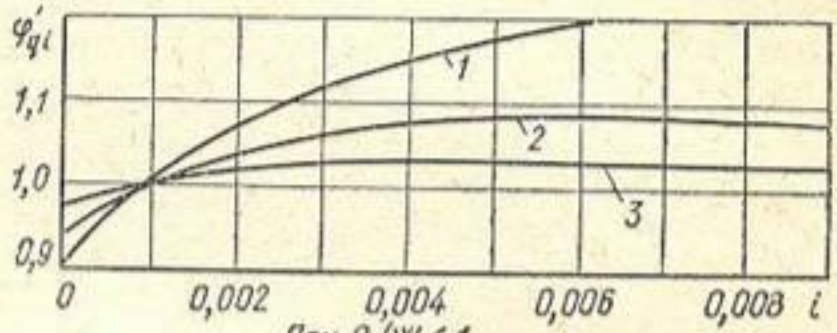
При $Q/W \geqslant 1,0$
1-l=1000 м, Q/W=1,5;
2-l=750 м, Q/W=1,5;
3-l=1000 м, Q/W=1;
4-l=750 м, Q/W=1; l=500 м, Q/W=1,5;
5-l=250 м, Q/W=1;
6-l=250 м, Q/W=1;

Рис. 17.16

Для учета уклона дна в практических расчетах рекомендуется использовать графики зависимостей $\varphi'_{qi} = f(i)$ при $Q_{max}/W \geqslant 1$ и $Q_{max}/W \leqslant 1$ (см. рис. 17.16 и 17.17).

Для конечного створа скорости весьма мало зависят от уклона и практически равны их значению при $i = 0{,}001$. График $\varphi'_{Vi} = f(i)$, представленный на рис. 17.18, служит для определения поправочного коэффициента φ'_{Vi} на уклон.

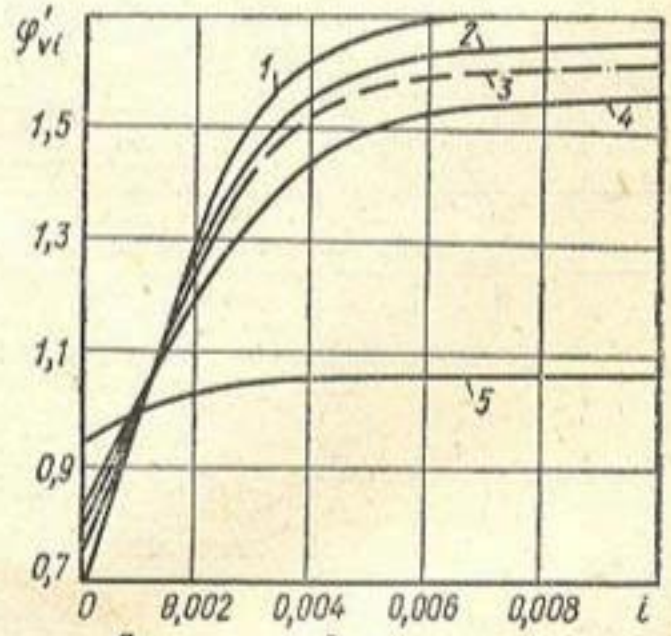
С целью количественной оценки степени стеснения русла в конечном сечении введены попра-



При $Q/W \leqslant 1$
1-l=750÷1000 м, Q/W=0,8; 2-l=750÷1000 м, Q/W=0,4; l=500 м, Q/W=0,8;
3-l=250÷500 м, Q/W=0,4; l=250 м, Q/W=0,8

Рис. 17.17

вочные коэффициенты φ'_{qM} и φ'_{VM}. Анализ их значений указывает на то, что при $M \geqslant 15$ никакого стеснения русла водосливом в конечном сечении нет (для расходов), а поэтому $\varphi'_{qM} \approx 1$. При $M < 15$ значения φ'_{qM} весьма существенны, что вполне справедливо, так как к условиям естест-



$1-\frac{Q_{max}}{W}=0{,}4$; $3-\frac{Q_{max}}{W}=1$; $2-\frac{Q_{max}}{W}=0{,}8$; $4-\frac{Q_{max}}{W}=1{,}5$ } Промежуточные створы

5 – конечные створы при любом отношении Q_{max}/W

Рис. 17.18

венного распластывания потока, в силу его неустановившегося движения, добавляется аккумулирующее влияние водослива на поток в русле. Значение φ'_{VM} для конечного сечения русла не

зависит от номера гидрографа (т. е. отношения Q_{max}/W). Для всех остальных сечений при $M \geqslant 15$ коэффициент $\varphi'_{VM} \approx 1$ и практический

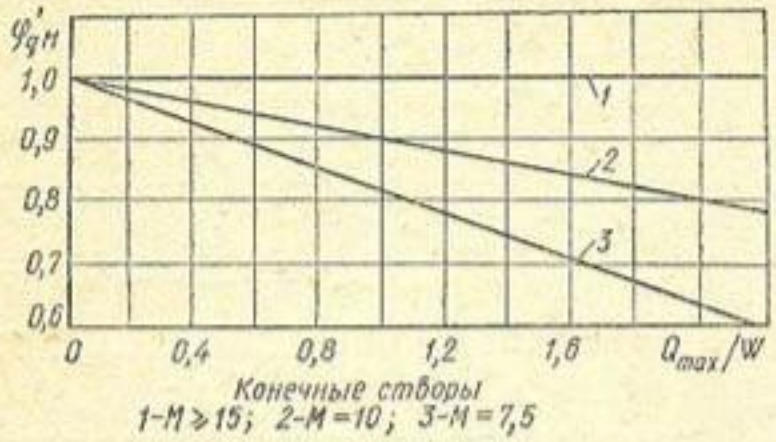


Рис. 17.19

интерес представляют только значения φ'_{VM} в 30-м створе. Для расчетов предлагается использовать графики зависимостей $\varphi'_{qM} = f(M)$, рис. 17.19; $\varphi'_{VM} = f(M)$, рис. 17.20.

Расчеты неустановившегося движения потока ливневых вод производились для русел прямо-

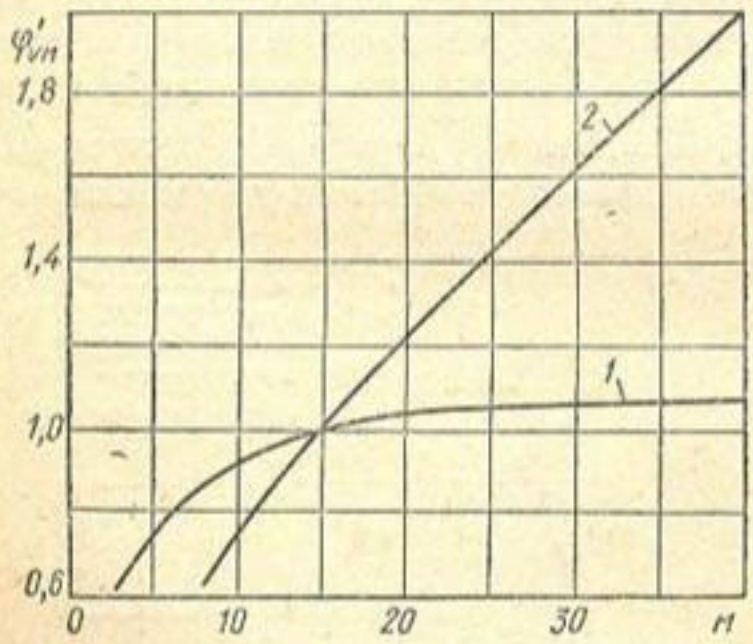


Рис. 17.20

1 — 30-й створ при $Q_{max}/W < 0{,}8$; *2* — для конечного створа при любом отношении Q_{max}/W

угольной, трапецоидальной и треугольной форм сечения.

С целью количественной оценки влияния трапецоидальной формы русла на расход введен поправочный коэффициент φ'_{qm}, который для удобства сравнения принят как отношение максимального расхода данного гидрографа при заложении откоса $m \neq 0$ к максимальному расходу в том же створе при $m = 0$. Для оценки относительного влияния крутизны откосов были проведены расчеты при $b = 5$ для тех же расчетных случаев, что и при $b = 10$. Во всех случаях значения коэффициента φ'_{qm} близки к единице, т. е. крутизна заложения откосов незначительно влияет на величину трансформации расхода Q_{max}. На рис. 17.21 представлен график зависимости $\varphi'_{qm} = f(m)$ для нахождения φ'_{qm}.

Поправочный коэффициент для скорости φ'_{Vm} определяется по графику (рис. 17.22), на котором приведены кривые функции φ'_{Vm} для промежуточного и конечного створов, независимо от Q_{max}/W.

Для оценки влияния крутизны заложения откосов m в руслах треугольной формы введен поправочный коэффициент φ'_{qm}, представляющий собой отношение максимального расхода определенного гидрографа при $m \neq 1$ к максималь-



Рис. 17.21

ному расходу в том же створе при $m = 1$. Значения поправочного коэффициента φ'_{qm} зависят как от величины m и отношения Q_{max}/W, так и от расстояния по длине (т. е. номера створа). Поэтому для упрощения кривые зависи-

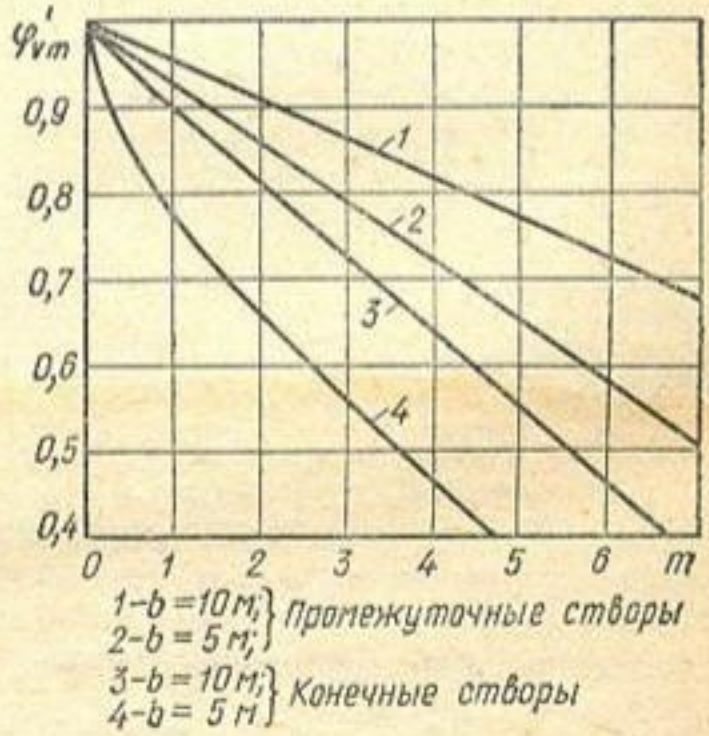


Рис. 17.22

мости $\varphi'_{qm} = f(m)$ представлены на двух графиках. На одном даны кривые при $Q_{max}/W \leqslant 1$, на другом — при отношении $Q_{max}/W > 1$ (рис. 17.23 и 17.24).

На рис. 17.25 приведены графики зависимости $\varphi'_{Vm} = f(m)$, позволяющие определить значения φ'_{Vm} и максимальной скорости V_{im}, которые в

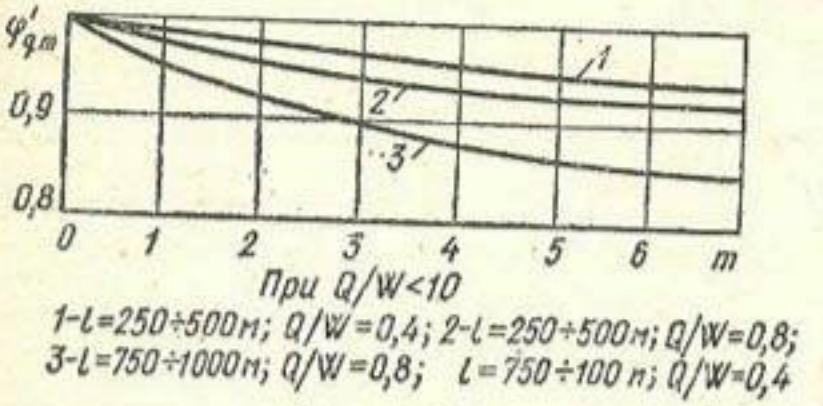


Рис. 17.23

определенных случаях могут изменяться в большом диапазоне.

Пример расчета. Определить расчетные значения расхода q_{ip}, скорости V_{ip} и глубины h_{ip} в конечном сечении прямоугольного русла длиной $l = 2000$ *м*, шириной $b = 20$ *м*, с уклоном дна $i = 0{,}001$, с коэффициентом шероховатости $n = 0{,}03$ и коэффициентом расхода $M = 15$ при начальном треугольном гидрографе с параметрами $Q_{max} = 30$ *м³/сек*, $W = 19$ тыс. *м³* и $t_1 = 10$ *мин*.

Р е ш е н и е. Устанавливаем, что в течение всего расчета остается постоянным отношение $Q_{max}/W = 30/19 = 1{,}57$.

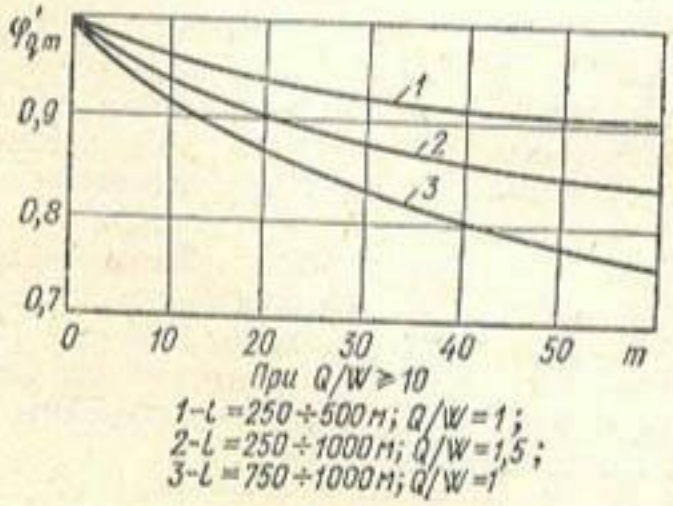


Рис. 17.24

Расчетные значения q_{ip}, V_{ip}, h_{ip} определяются по следующим формулам:

$$q_{ip} = Q_{max}\varphi_q\varphi'_{ql}\varphi'_{ql}\varphi'_{qn};$$

$$V_{ip} = V_{max}\varphi'_V\varphi'_{Vb}\varphi'_{Vl}\varphi'_{Vn};$$

$$h_{ip} = \frac{q_{ip}}{bV_{ip}}.$$

Значения коэффициентов определяются графически.

Для принятого гидрографа стока установим расчетные характеристики потока при $l = 1000$ *м*, $b = 10$ *м*, $i = 0{,}001$, $n = 0{,}02$:

1. По графику рис. 17.5 устанавливаем, что $Q_{max} = 30$ *м³/сек* соответствует $V_{max} = 2{,}04$ *м/сек*.

2. Коэффициенты трансформации φ_q и φ_V находим по графикам

$$\varphi_q = f_1(Q_{max}/W) \text{ и } \varphi_V = f_2(Q_{max}/W);$$

при $Q_{max}/W = 1{,}57$: $\varphi_q = 0{,}66$; $\varphi_V = 0{,}69$.

3. Поправочные коэффициенты на ширину φ'_{qb} и φ'_{Vb} определяем по графикам, представлен-



Рис. 17.25

ным на рис. 17.9 и 17.10; при $Q_{max}/W = 1{,}57$ и $b = 20$ *м*: $\varphi'_{qb} = 0{,}76$; $\varphi'_{Vb} = 0{,}42$.

4. Поправочные коэффициенты φ'_{ql} и φ'_{Vl}, учитывающие влияние длины, устанавливаем по графическим зависимостям $\varphi'_{ql} = f(l)$ и $\varphi'_{Vl} = f(l)$, рис. 17.11 и 17.13, для конечного сечения;

при $l = 2000$ *м*: $\varphi'_{ql} = 0{,}74$; $\varphi'_{Vl} = 0{,}91$.

5. Поправочные коэффициенты на шероховатость φ'_{qn}, φ'_{Vn} определяем по графикам, представленным на рис. 17.14 и 17.15; при $n = 0{,}03$: $\varphi'_{qn} = 0{,}91$; $\varphi'_{Vn} = 1$.

Имея все коэффициенты, находим:

$$q_{ip} = 30 \cdot 0{,}66 \cdot 0{,}76 \cdot 0{,}74 \cdot 0{,}91 = 10{,}11 \text{ } м^3/сек;$$

$$V_{ip} = 2{,}04 \cdot 0{,}69 \cdot 0{,}42 \cdot 0{,}91 \cdot 1 = 0{,}52 \text{ } м/сек.$$

Зная $q_{ip} = 10{,}11$ *м³/сек*, $V_{ip} = 0{,}52$ *м/сек*, можно определить

$$h_{ip} = \frac{10{,}11}{20 \cdot 0{,}52} = 0{,}96 \text{ } м.$$

Глава 18

ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

§ 18.1. Общие характеристики и уравнения

Явление движения воды в грунтах и пористых средах называется *фильтрацией воды*. При этом обычно рассматривают движение только гравитационной, т. е. свободной, воды, которая движется под действием силы тяжести.

Грунтовая вода, находясь в движении, образует *фильтрационный поток*. Движение грунтовых вод может быть как напорным, так и безнапорным. При безнапорном движении фильтрационный поток ограничивается сверху свободной поверхностью, в точках которой давление является постоянным и обычно равно атмосферному. Эта свободная поверхность называется *депрессионной поверхностью*, а линия пересечения ее с вертикальной плоскостью называется *кривой депрессии*.

Объем воды, проходящий через данное живое сечение пористой среды в единицу времени, называют *фильтрационным расходом*. Под *скоростью фильтрации* понимают частное от деления расхода на площадь сечения всей пористой среды, через которую происходит фильтрация. Таким образом, скорость фильтрации является фиктивной скоростью течения, отличной от той действительной скорости течения, с которой вода непосредственно перемещается в порах грунта.

Фильтрация может быть *ламинарной* и *турбулентной*.

Для ламинарной фильтрации основной зависимостью является формула Дарси

$$V = kI, \qquad (18.1)$$

где V — скорость фильтрации; k — коэффициент фильтрации; I — пьезометрический уклон.

Зависимость (18.1) имеет определенные границы применимости. Для воды обычной температуры ($\nu \approx 0{,}01$ *см²/сек*) различные авторы рекомендуют применять указанную формулу в случае, если

$$Vd < 0{,}01 \div 0{,}07, \qquad (18.2)$$

где d — диаметр частиц грунта (некоторого среднего размера), *см*.

Если условие (18.2) не выполняется, то имеет место турбулентная фильтрация, для которой скорость фильтрации определяется зависимостью

$$V = k_T I^m, \qquad (18.3)$$

где k_T — коэффициент фильтрации для турбулентного движения грунтовой воды; m — показатель степени, по опытным данным он находится в пределах $0{,}5 \leqslant m \leqslant 1$, наиболее часто принимают $m = 0{,}5$.

Таким образом, формула Дарси (18.1) или зависимость (18.3) дают возможность определять скорость фильтрации в любой точке фильтрационного потока при любом характере движения грунтовых вод.

Особое внимание уделяется коэффициенту фильтрации k, который физически выражает собой скорость фильтрации при уклоне $I = 1$.

Коэффициент фильтрации может быть определен лабораторным, расчетным и полевым методами.

В лабораторных условиях значение k определяется с помощью прибора Дарси для образца интересующего нас грунта.

Расчетный метод основан на использовании различных эмпирических зависимостей. Для равнозернистого песка часто используют формулу Хэзена

$$k = Ac\tau d_э^2, \qquad (18.4)$$

где A — коэффициент, учитывающий размерность величины k (если k в *м/сут*, то $A = 1$); c — коэффициент, зависящий от степени засорения песка глинистыми частицами (с увеличением степени засорения c уменьшается), $c = 500 \div 1000$; τ — поправка на температуру воды,

$$\tau = 0{,}70 + 0{,}03t^\circ, \qquad (18.5)$$

здесь t° — температура в градусах по Цельсию; $d_э$ — диаметр частиц грунта, *мм*, вес которых вместе с весом частиц грунта меньше $d_э$ составляет 10% веса всего грунта; $d_э$ называется эффективным, или действующим, диаметром частиц грунта (иногда вместо $d_э$ пишут d_{10}).

Величина $d_э$ может быть найдена по кривой гранулометрического состава (рис. 18.1). По этой же кривой также находят диаметр d_{60}, который отвечает 60% веса всего грунта. Величину отношения $d_{60}/d_э$ называют коэффициентом разнозернистости грунта.

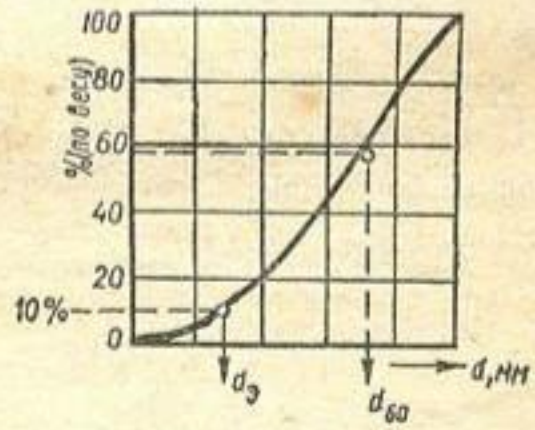


Рис. 18.1

Формула Хэзена применима для песков, имеющих $d_э$ от 0,1 до 3 *мм*, и при коэффициенте разнозернистости менее 5.

Таблица 18.1. **Коэффициенты фильтрации грунтов, k**

Наименование грунта	k, *см/сек*	Наименование грунта	k, *см/сек*
Глина	$1 \cdot 10^{-7}$	Мелкозернистый песок	$1 \cdot 10^{-4} \div 1 \cdot 10^{-3}$
Суглинок	$1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-5}$	Среднезернистый песок	$1 \cdot 10^{-3} \div 1 \cdot 10^{-2}$
Супесь	$1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-3}$	Крупнозернистый песок	$1 \cdot 10^{-2} \div 1 \cdot 10^{-1}$
Иловатые грунты	$1 \cdot 10^{-3} \div 1 \cdot 10^{-2}$	Гравий и галька	$1 \cdot 10^{-1} \div 1 \cdot 10$
Торфянистые грунты	$1 \cdot 10^{-4} \div 1 \cdot 10^{-3}$		

Таблица 18.2. **Коэффициенты фильтрации гравелистых материалов (по В. С. Истоминой)**

Средний диаметр частиц d_{50}	35	21	10	7	5,8	3	2,9
Коэффициент неоднородности $\eta = d_{60}/d_{10}$	2,7	2	2	6,3	5,9	3,5	2,7
Пористость p	0,38	0,4	0,4	0,33	0,33	0,38	0,38
Коэффициент фильтрации (при температуре $t = 10°$ С) k, *см/сек*	20	20	10	5	3,3	0,8	0,8

Таблица 18.3. **Коэффициенты фильтрации крупнозернистых (однородных) материалов (по С. В. Избашу)**

Диаметр частиц, приведенных к шару d, *мм*	2	3,6	5,85	5,94	7,26	8,33	12,5	14,6	16,4	22
Коэффициент фильтрации k, *м/сек*	0,312	1,9	2,87	4,2	6,5	7,10	7,2	7,35	14,15	13,5

В настоящее время эмпирические формулы для определения k применяются редко. Чаще значения k определяют с помощью прибора Х. Дарси или на основании обобщения опытных и натурных данных для различных видов грунтов и материалов. В табл. 18.1, 18.2 и 18.3 приведены примерные осредненные значения коэффициента фильтрации.

Все методы расчета фильтрации подразделяются на две группы: *гидродинамические (гидромеханические)* и *гидравлические*.

Гидродинамические методы основаны на теории функций комплексного переменного и позволяют определять скорости течения, давления и их градиенты в любой точке. Они дают точные решения, так как не связаны с введением грубых допущений. Недостатком этих методов является их трудоемкость и ограниченность применения частными случаями при известных точных начальных данных, для которых решение можно довести до конца. Обычно эти методы используют для расчета особо важных гидротехнических объектов.

Гидравлические методы расчета менее точны, содержат ряд допущений и позволяют, кроме построения депрессионной кривой, определять только осредненные характеристики потока (скорость фильтрации, напоры и глубины). Однако сравнительная простота решения и достаточная точность для практических расчетов способствуют их широкому распространению. Эти методы расчета изложены ниже.

Движение фильтрационного потока может быть *равномерным* и *неравномерным*, *установившимся* и *неустановившимся*.

При равномерном движении поверхность потока параллельна линии дна потока и, следовательно $I = i_0$. Тогда скорость ламинарной фильтрации

определится по формуле

$$V = ki_0, \tag{18.6}$$

а расход

$$Q = \omega k i_0. \tag{18.7}$$

Для плоской задачи при расходе на единицу ширины русла

$$q = \frac{Q}{b} = h_0 k i_0, \tag{18.8}$$

глубина потока при равномерном движении

$$h_0 = \frac{q}{k i_0}. \tag{18.9}$$

Для неравномерного плавноизменяющегося движения грунтовых вод в случае плоской задачи частым является случай горизонтального русла ($i_0 = 0$) и тогда основное уравнение при ламинарном режиме принимает вид

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L}. \tag{18.10}$$

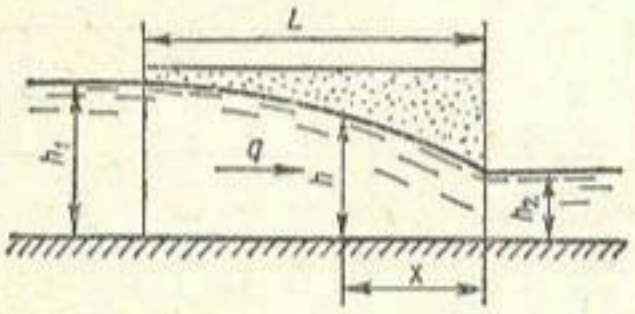


Рис. 18.2

По этому уравнению, называемому уравнением А. Дюпюи, можно построить кривую депрессии (рис. 18.2) и определить фильтрационный расход q.

При этом

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} k, \tag{18.11}$$

а построение кривой депрессии можно выполнить по уравнению

$$\frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_2^2}{2x}, \tag{18.12}$$

откуда

$$h = \sqrt{h_2^2 + \frac{q}{k} 2x}, \tag{18.13}$$

здесь x — расстояние до сечения с глубиной h.

Следует подчеркнуть, что уравнение Дюпюи позволяет получить только осредненные характеристики грунтового потока.

§ 18.2. Основные случаи ламинарной фильтрации

Приток грунтовой воды к водосборной галерее или дрене

Дно галереи расположено на уровне горизонтального водоупора (рис. 18.3). В этом случае фильтрационный расход при одностороннем притоке воды по уравнению А. Дюпюи составит

$$q = \frac{k(H^2 - h^2)}{2L}, \tag{18.14}$$

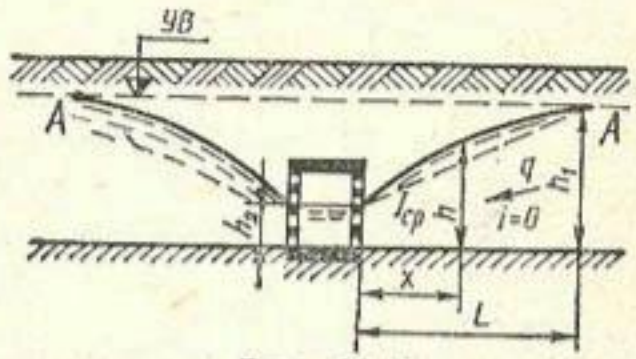


Рис. 18.3

где H — мощность водоносного слоя; L — длина влияния галереи, устанавливаемая на основании данных гидрогеологических изысканий.

В случае отсутствия данных о величине L расход может быть получен по зависимости

$$q = kI_{ср} \frac{H + h}{2}, \tag{18.15}$$

где $I_{ср}$ — средний уклон кривой депрессии, принимаемый для различных грунтов:

Галька, крупный песок	0,003—0,005
Песок (в зависимости от крупности)	0,005—0,015
Песчаноглинистые грунты (в зависимости от плотности)	0,05—0,1
Глинистые грунты	0,1
Плотные глины	0,15

При двухстороннем притоке

$$q = \frac{k(H^2 - h^2)}{L}. \tag{18.16}$$

Если полную длину галереи обозначить через l, то расход всей галереи будет

$$Q = ql.$$

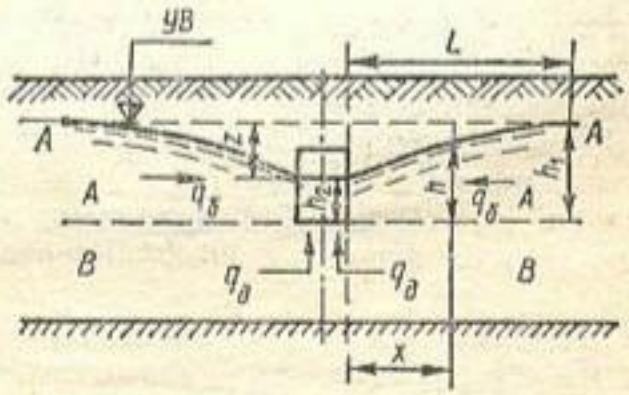


Рис. 18.4

Дно галереи расположено выше уровня горизонтального водоупора. В этом случае приближенное решение вопроса о притоке воды было предложено Р. Р. Чугаевым. Оно заключается в том, что фильтрационный поток (рис. 18.4) разбивается на два фрагмента.

Фрагмент A обеспечивает приток воды к галерее сбоку, величина бокового притока $q_б$ может быть определена по зависимости (18.11).

Фрагмент B обеспечивает приток воды, в условиях напорного движения, к галерее через половину ширины ее дна. Величину фильтрационного расхода в этом случае $q_д$ можно определить с помощью графика Р. Р. Чугаева (рис. 18.5) для напора $z = h_1 - h_2$. Из графика непосредственно определяется величина $\frac{q_д}{kz}$ в зависимости от величин α и β:

$$\alpha = \frac{L}{L + \frac{b}{2}}; \quad \beta = \frac{L}{T}. \qquad (18.17)$$

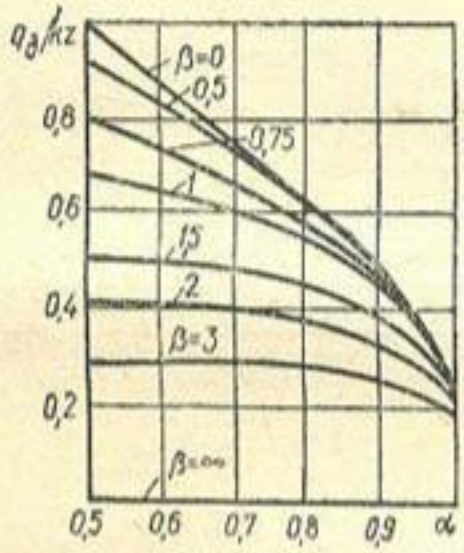


Рис. 18.5

Полная величина удельного притока воды к галерее (на 1 *м* длины)

$$q = 2(q_б + q_д).$$

Приток воды к колодцам

Совершенный круглый колодец, доходящий до водоупора (рис. 18.6). В этом случае расход составляет

$$Q = 1{,}36 \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R}{r_0}} k, \qquad (18.18)$$

где r_0 — радиус колодца; R — радиус действия или влияния колодца.

Радиус действия колодца принимают для мелкозернистого песка $R = 250$ *м*, для среднезернистого песка $R = 250 \div 500$ *м* и крупнозернистого песка $R = 1000$ *м*. Часто для определения R применяется эмпирическая формула Зихарда

$$R = 3000 z_0 \sqrt{k}, \ м, \qquad (18.19)$$

z_0 — снижение горизонта воды в колодце (рис. 18.6).

Построение кривой депрессии можно производить на основе зависимости (18.18) в виде

$$z^2 - h^2 = \frac{0{,}73Q}{k} \lg \frac{r}{r_0}. \qquad (18.20)$$

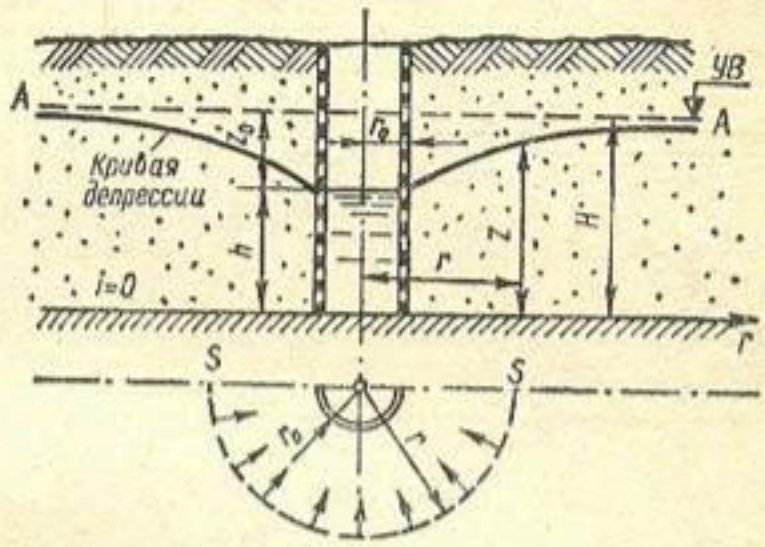


Рис. 18.6

Совершенный поглощающий (абсорбирующий) колодец (рис. 18.7). При помощи этого колодца вода с поверхности земли сбрасывается в водоносный пласт.

Для круглого сечения поглощающего колодца справедлива зависимость

$$Q = 1{,}36 \frac{h^2 - H^2}{\lg \frac{R}{r_0}} k. \qquad (18.21)$$

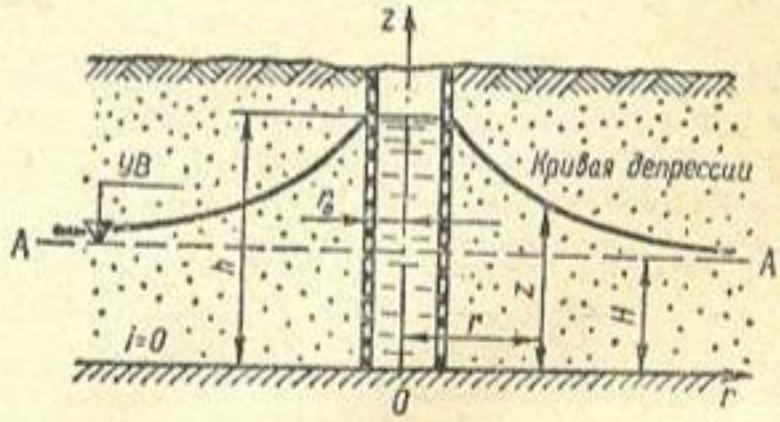


Рис. 18.7

Для колодцев квадратного сечения

$$Q = 1{,}74 \frac{h^2 - H^2}{\lg \frac{2R}{b}} k, \qquad (18.22)$$

где b — сторона квадрата, *м*.

Земляная плотина на водонепроницаемом основании

Основой расчета является общий метод Н. Н. Павловского, суть которого состоит в том, что массив делится на отдельные элементы, или фрагменты, для каждого из которых может быть построена депрессионная кривая и определен

фильтрационный расход. Обычно земляная плотина (рис. 18.8) подразделяется на три фрагмента: верховой клин (I), средняя часть (II), низовой клин (III). Вертикали, разделяющие плотину на части, проведены через точки A (урез воды в верхнем бьефе) и C (точка выхода или «высачивания» кривой депрессии на низовом клине).

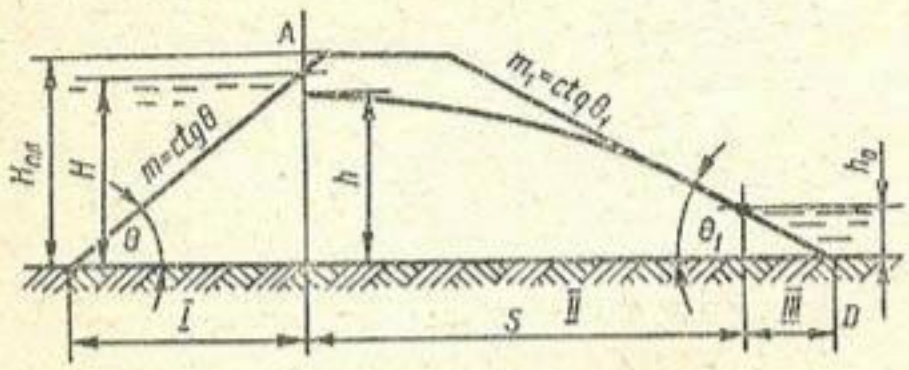


Рис. 18.8

А. А. Угинчус разработал простой и удобный способ расчета фильтрации через земляную плотину, приведя уравнения к виду:

$$\left.\begin{aligned} &\text{для верхового клина } \frac{q}{k} = a(H-h);\\ &\text{» средней части } \frac{q}{k} = \frac{h^2-h_0^2}{2(s-m_1h_0)};\\ &\text{» низового клина } \frac{q}{k} = bh_0. \end{aligned}\right\} \qquad (18.23)$$

Входящие в эти уравнения числовые множители a и b зависят только от крутизны верхового m и низового m_1 откосов. Значения этих множителей подсчитаны А. А. Угинчусом [217]:

m и m_1	0	0,5	1	1,5	2,	2,5
a	—	—	2,03	1,69	1,53	1,44
b	1,4	0,96	0,7	0,54	0,44	0,36
m и m_1	3	3,5	4	4,5	5	
a	1,38	1,34	1,31	1,29	1,27	
b	0,31	—	0,24	—	—	

Решая совместно систему уравнений (18.23), можно получить следующее обобщенное выражение для расчета глубины, устанавливающейся на выходе фильтрационного потока из низового клина:

$$h_0 = \frac{b}{A}\left[\left(\frac{H}{a}+s\right) - \sqrt{\left(\frac{H}{a}+s\right)-\frac{AH^2}{b^2}}\right], \qquad (18.24)$$

где $A = \frac{b^2}{a^2} + 2bm_1 - 1$.

Определив глубину h_0, находят фильтрационный расход $\frac{q}{k} = bh_0$, а также глубину на переходе от верхового клина к средней части $h = H - \frac{b}{a}h_0$. После этого можно построить кривую депрессии по уравнению (18.12).

Земляная плотина на водопроницаемом основании

При фильтрационном расчете таких плотин обычно коэффициенты фильтрации плотины и ее основания одинаковы. В случае конечной глубины проницаемого основания (рис. 18.9)

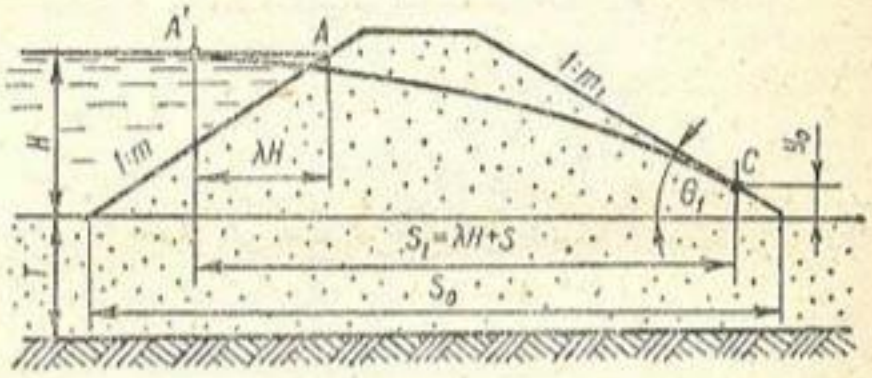


Рис. 18.9

Ф. Б. Нельсон-Скориняков получил расчетные формулы, выделяя два фрагмента: тело массива с расходом q_1 и основание длиной s_0 и расходом q_2.

Расход через первый фрагмент

$$q_1 = k\frac{H^2-y_0^2}{2(\lambda H+s)}. \qquad (18.25)$$

Расход через второй фрагмент

$$q_2 = kI_{ср}T = \frac{kHT}{ns_0}. \qquad (18.26)$$

Значение коэффициента λ определяется зависимостью

$$\lambda = \frac{m}{1+m}. \qquad (18.27)$$

Поправочный коэффициент n к длине пути фильтрации учитывает криволинейный характер кривой депрессии по сравнению с длиной s_0. Величину коэффициента n определяют в зависимости от соотношения s_0/T:

s_0/T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,3	1,44	1,87

Ординатой кривой депрессии в месте ее выхода на низовой откос y_0 в уравнении (18.25) часто пренебрегают. При необходимости ее учета значение y_0 определяют по формуле Ф. Б. Нельсон-

Скорнякова

$$y_0 = 1{,}1\,\frac{q_1}{k\Theta_1}, \qquad (18.28)$$

где Θ_1 — угол наклона низового откоса к основанию в радианах.

Решение зависимости (18.28) совместно с уравнением (18.25) дает возможность определить q_1.

Кривая депрессии строится приближенно как парабола, проходящая через точки A' и C, по уравнению

$$x = \frac{k\,(H^2 - y^2)}{2q_1}, \qquad (18.29)$$

где y принимают в пределах $H \geqslant y \geqslant y_0$.

Особые случаи земляных плотин

Земляная плотина с ядром, расположенная на водонепроницаемом основании. Обычно ядро (рис. 18.10, *а*) устраивается из маловодопроницаемого грунта с малым коэффициентом фильтрации. Для расчета таких плотин Н. Н. Павловский предложил виртуальный способ. Он основан на замене ядра с коэффициентом $k_я$ и толщиной $\delta_я$ другим, воображаемым ядром, имеющим коэффициент фильтрации, равный коэффициенту фильтрации k основной части тела плотины, и толщину

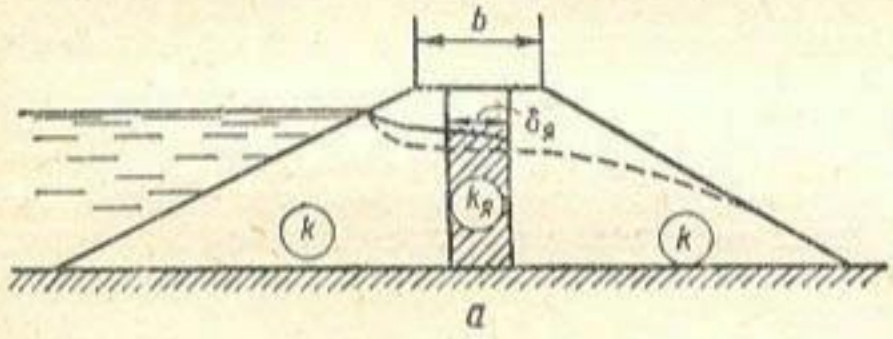


Рис. 18.10

$$\delta_в = \delta_я\,\frac{k}{k_я}, \qquad (18.30)$$

где $\delta_в$ — виртуальная толщина ядра.

Введя понятие виртуальной толщины $\delta_в$, получаем однородную плотину (рис. 18.10, *б*), имеющую ширину поверху

$$b_в = b + (\delta_в - \delta_я). \qquad (18.31)$$

После построения кривой депрессии снова сдвигаем верховой и низовой клинья до величины $\delta_я$, сохраняя участки построенной кривой депрессии, а также величину найденного фильтрационного расхода.

Земляная плотина с экраном, расположенная на водонепроницаемом основании. В практике строительства встречаются плотины, по верховому откосу которых уложен слой (экран) из маловодопроницаемого грунта (рис. 18.11).

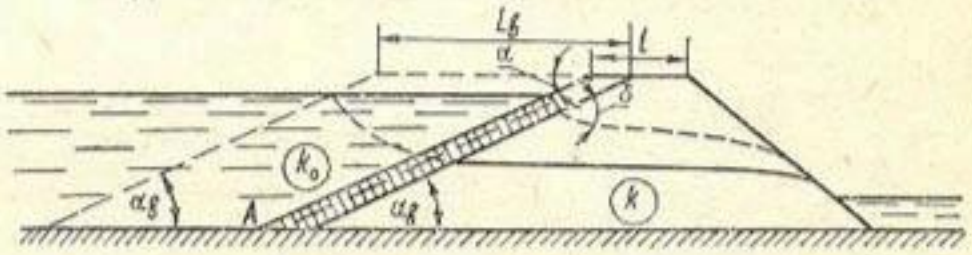


Рис. 18.11

Согласно Н. Н. Павловскому для расчета таких плотин также принимается рассмотренный выше виртуальный способ. При этом действительный экран, имеющий коэффициент фильтрации k и толщину δ, заменяется виртуальным экраном с коэффициентом фильтрации k основной части плотины. В связи с этим верховую грань переносим параллельно на расстояние, определяемое условием:

$$l_в = \delta\,\frac{k}{k_0}\sin\alpha_в. \qquad (18.32)$$

Полученный однородный профиль рассчитываем как однородную земляную плотину, причем находим фильтрационный расход q и искомую кривую депрессии (на рис. 18.11 представлена сплошной линией).

Фильтрация воды из каналов

При расчетах фильтрации из каналов часто приходится сталкиваться со сложными, резко изменяющимися фильтрационными потоками, которые обычно исследуют при помощи особого экспериментального метода ЭГДА или путем гидродинамических расчетов. В то же время теоретические решения не всегда соответствуют сложным гидрогеологическим условиям и не учитывают естественный кольматаж и некоторые другие факторы.

В связи с этим для оценки возможных фильтрационных потерь зачастую используют эмпирические зависимости.

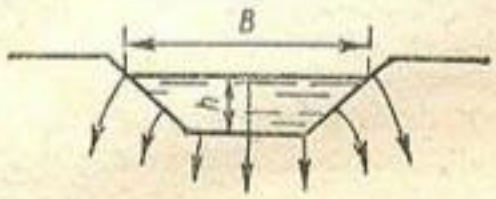


Рис. 18.12

Для простейшего случая свободной фильтрации из канала (рис. 18.12) наиболее часто применяются следующие зависимости.

Формула В. В. Ведерникова

$$q = k\alpha\chi, \qquad (18.33)$$

где q — расход, *м²/сек*, на 1 *м* канала; k — в *м/сек*; χ — периметр, $\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}$, *м*; α — поправочный коэффициент.

Значения поправочного коэффициента α принимают по графику, рис. 18.13, в зависимости от

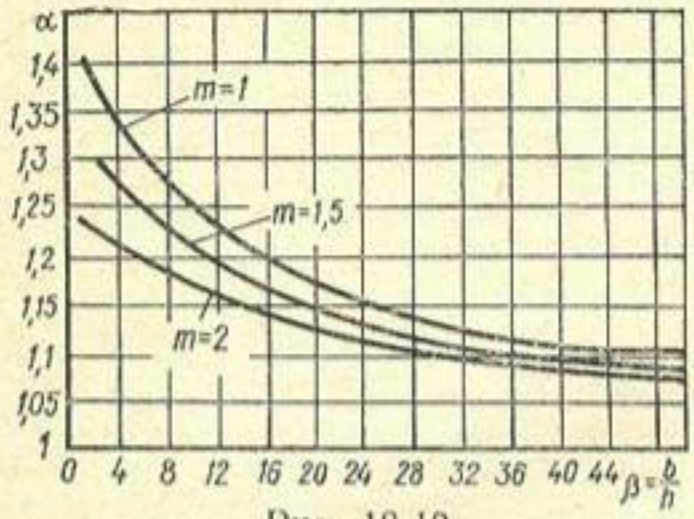


Рис. 18.13

коэффициента заложения откоса m и $\beta = \frac{b}{h}$. Из этого графика следует, что в области гидравлически наивыгоднейших сечений поправочный коэффициент α является практически постоянным.

Формула Н. Н. Павловского

$$q = k(B + 2h), \qquad (18.34)$$

где B — ширина потока в канале поверху; B и h в *м*.

Формула А. Н. Костякова

$$q = k(b + \nu 2h\sqrt{1+m^2}), \qquad (18.35)$$

где ν учитывает капиллярное поглощение и равен 1,1 ÷ 1,4.

В заключение следует отметить, что расход q, вычисленный по формулам, обычно всегда бывает завышенным, т. е. определяется с запасом. Кроме того, коэффициент фильтрации, от которого в первую очередь зависят абсолютные размеры фильтрационных потерь при современных способах его определения, не может считаться достаточно точной величиной, особенно если учитывать естественный кольматаж.

Исходя из вышеизложенного, по эмпирическим зависимостям (равно, как и по многим теоретическим расчетам), можно получить только ориентировочные значения фильтрационных потерь. Поэтому более надежные данные можно получить в результате натурных исследований фильтрации в различные периоды эксплуатации каналов.

При детальных расчетах ламинарной фильтрации, некоторые случаи которой рассмотрены в данном параграфе, следует учитывать не только фильтрацию воды под сооружением, но и фильтрацию воды в обход сооружений, а также фильтрационное давление на подземный контур сооружений. Расчеты всех этих видов фильтрации приведены в специальных руководствах и справочниках по гидротехнике.

§ 18.3. Турбулентная фильтрация

При фильтрации воды через каменную наброску имеет место турбулентный режим движения. Одним из видов водопропускных сооружений на железных и автомобильных дорогах являются фильтрующие насыпи, представляющие собой наброску из одноразмерных камней крепкой породы, поверх которой может быть земляная засыпка. Фильтрующие насыпи бывают двух типов: напорные, когда горизонт воды в верхнем бьефе будет выше верха каменной наброски и насыпь работает полным сечением, а движение воды в ней напорное и равномерное (рис. 18.14, *а*); безнапорные, когда горизонт верхнего бьефа ниже верха каменной наброски, в которой фильтрационный поток имеет свободную поверхность (рис. 18.14, *б*).

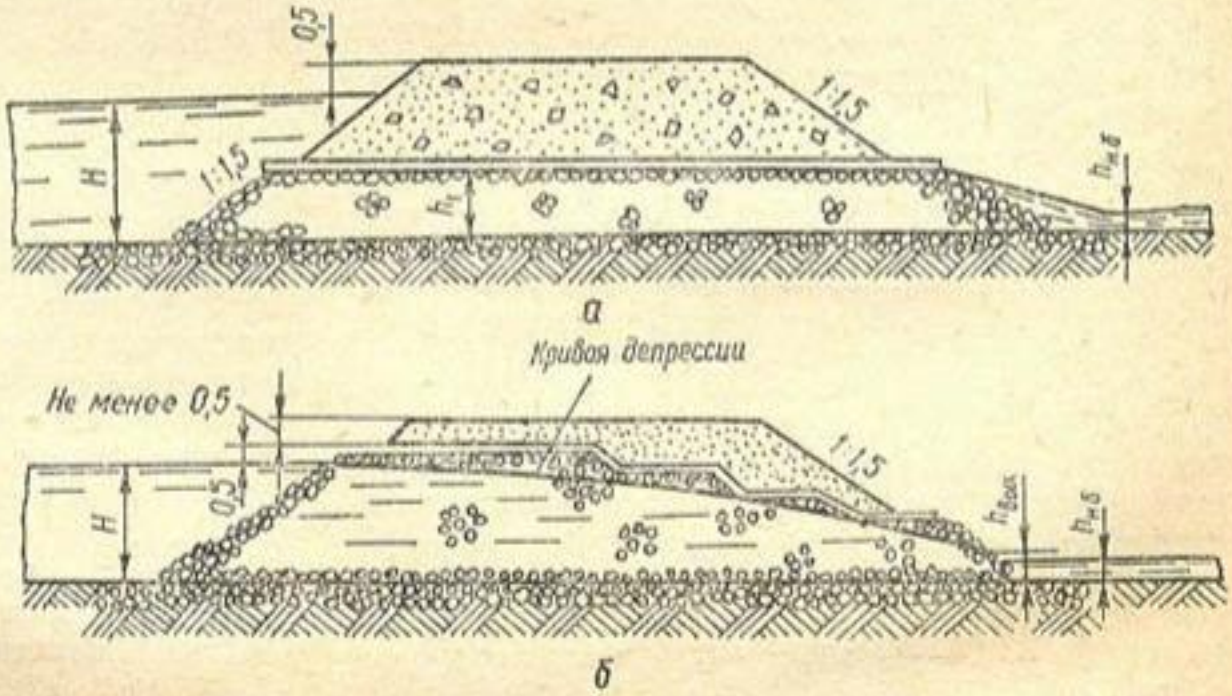


Рис. 18.14

Для условий турбулентной фильтрации скорость ее определяют по формуле

$$V = k_т I^{0,5}, \qquad (18.36)$$

где коэффициент турбулентной фильтрации $k_т$ принимается по данным табл. 18.4.

В основу расчета напорных фильтрующих насыпей принято уравнение турбулентного фильтрационного потока при равномерном движении

$$Q = k_т \omega \sqrt{I}. \qquad (18.37)$$

Таблица 18.4. **Коэффициент турбулентной фильтрации $k_т$, *м/сек***

Средний диаметр камней, приведенных к шару, *см*	$k_т$ при различных форме фракций камня и пористости		
	Округлая форма, $p = 0.4$	Промежуточная форма, $p = 0.46$	Остроугольная форма, $p = 0.5$
5	0,15	0,17	0,19
10	0,23	0,26	0,29
15	0,30	0,33	0,37
20	0,35	0,39	0,43
25	0,39	0,44	0,49
30	0,43	0,48	0,53
35	0,46	0,52	0,58
40	0,5	0,56	0,62
45	0,53	0,6	0,66
50	0,56	0,63	0,7

При этом гидравлический уклон

$$I = \frac{H - h_{н.б}}{S_1} + i_0, \qquad (18.38)$$

а необходимая площадь живого сечения фильтрующей насыпи

$$\omega = \frac{Q}{k_т \sqrt{\dfrac{H - h_{н.б}}{s_1} + i_0}}, \qquad (18.39)$$

где $s_1 = s - mH$ (рис. 18.15).

Величину допустимого напора H назначают в соответствии с грунтом основания и шириной земляного полотна понизу s, исходя из условия

$$H \leqslant s/c, \qquad (18.40)$$

Таблица 18.5. **Коэффициент *c*.**

Грунты	*c* для оснований	
	незащищенных обратными фильтрами	защищенных обратными фильтрами
Илистые	12	8
Мелкопесчаные	9 ÷ 10	6
Средне- и крупнозернистые	8	8 ÷ 4
Лессовидные	8 ÷ 7	4 ÷ 3,5
Гравелистые	7	4 ÷ 3,5
Суглинистые	7 ÷ 6	3,5 ÷ 3
Галечниковые	6	3
Торф (в зависимости от степени разложения)	7 ÷ 12	8 ÷ 5

где c — опытный коэффициент, зависящий от грунта основания и условий выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, значение c принимается по табл. 18.5.

Ширину напорной фильтрующей дамбы b при известной площади живого сечения назначают с таким расчетом, чтобы удельные расходы $q = Q/b$ находились в пределах от 0,25 до 1 *м²/сек* на 1 *м*.

Когда высота насыпи не ограничена, а следовательно, не известны s и H, расчет несколько усложняется и ведется методом последовательного приближения. Для этого первоначально задаются напором H, определяют высоту насыпи $H_{нас} \geqslant H + 0{,}5$ *м* и соответствующую ей ширину понизу s. Если окажется, что отношение s/H выбрано неудачно или велик удельный расход q, то расчет продолжается до получения удовлетворительного результата.

Определив размер поперечного сечения наброски по формуле (18.39) соответственно окончательно принятым H и s, устанавливают расчетную местную скорость потока в приданном слое

$$V_р = 1{,}7V_{ср}. \qquad (18.41)$$

Средняя скорость потока $V_{ср}$ в наброске определяется выражением

$$V_{ср} = \frac{Q}{\omega_р p \varepsilon_э}, \qquad (18.42)$$

где $\omega_р$ — расчетная площадь живого сечения наброски, см. зависимость (18.39); p — пористость каменной наброски (табл. 18.4); $\varepsilon_э = 0{,}9$ — коэффициент, учитывающий образование в порах каменной наброски застоя воды.

По значению скорости $V_р$ назначают тип укрепления основания фильтрующей насыпи.

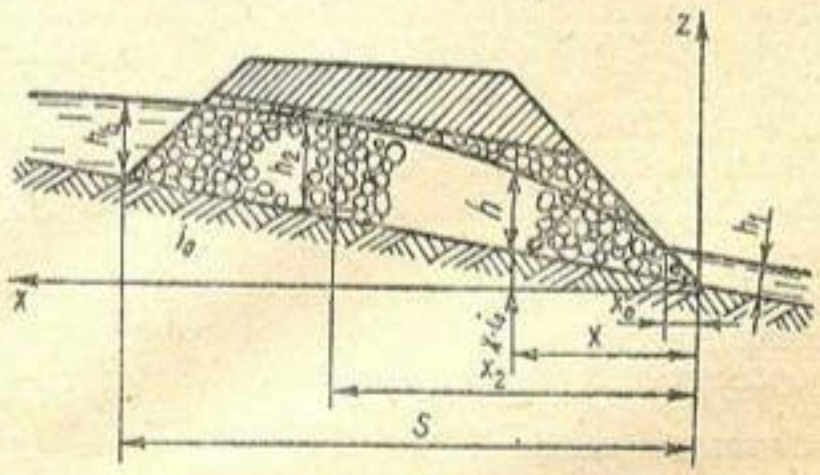


Рис. 18.15

Расчет безнапорных фильтрующих насыпей сводится к построению кривой депрессии для турбулентного фильтрационного потока, находящегося в неравномерном движении при $i > 0$ по основному уравнению (рис. 18.15)

$$i_0/h_0\,(x - x_0) = \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1), \qquad (18.43)$$

где h_0 — нормальная или бытовая глубина равномерного турбулентного фильтрационного потока,

см. зависимость (18.9); $\eta_2 = h_2/h_0$ и $\eta_1 = h_1/h_0$; h_2 — глубина потока в рассматриваемом сечении; h_1 — глубина на выходе из сооружения; x — расстояние от начала координат до сечения с глубиной h_2; x_0 — расстояние от начала координат до сечения с глубиной h_1.

Значения функции $\varphi(\eta)$ принимают в зависимости от гидравлического показателя русла фильтрационного потока y_0 по табл. 18.6, 18.7 и 18.8. Величина y_0 зависит от формы поперечного сечения фильтрующей насыпи и весьма мало изменяется при различных глубинах. Поэтому при расчетах рекомендуется принимать для:

Таблица 18.6. **Значения функций $\varphi(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе русла $y_0 = 2$ и $i_0 > 0$**

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0	0	0,69	0,1579	0,9	0,5722
0,05	0	0,7	0,1673	0,905	0,5942
0,1	0	0,71	0,1772	0,91	0,6175
0,15	0,0011	0,72	0,1876	0,915	0,6424
0,2	0,0027	0,73	0,1988	0,92	0,669
0,25	0,0054	0,74	0,2105	0,925	0,6976
0,3	0,0095	0,75	0,223	0,93	0,7284
0,35	0,0154	0,76	0,2362	0,935	0,7617
0,4	0,0236	0,77	0,2503	0,94	0,798
0,45	0,0347	0,78	0,2654	0,945	0,8378
0,5	0,0493	0,79	0,2814	0,95	0,8818
0,55	0,0584	0,8	0,298	0,955	0,9307
0,6	0,0931	0,81	0,317	0,96	0,9359
0,61	0,0989	0,82	0,3368	0,965	1,0489
0,62	0,105	0,83	0,3581	0,97	1,1223
0,63	0,1114	0,84	0,3812	0,975	1,2097
0,64	0,1182	0,85	0,4062	0,98	1,3176
0,65	0,1253	0,86	0,4333	0,985	1,4573
0,66	0,1328	0,87	0,4631	0,99	1,6566
0,67	0,1407	0,88	0,4858	0,995	1,9995
0,68	0,1491	0,89	0,5319	1	∞

прямоугольных сечений $y_0 = 2$ (табл. 18.6); параболических сечений $y_0 = 3$ (табл. 18.7); треугольных сечений $y_0 = 4$ (табл. 18.8) и трапецоидальных сечений $y_0 = 2\,\dfrac{\lg \omega_н - \lg \omega_1}{\lg H - \lg h_1}$, где $\omega_н$ — площадь живого сечения потока при напоре H.

Построив кривую свободной поверхности фильтрационного потока, устанавливают тип укрепления основания под воздействием турбулентной фильтрации. При этом расчетная скорость в придонном слое принимается по зависимости (18.41). За расчетное сечение принимают сечение на выходе с $h_р = 0{,}8h_{кр}$. Значения критической глубины турбулентного фильтрационного потока определяют для:

Таблица 18.7. **Значения функций $\varphi(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе русла $y_0 = 3$ и $i_0 > 0$**

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0	0	0,69	0,0706	0,9	0,318
0,05	0	0,7	0,0756	0,905	0,332
0,1	0	0,71	0,081	0,91	0,347
0,15	0,0001	0,72	0,0868	0,915	0,363
0,2	0,0004	0,73	0,093	0,92	0,38
0,25	0,0009	0,74	0,0996	0,925	0,398
0,3	0,002	0,75	0,1056	0,93	0,418
0,35	0,0038	0,76	0,1142	0,935	0,439
0,4	0,0066	0,77	0,1224	0,94	0,463
0,45	0,0108	0,78	0,131	0,945	0,489
0,5	0,0168	0,79	0,1403	0,95	0,517
0,55	0,0254	0,8	0,1504	0,955	0,549
0,6	0,0371	0,81	0,1614	0,96	0,585
0,61	0,0389	0,82	0,1732	0,965	0,626
0,62	0,043	0,83	0,186	0,97	0,674
0,63	0,0462	0,84	0,200	0,975	0,732
0,64	0,0496	0,85	0,215	0,98	0,803
0,65	0,0533	0,86	0,232	0,985	0,895
0,66	0,0572	0,87	0,250	0,99	1,027
0,67	0,0614	0,88	0,271	0,995	1,225
0,68	0,0658	0,89	0,293	1	$-\infty$

Таблица 18.8 **Значения функций $\varphi(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе русла $y_0 = 4$ и $i_0 > 0$**

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0	0	0,69	0,036	0,9	0,2024
0,05	0	0,7	0,039	0,906	0,2123
0,1	0	0,71	0,0423	0,91	0,2229
0,15	0	0,72	0,0453	0,915	0,234
0,2	0,0001	0,73	0,0496	0,92	0,2461
0,25	0,0002	0,74	0,0538	0,925	0,2591
0,3	0,0005	0,75	0,0582	0,93	0,2731
0,35	0,0011	0,76	0,063	0,935	0,2883
0,4	0,0021	0,77	0,0682	0,94	0,3048
0,45	0,0038	0,78	0,0739	0,945	0,3228
0,5	0,0062	0,79	0,0809	0,95	0,3426
0,55	0,0106	0,8	0,0867	0,955	0,3658
0,6	0,0168	0,81	0,0939	0,96	0,393
0,61	0,0183	0,82	0,1018	0,965	0,4216
0,62	0,02	0,83	0,1104	0,97	0,4538
0,63	0,0218	0,84	0,1199	0,975	0,4915
0,64	0,0237	0,85	0,1303	0,98	0,5347
0,65	0,0258	0,86	0,1418	0,985	0,5853
0,66	0,0281	0,87	0,1545	0,99	0,645
0,67	0,0305	0,88	0,1687	0,995	0,7164
0,68	0,0331	0,89	0,1845	1,000	∞

прямоугольного поперечного сечения насыпи

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g p^2 \varepsilon_3^2 b^2}}; \qquad (18.44)$$

параболического сечения

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{3}{2}\frac{\alpha Q^2}{g p^2 \varepsilon_3^2 A^2}}, \qquad (18.45)$$

где $A = \frac{2}{3}(\sqrt{2a_1} + \sqrt{2a_2})$; a_1 и a_2 — параметры парабол левой и правой частей сечения ($y_1 = \sqrt{2a_1 z}$ и $y_2 = \sqrt{2a_2 z}$);

треугольного сечения

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{g \varepsilon_3^2 p^2 m_{ср}^2}} \qquad (18.46)$$

где $m_{ср}$ — среднее значение откоса заложения каменной наброски.

Коэффициент кинетической энергии для турбулентных фильтрационных потоков в формулах (18.44), (18.45) и (18.46) принимают $\alpha = 2{,}5$.

Если пренебречь глубиной потока на выходе из фильтрующей насыпи, то $\varphi(\eta_1) = 0$ и зависимость (18.43) приобретает вид

$$i_0/h_0 (x - x_0) = \varphi(\eta). \qquad (18.47)$$

Фильтрующая прослойка вдоль потока (поперек насыпи) имеет ступенчатый вид (рис. 18.14, *б*), высоты ступеней на 15—20% больше глубин потока, определяемых кривой депрессии, построенной по зависимостям (18.40) или (18.44).

При расчете безнапорных фильтрующих насыпей, равно как и напорных, необходимо проверить устойчивость основания под воздействием ламинарного фильтрационного потока. Это условие считается выдержанным, если $H \leqslant s/c$.

Глава 19

НЕКОТОРЫЕ ОБЩИЕ СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ

§ 19.1. Часто встречающиеся величины и соотношения

Ниже приведены некоторые, встречающиеся в практике гидравлических расчетов, величины и соотношения.

Это, прежде всего, скоростной напор жидкости, подсчитанный без учета коэффициента кинетической энергии (табл. 19.1), а также величины, являющиеся функцией коэффициента расхода μ (табл. 19.2).

В табл. 19.3 приводятся значения широко используемых при расчете русел трапецоидального поперечного сечения величин, являющихся функцией коэффициента заложения откосов m:

$$M = 2\sqrt{1 + m^2}; \qquad (19.1)$$

$$M - 2m = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) = \beta_{г.н}; \qquad (19.2)$$

$$\frac{1}{\sqrt{M - m}} = \frac{1}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}}; \qquad (19.3)$$

$$\frac{M - 2m}{\sqrt{M - m}} = \frac{\beta_{г.н}}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}}; \qquad (19.4)$$

$$4(M - m) = \psi_{г.н}. \qquad (19.5)$$

§ 19.2. Математические таблицы

Приводимые здесь математические таблицы призваны облегчить практическое проведение гидравлических расчетов. Табл. 19.4 и 19.5 корней и степеней параметра N составлены, прежде всего, первая — для удобства нахождения квадратных корней из уклонов, вторая — применительно к расчетам, в которых ведутся вычислительные операции с напором, гидравлическим радиусом и другими гидравлическими элементами.

§ 19.3. Системы единиц измерения

Согласно ГОСТ 9867—61 с 1 января 1963 г. во всех областях науки, техники и производства, а также при преподавании введена, как предпочтительная, Международная система единиц (СИ). Основные, дополнительные и производные единицы этой системы, используемые при гидравлических расчетах, приведены в табл. 19.6.

Кратные единицы, равные целому числу основных или производных единиц, и дольные единицы, составляющие определенную часть основных или производных единиц измерения, образуются умножением или делением последних на степень числа 10. Наименование кратных и дольных единиц согласно ГОСТ 7663—55 получается прибавлением приставок, приведенных в табл. 19.7.

ГОСТ 7664—61 допускает для измерения механических величин, кроме системы СИ, применение еще трех систем единиц:

МКС, основными единицами которых являются метр, килограмм, секунда;

СГС, основными единицами которых являются сантиметр, грамм, секунда;

МКГСС, основными единицами которой являются метр, килограмм-сила, секунда.

Таблица 19.1. **Скоростной напор жидкости $h_V = \frac{V^2}{2g}$ (при $g = 9{,}81$ *м/сек²*)**

V, м/сек	h_V, м	V, м/сек	h_V, м	V, м/сек	h_V, м	V, м/сек	h_V, м
0,5	0,013	2	0,204	5	1,274	8,75	3,902
0,54	0,015	2,04	0,212	5,1	1,326	8,85	3,993
0,58	0,017	2,08	0,22	5,2	1,378	8,95	4,083
0,62	0,02	2,12	0,229	5,3	1,432	9,05	4,174
0,66	0,022	2,16	0,238	5,4	1,486	9,15	4,267
0,7	0,025	2,2	0,247	5,5	1,542	9,25	4,361
0,74	0,028	2,24	0,253	5,6	1,598	9,35	4,456
0,78	0,031	2,28	0,265	5,7	1,656	9,45	4,552
0,82	0,034	2,32	0,274	5,8	1,715	9,55	4,648
0,86	0,038	2,36	0,284	5,9	1,774	9,65	4,746
0,9	0,042	2,4	0,294	6	1,835	9,75	4,845
0,94	0,045	2,44	0,304	6,1	1,897	9,85	4,945
0,98	0,049	2,48	0,314	6,2	1,959	9,95	5,046
1	0,051	2,5	0,319	6,25	1,991	10	5,097
1,04	0,055	2,6	0,345	6,35	2,055	10,2	5,303
1,08	0,059	2,7	0,372	6,45	2,12	10,4	5,513
1,12	0,064	2,8	0,4	6,55	2,187	10,6	5,727
1,16	0,069	2,9	0,429	6,65	2,254	10,8	5,945
1,2	0,073	3	0,459	6,75	2,322	11	6,167
1,24	0,078	3,1	0,49	6,85	2,392	11,2	6,393
1,28	0,084	3,2	0,522	6,95	2,462	11,4	6,624
1,32	0,089	3,3	0,555	7,05	2,533	11,6	6,858
1,36	0,094	3,4	0,589	7,15	2,605	11,8	7,097
1,4	0,1	3,5	0,624	7,25	2,679	12	7,339
1,44	0,106	3,6	0,661	7,35	2,753	12,2	7,586
1,48	0,112	3,7	0,698	7,45	2,829	12,4	7,837
1,5	0,115	3,75	0,717	7,5	2,867	12,6	8,092
1,54	0,121	3,85	0,756	7,6	2,944	13	8,614
1,58	0,127	3,95	0,795	7,7	3,022	13,4	9,152
1,62	0,134	4,05	0,836	7,8	3,101	13,8	9,706
1,66	0,14	4,15	0,878	7,9	3,181	14,2	10,277
1,7	0,147	4,25	0,921	8	3,262	14,6	10,864
1,74	0,154	4,35	0,965	8,1	3,344	15	11,468
1,78	0,162	4,45	1,009	8,2	3,427	15,4	12,088
1,82	0,169	4,55	1,055	8,3	3,511	15,8	12,724
1,86	0,176	4,65	1,102	8,4	3,596	16,5	13,876
1,9	0,184	4,75	1,15	8,5	3,682	17,5	15,609
1,94	0,192	4,85	1,199	8,6	3,77	18,5	17,444
1,98	0,2	4,95	1,249	8,7	3,858	20	20,397

Таблица 19.2. **Величины, являющиеся функцией коэффициента расхода μ**

μ	$m = \frac{2}{3}\mu$	$M = m\sqrt{2g}$	$\frac{8}{15}\mu\sqrt{2g}$	μ	$m = \frac{2}{3}\mu$	$M = m\sqrt{2g}$	$\frac{8}{15}\mu\sqrt{2g}$
0,46	0,307	1,36	1,09	0,74	0,494	2,19	1,75
0,48	0,32	1,42	1,13	0,76	0,507	2,25	1,8
0,5	0,333	1,47	1,18	0,78	0,52	2,3	1,84
0,52	0,347	1,54	1,23	0,8	0,543	2,36	1,89
0,54	0,36	1,59	1,28	0,82	0,547	2,42	1,94
0,56	0,374	1,66	1,32	0,84	0,56	2,48	1,98

μ	$m=\frac{2}{3}\mu$	$M=m\sqrt{2g}$	$\frac{8}{15}\mu\sqrt{2g}$	μ	$m=\frac{2}{3}\mu$	$M=m\sqrt{2g}$	$\frac{8}{15}\mu\sqrt{2g}$
0,58	0,387	1,71	1,37	0,86	0,574	2,54	2,03
0,6	0,4	1,77	1,42	0,88	0,587	2,6	2,08
0,62	0,414	1,83	1,46	0,9	0,6	2,66	2,13
0,64	0,427	1,89	1,51	0,92	0,614	2,72	2,17
0,66	0,44	1,95	1,56	0,94	0,627	2,78	2,22
0,68	0,454	2,01	1,61	0,96	0,64	2,84	2,27
0,7	0,467	2,07	1,65	0,98	0,654	2,9	2,31
0,72	0,48	2,13	1,7	1,0	0,667	2,95	2,36

Таблица 19.3. **Величины, зависящие от коэффициента заложения откосов** m

m	$2m$	$4m$	$\sqrt{1+m^2}$	$M=2\sqrt{1+m^2}$	$M-2m=\beta_{г.в}$	$M-m$	$m'=4(M-m)$	$\sqrt{M-m}$	$\frac{1}{\sqrt{M-m}}$	$\frac{M-2m}{\sqrt{M-m}}$
0	0	0	1	2	2	2	8	1,414	0,707	1,414
0,5	1	2	1,118	2,236	1,236	1,736	6,94	1,317	0,759	0,938
0,75	1,5	3	1,25	2,5	1	1,75	7	1,323	0,755	0,755
1	2	4	1,414	2,824	0,828	1,828	7,3	1,35	0,741	0,613
1,25	2,5	5	1,601	3,202	0,702	1,952	7,81	1,397	0,715	0,503
1,5	3	6	1,803	3,606	0,606	2,106	8,42	1,451	0,689	0,418
1,75	3,5	7	2,015	4,03	0,53	2,28	9,12	1,51	0,662	0,351
2	4	8	2,236	4,472	0,472	2,472	9,89	1,573	0,635	0,3
2,25	4,5	9	2,462	4,924	0,424	2,676	10,7	1,636	0,611	0,259
2,5	5	10	2,693	5,386	0,386	2,886	11,54	1,699	0,588	0,236
2,75	5,5	11	2,926	5,852	0,352	3,102	12,41	1,762	0,567	0,2
3	6	12	3,162	6,324	0,324	3,324	13,3	1,823	0,548	0,178
3,5	7	14	3,64	7,28	0,28	3,78	15,12	1,944	0,514	0,144
4	8	16	4,123	8,246	0,246	4,246	16,98	2,06	0,485	0,119

Преимущественное применение из них должна иметь система МКС, являющаяся частью системы СИ и представляющая механические единицы этой международной системы. Величины и единицы измерений в системах СГС и МКГСС приведены в табл. 19.8. Кроме того, продолжает использоваться в практике и научных исследованиях ряд внесистемных единиц измерений (табл. 19.9).

Ниже приводятся соотношения между единицами измерения основных гидравлических величин разных систем и внесистемных, а также коэффициенты пересчета.

Измерение силы (веса) и удельного веса. В Международной системе единиц за единицу силы принят ньютон. Ньютон — сила, сообщающая телу массой 1 *кг* в состоянии покоя ускорение, равное 1 *м/сек*^{2}.

$$1\ н = 1\ \frac{кг\cdot м}{сек^2} = \frac{1000\ г\cdot 100\ см}{сек^2} = 10^5\ \frac{г\cdot см}{сек^2}$$

Таким образом,

$$1\ н = 10^5\ дин = 0{,}101972\ кгс\ (\approx 0{,}102\ кгс);$$

$$1\ дин = 0{,}00001\ н;$$

$$1\ кгс = 9{,}80665\ н\ (\approx 9{,}81\ н).$$

Удельный вес в Международной системе единиц измеряется в ньютонах на кубический метр,

Таблица 19.4. **Квадратные корни параметра N**

N	$\sqrt{N}$	N	$\sqrt{N}$	N	$\sqrt{N}$	N	$\sqrt{N}$
0,000001	0,001	0,00022	0,01483	0,0044	0,06633	0,038	0,1949
0,000002	0,00141	0,00024	0,01549	0,0046	0,06782	0,039	0,1975
0,000004	0,002	0,00026	0,01612	0,0048	0,06928	0,04	0,2
0,000006	0,00245	0,00028	0,01673	0,005	0,07071	0,041	0,2025
0,000008	0,00283	0,0003	0,01732	0,0052	0,07211	0,042	0,2049
0,00001	0,00316	0,00032	0,01789	0,0054	0,07348	0,043	0,2074
0,000012	0,00346	0,00034	0,01844	0,0056	0,07483	0,044	0,2098
0,000014	0,00374	0,00036	0,01897	0,0058	0,07616	0,045	0,2121
0,000016	0,004	0,00038	0,01949	0,006	0,07746	0,046	0,2145
0,000018	0,00424	0,0004	0,02	0,0062	0,07874	0,047	0,2168
0,00002	0,00447	0,00042	0,02049	0,0064	0,08	0,048	0,2191
0,000022	0,00469	0,00044	0,02098	0,0066	0,08124	0,049	0,2214
0,000024	0,0049	0,00046	0,02145	0,0068	0,08246	0,05	0,2236
0,000026	0,0051	0,00048	0,02191	0,007	0,08367	0,051	0,2258
0,000028	0,00529	0,0005	0,02236	0,0072	0,08485	0,052	0,228
0,00003	0,00548	0,00052	0,0228	0,0074	0,08602	0,053	0,2302
0,000032	0,00566	0,00054	0,02324	0,0076	0,08718	0,054	0,2324
0,000034	0,00583	0,00056	0,02366	0,0078	0,08832	0,055	0,2345
0,000036	0,006	0,00058	0,02408	0,008	0,08944	0,056	0,2366
0,000038	0,00616	0,0006	0,02449	0,0082	0,09055	0,057	0,2387
0,00004	0,00633	0,00062	0,0249	0,0084	0,09165	0,058	0,2408
0,000042	0,00648	0,00064	0,0253	0,0086	0,09274	0,059	0,2429
0,000044	0,00663	0,00066	0,02569	0,0088	0,09381	0,06	0,2449
0,000046	0,00678	0,00068	0,02608	0,009	0,09487	0,061	0,2469
0,000048	0,00693	0,0007	0,02646	0,0092	0,09592	0,062	0,249
0,00005	0,00707	0,00072	0,02683	0,0094	0,09695	0,063	0,251
0,000052	0,00721	0,00074	0,0272	0,0096	0,09798	0,064	0,253
0,000054	0,00735	0,00076	0,02757	0,0098	0,09899	0,065	0,255
0,000056	0,00748	0,00078	0,02793	0,01	0,1	0,066	0,2569
0,000058	0,00762	0,0008	0,02828	0,011	0,1049	0,067	0,2588
0,00006	0,00775	0,00082	0,02864	0,012	0,1095	0,068	0,2608
0,000062	0,00787	0,00084	0,02898	0,013	0,114	0,069	0,2627
0,000064	0,008	0,00086	0,02933	0,014	0,1181	0,07	0,2646
0,000066	0,00812	0,00088	0,02966	0,015	0,1225	0,071	0,2665
0,000068	0,00825	0,0009	0,03	0,016	0,1265	0,072	0,2681
0,00007	0,00837	0,00092	0,03033	0,017	0,1304	0,073	0,2702
0,000072	0,00849	0,00094	0,03066	0,018	0,1342	0,074	0,272
0,000074	0,0086	0,00096	0,03098	0,019	0,1378	0,075	0,2739
0,000076	0,00872	0,00098	0,0313	0,02	0,1414	0,076	0,2757
0,000078	0,00883	0,001	0,03162	0,021	0,1449	0,077	0,2775
0,00008	0,00894	0,0012	0,03464	0,022	0,1483	0,078	0,2793
0,000082	0,00906	0,0014	0,03742	0,023	0,1517	0,079	0,2811
0,000084	0,00916	0,0016	0,04	0,024	0,1549	0,08	0,2828
0,000086	0,00927	0,0018	0,04243	0,025	0,1581	0,081	0,2846
0,000088	0,00938	0 002	0,04472	0,026	0,1612	0,082	0,2864
0,00009	0,00949	0,0022	0,0469	0,027	0,1643	0,083	0,2881
0,000092	0,00959	0,0024	0,04899	0,028	0,1673	0,084	0,2898
0,000094	0,00969	0,0026	0,05099	0,029	0,1703	0,085	0,2915
0,000096	0,0098	0,0028	0,05292	0,03	0,1732	0,086	0,2933
0,000098	0,0099	0,003	0,05477	0,031	0,1761	0,088	0,2966
0,0001	0,01	0,0032	0,05657	0,032	0,1789	0,09	0,3
0,00012	0,01095	0,0034	0,05831	0,033	0,1817	0,092	0,3033
0,00014	0,01181	0,0036	0,06	0,034	0,1844	0,094	0,3066
0,00016	0,01265	0,0038	0,06164	0,035	0,1871	0,096	0,3098
0,00018	0,01342	0,004	0,06325	0,036	0,1897	0,098	0,313
0,0002	0,01414	0,0042	0,06481	0,037	0,1924	0,1	0,3162

Таблица 19.5. **Степени параметра *N***

N	N^2	$N^{1/2}$	$N^{3/2}$	$N^{5/2}$	$N^{1/4}$	$N^{1/5}$	$N^{1/6}$
0,02	0,0004	0,1414	0,0028	0,00006	0,3761	0,4573	0,521
0,04	0,0016	0,2	0,008	0,00032	0,4472	0,5253	0,5848
0,06	0,0036	0,2449	0,0147	0,00088	0,4949	0,5697	0,6257
0,08	0,0064	0,2828	0,0226	0,00181	0,5318	0,6034	0,6564
0,1	0,01	0,3162	0,0316	0,00316	0,5623	0,631	0,6813
0,12	0,0144	0,3464	0,0416	0,00499	0,586	0,6544	0,7023
0,14	0,0196	0,3742	0,0524	0,00733	0,6117	0,6749	0,7206
0,16	0,0256	0,4	0,064	0,0102	0,6325	0,6931	0,7368
0,18	0,0324	0,4243	0,0764	0,0138	0,6514	0,7097	0,7514
0,2	0,04	0,4472	0,0894	0,0179	0,6687	0,7248	0,7647
0,22	0,0484	0,469	0,1032	0,0227	0,6849	0,7387	0,777
0,24	0,0576	0,4899	0,1176	0,0282	0,6999	0,7517	0,7883
0,26	0,0676	0,5099	0,1326	0,0345	0,7141	0,7638	0,7989
0,28	0,0784	0,5292	0,1482	0,0415	0,7274	0,7752	0,8088
0,3	0,09	0,5477	0,1643	0,0493	0,7401	0,786	0,8182
0,32	0,1024	0,5657	0,181	0,0579	0,7521	0,7962	0,827
0,34	0,1156	0,5831	0,1983	0,0674	0,7636	0,8059	0,8354
0,36	0,1296	0,6	0,216	0,0778	0,7746	0,8152	0,8434
0,38	0,144	0,6164	0,2342	0,089	0,7851	0,8241	0,8511
0,4	0,16	0,6325	0,253	0,1012	0,7953	0,8326	0,8584
0,42	0,1764	0,6481	0,2722	0,1143	0,805	0,8407	0,8654
0,44	0,1936	0,6633	0,2919	0,1284	0,8144	0,8486	0,8721
0,46	0,2116	0,6782	0,312	0,1435	0,8235	0,8562	0,8786
0,48	0,2304	0,6928	0,3326	0,1596	0,8324	0,8635	0,8849
0,5	0,25	0,7071	0,3536	0,1768	0,8409	0,8706	0,8909
0,52	0,2704	0,7281	0,375	0,195	0,8492	0,8774	0,8967
0,54	0,2916	0,7348	0,3968	0,2143	0,8572	0,8841	0,9024
0,56	0,3136	0,7483	0,4191	0,2347	0,8651	0,8905	0,9079
0,58	0,3364	0,7616	0,4417	0,2562	0,8727	0,8968	0,9132
0,6	0,36	0,7746	0,4648	0,2789	0,8801	0,9029	0,9184
0,62	0,3844	0,7874	0,4882	0,3027	0,8874	0,9088	0,9234
0,64	0,4096	0,8	0,512	0,3277	0,8944	0,9146	0,9283
0,66	0,4356	0,8124	0,5362	0,3539	0,9013	0,9203	0,9331
0,68	0,4624	0,8246	0,5607	0,3813	0,9081	0,9258	0,9377
0,7	0,49	0,8367	0,5857	0,41	0,9147	0,9311	0,9423
0,72	0,5184	0,8485	0,6109	0,4399	0,9212	0,9364	0,9467
0,74	0,5476	0,8602	0,6366	0,4711	0,9275	0,9416	0,9511
0,76	0,5776	0,8718	0,6626	0,5035	0,9337	0,9466	0,9553
0,78	0,6084	0,8832	0,6889	0,5373	0,9398	0,9515	0,9594
0,8	0,64	0,8944	0,7155	0,5724	0,9457	0,9564	0,9635
0,82	0,6724	0,9055	0,7425	0,6089	0,9516	0,9611	0,9675
0,84	0,7056	0,9165	0,7699	0,6467	0,9573	0,9657	0,9714
0,86	0,7396	0,9274	0,7975	0,6859	0,963	0,9703	0,9752
0,88	0,7744	0,9381	0,8255	0,7265	0,9685	0,9748	0,9789
0,9	0,81	0,9487	0,8538	0,7684	0,974	0,9791	0,9826
0,92	0,8464	0,9592	0,8824	0,8118	0,9794	0,9835	0,9862
0,94	0,8836	0,9695	0,9114	0,8567	0,9847	0,9877	0,9897
0,96	0,9216	0,9798	0,9406	0,903	0,9898	0,9919	0,9932
0,98	0,9604	0,9899	0,9702	0,9507	0,995	0,996	0,9966
1	1	1	1	1	1	1	1
1,04	1,0816	1,0198	1,0605	1,103	1,0098	1,0078	1,0065
1,08	1,1664	1,0392	1,1223	1,2121	1,0194	1,0155	1,0129
1,12	1,2544	1,0583	1,1852	1,3275	1,0287	1,0229	1,019
1,16	1,3456	1,077	1,2493	1,4492	1,0378	1,0301	1,025
1,2	1,44	1,0955	1,314	1,5775	1,0466	1,0371	1,0309

N	N^2	$N^{1/2}$	$N^{3/2}$	$N^{5/2}$	$N^{1/4}$	$N^{1/5}$	$N^{1/6}$
1,24	1,5376	1,1135	1,3808	1,7121	1,0552	1,0439	1,0365
1,28	1,6384	1,1313	1,4481	1,8536	1,0636	1,0506	1,0419
1,32	1,7424	1,1489	1,5165	2,0018	1,0718	1,057	1,0473
1,36	1,8496	1,1661	1,586	2,1569	1,0799	1,0634	1,0525
1,4	1,96	1,1832	1,6565	2,3191	1,0878	1,0696	1,0577
1,44	2,0736	1,1999	1,7279	2,4883	1,0954	1,0756	1,0626
1,48	2,1804	1,2165	1,8004	2,6647	1,1029	1,0815	1,0675
1,52	2,3104	1,2328	1,8739	2,8484	1,1103	1,0873	1,0722
1,56	2,4336	1,2489	1,9484	3,0395	1,1175	1,093	1,0769
1,6	2,56	1,2649	2,0238	3,2381	1,1247	1,0986	1,0815
1,64	2,6896	1,2806	2,1002	3,4443	1,1316	1,1039	1,0859
1,68	2,8224	1,2961	2,1775	3,6582	1,1384	1,1093	1,0903
1,72	2,9584	1,3114	2,2557	3,8798	1,1452	1,1145	1,0945
1,76	3,0976	1,3266	2,3348	4,1093	1,1518	1,1197	1,0987
1,8	3,24	1,3416	2,4149	4,3468	1,1583	1,1247	1,1029
1,84	3,3856	1,3564	2,4958	4,5923	1,1646	1,1297	1,1069
1,88	3,5344	1,3711	2,5777	4,846	1,1709	1,1345	1,1109
1,92	3,6864	1,3856	2,6604	5,1079	1,1771	1,1393	1,1148
1,96	3,8416	1,4	2,7439	5,3781	1,1832	1,144	1,1186
2	4	1,4142	2,8284	5,6568	1,1892	1,1487	1,1225
2,04	4,1616	1,4282	2,9136	5,9438	1,1951	1,1532	1,1261
2,08	4,3264	1,4422	2,9997	6,2395	1,2009	1,1577	1,1298
2,12	4,4944	1,456	3,0867	6,5438	1,2066	1,1621	1,1334
2,16	4,6656	1,4696	3,1745	6,8569	1,2123	1,1665	1,1369
2,2	4,84	1,4832	3,263	7,1787	1,2179	1,1708	1,1404
2,24	5,0176	1,4966	3,3524	7,5095	1,2233	1,175	1,1438
2,28	5,1984	1,5099	3,4426	7,8493	1,2288	1,1791	1,1472
2,32	5,3824	1,5231	3,5336	8,1981	1,2341	1,1833	1,1505
2,36	5,5696	1,5362	3,6254	8,5561	1,2394	1,1873	1,1538
2,4	5,76	1,5492	3,7181	8,9234	1,2447	1,1913	1,1571
2,44	5,9536	1,5620	3,8113	9,2996	1,2498	1,1953	1,1602
2,48	6,1504	1,5747	3,9054	9,6855	1,2549	1,1991	1,1634
2,52	6,3504	1,5874	4,0003	10,08	1,2599	1,2030	1,1665
2,56	6,5536	1,5999	4,0959	10,485	1,2649	1,2068	1,1695
2,6	6,76	1,6125	4,1925	10,901	1,2698	1,2106	1,1726
2,64	6,9696	1,6248	4,2894	11,324	1,2746	1,2142	1,1756
2,68	7,1824	1,637	4,3873	11,758	1,2794	1,2179	1,1785
2,72	7,3984	1,6492	4,4858	12,201	1,2842	1,2215	1,1814
2,76	7,6176	1,6613	4,5852	12,655	1,2889	1,2251	1,1843
2,8	7,84	1,6733	4,6852	13,119	1,2936	1,2287	1,1872
2,84	8,0656	1,6852	4,7859	13,592	1,2981	1,2321	1,19
2,88	8,2944	1,697	4,8874	14,076	1,3027	1,2356	1,1927
2,92	8,5264	1,7087	4,9896	14,569	1,3072	1,239	1,1955
2,96	8,7616	1,7204	5,0925	15,074	1,3116	1,2423	1,1982
3	9	1,7321	5,1963	15,5889	1,3161	1,2457	1,2009

Таблица 19.6. **Международная система единиц (СИ)**

Наименование величины	Единица измерения	Сокращенное обозначение единицы измерения	Размер производной единицы измерения
Основные единицы			
Длина	Метр	*м*	—
Масса	Килограмм	*кг*	—
Время	Секунда	*сек*	—
Термодинамическая температура	Кельвин	К	—
Дополнительные единицы			
Плоский угол	Радиан	*рад*	—
Производные единицы			
Площадь	Квадратный метр	$м^2$	$(1\ м)^2$
Объем	Кубический метр	$м^3$	$(1\ м)^3$
Частота	Герц	*гц*	$(1) : (1\ сек)$
Плотность (объемная масса)	Килограмм на кубический метр	$кг/м^3$	$(1\ кг) : (1\ м)^3$
Скорость	Метр в секунду	*м/сек*	$(1\ м) : (1\ сек)$
Угловая скорость	Радиан в секунду	*рад/сек*	$(1\ рад) : (1\ сек)$
Ускорение	Метр на секунду в квадрате	$м/сек^2$	$(1\ м) : (1\ сек)^2$
Угловое ускорение	Радиан на секунду в квадрате	$рад/сек^2$	$(1\ рад) : (1\ сек)^2$
Сила	Ньютон	*н*	$(1\ кг) \cdot (1\ м) : (1\ сек)^2$
Давление (механическое напряжение)	Ньютон на квадратный метр	$н/м^2$	$(1\ н) : (1\ м)^2$
Динамическая вязкость	Ньютон-секунда на квадратный метр	$н \cdot сек/м^2$	$(1\ н) \cdot (1\ сек) : (1\ м)^2$
Кинематическая вязкость	Квадратный метр на секунду	$м^2/сек$	$(1\ м)^2 : (1\ сек)$
Работа, энергия	Джоуль	*дж*	$(1\ н) \cdot (1\ м)$
Мощность	Ватт	*вт*	$(1\ дж) : (1\ сек)$
Производные единицы, не вошедшие в ГОСТ			
Коэффициент объемного сжатия	Квадратный метр на ньютон	$м^2/н$	$(1\ м)^2 : (1\ н)$
Температурный коэффициент объемного расширения	Кельвин в минус первой степени	$К^{-1}$	$(1К)^{-1}$
Коэффициент расхода водослива («второго рода»)	Метр в степени 0,5 на секунду	$м^{0,5}/сек$	$(1\ м)^{0,5} : (1\ сек)$
Коэффициент фильтрации	Метр в секунду	*м/сек*	$(1\ м) : (1\ сек)$
Модуль упругости	Ньютон на квадратный метр	$н/м^2$	$(1\ н) : (1\ м)^2$
Удельный вес	Ньютон на кубический метр	$н/м^3$	$(1\ н) : (1\ м)^3$
Расход	Метр кубический в секунду	$м^3/сек$	$(1\ м)^3 : (1\ сек)$
Расходная характеристика	Метр кубический в секунду	$м^3/сек$	$(1\ м)^3 : (1\ сек)$
Скоростная характеристика	Метр в секунду	*м/сек*	$(1\ м) : (1\ сек)$
Удельная энергия (энергия, отнесенная к единице силы веса)	Метр	*м*	$(1\ м)$
Удельный расход (расход на единицу ширины потока)	Метр квадратный на секунду	$м^2/сек$	$(1\ м)^2 : (1\ сек)$
Удельное сопротивление	Секунда в квадрате на метр в шестой степени	$сек^2/м^6$	$(1\ сек)^2 : (1\ м)^6$

Таблица 19.7. **Приставка для обозначения кратных и дольных единиц измерений**

Кратность	Наименование приставки	Сокращенное обозначение русскими буквами	Дальность	Наименование приставки	Сокращенное обозначение русскими буквами
$1\,000\,000\,000\,000 = 10^{12}$	Тера	*Т*	$0{,}1 = 10^{-1}$	Деци	*д*
$1\,000\,000\,000 = 10^{9}$	Гига	*Г*	$0{,}01 = 10^{-2}$	Санти	*с*
$1\,000\,000 = 10^{6}$	Мега	*М*	$0{,}001 = 10^{-3}$	Милли	*м*
$1\,000 = 10^{3}$	Кило	*к*	$0{,}000001 = 10^{-6}$	Микро	*мк*
$100 = 10^{2}$	Гекто	*г*	$0{,}000000001 = 10^{-9}$	Нано	*н*
$10 = 10^{1}$	Дека	*да*	$0{,}000000000001 = 10^{-12}$	Пико	*п*

Таблица 19.8. **Важнейшие единицы систем СГС и МКГСС**

Наименование величины	Система СГС		Система МКГСС	
	Единица измерения	Обозначение	Единица измерения	Обозначение
Основные единицы				
Длина	Сантиметр	*см*	Метр	*м*
Масса	Грамм	*г*	—	
Сила	—		Килограмм-сила	*кгс*
Время	Секунда	*сек*	Секунда	*сек*
Производные единицы				
Площадь	Квадратный сантиметр	$см^2$	Квадратный метр	$м^2$
Частота	Герц	*гц*	Герц	*гц*
Плотность	Грамм на кубический сантиметр	$г/см^3$	Килограмм-сила-секунда в квадрате на метр в четвертой степени	$кгс \cdot сек^2/м^4$
Скорость	Сантиметр в секунду	*см/сек*	Метр в секунду	*м/сек*
Угловая скорость	Радиан в секунду	*рад/сек*	Радиан в секунду	*рад/сек*
Ускорение	Сантиметр на секунду в квадрате	$см/сек^2$	Метр на секунду в квадрате	$м/сек^2$
Угловое ускорение	Радиан на секунду в квадрате	$рад/сек^2$	Радиан на секунду в квадрате	$рад/сек^2$
Сила	Дина	*дин*	—	
Масса	—	—	Килограмм-сила-секунда в квадрате на метр	$кгс \cdot сек^2/м$
Давление (механическое напряжение)	Дина на квадратный сантиметр	$дин/см^2$	Килограмм-сила на квадратный метр	$кгс/м^2$
Динамическая вязкость	Пуаз	*пз*	Килограмм-сила-секунда на квадратный метр	$кгс \cdot сек/м$
Кинематическая вязкость	Стокс	*ст*	Квадратный метр на секунду	$м^2/сек$
Работа. Энергия	Эрг	*эрг*	Килограмм-сила-метр	$кгс \cdot м$
Мощность	Эрг в секунду	*эрг/сек*	Килограмм-сила-метр в секунду	$кгс \cdot м/сек$
Удельный вес	Дина на кубический сантиметр	$дин/см^3$	Килограмм-сила на кубический метр	$кгс/м^3$

Таблица 19.9. **Основные внесистемные механические единицы**

Наименование величины	Единица измерения	Обозначение
Масса	Тонна	*т*
Время	Час	*ч*
Плоский угол	Градус	°
» »	Минута	′
» »	Секунда	″
Объем	Литр	*л*
Угловая скорость	Оборот в минуту	*об/мин*
» »	Оборот в секунду	*об/сек*
Мощность	Лошадиная сила	*л. с.*
Работа (энергия)	Ватт-час	*вт·ч*
Давление	Бар	*бар*
»	Миллиметр ртутного столба	*мм рт. ст.*
»	Техническая атмосфера	*ат*
»	Миллиметр водяного столба	*мм вод. ст.*

Так, например, удельный вес воды при 4° С

$$\gamma_в^4 = 9810 \frac{н}{м^3} = 0{,}00981 \frac{н}{см^3} = 1 \frac{гс}{см^3} = 1000 \frac{кгс}{м^3}.$$

Измерение давления. В Международной системе единиц за единицу давления принято равномерно распределенное давление, при котором на 1 $м^2$ приходится сила, равная 1 *н*.

Таблица 19.10. **Основные соотношения единиц измерения давления**

Единица измерения	*н/м²*
Физическая атмосфера	101 324
Бар	100 000
Техническая атмосфера (1 *кгс/см²*)	98066,5
Пьеза	1000
Миллиметр ртутного столба	133,32
Килограмм-сила на квадратный метр	9,81
Миллиметр водяного столба	9,80665
Миллипьеза	1
Дина на квадратный сантиметр	0,1

До сих пор на практике широко используется ряд внесистемных единиц давления — физическая и техническая атмосферы, миллиметры ртутного и водяного столба. Физическая атмосфера (*атм*) — давление, уравновешивающее столб ртути высотой 760 *мм* при плотности ртути 13,59504 $г/см^3$ и нормальном ускорении силы тяжести 980,665 $см/сек^2$. Техническая атмосфера (*ат*) — давление, производимое силой в 1 *кгс* на площадку в 1 $см^2$. Взаимосвязь между указанными единицами давления следующая:

$$1\ н/м^2 = 0{,}101972\ кгс/м^2 = 10\ дин/см^2 = 0{,}00001\ бар = 0{,}102\ мм\ вод.\ ст. = 0{,}0075\ мм\ рт.\ ст.$$

Основные соотношения различных единиц измерения давления приведены в табл. 19.10, а перевод технических атмосфер в *н/м²* — в табл. 19.11.

Измерение температуры. В Международной системе единиц принята абсолютная термодинамическая шкала температур. Эта шкала не имеет отрицательных значений температур. Температура по абсолютной термодинамической шкале

$$T = (t° C + 273{,}16)\ K.$$

Таблица 19.11. **Перевод технических атмосфер в килограммах на квадратный сантиметр, в ньютоны на квадратный сантиметр**

кгс/см²	*н/см²*	*кгс/см²*	*н/см²*	*кгс/см²*	*н/см²*	*кгс/см²*	*н/см²*
0,02	0,19613	0,38	3,7265	0,82	8,041	14	137,29
0,04	0,39227	0,42	4,1188	0,86	8,434	18	176,52
0,06	0,58840	0,46	4,5111	0,9	8,826	30	294,20
0,08	0,78453	0,5	4,9033	0,94	9,218	50	490,32
0,1	0,98067	0,54	5,2956	1	9,807	70	686,47
0,14	1,37293	0,58	5,6879	2	19,613	90	882,60
0,18	1,76520	0,62	6,0801	4	39,227	200	1961,33
0,22	2,15746	0,66	6,4724	6	58,840	400	3922,66
0,26	2,54973	0,7	6,8647	8	78,453	600	5883,90
0,3	2,94200	0,74	7,2569	10	98,067	800	7845,32
0,34	3,33426	0,78	7,6492	12	117,680	1000	9806,65

Измерение плоского угла. Плоский угол в Международной системе единиц измеряется в радианах (*рад*). Радиан — угол, длина дуги которого равна его радиусу.

$$1 \text{ радиан} \approx 57^\circ 17' 44{,}8'';$$

$$1 \text{ градус} = \frac{\pi}{180^\circ} \text{ рад};$$

$$1 \text{ минута} = \frac{\pi}{10800'} \text{ рад};$$

$$1 \text{ секунда} = \frac{\pi}{648000''} \text{ рад}.$$

Таблица 19.12. **Часто встречающиеся значения углов**

$\alpha_р$	n°	$\alpha_р$	n°	$\alpha_р$	n°	$\alpha_р$	n°
$\frac{\pi}{36}$	5	$\frac{\pi}{9}$	20	$\frac{\pi}{2{,}4}$	75	$1{,}2\pi$	216
$\frac{\pi}{18}$	10	$\frac{\pi}{6}$	30	$\frac{\pi}{2}$	90	$1{,}5\pi$	270
$\frac{\pi}{12}$	15	$\frac{\pi}{4}$	45	$\frac{\pi}{1{,}5}$	120	$1{,}8\pi$	324
$\frac{\pi}{10}$	18	$\frac{\pi}{3}$	60	π	180	2π	360

Если угол в радианах равен $\alpha_р$, то он содержит $\frac{180^\circ}{\pi}\alpha_р$ градусов; если угол в градусах равен n°, то он содержит $\frac{\pi}{180}n^\circ$ радиан. Часто встречающиеся значения углов в радианах и градусах приведены в табл. 19.12.

Измерение динамической и кинематической вязкости. В Международной системе единиц коэффициент динамической вязкости представляет собой силу в ньютонах, действующую на 1 $м^2$ площади соприкасания двух смежных слоев жидкости при градиенте скорости в 1 $\frac{м/сек}{м}$.

Размерность коэффициента динамической вязкости: (1 *н*) · (1 *сек*) : (1 *м*)² или (1 *кг*) : (1 *м*) × × (1 *сек*), поскольку

$$1 \text{ н} = (1 \text{ кг}) \cdot (1 \text{ м}) : (1 \text{ сек})^2.$$

В издавшейся до последнего времени литературе коэффициент динамической вязкости приводится обычно в пуазах (*пз*), т. е. в системе СГС. Пуаз характеризует вязкость жидкости, при движении которой на 1 $см^2$ поверхности слоя при градиенте скорости в 1 $\frac{см/сек}{см}$ возникает сила трения в 1 *дин*. Размерность пуаза (1 *дин*) · (1 *сек*) : : (1 *см*)².

В системе МКГСС коэффициент динамической вязкости измеряется в единицах килограмм-сила-секунда на квадратный метр, имеющих размерность (1 *кгс*) · (1 *сек*) : (1 $м^2$).

$1 \text{ н} \cdot \text{сек}/м^2 = 0{,}102 \text{ кгс} \cdot \text{сек}/м^2 = 10 \text{ пз}$;

$1 \text{ пз} = 1 \text{ дин} \cdot \text{сек}/см^2 = 0{,}1 \text{ н} \cdot \text{сек}/м^2 = 0{,}0102 \text{ кгс} \cdot \text{сек}/м^2$;

$1 \text{ кгс} \cdot \text{сек}/м^2 = 98{,}1 \text{ пз} = 9{,}81 \text{ н} \cdot \text{сек}/м^2$.

Коэффициент кинематической вязкости

$$\nu = \frac{\mu_в}{\rho},$$

где ρ — плотность жидкости.

Кинематическая вязкость в системе СИ измеряется в квадратных метрах на секунду и размерность коэффициента кинематической вязкости — (1 $м^2$) : (1 *сек*).

В литературе по гидравлике кинематический коэффициент вязкости приводится, как правило, в стоксах (*ст*), т. е. опять-таки в системе СГС. Размерность стокса — (1 *см*)² : (1 *сек*).

В системе МКГСС кинематическая вязкость измеряется в квадратных метрах на секунду, имеющих размерность (1 *м*)² : (1 *сек*), т. е. совпадает с размерностью в системе СИ.

$$1 \text{ ст} = 1 \text{ см}^2/\text{сек} = 0{,}0001 \text{ м}^2/\text{сек} = 10 \text{ сст};$$

$$1 \text{ м}^2/\text{сек} = 10\,000 \text{ ст} = 1\,000\,000 \text{ сст}.$$

Измерение коэффициента объемного сжатия и модуля упругости. При переводе единиц измерения коэффициента объемного сжатия и модуля упругости можно пользоваться такими соотношениями:

$$1 \text{ н}/м^2 = 0{,}102 \text{ кгс}/м^2;$$

$$1 \text{ м}^2/\text{н} = 9{,}81 \text{ м}^2/\text{кгс};$$

$$1 \text{ кгс}/см^2 = 9{,}81 \text{ н}/см^2;$$

$$1 \text{ см}^2/\text{кгс} = 0{,}102 \text{ см}^2/\text{н}.$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Справочники, учебники, общие руководства

1. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. Изд. 4. М., «Энергия», 1964.
2. Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика. Изд. 2. М., Стройиздат, 1972.
3. Богомолов А. И., Константинов Н. М. Примеры гидравлических расчетов. М., 'Автотрансиздат, 1962.
4. Большаков В. А. Гидротехнические сооружения на автомобильных дорогах. М., «Транспорт», 1965.
5. Большаков В. А. и др. Сборник задач по гидравлике. Изд. 3. Киев, «Вища школа», 1975.
6. Латышенков А. М., Лобачев В. Г. Гидравлика. М., Госстройиздат, 1956.
7. Мостков М. А. Гидравлический справочник. М.—Л., Госстройиздат, 1954.
8. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. М.—Л., ОНТИ НКТП СССР, 1937.
9. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. Под ред. Волченкова Г. Я. М., «Транспорт», 1974.
10. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. Киселева П. Г. Изд. 4. М., «Энергия», 1972.
11. Справочник по гидротехнике. М., Госстройиздат, 1955 (ВОДГЕО).
12. Терминология механики жидкости (гидромеханики). М., Изд-во АН СССР, 1962.
13. Френкель Н. З. Гидравлика. М.—Л., Госэнергоиздат, 1947.
14. Чертоусов М. Д. Гидравлика. Специальный курс. Изд. 4. М.—Л., Госэнергоиздат, 1962.
15. Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1969.
16. Чугаев Р. Р. Гидравлика. Изд. 3. М.—Л., «Энергия», 1975.

К главе 1

17. Башта Т. М. Машиностроительная гидравлика. Справочное пособие. М., Машгиз, 1963.
18. Дорожно-строительные материалы. Справочник инженера-дорожника. М., Автотрансиздат, 1959.
19. Нефтепродукты. Топлива. Битумы. Парафины. Растворители. М., Изд-во Комитета стандартов, 1970.
20. Попов В. Н. Таблицы для гидравлических расчетов. Киев, Гостехиздат УССР, 1962.
21. Проектирование автомобильных дорог. Справочник инженера-дорожника. М., Автотрансиздат, 1958.
22. Справочник по коммунальному хозяйству, ч. 2. Киев, Гостехиздат УССР, 1956.
23. Федоров Н. Ф. Новые исследования и гидравлические расчеты канализационных сетей. Изд. 2. М.—Л., Госстройиздат, 1964.

К главе 3

24. Бернар Ле Меоте. Введение в гидродинамику и теорию волн на воде. Пер. с англ. Л., Гидрометеоиздат, 1974.
25. Войнич-Сяноженцкий Т. Г. Проблема устойчивости течения потока реальной жидкости в каналах конечной глубины.— «Известия ТНИСГЭИ» (Тбилиси), 1965, т. 16.
26. Вычислительные методы в гидродинамике. Пер. с англ. М., «Мир», 1967.
27. Картвелишвили Н. А. Потоки в недеформируемых руслах. М.—Л., Гидрометеоиздат, 1973.
28. Кочин Н. Е., Кибель И. А., Розе Н. В. Теоретическая механика, ч. 1. М., Гостехтеориздат, 1955.
29. Ладыженская О. А. Математические вопросы динамики вязкой несжимаемой жидкости. М., «Наука», 1970.
30. Лойцянский Л. Г. Механика жидкости и газа. Изд. 3. М., «Наука», 1970.
31. Монин А. С., Яглом А. М. Статистическая гидромеханика, ч. 1. М., «Наука», 1965.
32. Монин А. С., Яглом А. М. Статистическая гидромеханика, ч. 2. М., «Наука», 1967.
33. Рауз Х. Механика жидкости. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1967.
34. Хинце И. О. Турбулентность, ее механизм и теория. Пер. с англ. М., Физматгиз, 1963.

К главе 4

35. Альтшуль А. Д. и Калицун В. И. Гидравлические сопротивления трубопроводов. М., Стройиздат, 1964.
36. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970.
37. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М., «Машиностроение», 1960.
38. Кузьмин Ю. М. Сетчатые установки в водоочистных сооружениях. М.— Л., Стройиздат, 1966.
39. Курганов А. М., Федоров Н. Ф. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. М.—Л., Стройиздат, 1973.
40. Сапожников М. М. Гидравлические закономерности турбулентного движения в трубах из различных материалов. М., Стройиздат, 1964.
41. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей. М.—Л., Стройиздат, 1968.
42. Цейтлин А. С. Гидравлический расчет керамических и стеклянных трубопроводов. Киев, Госстройиздат УССР, 1963.
43. Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах. М.—Л., Госстройиздат, 1953.

К главе 5

44. Альтшуль А. Д., Киселев П. Г. Гидравлика и аэродинамика. Изд. 2. М., Стройиздат, 1975.
45. Даденков Ю. Н.— Учет аккумуляционных вод при расчете малых искусственных сооружений.— «Строительство дорог», 1947, № 4.
46. Попов В. Н., Горбик М. Д. Экспериментальное исследование неустановившегося движения жидкости через малые отверстия при наличии притока жидкости в сосуд.— «Труды Киевского автомобильно-дорожного института», 1953, вып. 1.
47. Угинчус А. А. Применение показателя сохранения потенциальной энергии потока. М., Госстройиздат, 1951.

К главе 6

48. Абрамов Н. Н. Водоснабжение. М., Стройиздат, 1974.
49. Абрамов Н. Н. Теория и методика расчета систем подачи и распределение воды. М., Стройиздат, 1972.
50. Андрияшев М. М. Гидравлические расчеты водоводов и водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1964.
51. Білан О. О., Даниленко М. Д. Водоводи та водопровідні мережі. К., «Вища школа», 1974.
52. Васильченко М. П. Расчет кольцевых водопроводных сетей с учетом взаимного влияния колец.— «Водоснабжение и санитарная техника», 1965, № 5.
53. Госстрой СССР. Гидравлический расчет (увязка) кольцевых сетей водоснабжения. Отраслевой фонд алгоритмов и программ. М., Гипротис, 1969.
54. Григоровський Е. П. Електричне моделювання гідравлічних мереж. К., «Будівельник», 1969.
55. Койда Н. У., Казимиров Е. Я. Расчет гидравлических сетей на электронных цифровых вычислительных машинах. Минск, «Вышэйшая школа», 1964.
56. Кривченко Г. И. Гидравлический удар и рациональные режимы регулирования турбин гидроэлектростанций. М., Госэнергоиздат, 1951.
57. Лобачев В. Г. Приемы расчета водопроводных сетей. М., 1950 (МКХ РСФСР).
58. Межиборский П. М. Таблицы для гидравлического расчета напорных железобетонных водопроводных труб. Киев, Госстройиздат УССР, 1963.
59. Мошнин Л. Ф., Гальперин Е. М., Глазунов Е. М. Расчет систем водоснабжения с применением вычислительной техники.— «Водоснабжение и санитарная техника», 1966, № 4.
60. Сироткин В. П. Схемы и расчет водоводов и водопроводных сетей. М., «Высшая школа», 1968.
61. Шевелев Ф. А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых труб. М., Стройиздат, 1970.

К главе 7

62. Агроскин И. И. Гидравлический расчет каналов. М., Госэнергоиздат, 1958.
63. Барац Л. А. К разработке обобщенного метода гидравлического расчета безнапорных цилиндрических водоводов.— «Труды Харьковского автомобильно-дорожного института», 1959, вып. 20.
64. Барац Л. А. Об общей формуле средней скорости водотоков.— «Труды Харьковского автомобильно-дорожного института», 1949, вып. 9.
65. Даденков Ю. Н., Зубрий П. Е. Гидротехнические расчеты, ч. 1. Киев, Гостехиздат УССР, 1949.
66. Даденков Ю. Н., Зубрий П. Е. Гидравлический расчет каналов. Киев, Гостехиздат УССР, 1951.
67. Даденков Ю. Н., Зубрий П. Е. Гидравлические расчеты открытых русел. Киев, Госстройиздат УССР, 1961.
68. Константинов Ю. М., Попов В. Н. О расширении области применения метода

характеристик живого сечения при расчете каналов.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 16. Киев, «Техніка», 1973.
69. Латышенков А. М. Расчет каналов по методу единичных расходных характеристик.— «Труды гидравлической лаборатории института ВОДГЕО», 1952, вып. 3.
70. Лобачев В. Г. Обобщенный метод гидравлического расчета каналов различных форм и шероховатостей. М., Госстройиздат, 1939.
71. Попов В. Н. Таблицы для определения скоростных характеристик, максимальных и допускаемых скоростей течения воды в открытых руслах.—В сб.: Усовершенствование гидравлического расчета дорожных водоотводных русел и сооружений, вып. 2. Киевский автомобильно-дорожный институт, 1958.
72. Студеничников Б. И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. М., Стройиздат, 1964.

К главе 8

73. Бахметев Б. А. О неравномерном движении жидкости в открытых руслах. Л., «Кубуч», 1928.
74. Даденков В. Ю. О формах кривых подпора в бурных потоках. — В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 13. Киев, «Техніка», 1971.
75. Константинов Ю. М. Гидравлический расчет безнапорных водоводов замкнутого сечения при неравномерном движении воды.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 3. Киев, «Техніка», 1966.
76. Попов В. Н. Определение критических глубин в руслах трапецоидального поперечного сечения. — В сб.: Усовершенствование гидравлического расчета дорожных водоотводных русел и сооружений, вып. 1. Киевский автомобильно-дорожный институт, 1957.

К главе 9

77. Большаков В. А. Учет уклона дна русла при гидравлическом прыжке.— «Сборник научных трудов Томского инженерно-строительного института». Изд-во Томского ун-та, 1958, т. III.
78. Вызго М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Ташкент, «Наука», 1966.
79. Єременко Є. В. Довжина гідравлічного стрибка у трапецоїдному призматичному руслі.— «Доповіді АН УРСР», 1960, № 8.
80. Илчев Г. К. Хидравлически скок в легло в с голями на дъното. Известия на хидравлическата лаборатория. Висш инженерно-строителен институт, кн. III. София, «Техника», 1961.
81. Кадыров А. А. Погашение энергии потока в вальце гидравлического прыжка и на послепрыжковом участке.— «Известия АН УзССР», серия техн. наук, 1958, № 1.
82. Кальфа В. С. Экспериментальное исследование длины гидравлического прыжка в цилиндрическом трубопроводе круглого сечения.— В сб.: Гидравлика и гидротехника. Киев, «Техніка», 1967, вып. 5.
83. Косякова Г. Н. Гидравлический прыжок в русле с большим уклоном дна.— «Труды Ленинградского политехнического института», 1955, вып. 178.
84. Краснитський М. С. Хвилястий стрибок.—В сб.: Прикладна механіка, т. 1, вип. 2. К., Вид-во АН УРСР, 1955.
85. Левицкий Б. Ф., Павленко В. Д. Гидравлический прыжок в русле круглоцилиндрической формы.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 6. Киев, «Техніка», 1968.
86. Мейеров А. С. О длине гидравлического прыжка в призматическом трапецоидальном русле.— «Труды Горьковского инженерно-строительного института», 1961, вып. 37.
87. Модзалевский А. И. Применение формул прыжка-волны к расчету гидротехнических сооружений.— «Научные записки Московского института инженеров водного хозяйства», 1959, т. 21.
88. Смыслов В. В. Высота волнистого прыжка и критерий перехода его к совершенному гидравлическому прыжку. — «Известия вузов. Строительство и архитектура». Новосибирск, 1964, № 2.
89. Снегирев И. А. Гидравлический прыжок в русле с обратным уклоном дна.— «Гидротехническое строительство», 1960, № 4.
90. Цивин М. Н. О критерии перехода совершенного гидравлического прыжка в волнистый в призматических горизонтальных руслах.— «Известия вузов. Строительство и архитектура». Новосибирск, 1974, № 2.
91. Швец Г. Я. К вопросу о длине гидравлического прыжка за перепадом в русле трапецоидального сечения.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 8. Киев, «Техніка», 1969.
92. Шевченко А. В. Гидравлический прыжок в суживающемся русле.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 6. Киев, «Техніка», 1968.
93. Silvester R. Hydraulic jump in all shapes of horizontal channels. Proceedings ASCE, vol. 90, Jan., 1964.
94. Sharp J. Y. Hydraulic jump in parabolic channels. Water Power, July — August, 1970.

К главе 10

95. Агасиева С. И. Боковые водосливы и траншейные водосбросы. М., Госстройиздат, 1956.

96. Башкирова Л. С. Гидравлический расчет нижнего бьефа гидротехнических сооружений. М., Госэнергоиздат, 1952.
97. Березинский А. Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. М., Госстройиздат, 1950.
98. Большаков В. А. Критерий затопления водосливов.— «Сборник научных трудов Томского инженерно-строительного института». Изд-во Томского ун-та, 1958, т. III.
99. Большаков В. А., Петраш А. Д. Рекомендации по выбору величины коэффициентов расходов водосливов трапецоидального профиля.— «Гидротехническое строительство», 1967, № 10.
100. Валентини Л. А. Трапецоидальный затопленный водослив с тонкой стенкой.— «Гидротехника и мелиорация», 1957, № 7.
101. Евреинов В. Н. Гидравлика. Л.— М., Речиздат, 1947.
102. Железняков Г. В. Расчет пропорционального водослива.— «Гидротехническое строительство», 1949, № 2.
103. Замарин Е. А. Коэффициенты бокового сжатия потока.— «Гидротехническое строительство», 1947, № 7.
104. Ибад-Заде Ю. А. К расчету водосливов с широким порогом. — «Труды АзНИИГиМ», 1949.
105. Офицеров А. С. Гидравлика водосливов. М., Госэнергоиздат, 1938.
106. Офицеров А. С. Расчет пропускной способности водослива практического профиля.— «Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО», 1948, вып. 2.
107. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины. М., Стройиздат, 1940.
108. Розанов Н. П. Формула для определения коэффициента полноты напора водослива практического профиля.— «Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО», 1948, вып. 2.
109. Симонян Г. А. О гидравлическом расчете боковых водосливов.— «Доклады ТСХА», т. 16. М., Сельхозгиз, 1960.
110. Смыслов В. В. Теория водослива с широким порогом. Киев, Изд-во АН УССР, 1956.
111. Сухомел Г. И., Розовский И. Л., Смыслов В. В. Движение воды через водослив с широким порогом. — «Гидротехническое строительство», 1948, № 11.
112. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов, ч. 1. Прямые водосливы. ВНИИГ. М.—Л., 1974.
113. Угинчус А. А. Обобщенная формула для гидравлического расчета водосливов с широким порогом различных форм.— «Гидротехническое строительство», 1948, № 2.

К главе 11

114. Андреев О. В., Журавлев М. М., Рассказов О. А. Вопросы мостовой гидравлики и гидрологии. М., «Транспорт», 1967.
115. Бегам Л. Г., Волченков Г. Я. Водопропускная способность мостов и труб. М., «Транспорт», 1973.
116. Болдаков Е. В. Переходы через водотоки. М., «Транспорт», 1965.
117. Большаков В. А. Выбор расчетной схемы протекания потока в водосливных мостах.— В сб.: Гидравлика, вып. 1. Киев, «Техніка», 1965.
118. Большаков В. А., Курганович А. А. Расчеты стока и отверстий малых мостов и дорожных труб. Киев, «Будівельник», 1966.
119. Гидравлика водопропускных сооружений.— «Труды второй всесоюзной научно-технической конференции». Изд-во Киевского госуниверситета, 1969.
120. Гидравлика дорожных водопропускных сооружений.— «Труды третьей всесоюзной научно-технической конференции». БелИИЖТ. Гомель, 1973.
121. Даденков Ю. Н. Гидравлический расчет отверстий малых мостов с учетом накопления воды перед сооружением.— «Труды Киевского автомобильно-дорожного института», 1953, вып. 1.
122. Зубрий П. Е. Гидравлический расчет дорожных труб различного поперечного сечения с учетом накопления воды перед сооружением.— «Труды Киевского автомобильно-дорожного института», 1957, вып. 3.
123. Краткий справочник по трубам и малым мостам. Под ред. Болдакова Е. В. Изд. 4. М., «Транспорт», 1972.
124. Мойс П. П. Шахтные водосбросы. М., «Энергия», 1970.
125. Рабухин Л. Г. Дорожные трубы с горизонтальным козырьком над входом.— «Автомобильные дороги», 1963, № 7.
126. Розовський І. Л., Цветков П. К. Низьконапірні шахтні водоскиди при земляних греблях. К., Вид-во АН УРСР, 1962.
127. Симаков Г. В., Фам Тхи Минь. Проектирование сифонных водосбросов рационального очертания.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 16. Киев, «Техніка», 1973.
128. Смыслов В. В. Исследование формы свободной поверхности при протекании воды через отверстия малых мостов.— «Известия Института гидрологии и гидротехники АН УССР», т. 9. Киев, 1953.
129. Труды первой всесоюзной научно-технической конференции по гидравлике дорожных водопропускных сооружений. М., «Высшая школа», 1969.

130. Химерик Ю. А. Проектирование и расчет гидротехнических сооружений. Киев, Изд-во Киев. ун-та, 1961.
131. Хом'як Я. В. Гідравлічні розрахунки малих мостів і дорожніх труб. К., Вид-во Київ. ун-ту, 1961.

К главе 12

132. Абрамов М. З. Определение сопряженных глубин при гидравлическом прыжке в пространственных условиях.— «Известия ВНИИГ». Л., 1940, т. 26.
133. Астафичева Т. Н. К расчету сопряжения бьефов за водосливными плотинами с уступом.— «Гидротехническое строительство», 1954, № 4.
134. Беляшевский Н. Н. Сопряжение бьефов за водосливными плотинами с носком. Киев, Изд-во АН УССР, 1953.
135. Гаджев Г. Контракция на потопена струя при изтичане през отвор в пространствени условия. София, «Техническа мисъл», год. 9, 1972, № 5.
136. Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М., «Энергия», 1967.
137. Константинов Н. М. Особенности кинематики потока и расчет нижнего бьефа при неразмываемых выходных руслах. — В кн.: Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений (глава VI, § 3). М., «Транспорт», 1974.
138. Кумин Д. И. Сопряжение бьефов при поверхностном режиме. М., Госэнергоиздат, 1948.
139. Леви И. И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений. М.— Л., Госэнергоиздат, 1955.
140. Лилицкий Г. А. Сечение полного растекания бурного потока при внезапном расширении русла.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 3. Киев, «Техніка», 1966.
141. Складнев М. Ф. Границы поверхностно-донного режима при сопряжении бьефов водопропускных сооружений, оканчивающихся низовым уступом. О длине водоворотного участка поверхностного и поверхностно-донного гидравлических прыжков. О границах первого и второго критических режимов поверхностного прыжка.— «Известия ВНИИГ», 1956, т. 55, 57.
142. Скребков Г. П. Выбор численных значений коэффициента скорости φ.— «Известия высших учебных заведений. Энергетика», 1960, № 8.
143. Слисский С. М. Расчет сопряжения бьефов при поверхностных режимах при истечении из-под щита.— «Гидротехническое строительство», 1952, № 4.
144. Цветков П. К. К расчету гидравлического прыжка в расширяющемся русле.— «Известия Института гидрологии и гидротехники АН УССР», 1943, № 9.
145. Шеренков И. А. Гидравлические расчеты нижнего бьефа малых искусственных сооружений при растекании бурного потока в отводящем русле.— «Труды объединенного семинара по гидротехническому и водохозяйственному строительству», вып. 3. Харьков, 1961.
146. Ippen A. T. «Mechanics of Supercritical Flow», Pros. Amer. Soc. of Civ. Eng. N 9, Nov. 1949.

К главе 13

147. Алексеев Ю. С. О численном значении коэффициента скорости при расчете одноступенчатых перепадов в руслах прямоугольного сечения.— В сб.: Гидравлика, вып. 1. Киев, «Техніка», 1965.
148. Большаков В. А. Экспериментальное исследование глубины потока в начальном сечении быстротока.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 7. Киев, «Техніка», 1968.
149. Ботук Б. О., Дмитриевский Н. Г., Алексеев Ю. С. Влияние бокового сжатия потока во входной части перепада на величину коэффициента скорости при движении потока через перепад.— «Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура». Новосибирск, 1958, № 5.
150. Даденков Ю. Н. Гидравлический расчет призматических быстротоков.— «Труды Харьковского автомобильно-дорожного института», сб. 6. М., Изд-во Гушосдора, 1939.
151. Коваленко П. И., Тугай А. М. Мелиоративные гидротехнические сооружения. Киев, «Будівельник», 1974.
152. Константинов Н. М. Консольные сбросы.— В кн.: Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. М., «Транспорт», 1974.
153. Константинов Ю. М. Формы протекания воды через перепады. — В сб.: Гидравлика, вып. 2. Киев, «Техніка», 1966.
154. Константинов Ю. М. Гидравлика перепадов в руслах дорожного водоотвода.— «Труды первой всесоюзной научно-технической конференции по гидравлике дорожных водопропускных сооружений». М., «Высшая школа», 1969.
155. Константинов Ю. М. и др. Режимы протекания воды через водопропускные трубы большого уклона.— «Труды второй всесоюзной конференции по гидравлике водопропускных дорожных сооружений». Изд-во Киев. ун-та, 1969.
156. Патрашев А. Н. Определение максимальной глубины размыва грунта, произво-

димого ниспадающей струей.— «Известия ВНИИГ», 1937, т. 21.
157. Попов В. Н. Скорость и глубина протекания потока в верхнем бьефе перепадов.— «Труды Киевского автомобильно-дорожного института», 1957, вып. 3.
158. Троицкий В. П. К расчету безнапорных аэрированных водных потоков.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 17. Киев, «Техніка», 1973.
159. Тугай А. М. Условия протекания воды через водопропускные трубы с большим уклоном и трапецоидальными ныряющими стенками на входе.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 18. Киев, «Техніка», 1974.
160. Чертоусов М. Д. К вопросу об определении глубины водобойного колодца.— «Известия ВНИИГ», 1935, т. 17.

К главе 14

161. Абрамович Г. Н. Теория турбулентных струй. М., Физматгиз, 1960.
162. Бай Ши-и. Теория струй. М., Физматгиз, 1960.
163. Биркгоф Г., Саратонелло Э. Струи, следы и каверны. М., «Мир», 1964.
164. Вулис Л. А., Кашкаров В. П. Теория струй вязкой жидкости. М., «Наука», 1964.
165. Гиневский А. С. Теория турбулентных струй и следов. М., «Машиностроение», 1969.
166. Гуревич М. И. Теория струй идеальной жидкости. М., Физматгиз, 1961.
167. Кочин Н. Е., Кибель И. А., Розе Н. В. Теоретическая гидромеханика, ч. 2. М., ГТТИ, 1948.
168. Смирнов М. В., Дунин-Барковский И. В. Краткий курс математической статистики для технических приложений. М., Физматгиз, 1959.
169. Abraham G. Jetsand plumes issuing into stratified fluid. International Symposium on Stratified Flows, Novosibirsk, 1972.

К главе 15

170. Аверкиев А. Г., Макаров И. И., Синотин В. И. Бесплотинные водозаборные сооружения. М.—Л., «Энергия», 1969.
171. Васильев О. Ф., Квон В. И., Лыткин Ю. М., Розовский И. Л. Стратифицированные течения.— В сб.: Итоги науки и техники, серия «Гидромеханика», т. 8. М., 1975.
172. Гогелиани Л. Д. Длина неподвижного галоклина в устьях рек бесприливных морей.— «Сообщения АН Грузинской ССР». Тбилиси, 1973, № 1.
173. Колованднн Б. А. К расчету основных характеристик теплообмена в турбулентных течениях со сдвигом.— В сб.: Тепло- и массоперенос, т. 1. М., «Энергия», 1968.
174. Леви И. И. Закономерности движения потоков большой мутности в водохранилищах.— «Научные доклады высшей школы. Строительство». М., 1958, № 1.
175. Мамаев О. И. О влиянии стратификации на вертикальное турбулентное перемешивание в море.— «Известия АН СССР, серия геофизическая». М., 1958, № 7.
176. Нетюхайло А. П., Шеренков И. А. Структура пограничного слоя раздела потоков разноплотностных жидкостей. — «Известия высших учебных заведений. Энергетика». Минск, 1969, № 4.
177. Таунсенд А. А. Структура турбулентного потока с поперечным сдвигом. М., Изд-во иностр. лит., 1959.
178. Arya S. P. S. The critical condition for maintenance of turbulence in stratified flows. Quart J. R. Met. Soc., 98, 1972.
179. Craya A. Recherches theorignes sur l'ecoulement de couches superposees de fluides de densites defferents. La Houille Blanche, No. 1, 1949.
180. Ellison T. H., Turner I. S. Mixing of Dense Fluid in a Turbulent Pipe Flow. Journ. Fluid Mechanics, 8, No. 4, 1960.
181. Harleman D. R. F., Stolzenbach K. D. Fluid mechanics of heat disposal from power generation, «Annual Rev. Fluid Mech.», 1972, Vol. 4.
182. Jeffreys H. Formation of Water Waves by Wind. Proc. Roy. Soc. (A), 110, 1926.
183. Keulegan G. H. Interfacial instability and Mixing in Stratified Flows. Journal of Res. Nat. Bur. Stand., 43, No. 5, 1949.
184. Lofquist K. Flow and stress on interface between stratified liqiuds, I. Fluid Mech., 1960, No. 2.
185. Rotta J. C. Statistische Theorie nichthomogener Turbulenz, 1, Zc. Phys., 129, No. 5, 1951,
186. Shi-igai. On the resistance coefficient at the interface between salt and fresh water. Trans. of ASCE vol. 123, 1965
187. Smutek R. Výzkum proudû vorstev kapaliny rûzne teploty. Ceskoslovenske Academie Ved, Rocnik 65, No. 4, 1955.

К главе 16

188. Егоров А. И. Гидравлический расчет трубчатых систем для распределения воды в водопроводных очистных сооружениях. М., Госстройиздат, 1960.
189. Константинов Ю. М., Смыслов В. В. К расчету дырчатых труб с присоединением расхода вдоль пути.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 4. Киев, 1966.

190. Неньк о Я. Т. О движении жидкости с переменной вдоль потока массой.— «Труды Харьковского гидрометеорологического института за 1937 г.». Харьков, 1938.
191. Макавеев В. М., Коновалов Н. М. Гидравлика. М.— Л., Речиздат, 1940.
192. Петров Г. А. Гидравлика переменной массы. Харьков, Изд-во Харьк. ун-та, 1964.
193. Смыслов В. В., Константинов Ю. М. Гидравлический расчет трубопроводов с переменной раздачей вдоль пути.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 14. Киев, «Техніка», 1972.

К главе 17

194. Архангельский В. А. Расчеты неустановившегося движения в открытых руслах. М.— Л., Изд-во АН СССР, 1947.
195. Большаков В. А. Численный метод расчета неустановившегося движения ливневых вод на ЭЦВМ.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 9. Киев, «Техніка», 1970.
196. Большаков В. А., Леонтьева В. Н. Инженерные методы расчета неустановившегося движения ливневых вод. Киев, 1974 (Техническое управление Миндорстроя УССР, ЦБТИ).
197. Васильев О. Ф., Темноева Т. А., Шугрин С. М. Численный метод расчета неустановившихся течений в открытых руслах.— «Известия АН СССР. Механика», М., 1965, № 2.
198. Васильев О. Ф. и др. Численный расчет неустановившегося движения воды в открытом русле.— В кн.: Решение одномерных задач газовой динамики в подвижных сетках. М., «Наука», 1970.
199. Ведерников В. В., Мастицкий Н. В., Потапов М. В. Неустановившееся движение водного потока в открытом русле. М., Изд-во АН СССР, 1947.
200. Грушевский М. С. Волны попусков и паводков в реках. М.— Л., Гидрометеоиздат, 1969.
201. Еременко Е. В. Об аналогии между гидравлическими сопротивлениями неустановившегося и неравномерного потоков.— В сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 15. Киев, «Техніка», 1972.
202. Железняк И. А. Регулирование паводочного стока. М.— Л., Гидрометеоиздат, 1965.
203. Железняк И. А. Метод Маскингам и аналитические расчеты движения воды в реках.— «Труды УкрНИГМИ». М.— Л., Гидрометеоиздат, 1973, вып. 123.
204. Калинин Г. П., Милюков П. И. Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс.— «Труды ЦИП». М.— Л., Гидрометеоиздат, 1958, вып. 66.
205. Картвелишвили Н. А. Неустановившиеся открытые потоки. М.— Л., Гидрометеоиздат, 1968.
206. Корень В. И., Кучмент Л. С. Численное интегрирование уравнений Сен-Венана по явным схемам при расчетах неустановившегося движения воды в реках. — «Труды Гидрометцентра СССР». М.— Л., Гидрометеоиздат, 1967, вып. 8.
207. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф. О распластывании волны высоких вод при продвижении по призматическому руслу. — В сб.: Проблемы регулирования речного стока, вып. 6. М.—Л., Гидрометеоиздат, 1956.
208. Линслей Р. К., Колер М. А., Паулюс Д. А. Прикладная гидрология. М.— Л., Гидрометеоиздат, 1962.
209. Розовский И. Л., Еременко Е. В., Базилевич В. А. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. Киев, «Наукова думка», 1967.
210. Стокер Дж. Дж. Волны на воде. Пер. с англ. М., Изд-во иностр. лит., 1959.
211. Христианович С. А. Неустановившееся движение в каналах и реках.— В сб.: Некоторые вопросы механики сплошной среды. М., Изд-во АН СССР, 1938.

К главе 18

212. Аравин В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. М., Госстройиздат, 1955.
213. Горелкин А. В. Гидравлический расчет безнапорных фильтрующих насыпей.— В сб.: Гидравлика, вып. 1. Киев, «Техніка», 1965.
214. Павловский Н. Н. Собрание сочинений, т. 2. (Движение грунтовых вод). М., Изд-во АН СССР, 1956.
215. Пузыревский Н. П. Фильтрующие насыпи. М.— Л., Госстройиздат, 1934 (ОНТИ).
216. Срибный М. Ф. Теория и практика фильтрующих сооружений. М., Трансжелдориздат, 1934.
217. Угинчус А. А. Расчеты фильтрации через земляные плотины. М., Госэнергоиздат, 1960.
218. Угинчус А. А. Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов. М., Госстройиздат, 1965.
219. Фильчаков А. Ф. Теория фильтрации под гидротехническими сооружениями, т. 1—2. Киев, Изд-во АН УССР, 1959—1960.
220. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). М.— Л., «Энергия», 1967.

К главе 19

221. Базакуца В. А. Международная система единиц. Изд. 3. Харьков, Изд-во Харьк. ун-та, 1970.
222. Богуславский М. Г., Кремлевский П. П., Олейник Б. Н., Чечурина Е. Н., Широков К. П. Таблицы перевода единиц. М., Стандартгиз, 1963.
223. Брадіс В. М. Чотиризначні математичні таблиці. К., «Радянська школа», 1964.
224. Бурдун Г. Д. Единицы физических величин. Изд. 4. М., Стандартгиз, 1967.
225. ГОСТ 9867—61. Международная система единиц. М., Стандартгиз, 1961.
226. ГОСТ 7663—55. Образование кратных и дольных единиц измерений. М., Стандартгиз, 1955.
227. ГОСТ 7664—61. Механические единицы. М., Стандартгиз, 1961.
228. Сегал Б. И., Семендяев К. А. Пятизначные математические таблицы. М., Физматгиз, 1962.

А

Автомодельные струйные течения 199, 200
Акведуки 167
Аккумуляция воды 147
Атмосферное давление 15
Аэрация потока 191

Б

Баланс турбулентной энергии 220
Башенный водосброс 164
Безвакуумный водослив 136
Безнапорное движение 27
Безнапорные трубы 156
Безпрыжковое сопряжение потока 173
Большое отверстие 49
Боковой водослив 131
Бурное состояние потока 98
Быстроизменяющееся (резкоизменяющееся) движение 27

В

Вакуум 15
Вакуумный водослив 138
Верхний бьеф 168
Вихревое движение 22
Вихревая линия 22
— трубка 22
Взаимные (сопряженные) глубины 119
Водобойный колодец 182
Водобойная стенка 184
Внешнее давление (в точке) 15
Внутреннее трение (вязкость) 10
Водоизмещение 19
Водопропускные дорожные трубы 155
Водослив практического профиля 128, 134
— с тонкой стенкой 127, 129
— с широким порогом 128, 139
Водосборная галерея (дрена) 248
Волнистый гидравлический прыжок 124
Волна излива 231
— наполнения 230
— отлива 230
— перемещения 230
— подпора 231
Время добегания волны
— истечения из отверстий и насадок 50,
— опорожнения сосудов и цистерн 51
Второй гидравлический показатель русла 102
Высота выступа шероховатости 33
— гидравлического прыжка 119
Высота капиллярного поднятия 14
— подтопления 133
Вязкость 10
Вязкая (реальная) жидкость 28
Вязкий подслой 32
— слой раздела 215
Вязкостное (внутреннее) трение 10

Г

Геометрическая высота 28
Геометрический напор 28
Геометрический перепад 127
Гидравлическая крупность насосов 86, 87
Гидравлически наивыгоднейшее сечение 88, 89
— гладкие трубы 33
— шероховатые трубы 34
Гидравлические сопротивления 29
Гидравлический коэффициент трения (коэффициент Дарси) 30
— показатель русла 93, 101
— прыжок волнистый 124
— прыжок совершенный 120
— радиус 27
— удар 67
— уклон 28
Гидродинамика 21
Гидродинамический напор 28
Гидродинамическое давление 21
Гидростатический напор 15
Гидростатическое давление в точке 15
Глубина погружения 18
— потока бытовая (нормальная) 93
— — в сжатом сечении 168
— — критическая 98

Д

Давление в точке внешнее 15
— в точке манометрическое (избыточное) 115
Дальность полета струи 52, 188
Дефект (дефицит) местной скорости 32
— — средней скорости 33
Двухслойные течения 221
Динамическое число Ричардсона 218
Динамическая скорость 32
Длинный быстроток 191
— трубопровод 52
Допускаемая (неразмывающая) скорость 78

Е

Единицы измерения 255

Ж

Живое сечение 27
Жидкость 7, 21

З

Закон количества движения
— Паскаля 15
— плавучести 19

И

Инверсия струи 51
Индуктивная теория турбулентности Рейхардта 198
Интегральный масштаб корреляции 26

К

Капиллярность 13
Касательные напряжения в точке 30
— — в ламинарном потоке 30, 31
— — в турбулентном потоке 30, 31
Квазиустановившееся движение 25, 233
Классификация водосливов 177, 128, 129
Комбинированный водобойный колодец 185
Компоненты вихря 22
— скорости 22
Координата центра давления 16
Короткий быстроток 191
— трубопровод 52
Косые прыжки 177
Коэффициент аккумуляции 147
— аэрации потока 191
— бокового сжатия 134
— вертикального сжатия 175
— динамической вязкости 10
— диффузии 216
— заложения откосов 89
— запаса 182, 184
— затопления 133
— кинематической вязкости 12
— кинетической энергии (Кориолиса) 29
— количества движения (Буссинеска) 29
— корреляции 28
— объемного сжатия 7
— полноты напора 134, 137
— расхода 194
— расхода водослива 129
— сжатия струи 46
— скорости 168, 175, 188
— сопротивления 37
— температурного объемного расширения 10
— трансформации расхода 240
— трансформации скорости 240
— турбулентной вязкости 30
— турбулентного обмена 216
— фильтрации 246
— форм водослива 134, 137
— формы лога 147
— Шези (скоростной множитель) 73
— шероховатости 34

Кривая депрессии 246, 248
— объемов 233
— подпора 102
— свободной поверхности потока 102
— спада 102
Критерий затопления водослива 133
— затопления потока в подмостовом русле 143
Критическая глубина 98
Критический относительный перепад 133
— уклон 100
Критическое состояние потока 98
— число Рейнольдса 25

Л

Ламинарный режим движения 24, 30
Линейный масштаб Рейхардта 201
— расход 62
Линия тока 22
Локальное число Рейнольдса 218
— число Ричардсона 218

М

Максимальная высота всасывания насоса 61
Максимально возможная скорость в русле 191
Максимальный расход в русле, сооружении 147, 231, 240
Малое отверстие 46
Манометрическое (избыточное) давление 15
Масса 7
Масштаб Монина — Обухова 218
Местная осредненная скорость 25
— скорость 21
Местные потери 37
Метацентр 19
Метацентрическая высота 19
Метод Лагранжа 22
— Эйлера 23
Механическая стратификация 214
Минимальная (незаиляющая) скорость 86
Многоступенчатые перепады 189
Модуль объемной упругости 9
— сопротивления 117
— упругости 67
Момент корреляции 26
Мощность насоса 62

Н

Надвинутый прыжок 173
Напор воды перед мостом 142
— с учетом скорости подхода 127, 175, 190
Напорная линия 28
Напорное движение 27
Напорные трубы 156
Напряжения Рейнольдса 217
Насадки 48
Невязкая (идеальная) жидкость 28
Незатопленный (неподтопленный) водослив 129
Неоднородная шероховатость русла 78
Неполное сжатие струи 47
Непрерывные волны 230
Несовершенное сжатие струи 47
Неравномерное движение 27, 98

Неустановившееся движение 21, 230
Неустойчивые внутренние волны 220
Нижний бьеф 168
Нормальная (бытовая глубина) 93

О

Обратная стратификация 214
Обратный уклон 126
Одноступенчатые перепады 185
Основное уравнение гидростатики 15
Осредненная местная скорость 25
Осредненный коэффициент шероховатости 78
Остойчивость 19
Ось плавания 19
Отверстие большое 49
— затопленое 48
— малое 46
Отжатая струя 129
Отметка точки 15
Относительная глубина 121
— глубина наполнения 93
— (удельная) плотность 7
— расходная характеристика 111, 161
Относительный покой жидкости 19
— удельный вес 7

П

Параболический водослив 127, 133
Параметр кинетичности 98
— нестационарности 232
Перепад восстановления 141, 144
Перепады многоступенчатые 189
— одноступенчатые 185
Плавание тел 18
Плавучесть 19
Плавноизменяющееся (медленноизменяющееся движение) 27
Плоскопараллельные течения 196
Плоскость плавания 19
— сравнения 28
Плотностное число Фруда 217
Площадь живого сечения 27
Поверхностное напряжение 13
Поверхностный гидравлический прыжок 173
Поверхность равного давления (поверхность уровня) 15, 21
Подтопленная струя 129
Подтопленный (затопленный) водослив 133
Подпертый гидравлический прыжок 184, 189
Подъемная сила 19
Поглощающий колодец 249
Полигональный водослив 130
Полунапорные трубы 156
Постоянная Кармана 201
Потенциальная энергия 29
Потенциальное движение 22
Потери энергии в потоке 28, 29
— — в прыжке 122
— — (напора) местные 30, 37
— — — по длине 30
Поток жидкости 27
Прерывные волны 230
Прилипшая струя 129
Пропорциональный водослив 133
Пропускная способность русла 73, 97
— — трубопроводов 31, 53
Пространственный гидравлический прыжок 126, 176
Прыжковая функция 120
Прямая стратификация 214
Прямой прямоугольный водослив 129
Пульсационная добавка скорости 25
Пульсация давления 25
— скорости 25
Путевой расход 61
Пьезометрическая высота 28
— линия 28
Пьезометрический напор 28, 52
— уклон 28, 53

Р

Равновесие жидкости 15
Равномерное движение 27, 70
Растекание бурного потока 177
Расход 27
Расходная характеристика 53, 73
Расчетная скорость 96, 146
Расчетный расход 61
Режимы движения жидкости 24
Резкоизменяющееся (быстроизменяющееся) движение 27

С

Самоподтопленный перепад 187
Сбойное течение 177, 178
Сбросной расход 147
Свободная струя 129
Свободный напор 63
Сжатое сечение 168
Сжимаемость 7
Сила внешнего давления 16
— избыточного давления 16
— давления на криволинейные поверхности 18
— — на плоские поверхности 16
— трения 30
Сифонный водосброс 166
— трубопровод 62
Скоростной множитель (коэффициент Шези) 73
Скоростная характеристика 70
Скоростной напор 28
Скорость максимальная допускаемая (неразмывающая) 78
— минимальная допускаемая (незаиляющая) 86
— подхода 48, 127
— распространения возмущения 231
— ударной волны 67
— фильтрации 246
Смоченный периметр 27
Совершенное сжатие 47
Совершенный гидравлический прыжок 120
— грунтовый колодец 249
Сообщающиеся сосуды 16
Сопротивления местные 30, 37
— по длине 30

Сопряжение бьефов 168
Спокойное состояние потока 98
Способ Маскингам 236
Средняя скорость потока 27
Статический момент 16
Степень наполнения 157
— подтопления 141

Т

Текучесть 7
Тело давления 18
Температура 9
Температурная стратификация 214
Температурное расширение 7
Теория Прандтля — Толмина 199, 200
— Прандтля — Трубчикова 198, 200
— Тейлора 198, 200
Тепловая задача 199
Термоклин 215
Транзитный расход в трубопроводе 61
Трансформация (распластывание) потока 231
Трапецоидальный водослив 132
Треугольный водослив 132
Трубчатые перепады 193
Турбулентное трение 198
— — Прандтля 198
— — Рейнольдса 217
— ядро потока 32
Турбулентный режим движения 24, 32

У

Удельная энергия потока 29
— — сечения 98
— кинетическая энергия 29
— потенциальная энергия 29
— энергия давления 29
— — положения 29
Удельное сопротивление 52
Удельный вес 7
— путевой расход в трубопроводе 61
Уклон дна 70
— трения 70
Универсальные функции Монина — Обухова
Упругость 7
Уравнение Бернулли 28
— баланса воды 50
— динамическое 231
— Дюпюи 248
— неразрывности 23, 29
— Громека — Лямба 24
Уравнение диффузии 217
— Навье — Стокса 24
— Рейнольдса 26
— Сен-Венана 231
Ускорение силы тяжести 15, 28
Установившееся движение 21
Устойчивые внутренние волны 219

Ф

Фаза удара 67
Факел струи 210
Фильтрация 246
— воды из каналов 251
— воды через земляную плотину 249
Фильтрационный поток 246
— расход 246
Фильтрующие насыпи 252
Формы сопряжения бьефов 173
Формула Дарси 246
— Калинина — Милюкова 239
— Кочерина 148
Фронт волны 230
Функция Бахметева 106

Х

Химическая стратификация 214

Ц

Центр водоизмещения 19
— давления 16

Ч

Частица жидкости 21
Число Прандтля 217
— Рейнольдса 25
— Фруда 120, 126

Ш

Шандорный мост 152
Шахтный водосброс 165
Ширина русла (потока) по верху 89
— по дну 89

Э

Эквивалентная шероховатость 33
Экономический фактор 60
Элементарная струйка 22
Элементарный расход 27
Энергия давления (удельная) 29
— положения (удельная) 29
Эпюра давления 17, 18

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

Основные буквенные обозначения, принятые в гидравлике 5

Глава 1. **Важнейшие физико-механические свойства жидкостей** 7

§ 1.1. Плотность и удельный вес 7
§ 1.2. Сжимаемость, упругость и температурное расширение жидкостей . . . 7
§ 1.3. Вязкость 10
§ 1.4. Прочие свойства 13

Глава 2. **Гидростатика** 15

§ 2.1. Давление в точке. Основное уравнение гидростатики 15
§ 2.2. Сила давления жидкости на плоские поверхности 16
§ 2.3. Сила давления жидкости на криволинейные цилиндрические поверхности 18
§ 2.4. Плавание тел 18
§ 2.5. Относительный покой жидкости . . 19

Глава 3. **Основы гидродинамики** . . . 21

§ 3.1. Основные положения 21
§ 3.2. Уравнения Л. Эйлера 23
§ 3.3. Уравнения Навье — Стокса . . . 24
§ 3.4. Два режима движения жидкости 24
§ 3.5. Уравнения Рейнольдса 26
§ 3.6. Поток жидкости, его элементы и характеристики движения 26
§ 3.7. Уравнение Д. Бернулли и его интерпретация 28

Глава 4. **Гидравлические сопротивления и потери энергии при движении жидкости** 29

§ 4.1. Сопротивления по длине. Касательные напряжения при равномерном движении воды. Потери напора по длине 30
§ 4.2. Ламинарный режим движения. Распределение скоростей и касательных напряжений по сечению и потери напора. Начальный участок 30
§ 4.3. Структура турбулентного потока. Распределение осредненных скоростей 32
§ 4.4. Гидравлически гладкие и шероховатые трубы. Гидравлический коэффициент трения. Потери напора по длине при турбулентном режиме движения 33
§ 4.5. Местные сопротивления и потери напора 37

Глава 5. **Истечение жидкости из отверстий и насадков** 46

§ 5.1. Истечение из малых отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре 46
§ 5.2. Истечение жидкости через насадки 48
§ 5.3. Истечение из больших отверстий в тонкой стенке 49
§ 5.4. Истечение при переменном напоре 50
§ 5.5. Некоторые вопросы движения струй жидкости при истечении из отверстий и насадков 51

Глава 6. **Движение жидкости в напорных трубопроводах** 52

§ 6.1. Общие зависимости 52
§ 6.2. Некоторые задачи расчета трубопроводов 61
§ 6.3. Расчет тупиковых (разветвленных) водопроводных сетей 62
§ 6.4. Кольцевые водопроводные сети . . 63
§ 6.5. О применении электронно-вычислительных машин и аналоговых вычислительных машин для гидравлического расчета водопроводных сетей 66
§ 6.6. Гидравлический удар 67

Глава 7. **Равномерное движение воды в открытых руслах** 70

§ 7.1. Коэффициенты шероховатости русел. Скоростные и расходные характеристики 70

§ 7.2. Допускаемые и наибольшие средние в сечении скорости течения 78
§ 7.3. Гидравлические элементы живого сечения потока 89
§ 7.4. Определение нормальной (бытовой) глубины протекания потока 93
§ 7.5. Другие типичные случаи расчета каналов и водоотводных русел при равномерном движении потока 96

Глава 8. **Установившееся неравномерное движение воды в открытых руслах** . . 98
§ 8.1. Удельная энергия сечения 98
§ 8.2. Определение критической глубины и критического уклона 99
§ 8.3. Основное дифференциальное уравнение установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения жидкости в открытых руслах . . . 100
§ 8.4. Гидравлические показатели русла 101
§ 8.5. Установление типа и формы кривых свободной поверхности потока в призматических руслах 102
§ 8.6. Построение кривых свободной поверхности потока в призматических руслах 106
§ 8.7. Построение кривых свободной поверхности потока в непризматических руслах 116
§ 8.8. Построение кривых свободной поверхности потока в естественных руслах 117
§ 8.9. Построение кривых свободной поверхности потока в круглых трубах и руслах параболического сечения 118
§ 8.10. Построение кривых свободной поверхности потока с помощью ЭВМ 119

Глава 9. **Гидравлический прыжок** . . 119
§ 9.1. Совершенный гидравлический прыжок в призматическом русле . . . 120
§ 9.2. Длина гидравлического прыжка . 123
§ 9.3. Волнистый прыжок 124
§ 9.4. Прыжок в русле с большим уклоном дна 125
§ 9.5. Пространственный гидравлический прыжок в непризматическом русле 126

Глава 10. **Водосливы** 127
§ 10.1. Классификация водосливов . . . 127
§ 10.2. Водосливы с тонкой стенкой . . . 129
§ 10.3. Водосливы практического профиля 134
§ 10.4. Водосливы с широким порогом . . 139

Глава 11. **Мосты, трубы и трубчатые сооружения** 141
§ 11.1. Малые мосты 141
§ 11.2. Особые случаи расчета малых мостов 150
§ 11.3. Водопропускные (дорожные) трубы 155
§ 11.4. Трубчатые водосбросы 164
§ 11.5. Акведуки и дюкеры 167

Глава 12. **Сопряжение бьефов** 168
§ 12.1. Определение глубины в сжатом сечении после водослива 168
§ 12.2. Формы сопряжения бьефов . . . 173
§ 12.3. Сопряжение бьефов после плотины с уступом 173
§ 12.4. Истечение из-под щита 175
§ 12.5. Сопряжение бьефов в пространственных условиях 176
§ 12.6. Сопряжение потоков за малыми водопропускными сооружениями . . 179

Глава 13. **Гасители энергии и сопрягающие сооружения** 182
§ 13.1. Гасители энергии 182
§ 13.2. Перепады 185
§ 13.3. Быстротоки 190
§ 13.4. Консольные перепады 192
§ 13.5. Трубчатые перепады 193

Глава 14. **Турбулентные свободные пограничные слои, струи и следы** 195
§ 14.1. Основные понятия и определения 195
§ 14.2. Полуэмпирические теории турбулентности 198
§ 14.3. Методы описания и расчета турбулентных струйных пограничных слоев 198
§ 14.4. Турбулентные струи и следы нестратифицированной несжимаемой жидкости 199
§ 14.5. Турбулентные плавучие струи в стратифицированных средах . . . 210

Глава 15. **Стратифицированные течения** 214
§ 15.1. Введение и основные понятия . . 214
§ 15.2. Основные уравнения и критерии подобия 217
§ 15.3. Устойчивость стратифицированных течений 218
§ 15.4. Двухслойные течения разноплотностных потоков 221
§ 15.5. Селективный водозабор 223

Глава 16. **Движение жидкости с переменным расходом** 225
§ 16.1. Основные характеристики движения потока с переменным расходом в открытых руслах 225
§ 16.2. Построение кривых свободной поверхности 227
§ 16.3. Движение жидкости через боковой водослив (по Г. А. Петрову) . . . 227

§ 16.4. Движение жидкости в трубопроводе с переменным вдоль пути расходом 228

Глава 17. **Неустановившееся движение воды в открытых руслах** 230

§ 17.1. Общие характеристики и уравнения 230
§ 17.2. Упрощенные способы расчетов движения воды в реках 232
§ 17.3. Численный метод расчета движения ливневых вод на ЭВМ 239

Глава 18. **Движение грунтовых вод** . . 246

§ 18.1. Общие характеристики и уравнения 246
§ 18.2. Основные случаи ламинарной фильтрации 248
§ 18.3. Турбулентная фильтрация 252

Глава 19. **Некоторые общие справочные данные** 255

§ 19.1. Часто встречающиеся величины и соотношения 255
§ 19.2. Математические таблицы 255
§ 19.3. Системы единиц измерения . . . 255

Список литературы 265

Предметный указатель 273

Валерий Алексеевич Большаков,
Юрий Михайлович Константинов,
Владимир Николаевич Попов,
Виктор Юрьевич Даденков

Справочник по гидравлике

Под редакцией доктора технических наук
профессора *В. А. Большакова*

Киев, Головное издательство
издательского объединения «Вища школа»

Редактор А. И. Черкасенко
Обложка художника А. Ф. Мороза
Художественный редактор А. П. Щербаков
Технические редакторы Л. Ф. Волкова,
Т. И. Трофимова
Корректоры Е. А. Каплан, А. И. Кирова

Информ. бланк № 2000

Сдано в набор 30. 01. 1976 г. Подписано в печать 10. 11 1976 г. Формат 70×90¹/₁₆. Бумага типографская № 2. 20,47 усл. печ. л. 26,84 уч. - изд. л. Тираж 39 000 (1-й завод: 1—20 000). Изд. № 2896. БФ 15925. Зак. № 6—370. Цена 1 руб. 52 коп.

Головное издательство издательского объединения «Вища школа», 252054, Киев-54, Гоголевская, 7.

Головное предприятие республиканского производственного объединения «Полиграфкнига» Госкомиздата УССР, г. Киев, Довженко, 3