Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!
Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

СБОРНИК ЗАДАЧ ПО ГИДРАВЛИКЕ

ББК 22.253.3я73
532
С23

УДК 532 (076)

Сборник задач по гидравлике: Учеб. пособие для вузов /Под ред. В. А. Большакова.— 4-е изд., перераб. и доп.— Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1979. 336 с. 30211. 2105000000.

В сборнике приведены задачи по гидростатике и гидродинамике, по расчету истечения жидкости из отверстий и насадков, коротких и длинных трубопроводов, водопроводных сетей, открытых русел при равномерном и неравномерном движении, водосливов и отверстий малых мостов, дорожных и канализационных труб, перепадов и быстротоков, сопряжения бьефов, фильтрации и т. д. Характерной особенностью пособия является наличие комплексных задач по гидравлике сооружений.

Кроме того, в книге приводятся основные расчетные зависимости, примеры решения типовых задач и необходимые справочные данные.

В настоящем издании применена Международная система единиц (СИ).

Для студентов строительных специальностей высших учебных заведений

Табл. 97. Ил. 279. Список лит.: 19 назв.

Коллектив авторов: *В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов, И. Д. Денисенко, М. С. Краснитский, А. В. Горелкин.*

Рецензент канд. техн. наук *Е. П. Кудрявцев*

Редакция литературы по строительству, архитектуре и коммунальному хозяйству

Зав. редакцией *В. В. Гаркуша*

С $\frac{30211-244}{M211(04)-79}$ 171—79. 2105000000

© Издательское объединение «Вища школа», 1975

© Издательское объединение «Вища школа», 1979. с изменениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Сборник задач составлен как пособие в соответствии с учебными программами по гидравлике для строительных, дорожно-строительных и гидротехнических специальностей (водоснабжение и канализация, городское строительство, промышленное и гражданское строительство, автомобильные дороги и мосты, ирригация, мелиорация и др.).

Задачи по гидростатике, уравнению Д. Бернулли, истечению жидкости, равномерному движению являются общими для этих специальностей. Вместе с тем в сборнике имеются задачи, характерные только для отдельных специальностей: дорожно-строительных — расчеты отверстий малых мостов и дорожных труб; строительных — расчеты водопроводных и канализационных труб; гидротехнических — гидравлические расчеты водосливных плотин и истечения из-под щита.

В книге принят следующий порядок изложения. В начале большинства глав и параграфов приводятся основные расчетные зависимости, далее излагается порядок расчета или рассматриваются решения задач и затем уже предлагаются задачи для самостоятельного решения их основные варианты, что дает возможность пользоваться сборником при составлении различных аудиторных и домашних заданий для студентов. Студенты могут использовать пособие для выполнения расчетно-графических работ, а также контрольных работ (заочная форма обучения).

Решения задач в большинстве глав даны по способам, рекомендуемым в учебной литературе для соответствующих специальностей, приведенной в конце книги. Учитывая, что при различных решениях не может быть одинакового ответа, который зависит от принятого способа, точности расчета и ряда других факторов, ответы приводятся лишь в том случае, если они являются однозначными.

Справочные и нормативные данные, помещенные в тексте и приложениях в виде графиков и таблиц, приведены в сокращенном объеме, необходимом для решения предлагаемых задач.

Первое издание «Сборника задач по гидравлике» было выпущено в 1964 г.

При подготовке настоящего четвертого издания сборник существенно переработан и дополнен по сравнению с его вторым (1972 г.) и третьим (1975 г.) изданиями.

За основную систему единиц физических величин принята Международная система (СИ), в связи с чем пересчитаны задачи во многих разделах книги. В скобках приведены ранее принятые обозначения единиц.

Наиболее существенно, с учетом современных методов гидравлического расчета, переработаны разделы по основам гидродинамики и гидравлическим сопротивлениям, по расчетам истечения из отверстий и трубопроводов. Особое внимание уделено расчетам открытых русел и сооружений с широким использованием результатов исследований последних лет, в том числе разработок авторского коллектива.

Учтены также замечания и пожелания специалистов и коллективов кафедр гидравлики вузов страны, широко использующих данный сборник.

Авторы особо признательны специалистам, выступавшим в открытой печати: докторам технических наук профессорам Васильеву Ю. С., Высоцкому Л. И., Симакову Г. В., Смыслову В. В., Турсунову А. А.; профессору Зарубаеву Н. В. и канд. техн. наук доценту Полякову М. В.

Настоящее четвертое, переработанное и дополненное, издание «Сборника задач по гидравлике» подготовлено авторским коллективом преподавателей автомобильно-дорожного имени 60-летия Великой Октябрьской социалистической революции и ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительного институтов Киева. Доктором техн. наук профессором Большаковым В. А. написаны § VII.1—VII.4, VIII.2 и IX.2; канд. техн. наук доцентом Константиновым Ю. М.— § II.1, II.4, глава IV, § V.6, IX.1 и IX.3, им же переработаны § II.2, II.3 и II.5 с использованием материалов главы II третьего издания, написанной Горелкиным А. В.; канд. техн. наук доцентом Поповым В. Н.— глава V, за исключением § V.6, и глава VI; канд. техн. наук доцентом Денисенко И. Д.— главы I, III, XII; канд. техн. наук доцентом Краснитским М. С.— § VII.5, VIII.1, VIII.3, XI.1, XI.2 и глава X; канд. техн. наук доцентом Горелкиным А. В.— § XI.3.

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

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ, ПРИНЯТЫЕ В КУРСЕ ГИДРАВЛИКИ

a — коэффициент аэрации потока

a, Δ — степень наполнения трубы

a, $a_з$ — открытие щита (затвора)

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 — глубина водобойного колодца

E — энергия потока

E_0 — модуль упругости

$E_к$ — кинетическая энергия потока

$E_п$ — потенциальная энергия потока

e — удельная энергия потока

Э — удельная энергия сечения

F — сила трения

Fr — число Фруда

G — вес (сила тяжести)

g — ускорение свободного падения

H — геометрический напор

$H_{А,Б}$ — пьезометрический напор

H_0 — гидродинамический напор (с учетом скоростного напора)

h — глубина потока

$h_{в.б}$ — глубина потока в верхнем бьефе

$h_д$ — приведенная высота давления

$h_{кр}$, $h_к$ — критическая глубина потока

$h_м$ — метацентрическая высота

$\Sigma h_м$ — сумма местных потерь удельной энергии (потери напора)

$h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе

h_0, $h_б$ — глубина потока нормальная (бытовая)

h_l — потери удельной энергии (потери напора) по длине

h_V — скоростной напор

h_W — потери удельной энергии (потери напора) суммарные

$h_п$ — высота подтопления

h_p — пьезометрическая высота

$h_п$ — глубина потока над стенкой падения

h_c — глубина потока в сжатом сечении

$h_ц$ — глубина погружения центра тяжести смоченной поверхности плоской фигуры под уровнем жидкости

h_1 — глубина потока в начале водопадного участка

h' и h'', h_1 и h_2 — глубины потока сопряженные (взаимные) в гидравлическом прыжке

I_e — гидравлический уклон

I_p — пьезометрический уклон

I_x — момент инерции площади фигуры относительно оси x

$I_ц$ — момент инерции площади фигуры относительно оси, проходящей через центр тяжести

i, i_0 — уклон дна русла

i_e — средний гидравлический уклон

i_f — уклон трения

i_p — средний пьезометрический уклон

K — расходная характеристика

k — коэффициент фильтрации

$k_ф$ — коэффициент формы лога

$l_{пр}$ — длина гидравлического прыжка

L, l — длина

$l_{кр}$ — длина кривой свободной поверхности потока

M — масса

$m_к$, m — коэффициент заложения откоса русла

m, $m_п$ — коэффициент расхода водослива

n — коэффициент шероховатости

$n_{ср}$ — осредненный коэффициент шероховатости

$N_{нас}$ — мощность насоса

$П(h)$ — прыжковая функция

P — высота перепада, плотины, водослива

P — сила

P_x — составляющая сила по оси x

P_y — составляющая сила по оси y

P_z — составляющая сила по оси z

P_0 — сила внешнего давления

P_1 — сила избыточного давления

p — давление в точке

$p_а$ — атмосферное давление

p — полное давление в точке

p_0 — внешнее давление в точке

$p_м$ — избыточное или манометрическое давление в точке

$p_{вак}$ — вакуумметрическое давление

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

$Re_{кр}$ — критическое число Рейнольдса

S_0 — удельное сопротивление трубы

S_x — статический момент площади фигуры относительно оси x

t — время

T — время опорожнения сосуда

$T°$ — температура, К

$t°$ — температура, °С

T_0 — удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа

t — мощность водоносного пласта

u — скорость местная

$\bar{u}$ — осредненная местная скорость

u' — пульсационная составляющая местной скорости, т. е.

$$u = \bar{u} + u'$$

V — средняя скорость в сечении

V_{min} — скорость минимальная (незаиляющая)

$V_{доп}$ — скорость допускаемая (неразмывающая)

$V_{расч}$ — расчетное значение средней скорости

W — скоростная характеристика

ω — гидравлическая крупность наносов

x, y, z — декартовы координаты в пространстве

x — гидравлический показатель русла

y, $h_ц$ — глубина погружения центра тяжести сечения под свободной поверхностью

y — показатель степени в формуле Павловского

$y_д$ — координата центра давления

z — геометрическая высота (отметка точки)

Δz, z — перепад (разность отметок горизонтов воды) верхнего и нижнего бьефов

α — коэффициент кинетической энергии потока (коэффициент Кориолиса)

$\alpha_д$ — коэффициент количества движения потока (коэффициент Буссинеска)

α, β — угол в градусах

$\alpha_р$, $\beta_р$ — угол в радианах

γ — удельный вес жидкости

Δ — высота выступа шероховатости стенки русла, эквивалентная шероховатость

Δ — относительная глубина наполнения

Δz — перепад в выходной части водобойного колодца

δ — толщина слоя; водосливной стенки

ε — коэффициент сжатия струи

ζ — коэффициент потерь

η — глубина потока (относительная)

χ — смоченный периметр русла

λ — гидравлический коэффициент трения (коэффициент Дарси)

μ — коэффициент расхода (отверстия, насадка и т. п.)

$\mu_в$, μ — динамический коэффициент вязкости

ν — кинематический коэффициент вязкости

ρ — плотность (объемная масса) жидкости

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_z — площадь вертикальной проекции криволинейной поверхности

Глава I
ГИДРОСТАТИКА

§ 1.1. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

Гидростатическим давлением в данной точке называется напряжение сжатия в ней, равное

$$p = \lim_{\Delta\omega \to 0} \frac{\Delta P}{\Delta\omega},$$

где $\Delta\omega$ — элементарная площадка, содержащая данную точку; ΔP — нормальная сжимающая сила, действующая на эту площадку.

Гидростатическое давление в точке, являющееся нормальным сжимающим напряжением, по всем направлениям одинаково и зависит от положения точек в покоящейся жидкости.

Единицей давления в СИ является Паскаль (Па):

$$1 \text{ Па} = \frac{1 \text{ Н}}{1 \text{ м}^2} = \frac{1 \frac{\text{кг} \cdot \text{м}}{\text{с}^2}}{1 \text{ м}^2} = 1 \frac{\text{кг}}{\text{м} \cdot \text{с}^2} = 10^{-3} \text{ кПа}.$$

В технике для измерения давления используют еще техническую атмосферу

$$1 \text{ ат} = 1 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 10 \text{ м вод. ст.} = 9{,}81 \cdot 10^4 \text{ Па}.$$

При решении большинства задач данного раздела используется основное уравнение гидростатики

$$\frac{p}{\rho g} + z = \text{const}, \tag{I.1}$$

где ρ — плотность жидкости; z — координата или отметка точки; g — ускорение свободного падения.

В литературе встречается и такая запись основного уравнения гидростатики:

$$\frac{p}{\gamma} + z = \text{const}, \tag{I.1a}$$

где γ — удельный вес жидкости, $\gamma = \rho g$.

Для несжимаемой жидкости, находящейся в равновесии под действием силы тяжести, полное (абсолютное) давление в точке

$$p = p_0 + \rho g h, \tag{I.2}$$

где p_0 — давление на свободной поверхности жидкости; $\rho g h$ — вес столба жидкости высотой h с площадью поперечного сечения, равной единице (h — глубина погружения точки).

При решении задач приняты такие значения плотности ρ некоторых жидкостей: вода — 1000 кг/м³; ртуть — 13600 кг/м³; бензин — 750 кг/м³; глицерин — 1250 кг/м³; нефть — 900 кг/м³.

Избыток абсолютного давления над атмосферным называется *избыточным*, или *манометрическим, давлением:*

$$p_{ман} = p - p_a = p_0 + \rho g h - p_a. \qquad (I.3)$$

Недостаток абсолютного давления до атмосферного называется *вакуумом*, или *вакуумметрическим давлением:*

$$p_{вак} = p_a - p. \qquad (I.4)$$

Отношение манометрического давления к ρg называется *пьезометрической высотой*, а вакуума к ρg — *вакуумметрической высотой*

$$\left.\begin{aligned} \frac{p_{ман}}{\rho g} &= \frac{p - p_a}{\rho g}; \\ h_{вак} &= \frac{p_{вак}}{\rho g} = \frac{p_a - p}{\rho g}. \end{aligned}\right\}$$

Задачи

I.1. Найти давление на свободной поверхности в закрытом сосуде с бензином, если уровень жидкости в открытом пьезометре (рис. I.1) выше уровня жидкости в сосуде на $h = 2$ м, а атмосферное давление $p_a = 100$ кПа.

Решение. Из основного уравнения гидростатики следует, что во всех точках, лежащих в одной горизонтальной плоскости, давление одинаково. Следовательно, давление в точке A, находящейся в открытом пьезометре на уровне свободной поверхности воды в сосуде, равно p_0:

$$p_0 = p_a + \rho g h = 100\,000 \text{ Па} + 750 \text{ кг/м}^3 \cdot 9{,}81 \text{ м/с}^2 \cdot 2 \text{ м} =$$
$$= 100\,000 + 14\,700 = 114\,700 \text{ Па} \approx 115 \text{ кПа}.$$

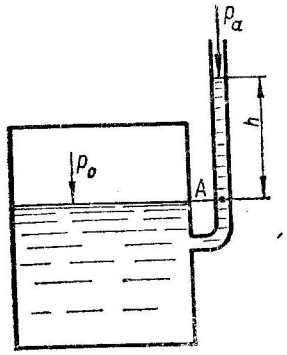


Рис. I.1

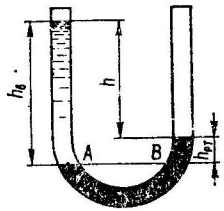


Рис. I.2

I.2. В U-образный сосуд налиты ртуть и вода (рис. I.2). Линия раздела жидкостей расположена ниже свободной поверхности ртути на $h_{рт} = 8$ см. Определить разность уровней h в обеих частях сосуда.

Решение. Давление в точках A и B равно, так как они лежат в одной горизонтальной плоскости, проходящей в однородной жидкости, поэтому

$$p_a + \rho_в g h_в = p_a + \rho_{рт} g h_{рт}.$$

После преобразований

$$h_в = h_{рт} \frac{\rho_{рт}}{\rho_в}.$$

Искомая разность уровней

$$h = h_в - h_{рт} = h_{рт} \frac{\rho_{рт}}{\rho_в} - h_{рт} = h_{рт} \left(\frac{\rho_{рт}}{\rho_в} - 1 \right) = 8 \left(\frac{13\,600}{1000} - 1 \right) = 100{,}8 \text{ см}.$$

I.3. Определить глубину воды в море ($\rho = 1020$ кг/м³), на которой избыточное давление равно: а) 50 кПа; б) 75 кПа.

Ответ: а) 5 м; б) 7,5 м.

I.4. Определить, насколько увеличится давление, которое испытывает водолаз в морской воде ($\rho = 1020$ кг/м³) при переходе: а) от глубины $h_1 = 15$ м к глубине $h_2 = 30$ м; б) от глубины $h_1 = 10$ м к глубине $h_2 = 20$ м.

Ответ: а) на 150 кПа (1,53 кгс/см²); б) на 100 кПа (1,02 кгс/см²).

I.5. Определить полное и избыточное давление воды на дно открытого сосуда, если атмосферное давление $p_a = 100$ кПа, а глубина воды в сосуде равна: а) $h = 2{,}5$ м; б) $h = 4$ м.

Ответ: а) 125 кПа (1,27 кгс/см²); 24,5 кПа (0,25 кгс/см²); б) 139 кПа (1,42 кгс/см²); 39,2 (0,4 кгс/см²).

I.6. К резервуару, заполненному газом давлением p_0, присоединена трубка, опущенная в сосуд с ртутью (рис. I.3). Требуется: а) определить давление p_0 в резервуаре, если ртуть поднялась в трубке на высоту $h = 23$ см; б) найти высоту h, на которую поднимается ртуть в трубке, если вакуум в резервуаре составляет 3 м вод. ст., а атмосферное давление $p_a = 98{,}1$ кПа.

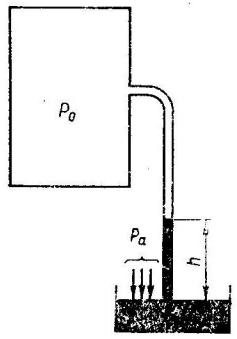


Рис. I.3

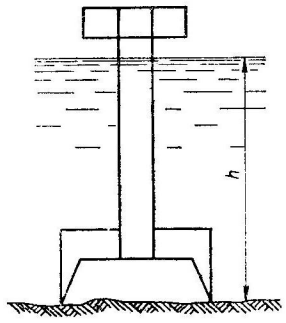


Рис. I.4

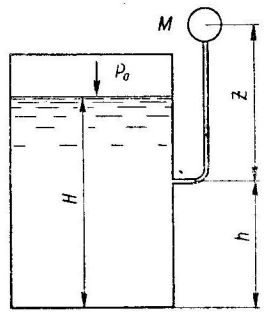


Рис. I.5

Ответ: а) 67,4 кПа (0,687 кгс/см²); б) 221 мм.

I.7. Давление воздуха в рабочей камере кессона (рис. I.4.) зависит от глубины его погружения h. Определить: а) манометрическое давление воздуха в камере кессона при глубине $h = 30$ м; б) допустимую

глубину погружения h кессона при условии, что манометрическое давление в его камере не превышает 250 кПа. Атмосферное давление $p_a = 100$ кПа, плотность воды $\rho = 1000$ кг/м³.

Ответ: а) 294 кПа (3 кгс/см²); б) 25,5 м.

I.8. Пружинный манометр подключен к сосуду с водой на высоте $h = 1$ м от дна. Центр манометра находится выше точки подключения его к сосуду на $z = 1$ м (рис. I.5). Определить: а) избыточное давление на дно при показании манометра $p_м = 160$ кПа; б) показание манометра при абсолютном давлении на поверхности воды в сосуде $p_0 = 180$ кПа и атмосферном давлении $p_a = 100$ кПа и $H = 1{,}5$ м.

Ответ: а) 180 кПа (1,83 кгс/см²); б) 75,1 кПа (0,765 кгс/см²).

I.9. Открытые сообщающиеся сосуды (рис. I.6) заполнены различными жидкостями ($\rho_1 = 750$ кг/м³; $\rho_2 = 1250$ кг/м³). Найти: а) расстояние от линии раздела AB до уровня жидкости в каждом сосуде

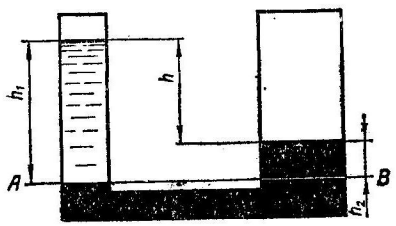


Рис. I.6

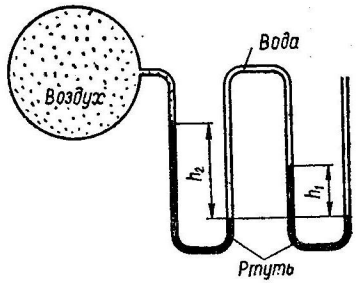


Рис. I.7

h_1 и h_2, если разность уровней жидкостей в сосудах $h = 10$ см; б) разность уровней h при $h_1 = 40$ см.

Ответ: а) 25 см и 15 см; б) 16 см.

I.10. Определить вакуум в резервуаре (рис. I.7), если: а) $h_1 = 100$ мм; $h_2 = 200$ мм; атмосферное давление $p_a = 100$ кПа; б) $h_1 = 150$ мм; $h_2 = 250$ мм; $p_a = 98{,}1$ кПа.

Ответ: а) 3,98 м вод. ст.; б) 5,29 м вод. ст.

I.11. Определить плотность жидкости в открытых сообщающихся сосудах (рис. 1.6), если: а) $\rho_2 = 13600$ кг/м³; $h_1 = 43{,}4$ см; $h_2 = 39{,}4$ см; б) $\rho_2 = 1250$ кг/м³; $h_1 = 80$ см; $h_2 = 32$ см.

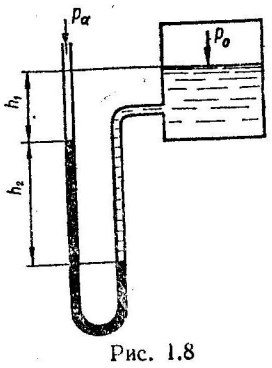


Рис. 1.8

Ответ: а) 1250 кг/м³; б) 750 кг/м³.

I.12. U-образный ртутный манометр подключен к закрытому резервуару, заполненному водой (рис. I.8). Определить: а) давление на поверхности воды в резервуаре, если $h_1 = 150$ мм; $h_2 = 250$ мм; $p_a = 98{,}1$ кПа; б) высоту ртутного столба h_2, если $p_0 = p_a$, а $h_1 = 252$ мм.

Ответ: а) 127,5 кПа (1,3 кгс/см²); б) 20 мм.

I.13. Каково показание h_2 U-образного ртутного манометра (рис. 1.8), подключенного к резервуару с водой, если: а) $h_1 + h_2 = 400$ мм; $p_0 = 110$ кПа; $p_a = 100$ кПа; б) $h_1 + h_2 = 500$ мм; $p_0 = 125$ кПа; $p_a = 98{,}1$ кПа.

Ответ: а) 104 мм; б) 239 мм.

I.14. Определить разность давлений в резервуарах A и B, заполненных бензином, если показание дифференциального ртутного манометра h_p равно (рис. I.9): а) 70 мм; б) 100 мм.

Ответ: а) 8,82 кПа (0,09 кгс/см²); б) 12,6 кПа (0,128 кгс/см²).

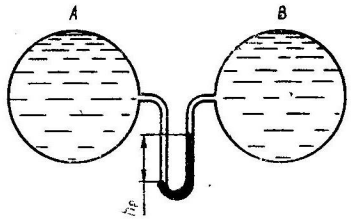


Рис. I.9

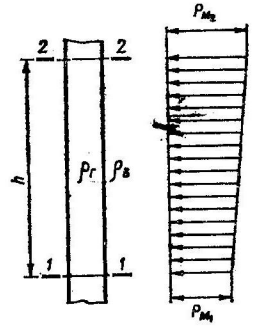


Рис. I.10

I.15. Определить манометрическое давление в сечении *2—2* газового столба (рис. I.10) и построить эпюру давления, если в сечении *1—1* $p_{м_1} = 981$ Па (100 мм вод. ст.), расстояние между сечениями $h = 15$ м, плотность наружного воздуха $\rho_в = 1{,}2$ кг/м³, плотность газа в стояке а) $\rho_г = 0{,}7$ кг/м³; б) $\rho_г = 1{,}4$ кг/м³; в) $\rho_г = 1{,}2$ кг/м³.

Р е ш е н и е. 1. Давление наружного воздуха на высоте h

$$p_{2a} = p_{1a} - \rho_в g h,$$

где p_{1a} — давление наружного воздуха в сечении *1—1*.

2. Давление газа в сечении *2—2* стояка

$$p_2' - p_1' - \rho_г g h,$$

где p_1' — давление газа в сечении *1—1*.

3. Манометрическое давление газа в сечении *2—2* стояка равно разности давлений p_2' и p_{2a}:

$$p_{м2} = (p_1' - \rho_г g h) - (p_{1a} - \rho_в g h) = (p_1' - p_{1a}) + (\rho_в - \rho_г)\, g h =$$

$$= p_{м1} + (\rho_в - \rho_г)\, g h = 981 + (1{,}2 - 0{,}7) \cdot 9{,}81 \cdot 15 = 1054 \text{ Па} = 107{,}5 \text{ мм вод. ст.}$$

Следовательно, при $\rho_г < \rho_в$ манометрическое давление газа в верхнем сечении стояка больше, чем в нижнем.

I.16. Определить, на каких этажах (верхних или нижних) подача газа к газовым приборам будет больше, если плотность наружного воздуха 1,2 кг/м³, а плотность газа в стояке: а) 0,8 кг/м³; б) 1,2 кг/м³; в) 1,4 кг/м³.

У к а з а н и е. Подача газа к газовым приборам будет больше на тех этажах, где выше манометрическое давление газа в стояке (см. решение задачи I.15).

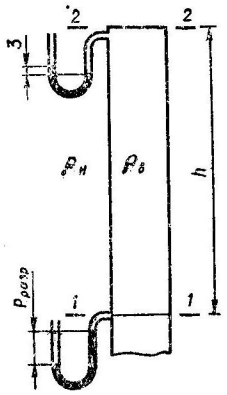


Рис. 1.11

1.17. Определить разрежение в нижнем сечении *1—1* вытяжной трубы высотой $h = 4$ м (рис. 1.11), если наружное давление в верхнем сечении *2—2* на 3 мм вод. ст. меньше внутреннего из-за действия ветра; плотность наружного воздуха $\rho_н = 1{,}2$ кг/м^3; плотность воздуха $\rho_в$ в трубе: а) 0,9 кг/м^3; б) 0,75 кг/м^3.

Построить эпюру разрежения и давления.

§ 1.2. СИЛА ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА ПЛОСКУЮ ПОВЕРХНОСТЬ

Сила гидростатического давления на плоскую поверхность

$$P = (p_0 + \rho g h_ц)\,\omega, \qquad (I.5)$$

где $h_ц$ — глубина погружения центра тяжести смоченной части площади поверхности;

ω — площадь смоченной части поверхности.

Единицей силы в системе СИ является ньютон:

$$1\ Н = 10^{-3}\ кН = 10^{-5}\ МН.$$

В технике как единица силы в настоящее время используется также тонна-сила:

$$1\ тс = 1000\ кгс = 9810\ Н.$$

Сила избыточного давления при $p_0 = p_а$

$$P = \rho g h_ц \omega. \qquad (I.6)$$

Она приложена в центре давления, координата которого определяется по формуле

$$y_д = y_ц + \frac{I_0}{\omega y_ц}, \qquad (I.7)$$

где $y_ц$ — координата центра тяжести смоченной части поверхности (рис. I.12); I_0 — момент инерции площади смоченной части поверхности относительно горизонтальной оси, проходящей через центр ее тяжести.

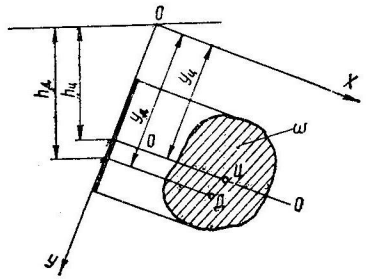


Рис. I.12

Внешнее давление p_0 распределено равномерно по всей площади смоченной части поверхности, поэтому его равнодействующая

$$P_0 = p_0 \omega$$

приложена в центре тяжести этой поверхности.

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 и точку ее приложения:

$$P = P_0 + P_1. \qquad (I.8)$$

Сила гидростатического давления на плоскую поверхность может быть определена и с помощью эпюры давления, которая представляет собой график изменения давления в зависимости от глубины. Эпюру гидростатического давления строят по формуле (I.1). Объем эпюры равен силе гидростатического давления на плоскую поверхность (I.13).

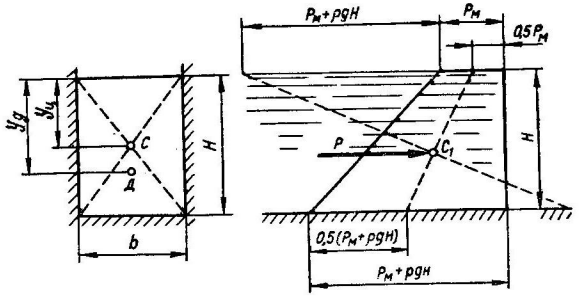


Рис. I.13

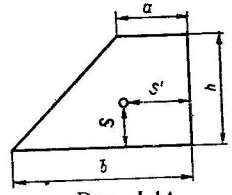


Рис. I.14

Сила проходит через центр тяжести эпюры C_1, положение которого для трапецоидальной эпюры давления на прямоугольную стенку может быть определено графически (рис. I.13) или по формулам (рис. I.14):

$$S = \frac{2a + b}{3(a + b)}\,h,\quad S' = \frac{b^3 - a^3}{3(b^2 - a^2)}. \qquad (I.9)$$

При треугольной эпюре давления на прямоугольную стенку сила проходит на расстоянии $^2/_3 H$ от вершины эпюры.

Задачи

1.18. Определить величину и точку приложения силы гидростатического давления воды на вертикальный щит шириной $b = 2$ м, если глубина воды перед щитом $H = 2{,}7$ м (рис. I.13).

Р е ш е н и е. Сила давления воды на щит

$$P = \rho g h_ц \omega = \rho g \frac{H}{2} bH = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{2{,}7}{2} \cdot 2 \cdot 2{,}7 = 71\,500\ Н = 71{,}5\ кН.$$

Расстояние точки приложения этой силы от свободной поверхности воды

$$y_д = y_ц + \frac{I_0}{\omega y_ц} = 0{,}5H + \frac{bH^3}{12bH \cdot 0{,}5H} = \frac{2}{3}H = \frac{2}{3} \cdot 2{,}7 = 1{,}8\ м.$$

1.19. На какой глубине должна находиться опора щита *O* (рис. I.15), чтобы при $h_1 > 4{,}2$ м он открывался автоматически, если: а) $h_2 = 1{,}8$ м; угол $\beta = 30°$; б) $h_2 = 2{,}5$ м; $\beta = 45°$.

У к а з а н и е. Весом щита пренебречь.

Р е ш е н и е. а) Опора щита *O* должна находиться в точке приложения равнодействующей силы давления воды на щит. Расчет производим на 1 м ширины щита. Предварительно вычисляем:

$$l_1 = \frac{h_1}{\cos\beta} = \frac{4{,}2}{\cos 30°} = 4{,}85\ м;\quad l_2 = \frac{h_2}{\cos\beta} = \frac{1{,}80}{\cos 30°} = 2{,}08\ м;$$

$$l = l_1 - l_2 = 4{,}85 - 2{,}08 = 2{,}77 \text{ м};$$

$$h = h_1 - h_2 = 4{,}2 - 1{,}8 = 2{,}4 \text{ м}.$$

Равнодействующая сил давления воды на 1 м ширины щита выражается объемом эпюры давления (на рисунке заштрихован).

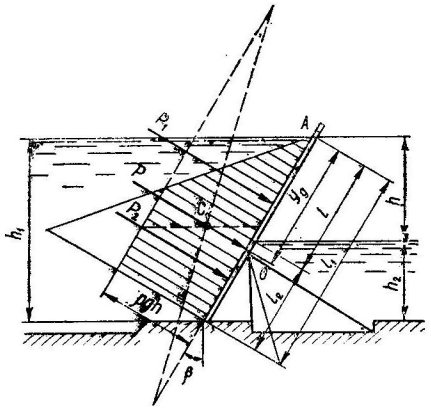


Рис. I.15

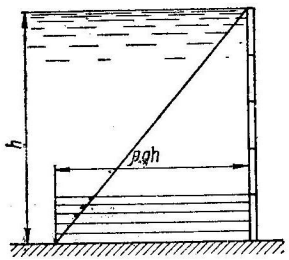


Рис. I.16

Для упрощения вычислений разделим эпюру на две части: треугольную и прямоугольную. Объем треугольной части эпюры

$$P_1 = \frac{1}{2}\rho g h l b = \frac{1}{2} 1000 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}40 \cdot 2{,}77 \cdot 1 = 32\,600 \text{ Н} = 32{,}6 \text{ кН}.$$

Объем прямоугольной части эпюры

$$P_2 = \rho g h l_2 b = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}40 \cdot 2{,}08 \cdot 1 = 49\,000 \text{ Н} = 49 \text{ кН}.$$

Равнодействующая сил давления

$$P = P_1 + P_2 = 32{,}6 + 49 = 81{,}6 \text{ кН } (8{,}32 \text{ тс}).$$

Координату центра давления $y_д$ найдем из условия, что момент равнодействующей P относительно точки A равен сумме моментов составляющих относительно той же точки

$$P y_д = P_1 y_{д1} + P_2 y_{д2}.$$

Отсюда

$$y_д = \frac{P_1 y_{д1} + P_2 y_{д2}}{P} = \frac{32{,}6 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2{,}77 + 49 \cdot \left(2{,}77 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}08\right)}{81{,}6} = 3{,}03 \text{ м}.$$

$$h_д = y_д \cdot \cos\beta = 3{,}03 \cdot \cos 30° = 2{,}62 \text{ м}.$$

Эта задача может быть также решена графически. Для этого графически находят положение центра тяжести C равнодействующей эпюры давления. Сила P проходит через центр тяжести эпюры C перпендикулярно к плоскости щита. На рис. I.15 это построение выполнено штриховыми линиями.

Ответ: б) 2,49 м.

I.20. Вертикальный щит, перегораживающий прямоугольный канал шириной $b = 0{,}8$ м, изготовлен из пяти досок шириной $a = 30$ см. Определить толщину доски, считая допускаемое напряжение для дерева $[\sigma] = 7$ МПа. Глубина воды в канале $h = 1{,}45$ м (рис. I.16).

Р е ш е н и е. Будем рассматривать наиболее нагруженную нижнюю доску. Принимаем давление на каждую единицу площади нижней доски одинаковым.

Нижняя доска работает как балка на двух опорах пролетом $b = 0{,}8$ м, на которую действует равномерно распределенная нагрузка $q = \rho g h a$, где a — ширина доски. Тогда

$$q = \rho g h a = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}45 \cdot 0{,}3 = 4270 \text{ Н/м}.$$

Изгибающий момент посередине пролета

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4270 \cdot 0{,}8^2}{8} = 342 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Толщину доски определяем из условия прочности ее на изгиб

$$[\sigma] \geqslant M/W,$$

где $W = \frac{a t^2}{6}$ — момент сопротивления доски; t — толщина доски:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6M}{a[\sigma]}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 342}{0{,}3 \cdot 7 \cdot 10^6}} \approx 0{,}032 \text{ м} = 3{,}2 \text{ см}.$$

I.21. Определить силу давления воды на дно сосуда и на каждую из четырех опор (рис. I.17). Собственным весом сосуда пренебречь.

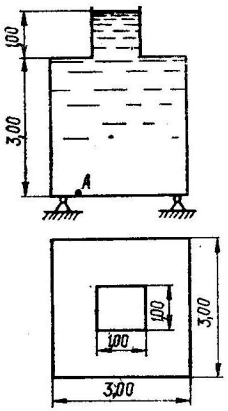


Рис. I.17

Р е ш е н и е. 1. Избыточное давление воды в точке A

$$p_м = \rho g h = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot 4 = 39\,200 \text{ Па} = 39{,}2 \text{ кПа}.$$

2. Так как все точки дна находятся на одной глубине, то давление в них одинаково, а сила давления воды на дно

$$P_1 = p_м \omega = 39\,200 \cdot 3 \cdot 3 = 353\,000 \text{ Н} = 353 \text{ кН}.$$

Эта сила является внутренней.

3. На опоры действует внешняя сила — сила тяжести воды

$$G = \rho g W,$$

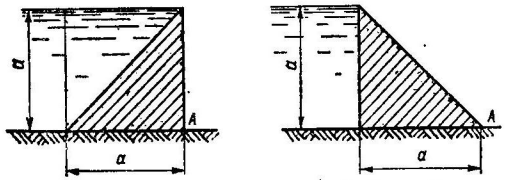
где W — объем воды в сосуде.

Тогда

$$G = 1000 \cdot 9{,}81 \,(1 \cdot 1 \cdot 1 + 3 \cdot 3 \cdot 3) = 275\,000 \text{ Н} = 275 \text{ кН}.$$

На каждую из четырех опор передается сила

$$R_{оп} = \frac{1}{4} G = \frac{1}{4} \cdot 275 = 68{,}7 \text{ кН}.$$



а *б*

Рис. I.18

I.22. Проверить устойчивость плотин (рис. I.18) на опрокидывание при трех различных соотношениях между плотностью кладки и плотностью воды:

$\rho_к/\rho_в < 2$; $\rho_к/\rho_в = 2$;

$\rho_к/\rho_в > 2$.

Р е ш е н и е. 1. Расчет будем вести на 1 м ширины плотины. Подсчитаем коэффициент устойчивости для первого варианта плотины (рис. I.18, а). Удерживающими силами для него являются:
вес кладки

$$G_к = \rho_к g \cdot \frac{1}{2} a \cdot a \cdot 1 = \frac{1}{2} \rho_к g a^2;$$

вес столба воды над плотиной (треугольная призма)

$$G_в = \rho_в g \cdot \frac{1}{2} a \cdot a \cdot 1 = \frac{1}{2} \rho_в g a^2.$$

Опрокидывающей силой является горизонтальная составляющая силы гидростатического давления воды

$$P = \rho_в g h_ц \omega = \rho_в g \frac{a}{2} \cdot a \cdot 1 = \frac{1}{2} \rho_в g a^2.$$

Удерживающий момент состоит из моментов сил $G_в$ и $G_к$ относительно возможной точки опрокидывания A

$$M_у = G_к \frac{1}{3} a + G_в \frac{2}{3} a = \frac{1}{6} \rho_к g a^3 + \frac{1}{3} \rho_в g a^3.$$

Опрокидывающий момент

$$M_о = P \frac{a}{3} = \frac{1}{6} \rho_в g a^3.$$

Коэффициент устойчивости

$$k_у = \frac{M_у}{M_о} = \frac{\frac{1}{6} \rho_к g a^3 + \frac{1}{3} \rho_в g a^3}{\frac{1}{6} \rho_в g a^3} = 2 + \frac{\rho_к}{\rho_в}.$$

2. Для второго варианта (рис. I.18, б) получаем:

$$M'_у = G_к \frac{2}{3} a = \frac{1}{3} \rho_к g a^3;$$

$$M_о = P \frac{1}{3} a = \frac{1}{6} \rho_в g a^3;$$

$$k'_у = 2 \frac{\rho_к}{\rho_в}.$$

3. Сравнивая $k_у$ и $k'_у$, видим, что при $\rho_к/\rho_в < 2$ более устойчивой является плотина, выполненная по первому варианту; при $\rho_к/\rho_в = 2$ оба варианта равноустойчивы; при $\rho_к/\rho_в > 2$ более устойчивой является плотина, выполненная по второму варианту.

I.23. Отверстие в боковой вертикальной стенке закрытого резервуара, представляющее собой равносторонний треугольник со стороной $b = 0{,}5$ м, закрыто крышкой (рис. I.19). Определить силу давления воды на крышку, если горизонтальное основание треугольного отверстия расположено на глубине $H = 1{,}5$ м, а манометрическое давление на свободной поверхности $p_м$ равно: а) 0; б) 50 кПа.

Ответ: а) 1,44 кН (147 кгс); б) 6,86 кН (700 кгс).

I.24. Два сосуда A и B (рис. I.20) одинакового диаметра заполнены водой. Сосуд A открыт. В верхнюю крышку сосуда B вставлена тонкая трубка. Определить силу давления воды на дно каждого сосуда,

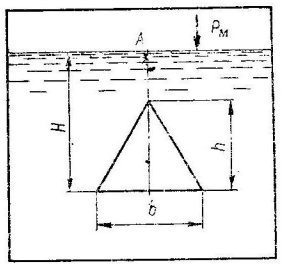


Рис. I.19

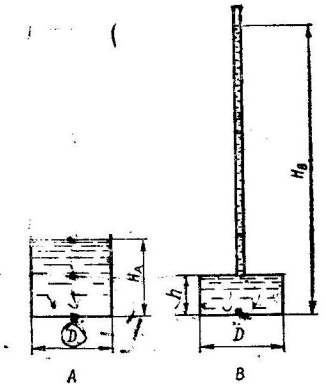


Рис. I.20

если: а) $H_а = 2$ м; $H_в = 10$ м; $h = 1$ м; б) $H_а = 3$ м; $H_в = 3$ м; $h = 1$ м;

Ответ: а) $P_а = 61{,}6$ кН (6,28 тс); $P_в = 308$ кН (31,4 тс); б) $P_а = P_в = 92{,}4$ кН (9,42 тс).

I.25. Гидравлический домкрат (рис. I.21) имеет диаметр большего поршня $D = 250$ мм, а диаметр меньшего поршня $d = 25$ мм; коэффициент полезного действия $\eta = 0{,}8$. Плечи рычага: $a = 1$ м и $b = 0{,}2$ м. Определить: а) усилие P, которое необходимо приложить на конце рычага, чтобы поднять груз $G = 20$ кН; б) максимальную грузоподъемность домкрата G из условия, что усилие P на конце рычага не будет превышать 100 Н.

Ответ: а) 41,6 Н (4,24 кгс); б) 48 кН (4,9 тс).

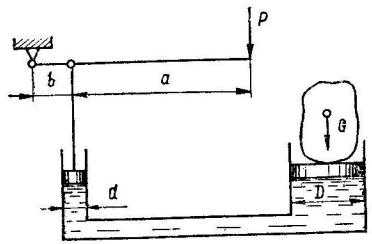


Рис. I.21

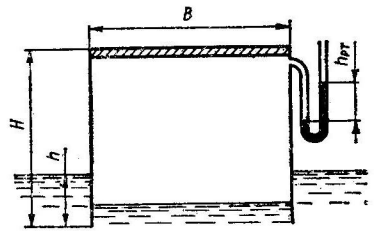


Рис. I.22

I.26. Тонкостенный резервуар с размерами $B \times B \times H = 3 \times 3 \times 2$ м опущен в воду вверх дном (рис. I.22). Определить: а) вес резервуара G, а также глубину его погружения h, если показание ртутного U-образного манометра $h_{рт} = 50$ мм, а атмосферное давление $P_а = 98{,}1$ кПа; б) показание ртутного U-образного манометра $h_{рт}$ и глубину погружения резервуара h, если его вес $G = 44\,100$ Н.

У к а з а н и е. Подъемной силой пренебречь и считать, что сила тяжести резервуара приложена ко дну.

Ответ: а) 60 кН (6,12 тс); б) 36 мм; 600 мм.

I.27. Длина подпорной стенки (рис. I.23) $l = 5$ м. Глубина воды перед стенкой $h = 1{,}8$ м, коэффициент трения кладки о грунт $f_{тр} = 0{,}4$. Проверить устойчивость стенки на опрокидывание и на скольжение, если плотность кладки: а) $\rho_к = 2500$ кг/м^3; б) $\rho_к = 1800$ кг/м^3.

Ответ: а) стенка устойчива; б) стенка устойчива на опрокидывание и неустойчива на скольжение.

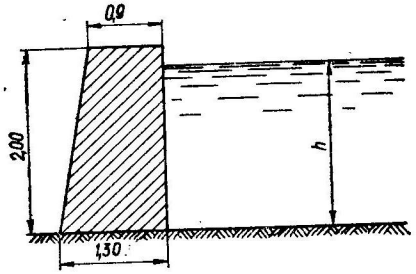


Рис. I.23

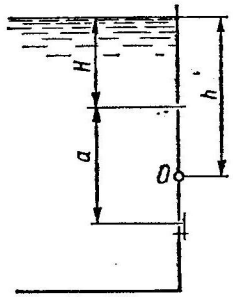


Рис. I.24

I.28. Найти величину и точку приложения равнодействующей сил гидростатического давления воды на прямоугольный вертикальный щит шириной $b = 2{,}8$ м, если глубина воды: а) с одной стороны щита $h_1 = 3$ м, а с другой — $h_2 = 2$ м; б) $h_1 = 2{,}7$ м; $h_2 = 1{,}5$ м.

Ответ: а) 68,7 кН (7 тс); 1,73 м; б) 69,2 кН (7,06 тс); 1,62 м.

I.29. Для регулирования уровня воды в напорном баке установлен поворачивающий щиток, который должен открывать квадратное отверстие $a \times a = 0{,}4 \times 0{,}4$ м в вертикальной стенке при заданном уровне H (рис. I.24). Найти глубину h погружения шарнира O и силу давления воды на щиток при: а) $H = 2$ м; б) $H = 1{,}5$ м.

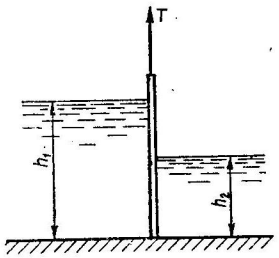


Рис. I.25

Ответ: а) 2,21 м; 3,45 кН (352 кгс); б) 1,71 м; 2,67 кН (272 кгс).

I.30. Прямоугольный вертикальный щит, перегораживающий прямоугольный канал шириной $b = 4$ м, находится в пазах (рис. I.25). Вес щита $G = 4{,}9$ кН, коэффициент трения щита в пазах $f_{тр} = 0{,}5$. Определить усилие T, необходимое для поднятия щита, если глубина воды: а) с одной стороны щита $h_1 = 3$ м, с другой — $h_2 = 1$ м; б) $h_1 = 3$ м; $h_2 = 2$ м.

Ответ: а) 83,4 кН (8,5 тс); б) 53,9 кН (5,5 тс).

I.31. Круглое отверстие диаметром $d = 40$ см в вертикальной стенке резервуара с водой перекрыто плоским клапаном. Найти величину и точку приложения силы, прижимающей клапан к стенке, если центр отверстия находится ниже свободной поверхности жидкости: а) на 0,5 м; б) 3 м.

Ответ: а) 616 Н (62,8 кгс); 0,52 м; б) 3,7 кН (377 кгс); 3,003 м.

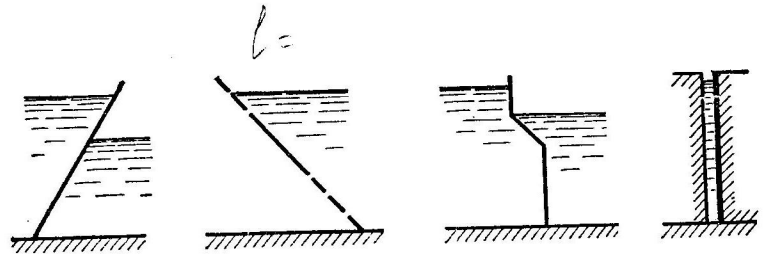


Рис. I.26

I.32. Для плоских прямоугольных фигур (рис. I.26) построить эпюры избыточного гидростатического давления.

Указание. Эпюры строить для участков, показанных сплошной линией.

I.33. Определить натяжение троса, удерживающего прямоугольный щит шириной $b = 2$ м при глубине воды перед щитом $h = 1{,}8$ м (рис. I.27), если угол наклона щита к горизонту: а) $\alpha = 60°$; б) $\alpha = 45°$.

Указание. Весом щита пренебречь.

Ответ: а) 12,2 кН (1,25 тс); б) 15 кН (1,53 тс).

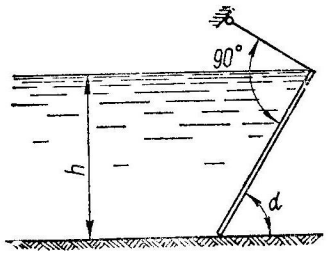


Рис. I.27

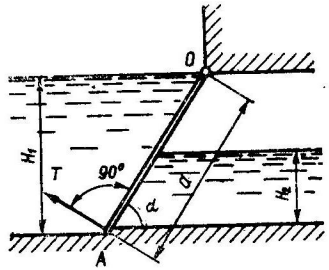


Рис. I.28

I.34. Прямоугольный щит длиной $a = 5$ м и шириной $b = 5$ м закреплен шарнирно в точке O (рис. I.28); $H_1 = 4$ м; $H_2 = 2$ м; $\alpha = 60°$. Определить: а) реакции опор A и O; б) усилие T, необходимое для подъема щита.

Ответ: а) $A = 218$ кН (22,2 тс); $O = 122$ кН (12,5 тс); б) $T = 218$ кН (22,2 тс).

I.35. Определить горизонтальную и вертикальную составляющие силы давления воды на 1 м ширины плотины (рис. I.29), если: а) $h = 3$ м; $l_1 = 1$ м; $l_2 = 2{,}2$ м; б) $h = 2$ м; $l_1 = 0$; $l_2 = 2{,}2$ м.

Ответ: а) 44,1 кН (4,5 тс); 18 кН (1,83 тс); б) 19,6 кН (2 тс); 9,02 кН (0,92 тс).

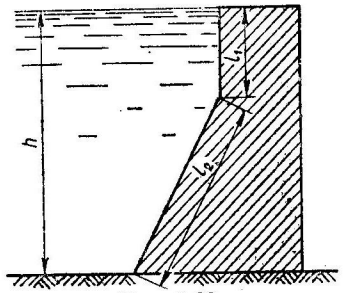


Рис. I.29

I.36. В вертикальной стенке закрытого резервуара с нефтью (рис. I.30) имеется квадратное отверстие $b \times b = 0{,}5 \times 0{,}5$ м. Определить: а) величину и точку приложения силы давления жидкости

на крышку, перекрывающую это отверстие, если напор $H = 1$ м, показание ртутного U-образного манометра, подключенного к резервуару, $h = 300$ мм и атмосферное давление $p_a = 98{,}1$ кПа; б) при каком давлении на свободной поверхности p_0 крышка будет находиться в равновесии.

Ответ: а) 12,5 кН (1,27 тс); 1,01 м; б) 89,2 кПа (0,91 кгс/см²).

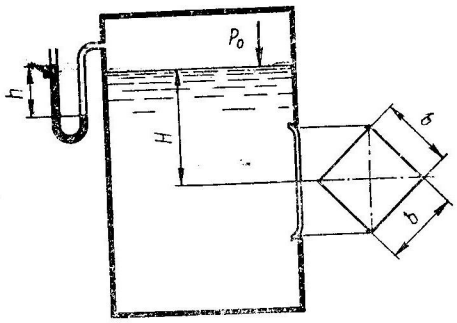


Рис. I.30

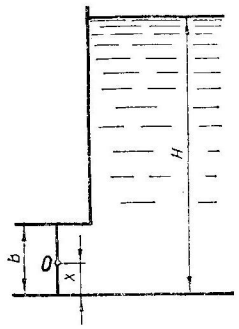


Рис. I.31

I.37. Прямоугольный поворотный затвор размерами $b \times a = 1 \times 2$ м перекрывает выход из резервуара (рис. I.31). На каком расстоянии x необходимо расположить ось затвора O, чтобы при открывании его в начальный момент необходимо было преодолевать только трение в шарнирах, если глубина в резервуаре: а) $H = 3$ м; б) $H = 4$ м?

Ответ: а) 0,467 м; б) 0,476 м.

§ I.3. СИЛА ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ НА КРИВОЛИНЕЙНУЮ ПОВЕРХНОСТЬ

Силу гидростатического давления на криволинейную поверхность определяют по формуле

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \qquad (I.10)$$

где P_x, P_y, P_z — составляющие силы избыточного давления по соответствующим координатным осям.

В случае цилиндрической криволинейной поверхности

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}, \qquad (I.11)$$

где P_x и P_z — горизонтальная и вертикальная составляющие силы P.

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

$$P_x = (p_м + \rho g h_ц)\,\omega_z, \qquad (I.12)$$

где $p_м$ — манометрическое давление на поверхности жидкости; $h_ц$ — глубина погружения центра тяжести вертикальной проекции криволинейной поверхности; ω_z — площадь вертикальной проекции криволинейной поверхности.

Если манометрическое давление на свободной поверхности жидкости равно нулю ($p_0 = p_a$), то

$$P_x = \rho g h_ц \omega_z. \qquad (I.13)$$

Вертикальная составляющая P_z равна весу жидкости в объеме тела давления. Тело давления расположено между вертикальными плоскостями, проходящими через крайние образующие цилиндрической поверхности, самой цилиндрической поверхностью и свободной поверхностью жидкости или ее продолжением (рис. I.32).

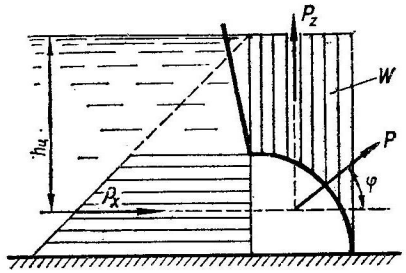


Рис. I.32

Если давление на свободной поверхности жидкости $p_0 \neq p_a$, то тело давления ограничивается сверху пьезометрической плоскостью, удаленной от свободной поверхности жидкости на расстояние

$$\frac{p_м}{\rho g} = \frac{p_0 - p_a}{\rho g}.$$

Направление силы P определяется тангенсом угла φ:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_z}{P_x}. \qquad (I.14)$$

Если криволинейная поверхность не цилиндрическая, то горизонтальную составляющую P_y определяют аналогично силе P_x.

Задачи

I.38. Определить силу гидростатического давления воды на 1 м ширины нижней криволинейной части сооружения (рис. I.33), если $H = 1{,}5$ м, $r = 0{,}5$ м.

Решение. 1. Горизонтальная составляющая силы давления воды на криволинейную часть сооружения равна силе давления на вертикальную проекцию этой поверхности:

$$P_x = \rho g h_ц \omega_z = \rho g \left(H - \frac{r}{2}\right) rb = 1000 \cdot 9{,}81 \left(1{,}5 - \frac{0{,}5}{2}\right) \cdot 0{,}5 \cdot 1 =$$

$$= 6130 \text{ Н} = 6{,}13 \text{ кН}.$$

2. Вертикальная составляющая P_z равна весу жидкости в объеме тела давления. Обозначим площадь фигуры *1—2—3—4* через F. Тогда

$$P_z = \rho g F b = \rho g \left(Hr - \frac{\pi r^2}{4}\right) b =$$

$$= 1000 \cdot 9{,}81 \left(1{,}5 \cdot 0{,}5 - \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^2}{4}\right) \cdot 1 = 5430 \text{ Н} = 5{,}43 \text{ кН}.$$

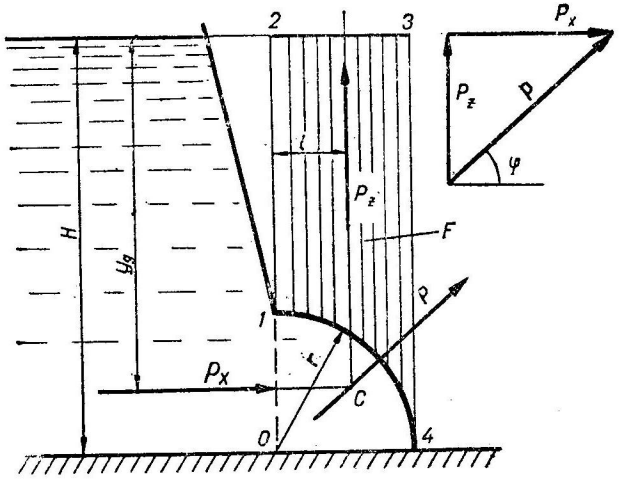


Рис. 1.33

3. Суммарная сила давления воды на криволинейную часть сооружения

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{6{,}13^2 + 5{,}43^2} = 8{,}19 \text{ кН (835 тс)}.$$

4. Расстояние от свободной поверхности воды до линии действия горизонтальной составляющей P_x:

$$y_д = y_ц + \frac{y_0}{\omega y_ц} = \left(H - \frac{r}{2}\right) + \frac{br^2}{12br\left(H - \frac{r}{2}\right)} =$$

$$= \left(1{,}5 - \frac{0{,}5}{2}\right) + \frac{1 \cdot 0{,}5^3}{12 \cdot 1 \cdot 0{,}5\,(1{,}5 - 0{,}5 \cdot 0{,}5)} = 1{,}267 \text{ м}.$$

5. Вертикальная составляющая P_z проходит через центр тяжести фигуры *1—2—3—4*. Расстояние l центра тяжести фигуры *1—2—3—4* от линии *0—1—2* равно статическому моменту этой фигуры S относительно линии *0—1—2*, деленному на площадь фигуры F (причем расстояние центра тяжести четверти круга *0—1—4* от линии *0—1—2* равно $e = 0{,}4244r$):

$$l = \frac{S}{F} = \frac{Hr\frac{r}{2} - \frac{\pi r^2}{4}\,0{,}424r}{Hr - \frac{\pi r^2}{4}} =$$

$$= \frac{1{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{0{,}5}{2} - \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^2}{4} \cdot 0{,}424 \cdot 0{,}5}{1{,}5 \cdot 0{,}5 - \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^2}{4}} = 0{,}263 \text{ м}.$$

Сила P проходит через точку пересечения C линий действия горизонтальной и вертикальной составляющих под углом φ к горизонту, причем

$$\varphi = \operatorname{arctg}\frac{P_z}{P_x} = \operatorname{arctg}\frac{5{,}43}{6{,}13} = 41^\circ 31'.$$

Заметим, что при круговой цилиндрической поверхности сила P всегда проходит через центр круга.

1.39. Определить величину и направление силы гидростатического давления воды на 1 м ширины вальцового затвора диаметром $D = 1{,}5$ м (рис. 1.34).

Р е ш е н и е. 1. Горизонтальная составляющая

$$P_x = \rho g h_ц \omega_z = \rho g \frac{D}{2} D \cdot 1 = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{1{,}5}{2} \cdot 1{,}5 \cdot 1 = 11\,000 \text{ Н} = 11 \text{ кН}.$$

2. Вертикальная составляющая

$$P_z = \rho g F b = \rho g \frac{1}{2}\frac{\pi D^2}{4} b = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1{,}5^2}{4} \cdot 1 = 8660 \text{ Н} = 8{,}66 \text{ кН}.$$

3. Суммарная сила давления

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{11^2 + 8{,}66^2} = 14 \text{ кН}.$$

4. Составляющая P_x проходит на расстоянии $y_д$ от свободной поверхности:

$$y_д = \frac{2}{3} D = \frac{2}{3} \cdot 1{,}5 = 1{,}0 \text{ м}.$$

5. Составляющая P_z проходит на расстоянии $l = 0{,}4244\,r$ от линии *1—1*, равном $l = 0{,}4244 \times 0{,}75 = 0{,}318$ м.

6. Равнодействующая P приложена в точке O под углом φ к горизонту и проходит через центр круга, причем

$$\varphi = \operatorname{arctg}\frac{P_z}{P_x} = \operatorname{arctg}\frac{8{,}66}{11} = 38^\circ 15'.$$

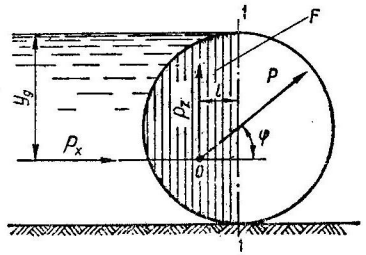


Рис. 1.34

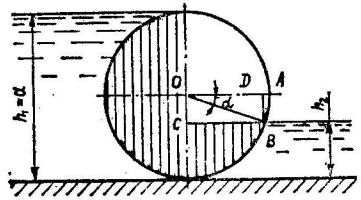


Рис. 1.35

1.40. Определить силу гидростатического давления воды на 1 м ширины вальцового затвора диаметром $d = 1{,}2$ м (рис. 1.35) при $h_1 = 1{,}2$ м, если: а) $h_2 = 0{,}5$ м; б) $h_2 = 0{,}7$ м.

Р е ш е н и е. а) 1. Горизонтальная составляющая силы давления воды: слева

$$P_{x1} = \rho g \frac{h_1}{2} b h_1 = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{1{,}2}{2} \cdot 1 \cdot 1{,}2 = 7060 \text{ Н};$$

справа

$$P_{x2} = \rho g \frac{h_2}{2} b h_2 = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{0{,}5}{2} \cdot 1 \cdot 0{,}5 = 1230 \text{ Н};$$

$$P_x = P_{x1} - P_{x2} = 7063 - 1230 = 5840 \text{ Н (0,595 тс)}.$$

2. Вертикальная составляющая силы давления воды равна весу жидкости в объеме тела давления (на рисунке заштрихован):

$$P_z = \rho g W = \rho g \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{\pi d^2}{4} - f \right) b,$$

где f — площадь фигуры $OABC$, для определения которой рассмотрим треугольник ODB:

$$\alpha = \arcsin \frac{DB}{OB} = \arcsin \frac{\frac{d}{2} - h_2}{\frac{d}{2}} = \arcsin \frac{\frac{1,2}{2} - 0,5}{\frac{1,2}{2}} = 9° 36';$$

$$OD = CB = 0,5d \cos \alpha = 0,5 \cdot 1,2 \cdot \cos 9° 36' = 0,592 \text{ м};$$

$$OC = DB = 0,5d - h_2 = 0,5 \cdot 1,2 - 0,5 = 0,10 \text{ м};$$

$$f = \frac{1}{2} CB \cdot OC + \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\alpha}{360°} = \frac{1}{2} \cdot 0,592 \cdot 0,1 + \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} \cdot \frac{9° 36'}{360°} \approx 0,06 \text{ м}^2.$$

Тогда

$$P_z = \rho g \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{\pi d^2}{4} - f \right) b = 1000 \cdot 9,81 \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} - 0,06 \right) \cdot 1 = 7730 \text{ Н}.$$

3. Суммарная сила давления

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{5840^2 + 7730^2} = 10\,200 \text{ Н } (1,04 \text{ тс}).$$

4. Угол наклона силы P к горизонту

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{P_z}{P_x} = \operatorname{arctg} \frac{7730}{5840} = 52° 55'.$$

Ответ: 10,60 кН (1,08 тс); $\varphi = 53° 40'$.

1.41. Определить силу давления воды на 1 м ширины затвора, перекрывающего канал между двумя смежными камерами (рис. 1.36), если глубина воды в левой камере $h_1 = 5$ м; в правой $h_2 = 2,5$ м; $R = 4$; $a = 2$ м; $\alpha = 15°$; $\beta = 30°$.

Р е ш е н и е. 1. Горизонтальная составляющая силы давления воды на затвор слева

$$P_{x1} = \rho g \left(h_1 - \frac{a}{2} \right) ba = 1000 \cdot 9,81 \left(5 - \frac{2}{2} \right) 1 \cdot 2 = 78\,500 \text{ Н};$$

справа

$$P_{x2} = \rho g \left(h_2 - \frac{a}{2} \right) ba = 1000 \cdot 9,81 \cdot \left(2,5 - \frac{2}{2} \right) 1 \cdot 2 = 29\,500 \text{ Н};$$

$$P_x = P_{x1} - P_{x2} = 78\,500 - 29\,500 = 49\,000 \text{ Н } (5 \text{ тс}).$$

2. Вертикальная составляющая P_z равна весу жидкости в объеме тела давления (на рисунке заштрихован):

$$P_z = \rho g W = \rho g d (h_1 - h_2) b,$$

где d — длина основания тела давления; $b = 1$ м — его ширина.

Для определения d рассмотрим треугольники ABO и ABC:

$$BA = 2R \sin \frac{\beta}{2} = 2 \cdot 4 \cdot \sin \frac{30°}{2} = 2,07 \text{ м}.$$

$$\text{Угол } ABC = \frac{180° - \beta}{2} - \alpha = \frac{180° - 30°}{2} - 15° = 60°,$$

$$d = AB \cdot \cos ABC = 2,07 \cdot \cos 60° = 1,04 \text{ м}.$$

$$P_z = \rho g d (h_1 - h_2) b = 1000 \cdot 9,81 \cdot 1,04 (5,0 - 2,5) \cdot 1 = 25\,500 \text{ Н}.$$

3. Суммарная сила давления воды

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{49\,000^2 + 25\,500^2} = 55\,300 \text{ Н } (5,64 \text{ тс}).$$

Сила P проходит через шарнир O под углом φ к горизонту, причем

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{P_z}{P_x} = \operatorname{arctg} \frac{25\,500}{49\,000} = 31° 20'.$$

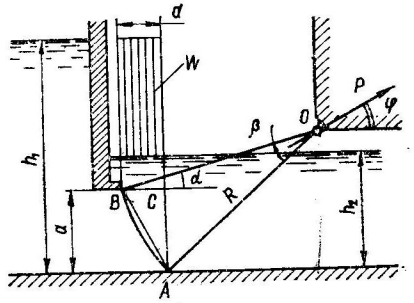


Рис. 1.36

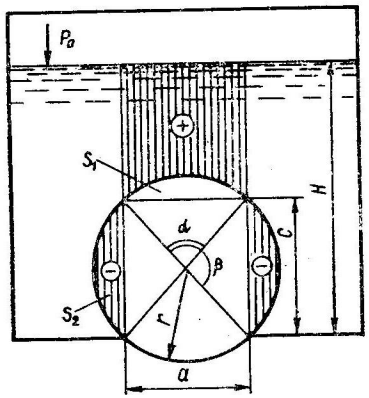


Рис. 1.37

1.42. Цилиндр радиусом $r = 25$ см и длиной $l = 100$ см перекрывает отверстие в дне резервуара размерами $a \times b = 30 \times 100$ см (рис. 1.37). Определить: а) силу давления воды на цилиндр при $H = 3$ м; $p_0 = p_a$; б) при какой глубине H цилиндр всплывает, если его вес $G = 600$ Н, а давление на свободной поверхности $p_0 = 80$ кПа.

Р е ш е н и е. а) 1. Горизонтальная составляющая силы давления воды на цилиндр равна нулю, так как и на его основания и на продольные вертикальные проекции действуют соответственно равные и противоположно направленные силы.

2. Вертикальная составляющая равна весу жидкости в объеме тела давления (на рисунке заштрихован)

$$P_z = \rho g W = \rho g [ab (H - c) - b (s_1 + 2s_2)].$$

Из рисунка видно, что

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{a}{2r} = \frac{0,3}{2 \cdot 0,25} = 0,6; \quad \alpha = 73° 44';$$

$$\beta = 180° - \alpha = 180° - 73° 44' = 106° 16'.$$

Площади сегментов s_1 и s_2 определяем по формулам:

$$s_1 = \frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \alpha}{180°} - \sin \alpha \right) = \frac{0,25^2}{2} \left(\frac{3,14 \cdot 73° 44'}{180°} - \sin 73° 44' \right) = 0,0102 \text{ м}^2;$$

$$s_2 = \frac{r^2}{2} \left(\frac{\pi \beta}{180°} - \sin \beta \right) = \frac{0,25^2}{2} \left(\frac{3,14 \cdot 106° 16'}{180°} - \sin 106° 16' \right) = 0,0279 \text{ м}^2.$$

Затем определяем хорду цилиндра

$$c = 2r \sin\frac{\beta}{2} = 2 \cdot 0{,}25 \cdot \sin\frac{106^\circ 16'}{2} = 0{,}4 \text{ м}.$$

Сила давления

$$P_z = \rho g\,[ab\,(H - c) - b\,(s_1 + 2s_2)] = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot [(0{,}3 \cdot 1 \cdot (3 - 0{,}4) -$$

$$- 1\,(0{,}0102 + 2 \cdot 0{,}0279)] = 7000 \text{ Н} = 7 \text{ кН}.$$

Ответ: б) $H = 2{,}41$ м.

I.43. Построить тела давления для криволинейных поверхностей, приведенных на рис. I.38.

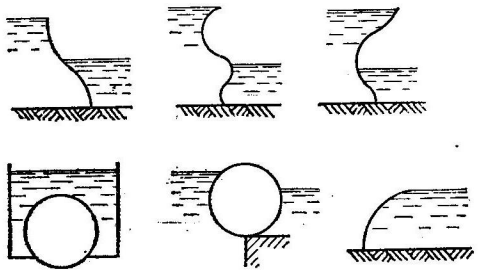


Рис. I.38

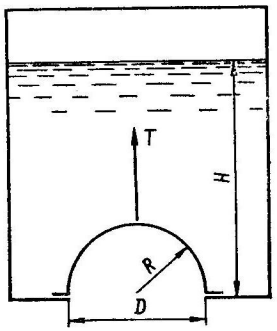


Рис. I.39

I.44. Круглое отверстие радиуса $R = 20$ см в дне резервуара с водой перекрывается клапаном-полусферой такого же радиуса (рис. I.39), вес которого $G = 200$ Н. Вычислить: а) силу T, необходимую для поднятия клапана при напоре $H = 2{,}5$ м, если давление на свободной поверхности $p_0 = p_a = 100$ кПа; б) при каком напоре H клапан откроется автоматически, если $p_0 = 80$ кПа, а $p_a = 100$ кПа.

Ответ: а) 3120 Н (319 кгс); б) 2,01 м.

I.45. Круглое отверстие в вертикальной стенке закрытого резервуара с водой перекрыто сферической крышкой (рис. I.40). Радиус сферы $R = 0{,}5$ м; угол $\alpha = 120°$; глубина погружения центра тяжести отверстия $H = 1$ м. Определить силу давления жидкости на крышку

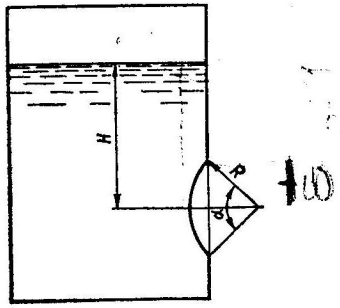


Рис. I.40

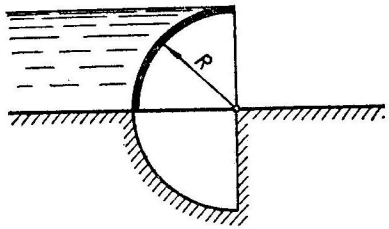


Рис. I.41

при манометрическом давлении на ее свободной поверхности а) 147 кПа; б) 98,1 кПа.

Ответ: а) 92,4 кН (9420 кгс); б) 63,6 кН (6490 кгс).

I.46. Стальная труба с внутренним диаметром $D = 600$ мм работает под давлением $p = 3$ МПа. Найти: а) необходимую толщину стенок трубы, если допустимое напряжение для стали $[\sigma] = 150$ МПа; б) максимально допустимое давление при толщине стенки трубы $\delta = 4$ мм.

Ответ: а) 6 мм; б) 2 МПа (20,4 кгс/см^2).

I.47. Определить величину и направление силы давления воды на 1 м ширины затвора, представляющего собой четверть кругового цилиндра (рис. I.41) радиуса R, равного: а) 1,5 м; б) 2 м.

Ответ: а) 12 кН (1,22 тс); $\varphi = 23°14'$; б) 21,3 кН (2,18 тс); $\varphi = 23°14'$.

I.48. Определить величину и направление силы давления воды на 1 м ширины затвора (рис. I.42), если: а) $R = 1$ м; $H = 2$ м; б) $R = 2$ м; $H = 2{,}5$ м.

Ответ: а) 22,9 кН (2,33 тс); $\varphi = 50°$; б) 50,1 кН (5,12 тс), $\varphi = 54°$.

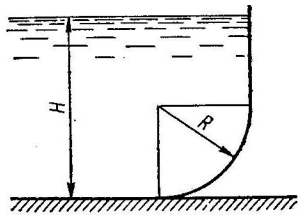


Рис. I.42

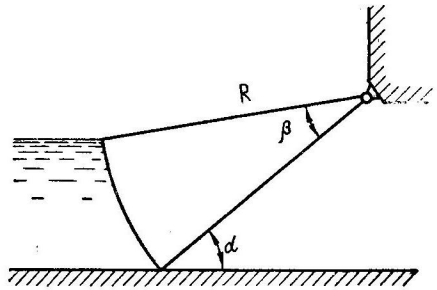


Рис. I.43

I.49. Определить величину и направление силы давления воды на 1 м ширины щита, показанного на рис. I.43, если: а) $R = 5$ м; $\alpha = 45°$; $\beta = 35°$; б) $R = 2{,}5$ м; $\alpha = 45°$; $\beta = 35°$.

Ответ: а) 37,2 кН (3,79 тс); $\varphi = 19°54'$; б) 9,32 кН (0,95 тс); $\varphi = 19°54'$.

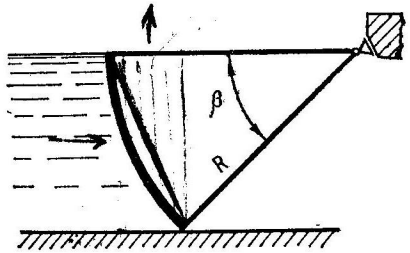


Рис. I.44

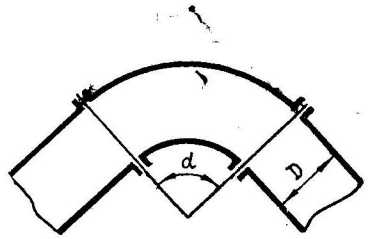


Рис. I.45

I.50. Найти величину и направление силы давления воды на 1 м ширины секторного затвора радиуса $R = 2{,}5$ м (рис. I.44), если: а) $\beta = 45°$; б) $\beta = 60°$; в) $\beta = 75°$.

Ответ: а) 17,6 кН (1,8 тс); φ = 29°43′; б) 29,7 кН (3,03 тс); φ = = 39° 19′; в) 43,4 кН (4,42 тс); φ = 48° 39′.

I.51. Изогнутая труба диаметром 500 мм (рис. I.45) находится под давлением 1 МПа. Определить силу давления воды на колено, а также отрывающее и сдвигающее усилия, которые возникают на стыках колена с прямолинейными участками трубы, если угол поворота трубы α равен: а) 60°; б) 90°; в) 120°.

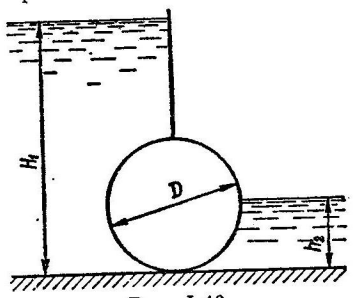


Рис. I.46

Ответ: а) $P = 196$ кН (20 тс); $P_{от} = 196$ кН (20 тс); $P_{сд} = 170$ кН (17,3 тс); б) $P = 279$ кН (28,4 тс); $P_{от} = P_{сд} = 196$ кН (20 тс); в) $P = 340$ кН (34,7 тс); $P_{от} = 196$ кН (20 тс); $P_{сд} = 170$ кН (17,3 тс).

I.52. Определить величину и направление силы давления воды на цилиндрический затвор (рис. I.46) диаметром $D = 2$ м и длиной $L = 5$ м, перегораживающий прямоугольный канал шириной $b = 5$ м, если глубина воды: а) с одной стороны щита $H_1 = 3$ м; с другой — $h_2 = 1$ м; б) $H_1 = 2{,}5$ м; $h_2 = 1$ м.

Ответ: а) 207 кН (21,1 тс); φ = 33° 57′; б) 169 кН (17,2 тс); φ = = 43° 30′.

§ I.4. ПЛАВАНИЕ ТЕЛ

По закону Архимеда на тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, направленная вертикально вверх,

$$P = \rho g W, \qquad (I.15)$$

где W — объем погруженной части тела.

Вес воды, вытесняемой телом, полностью или частично погруженным в воду, называется *водоизмещением.*

Центр тяжести D вытесненного объема жидкости называется *центром водоизмещения,* или *центром давления* (рис. I.47). При наклоне (крене) плавающего тела центр водоизмещения изменяет свое положение.

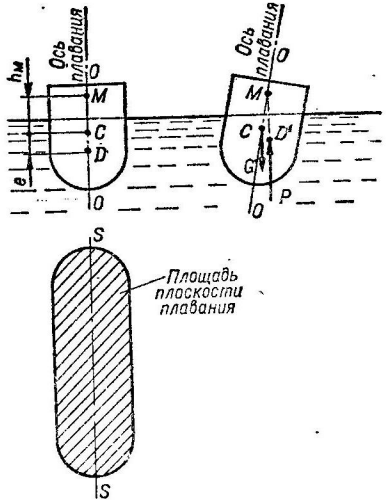


Рис. I.47

Линия, проходящая через центр тяжести тела C и центр водоизмещения D в положении равновесия перпендикулярно к свободной поверхности воды (плоскости плавания), является *осью плавания.* В положении равновесия ось плавания вертикальна, при крене она наклонена к вертикали под углом крена.

Точку пересечения подъемной силы P при наклонном положении тела с осью плавания принято называть *метацентром.* Расстояние между центром тяжести тела C и метацентром M обозначается через $h_м$ (метацентрическая высота). 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 — G, стремящийся восстановить равновесие тела, прямо пропорционален метацентрической высоте. Величина метацентрической высоты может быть определена по формуле

$$h_м = \frac{I_0}{W} - e, \qquad (I.16)$$

где I_0 — момент инерции площади плоскости плавания относительно продольной оси S—S; W — водоизмещение тела; e — расстояние между центром тяжести и центром водоизмещения.

Если метацентр лежит ниже центра тяжести тела, т. е. метацентрическая высота отрицательна, то тело неостойчиво.

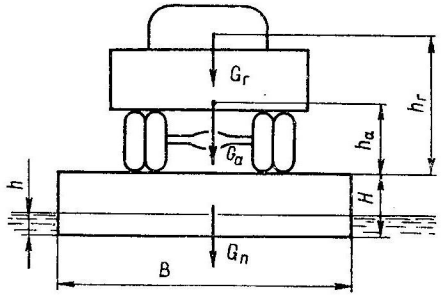


Рис. I.48

Задачи

I.53. Автомобиль весом $G_а = 30$ кН установлен на паром размерами $L = 8$ м, $B = 4$ м, $H = 1$ м (рис. I.48). Проверить остойчивость парома, если его вес $G_п = 50$ кН приложен на половине его высоты, а центр тяжести автомобиля находится на высоте $h_а = 1$ м от верхней плоскости парома. Установить, как изменится метацентрическая высота $h_м$, если на автомобиль будет уложен груз $G = 30$ кН, центр тяжести которого расположен на высоте $h_г = 2$ м от верхней плоскости парома.

Р е ш е н и е. 1. Найдем положение центра тяжести парома с автомобилем (без груза) относительно нижней плоскости парома:

$$h_{ц.т} = \frac{G_п \cdot \frac{H}{2} + G_а (h_а + H)}{G_п + G_а} = \frac{50 \cdot \frac{1}{2} + 30\,(1+1)}{50 + 30} = 1{,}063 \text{ м}.$$

2. Водоизмещение парома с автомобилем (объем воды, вытесненной паромом)

$$W = \frac{G_п + G_а}{\rho g} = \frac{50\,000 + 30\,000}{1000 \cdot 9{,}81} = 8{,}15 \text{ м}^3.$$

3. Осадка парома

$$h = \frac{W}{BL} = \frac{8{,}15}{4 \cdot 8} = 0{,}255 \text{ м}.$$

4. Расстояние центра водоизмещения от нижней плоскости парома

$$h_{ц.в} = \frac{h}{2} = \frac{0{,}255}{2} = 0{,}127 \text{ м}.$$

5. Расстояние между центром тяжести и центром водоизмещения

$$e = h_{ц.т} - h_{ц.в} = 1{,}063 - 0{,}127 = 0{,}936 \text{ м}.$$

6. Момент инерции площади плоскости плавания

$$I_0 = \frac{BL^3}{12} = \frac{8 \cdot 4^3}{12} = 42{,}7 \text{ м}^4.$$

7. Метацентрическая высота

$$h_м = \frac{I_0}{W} - e = \frac{42{,}7}{8{,}15} - 0{,}936 \approx 4{,}3 \text{ м}.$$

Так как метацентрическая высота положительна, то паром остойчив. Для случая нагруженного автомобиля аналогично находим:

$$h'_{ц.т} = \frac{G_п \frac{H}{2} + G_а (h_а + H) + G_г (h_г + H)}{G_п + G_а + G_г} =$$

$$= \frac{50 \cdot \frac{1}{2} + 30 (1 + 1) + 30 (2 + 1)}{50 + 30 + 30} = 1{,}59 \text{ м};$$

$$W' = \frac{G_п + G_а + G_г}{\rho g} = \frac{50\,000 + 30\,000 + 30\,000}{1000 \cdot 9{,}81} = 11{,}21 \text{ м}^3;$$

$$h' = \frac{W'}{BL} = \frac{11{,}21}{8 \cdot 4} = 0{,}35 \text{ м};$$

$$h'_{ц.в} = \frac{h'}{2} = \frac{0{,}35}{2} = 0{,}175 \text{ м};$$

$$e' = h'_{ц.т} - h'_{ц.в} = 1{,}59 - 0{,}175 = 1{,}415 \text{ м};$$

$$h'_м = \frac{I_0}{W'} - e' = \frac{42{,}7}{11{,}21} - 1{,}415 = 2{,}39 \text{ м}.$$

Следовательно, при наличии груза на автомобиле метацентрическая высота уменьшится на

$$\Delta h = h_м - h'_м = 4{,}3 - 2{,}39 = 1{,}91 \text{ м}.$$

Но паром и при наличии груза будет остойчив.

1.54. Цилиндр диаметром $D = 50$ см и высотой $H = 20$ см, изготовленный из дерева ($\rho = 800$ кг/м^3), плавает по воде таким образом, что его ось направлена вертикально. Требуется: а) проверить остойчивость цилиндра; б) найти высоту цилиндра H, при которой он начинает терять остойчивость.

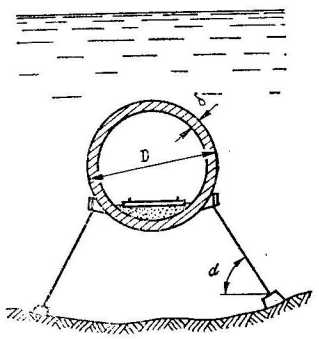


Рис. I.49

Ответ: а) цилиндр остойчив ($h_м = 7{,}8$ см); б) при $H = 44{,}3$ см.

1.55. Плавучий железобетонный тоннель с наружным диаметром $D = 10$ м и толщиной стенок $\delta = 0{,}4$ м удерживается от всплытия тросами, расположенными попарно через каждые 25 м длины тоннеля (рис. I.49). Определить: а) натяжение тросов, если вес 1 м дополнительной нагрузки по длине $q = 9{,}81$ кН, плотность бетона $\rho_б = 2450$ кг/м^3 и угол $\alpha = 60°$; б) как изменится натяжение тросов при уменьшении наружного диаметра тоннеля на 1 м.

Ответ: а) 6,79 МН (692 тс); б) уменьшится на 1,79 МН (183 тс).

1.56. Длина прямоугольного понтона $l = 5$ м, ширина $b = 2{,}5$ м и высота $H = 1$ м. Вес понтона 8,5 кН. Проверить понтон на остойчивость: а) без нагрузки; б) при максимальной нагрузке G, при которой высота бортов над ватерлинией 0,2 м. Центры тяжести понтона и дополнительной нагрузки расположены на расстоянии 0,5 м от дна.

Ответ: а) понтон остойчив ($h_м = 6{,}98$ м); б) понтон остойчив ($h_м = 0{,}55$ м); $G = 89{,}6$ кН.

1.57. Для перевозки автомобилей весом до 30 кН через реку сооружается плот из бревен диаметром $d = 0{,}25$ м и длиной $l = 9$ м. Определить: а) сколько бревен нужно для сооружения плота, способного удержать груз $G = 35$ кН, если плотность дерева $\rho_д = 800$ кг/м^3; б) будет ли плот остойчив, если все бревна уложены вплотную, поровну в каждом из двух рядов, а центр тяжести автомобиля расположен на высоте $h = 1$ м над верхней плоскостью плота.

Ответ: а) 44 бревна; б) плот остойчив ($h_м = 6{,}2$ м).

1.58. Бетонная плита весит в воздухе 1250 Н, а в воде 750 Н. Определить: а) плотность бетона; б) вес этой плиты в бензине ($\rho_б = 750$ кг/м^3).

Ответ: а) 2500 кг/м^3; б) 875 Н (89,2 кгс).

1.59. По окончании погрузки 1250 м^3 песка осадка баржи увеличилась на 1 м. Определить: а) плотность песка, если площадь плоскости плавания баржи $\Omega = 2000$ м^3; б) величину изменения осадки баржи, если вместо песка на баржу будет погружено 2000 м^3 извести плотностью 800 кг/м^3.

Ответ: а) 1600 кг/м^3; б) уменьшится на 20 см.

1.60. Прямоугольная деревянная шаланда весом 0,8 МН и длиной 30 м должна иметь полезное водоизмещение 3 МН. Определить: а) необходимую ширину шаланды B и высоту ее бортов H при условии, что метацентрическая высота $h_м = 1$ м, высота бортов нагруженной шаланды над ватерлинией $h = 0{,}5$ м, а центр тяжести ее совпадает с центром тяжести поперечного сечения; б) как необходимо изменить ширину шаланды B и высоту ее бортов H, чтобы ее полное водоизмещение стало равным 5 МН.

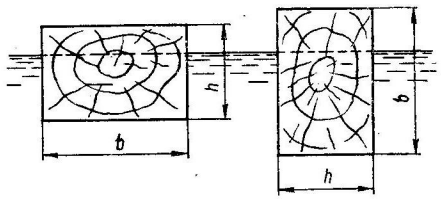


Рис. I.50

Ответ: а) $B = 5{,}75$ м; $H = 2{,}7$ м; б) $B_1 = 6{,}3$ м; $H_1 = 3{,}15$ м.

1.61. Прямоугольный деревянный брус длиной $l = 5$ м, шириной $b = 35$ см и высотой $h = 25$ см плотностью $\rho_д = 750$ кг/м^3 плавает по воде. Определить: а) остойчивость бруса в двух положениях, показанных на рис. I.50. б) при каком отношении b/h брус еще будет остойчивым (граничное положение).

Ответ: а) в положении слева брус остойчив ($h_м = 0{,}026$ м), а в положении справа — неостойчив, так как $h_м = -0{,}001$ м < 0; б) при $b/h = 1{,}06$.

Глава II

ОСНОВЫ ГИДРОДИНАМИКИ И ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

§ II.1. ОСНОВЫ КИНЕМАТИКИ ПОТОКА ЖИДКОСТИ

Основные определения. *Линия тока* — это линия, касательная к которой в каждой точке в данный момент времени совпадает с направлением скорости в этой точке. Такая скорость называется *местной скоростью u*.

Элементарной струйкой называется бесконечно малый объем вокруг линии тока.

Потоком называется движущийся объем жидкости конечных размеров. Поток состоит из бесконечно большого количества элементарных струек.

Живым сечением потока называется сечение, нормальное в каждой своей точке, соответствующей линии тока.

Смоченным периметром χ называется часть периметра живого сечения русла, соприкасающаяся со стенками русла (рис. II.1).

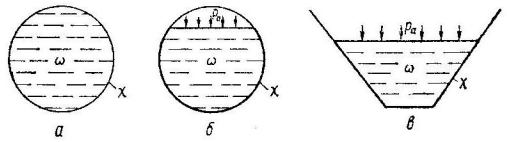


Рис. II.1

Гидравлическим радиусом R называется отношение площади живого сечения ω к смоченному периметру

$$R = \omega/\chi. \qquad \text{(II.1)}$$

Расходом потока Q называется количество жидкости, проходящее через живое сечение потока за единицу времени.

Средней скоростью в живом сечении V называется условная, одинаковая для всех точек сечения скорость, при которой расход потока будет такой же, как и при различных местных скоростях.

Расход и средняя скорость связаны между собой формулами

$$Q = V\omega \qquad \text{(II.2)}$$

и

$$V = Q/\omega. \qquad \text{(II.3)}$$

Средняя скорость в живом сечении может быть также определена из формулы

$$V = \frac{\int_{\omega} u d\omega}{\omega} \qquad \text{(II.4)}$$

или приближенно

$$V = \frac{\sum u\Delta\omega}{\omega}, \qquad \text{(II.5)}$$

где $\Delta\omega = \omega/n$ — часть площади живого сечения, разбитой на n равных частей; u — скорость в центре тяжести этой части площади.

Виды движения жидкости. Движение жидкости может быть неустановившееся или установившееся.

Неустановившимся движением называют такое движение, при котором элементы потока (расход, скорость, глубина, давление и др.) изменяются по времени. При *установившемся движении* элементы потока по времени не изменяются. Такое движение в свою очередь может быть неравномерным или равномерным.

Неравномерным называется движение, при котором элементы потока изменяются вдоль движения. При *равномерном* движении элементы потока (скорость, глубина, площадь живого сечения) вдоль движения не изменяются.

Движение жидкости также может быть напорным и безнапорным. *Напорным* называется движение, при котором поток соприкасается по всему периметру живого сечения со стенками русла (рис. II.1, *а*). При *безнапорном* движении поток имеет свободную поверхность, на которой давление равно атмосферному и лишь часть периметра живого сечения соприкасается со стенками русла (рис. II.1, *б*, *в*).

Так как при установившемся движении расход в различных живых сечениях потока является величиной постоянной, то средние скорости и площади этих живых сечений связаны между собой уравнением неразрывности (сплошности) потока

$$V_1\omega_1 = V_2\omega_2 = \ldots = V_n\omega_n = Q = \text{const}. \qquad \text{(II.6)}$$

Задачи

II.1. Определить расход потока и среднюю скорость в сечениях с площадями $\omega_1 = 0{,}6$ м^2, $\omega_2 = 0{,}8$ м^2, если в живом сечении с площадью $\omega_3 = 0{,}5$ м^2 средняя скорость V_3: а) 0,88 м/с; б) 0,95 м/с; в) 1,05 м/с; г) 1,13 м/с; д) 1,25 м/с.

II.2. Определить расход потока, глубины и гидравлические радиусы в живых сечениях открытого прямоугольного расширяющегося русла с ширинами $b_2 = 1$ м, $b_3 = 1{,}5$ м, $b_4 = 2{,}1$ м, если средняя скорость в сечениях потока $V = 1{,}2$ м/с, а в сечении шириной $b_1 = 0{,}8$ м глубина h: а) 0,4 м; б) 0,5 м; в) 0,6 м; г) 0,7 м; д) 0,8 м.

II.3. Определить средние скорости, смоченные периметры и гидравлические радиусы в сечениях постепенно расширяющегося трубопровода, где диаметры $D_1 = 100$ мм, $D_2 = 150$ мм, $D_3 = 220$ мм при расходе Q: а) 5 л/с; б) 7 л/с; в) 9 л/с; г) 11 л/с; д) 13 л/с.

II.4. Определить расход и среднюю скорость в сечениях напорного трубопровода диаметром $D = 200$ мм (рис. II.2) при законе распределения скоростей по сечению $u = 0{,}5\left[1 - \left(\frac{r}{r_0}\right)^x\right]$ м/с, если x: а) 1,2; б) 1,5; в) 1,8; г) 2; д) 3.

Указание. При решении задачи следует пользоваться зависимостью (II.4), принимая значение бесконечно малой величины площади $d\omega$, как площади кольца с радиусом r и толщиной dr.

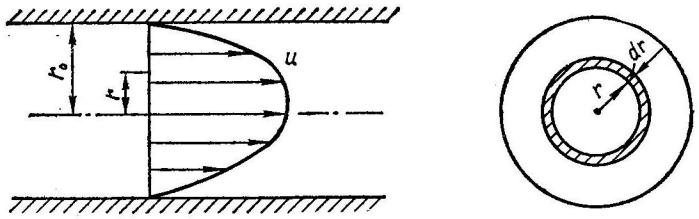


Рис. II.2

II.5. Определить расход и среднюю скорость в сечении напорного трубопровода, если скорость по оси трубы $u_0 = 1{,}8$ м/с, а на расстоянии $0{,}25r_0$ от оси (r_0 — радиус трубы) $u_{0,25} = 1{,}7$ м/с, $u_{0,5} = 1{,}58$ м/с, $u_{0,75} = 1{,}38$ м/с, $u_{1,0} = 1{,}0$ м/с и диаметр трубы D: а) 350 мм; б) 300 мм; в) 250 мм; г) 200 мм.

II.6. Определить расход и среднюю скорость протекания воды в сечении прямоугольного канала шириной $b = 2$ м, если скорость на поверхности потока $V_{пов} = 1{,}0$ м/с, скорости на глубинах $u_{0,25h} = 0{,}95$ м/с, $u_{0,5h} = 0{,}88$ м/с, $u_{0,75h} = 0{,}78$ м/с, у дна $u_д = 0{,}63$ м/с, а глубина потока h: а) 0,7 м; б) 0,9 м; в) 1,1 м; г) 1,3 м; д) 1,5 м.

§ II.2. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ БЕЗ УЧЕТА ПОТЕРЬ ЭНЕРГИИ

Уравнение Д. Бернулли для потока жидкости без учета потерь энергии, т. е. для невязкой жидкости, составленное для двух расчетных сечений *1—1* и *2—2* относительно произвольной горизонтальной плоскости сравнения, записывается в следующем виде:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g}. \qquad (II.7)$$

В литературе встречается также запись уравнения Д. Бернулли в виде

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g}, \qquad (II.7а)$$

где $\gamma = \rho g$ — удельный вес жидкости.

С энергетической точки зрения уравнение Д. Бернулли выражает закон сохранения энергии в потоке движущейся жидкости. Левая и правая части этого уравнения представляют собой сумму двух видов удельной энергии: потенциальной, состоящей из энергии положения z и энергии давления $\frac{p}{\rho g}$, и кинетической $\frac{V^2}{2g}$. Коэффициент кинетической энергии α при движении невязкой жидкости с достаточной степенью точности может быть принят равным единице.

С геометрической точки зрения уравнение Д. Бернулли представляет собой уравнение напоров. Гидродинамический напор H_0 состоит из суммы пьезометрического напора $H = z + \frac{p}{\rho g}$ и скоростного напора $h_V = \frac{V^2}{2g}$.

При составлении уравнения Д. Бернулли расчетные сечения выбираются так, чтобы в них движение было *плавноизменяющимся*, т. е. с незначительной кривизной линий тока и малым углом расхождения между ними. Отметка z и пьезометрическая высота $\frac{p}{\rho g}$ принимаются для одной и той же произвольной точки сечения (обычно по оси трубы, у дна русла или поверхности потока и т. п.). При выборе расчетных сечений и плоскости сравнения следует стремиться к тому, чтобы как можно большее количество величин, входящих в уравнение, были известными, но в уравнение обязательно входили бы и искомые величины.

В большинстве случаев при расчете движения жидкости совместно с уравнением Д. Бернулли применяется уравнение неразрывности (сплошности) потока (II.6).

Задачи

II.7. Определить давление p_1 в сечении *1—1* горизонтально расположенного сопла гидромонитора (рис. II.3), необходимое для придания скорости воде в выходном сечении *2—2* — $V_2 = 40$ м/с, если скорость движения воды в сечении *1—1* — $V_1 = 3$ м/с.

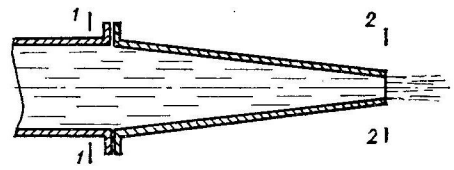


Рис. II.3

Р е ш е н и е. За расчетные сечения выбираем сечения *1—1* и *2—2*, в которых скорости заданы, давление p_1 подлежит определению, а давление p_2 в сечении на выходе из гидромонитора равно атмосферному. Плоскость сравнения следует провести через ось сопла, тогда удельные энергии положения $z_1 = z_2 = 0$ и уравнение Д. Бернулли будет иметь следующий вид:

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g},$$

откуда

$$p_1 = p_2 + \frac{\rho}{2}(V_2^2 - V_1^2) = 100\,000 + \frac{1000}{2}(40^2 - 3^2) =$$

$$= 895\,500 \text{ Па} = 0{,}895 \text{ МПа} = 9{,}12 \text{ кгс/см}^2.$$

II.8. Определить диаметр d суженной части горизонтального трубопровода (рис. II.4), при котором вода поднимается на высоту $h = 3{,}5$ м (расход $Q = 6$ л/с, диаметр $D = 10$ см).

Р е ш е н и е. Сечение *1—1* принимаем в суженной части трубы, где нужно определить диаметр d, сечение *2—2* — на выходе из расширенной части трубы, где давление равно атмосферному ($p_2 = p_a$). Плоскость сравнения совместим с осью трубы, тогда $z_1 = z_2 = 0$. С учетом этого уравнение Д. Бернулли получим в виде

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_a}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g}.$$

Для того чтобы вода поднялась из резервуара на высоту h, удельная энергия давления на поверхности воды в резервуаре $\frac{p_a}{\rho g}$ должна быть на величину h выше, чем

удельная энергия давления в сечении *1—1*, т. е.

$$\frac{p_a}{\rho g} = \frac{p_1}{\rho g} + h.$$

Решая совместно эти уравнения, получим

$$\frac{V_1^2}{2g} = h + \frac{V_2^2}{2g}.$$

Используя уравнение неразрывности (II.6) и уравнение (II.3), получим $V_1 = \frac{Q}{\omega_1} = \frac{4Q}{\pi d^2}$ $V_2 = \frac{4Q}{\pi D^2}$. Подставляя эти величины в последнее уравнение и решая его относительно диаметра суженной части, получим

$$d = \frac{2\sqrt{Q}}{\sqrt[4]{2g\pi^2 h + \frac{16Q^2}{D^4}}} = \frac{2\sqrt{0{,}006}}{\sqrt[4]{2 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14^2 \cdot 3{,}5 + \frac{16 \cdot 0{,}006^2}{0{,}1^4}}} = 0{,}03 \text{ м} = 3 \text{ см}.$$

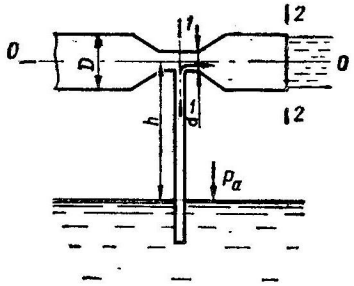


Рис. II.4

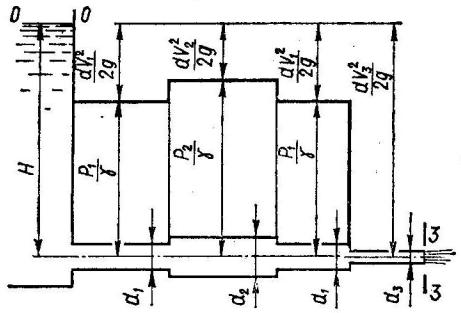


Рис. II.5

II.9. Определить расход воды в горизонтальном трубопроводе переменного сечения (рис. II.5), скорость на каждом из его участков и построить пьезометрическую линию, если $H = 5$ м, $d_1 = 15$ мм, $d_2 = 20$ мм и $d_3 = 10$ мм.

Решение. Уравнение Д. Бернулли для сечений *0—0* и *3—3* при совмещении плоскости сравнения с осью трубы будет иметь вид

$$z_0 + \frac{p_0}{\rho g} + \frac{V_0^2}{2g} = z_3 + \frac{p_3}{\rho g} + \frac{V_3^2}{2g}.$$

В данном случае $z_0 = H$, $z_3 = 0$. В связи с тем что в сечениях *0—0* и *3—3* давление равно атмосферному, то $\frac{p_0}{\rho g} = \frac{p_3}{\rho g} = \frac{p_a}{\rho g}$. Учитывая, что $H = \text{const}$, а скорость в сечении *0—0* $V_0 = 0$, скорость в выходном сечении *3—3* определится из зависимости

$$\frac{V_3^2}{2g} = H,$$

откуда $V_3 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 5} = 9{,}9$ м/с.

Расход воды в трубопроводе

$$Q = V_3\omega_3 = V_3 \frac{\pi d_3^2}{4} = 9{,}9 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 0{,}01^2}{4} = 0{,}00078 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Скорость в сечении *1—1*

$$V_1 = \frac{4Q}{\pi d_1^2} = \frac{4 \cdot 0{,}00078}{3{,}14 \cdot 0{,}015^2} = 4{,}4 \text{ м/с}.$$

Скорость в сечении *2—2*

$$V_2 = \frac{4Q}{\pi d_2^2} = \frac{4 \cdot 0{,}00078}{3{,}14 \cdot 0{,}02^2} = 2{,}48 \text{ м/с}.$$

Пьезометрическую линию строят, исходя из следующих положений. Поскольку задача решается без учета потерь энергии, то напорная линия (линия полной энергии) будет представлять собой горизонтальную прямую, являющуюся продолжением свободной поверхности воды в сечении *0—0*. Пьезометрическая линия расположится ниже напорной линии на величину $\frac{V^2}{2g}$ в каждом сечении. Таким образом, отложив вниз от напорной линии величины $\frac{V^2}{2g}$ в сечениях, соответствующих изменению диаметра трубопровода, получим ряд точек, соединив которые построим пьезометрическую линию (рис. II.5). При этом

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{4{,}4^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}987 \text{ м}; \quad \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2{,}48^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}312 \text{ м};$$

$$\frac{V_3^2}{2g} = \frac{9{,}9^2}{2 \cdot 9{,}81} = 5 \text{ м}.$$

II.10. Вода движется в трубопроводе диаметром $D = 25$ мм, в котором находится гидродинамическая трубка (рис. II.6) диаметром $d = 5$ мм. Определить: а) скорость движения воды в трубопроводе, если показание гидродинамической трубки $h = 0{,}1$ м; б) показание гидродинамической трубки h, если скорость воды в сечении трубопровода, нестесненном гидродинамической трубкой, $V = 2$ м/с.

Указание. При решении задачи следует учесть уменьшение живого сечения потока в результате стеснения его гидродинамической трубкой.

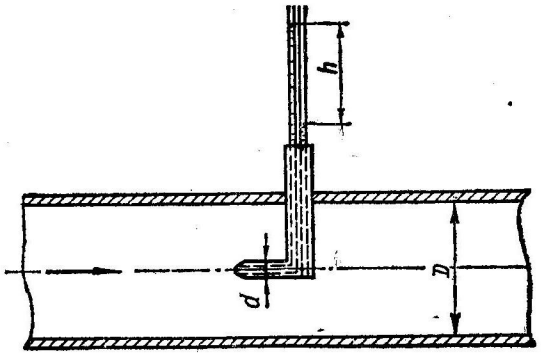


Рис. II.6

Ответ: а) $V = 1{,}34$ м/с; б) $h = 0{,}49$ м.

II.11. Давление в трубопроводе диаметром $d = 25$ мм при закрытом кране равно 0,2 МПа (2,1 атм). Определить: а) расход воды в трубопроводе, если при открытии крана давление в нем изменилось до 0,18 МПа (1,89 кгс/см^2); б) давление в кране при расходе в трубопроводе $Q = 5$ л/с.

Ответ: а) $Q = 3{,}1$ л/с; б) 0,154 МПа (1,57 атм).

II.12. Определить (рис. II.7): а) скорость V движения воды в трубопроводе, если показание ртутного манометра $h = 20$ мм; б) показание h

ртутного манометра при скорости движения воды в трубопроводе $V = 3$ м/с.

Ответ: а) $V = 2{,}3$ м/с; б) $h = 34$ мм.

II.13. Разность давлений в сечениях *1—1* и *2—2* трубчатого расходомера (рис. II.8) с диаметрами $D = 50$ мм и $d = 30$ мм составляет

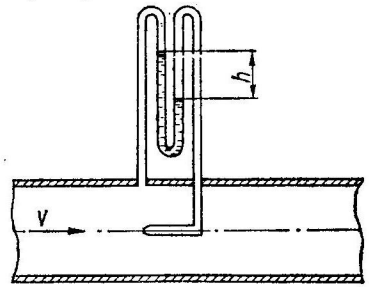


Рис. II.7

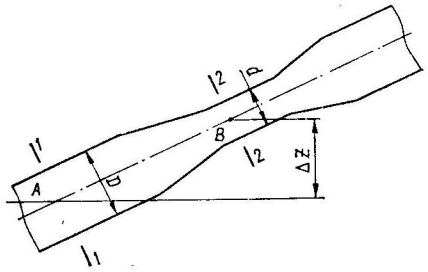


Рис. II.8

$\Delta p = 39{,}2$ кПа (0,4 кгс/см²). Определить расход воды Q, если: а) ось расходомера горизонтальна; б) ось расходомера наклонна и точка A в сечении *1—1* ниже точки B в сечении *2—2* на величину $\Delta z = 1{,}5$ м.

Ответ: а) $Q = 6{,}71$ л/с; б) $Q = 5{,}32$ л/с.

II.14. По трубопроводу переменного сечения протекает вода (рис. II.9) с расходом $Q = 9$ л/с, диаметр суженной части трубопровода $d_2 = 50$ мм. Определить: а) разность показаний пьезометров h при диаметре основного трубопровода $d_1 = 75$ мм; б) диаметр основного трубопровода при разности показаний пьезометров $h = 1{,}03$ м.

Ответ: а) $h = 0{,}84$ м; б) $d_1 = 100$ мм.

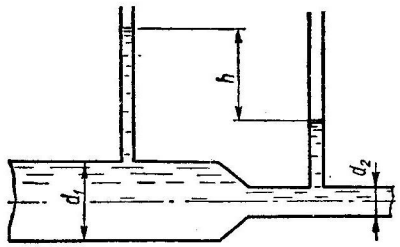


Рис. II.9

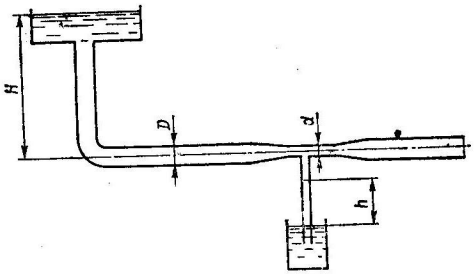


Рис. II.10

II.15. Из резервуара по трубопроводу, имеющему сужение (рис. II.10), вытекает вода. Определить: а) диаметр d суженной части трубопровода, при котором давление $p = 39{,}2$ кПа (0,4 кг/см²), если напор $H = 10$ м и диаметр $D = 100$ мм; б) напор H, при котором давление в суженной части трубопровода $p = 49$ кПа (0,5 кгс/см²), если диаметры $D = 150$ мм и $d = 100$ мм; в) на какую высоту h поднимется вода в трубке, присоединенной к суженной части трубопровода, если напор $H = 5$ м и диаметры $D = 100$ мм и $d = 90$ мм.

Ответ: а) $d = 88$ мм; б) $H = 6{,}14$ м; в) $h = 3{,}75$ м.

II.16. Из бачка A (рис. II.11) по трубке диаметром $d_3 = 25$ мм, подведенной к трубопроводу диаметром $d = 300$ мм, поступает хлорная вода плотностью $\rho = 1000$ кг/м³. Определить: а) расход $Q_{х.в}$ хлорной воды, если напор $H = 6$ м, диаметр суженной части $d_2 = 100$ мм, в сечении *1—1* давление $p_1 = 0{,}196$ МПа (2 кгс/см²), расход воды в трубопроводе $Q = 140$ л/с; б) диаметр суженной части трубопровода d_2, при котором расход хлорной воды $Q_{х.в} = 0{,}5$ л/с, расход воды в трубопроводе $Q = 70{,}3$ л/с, в сечении *1—1* давление $p_1 = 196$ кПа (2 атм) и напор $H = 6$ м; в) напор H, при котором расход хлорной воды $Q_{х.в} = 0{,}1$ л/с, диаметр суженной части $d_2 = 200$ мм; в сечении *1—1* давление $p_1 = 0{,}176$ МПа (1,8 кгс/см²) и расход воды в трубопроводе $Q = 140$ л/с.

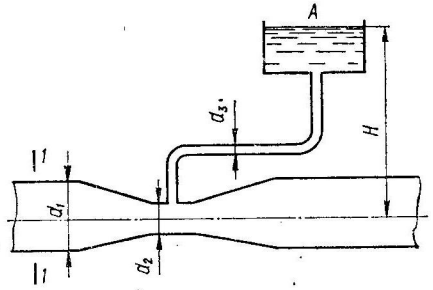


Рис. II.11

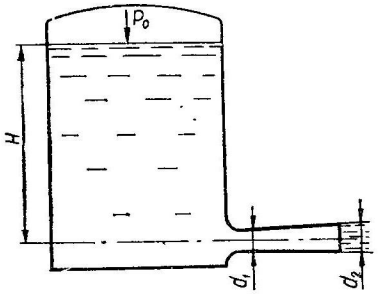


Рис. II.12

Ответ: а) $Q = 7{,}5$ л/с; б) $d_2 = 100$ мм; в) $H = 9{,}41$ м.

II.17. Из резервуара (рис. II.12) вода вытекает через трубку переменного сечения с небольшим углом конусности и диаметрами $d_1 = 100$ мм, $d_2 = 150$ мм. Определить: а) напор H, при котором давление в трубке в сечении диаметром d_1 станет $p_1 = 49$ кПа (0,5 атм), если давление на поверхность воды в резервуаре p_0 равно атмосферному; б) давление на поверхность воды в резервуаре p_0, при котором давление в трубке в сечении диаметром d_1 станет $p_1 = 78$ кПа (0,8 кгс/см²), если напор $H = 1{,}25$ м.

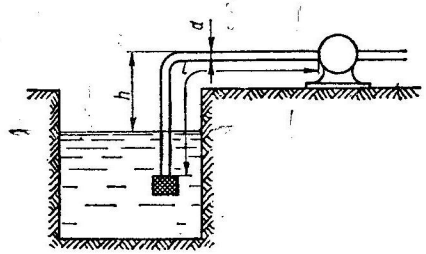


Рис. II.13

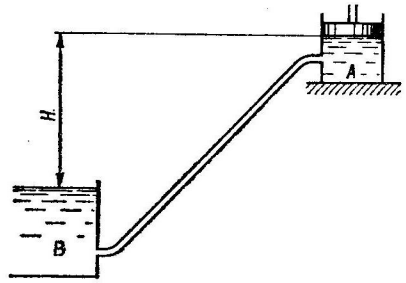


Рис. II.14

Ответ: а) $H = 1{,}25$ м; б) $p_0 = 0{,}121$ МПа (1,24 атм).

II.18. Насос (рис. II.13) производительностью 18 м³/ч забирает воду из колодца по трубе диаметром $d = 100$ мм. Определить:

а) наибольший вакуум $p_{вак}$ в трубе при высоте установки насоса $h = 4{,}5$ м; б) высоту установки насоса h при условии, что наибольший вакуум в трубе не превышает 60 кПа (0,61 атм).

II.19. Поршень в цилиндре A (рис. II.14.), двигаясь вверх, поднимает воду из резервуара B при разности уровней воды в цилиндре под поршнем и в резервуаре $H = 3$ м. Определить: а) давление p под поршнем, если поршень движется со скоростью $V = 1$ м/с; б) скорость V движения поршня, при которой давление под поршнем $p = 63{,}7$ кПа (0,65 кгс/см²).

II.20. В закрытый резервуар (рис. II.15) подведены металлические трубки диаметром $d = 25$ мм, соединенные эластичной резиновой вставкой. По трубкам движется вода с постоянным расходом $Q = 2$ л/с. Определить: а) как изменится диаметр резиновой вставки

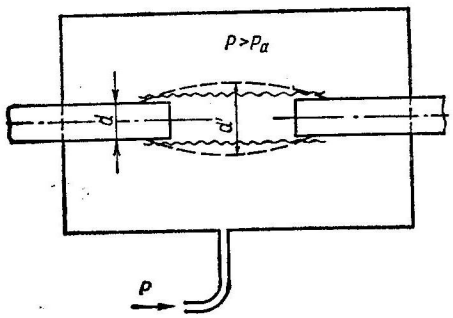


Рис. II.15

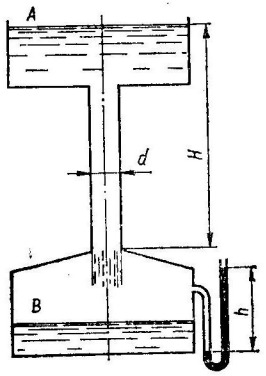


Рис. II.16

при увеличении давления в резервуаре на 49 кПа (0,5 атм); б) как изменится манометрическое давление $p_м$ в резервуаре, если диаметр резиновой вставки увеличится на величину $\Delta h = 10$ мм.

Ответ: а) диаметр увеличится на величину $\Delta h = 6$ мм; б) увеличится на $\Delta p = 61{,}8$ кПа (0,629 кгс/см²).

II.21. Из открытого резервуара А (рис. II.16) по вертикальной трубе диаметром $d = 100$ мм вода перетекает в нижний закрытый резервуар B при напоре $H = 3$ м. Определить: а) расход воды Q в трубе, если показание ртутного манометра, установленного на нижнем резервуаре, $h = 200$ мм; б) показание h ртутного манометра, установленного на нижнем резервуаре, при расходе воды в трубе $Q = 25$ л/с.

Ответ: а) $Q = 18{,}37$ л/с; б) $h = 132$ мм.

II.22. Из открытого резервуара (рис. II.17) вода вытекает по расширяющейся трубе диаметрами $d_1 = 100$ мм и $d_2 = 150$ мм, длиной от суженной части до выходного сечения $H_2 = 1{,}15$ м. Найти: а) при каком напоре H_1 в верхнем резервуаре полное давление p в суженной части трубы станет равным 49 КПа (0,5 кгс/см²); б) полное давление p в суженной части трубы при напоре $H_1 = 0{,}7$ м.

Ответ: а) $H_1 = 1{,}3$ м; б) $p = 12{,}7$ кПа (0,13 атм).

II.23. Вода вытекает в атмосферу из закрытого резервуара, имеющего ртутный манометр (рис. II.18), по трубе переменного сечения с диаметрами $d_1 = 75$ мм и $d_2 = 50$ мм при напоре $H = 1$ м. Построить

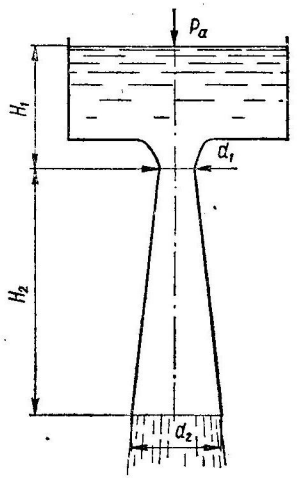


Рис. II.17

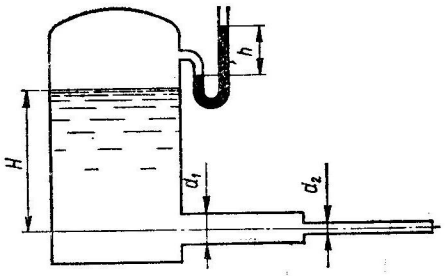


Рис. II.18

пьезометрическую линию и определить: а) расход воды в трубе при показании ртутного манометра $h = 150$ мм; б) показание ртутного манометра при расходе воды $Q = 10$ л/с.

Ответ: а) $Q = 15{,}4$ л/с; б) $h = 25$ мм.

II.24. Из резервуара вытекает вода по трубопроводу переменного сечения (рис. II.19) с диаметрами $d_1 = 20$ мм, $d_2 = 15$ мм, $d_3 = 10$ мм при уровне воды над осью выхода в трубу $H = 5{,}1$ м. Длины участков трубопровода соответственно $l_1 = 6$ м; $l_2 = 3{,}6$ м; $l_3 = 0{,}6$ м. Построить

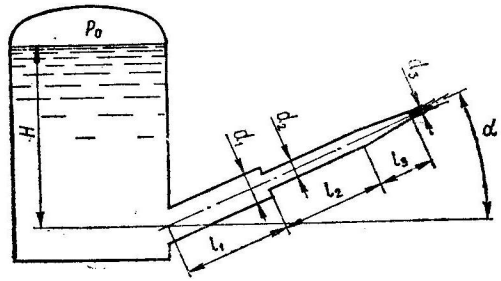


Рис. II.19

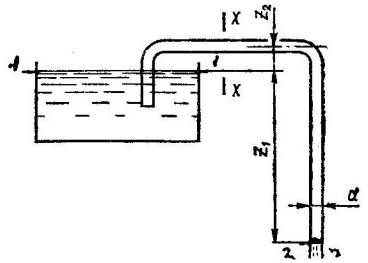


Рис. II.20

пьезометрическую линию и определить: а) скорость движения воды в выходном сечении трубопровода при значении угла $\alpha = 0$ и давлении на свободной поверхности воды в резервуаре $p_1 = 98{,}1$ кПа (1 атм); б) давление p_0 на свободной поверхности воды в резервуаре, необходимое

для создания скорости в выходном сечении трубопровода $V_з$ = = 10 м/с, если угол $\alpha = 30°$.

Ответ: а) $V = 10$ м/с; б) $p_0 = 0{,}148$ МПа (1,51 атм).

II.25. Из открытого резервуара по сифонному трубопроводу (рис. II.20) вытекает вода, определить: а) при каком расстоянии z_1 между уровнем воды в резервуаре и выходом из трубы и при каком расходе давление в сечении x—x достигнет $p_x = 0{,}049$ МПа (0,5 атм), если ось трубы в сечении x—x выше уровня воды в резервуаре на величину $z_2 = 3$ м, а диаметр трубопровода $d = 50$ мм; б) давление p_x в сечении x—x и диаметр трубопровода при расходе $Q = 16$ л/с; $z_1 =$ = 3,5 м; $z_2 = 2$ м.

Ответ: а) $Q = 12{,}1$ л/с; $z_1 = 2$ м; б) $p_x = 44{,}1$ кПа (0,45 кгс/см²); $d = 50$ мм.

II.26. Определить массовый расход M газа в трубе диаметром $D =$ = 200 мм (рис. II.21), на которой установлен трубчатый расходомер диаметром $d = 150$ мм, если: а) разность уровней в трубках дифференциального манометра $h = 30$ мм вод. ст., а плотность газа $\rho =$ = 0,75 кг/м³; б) $h = 6$ мм рт. ст.; $\rho = 0{,}7$ кг/м³.

Ответ: а) $M = 0{,}45$ кг/с; б) $M = 0{,}72$ кг/с.

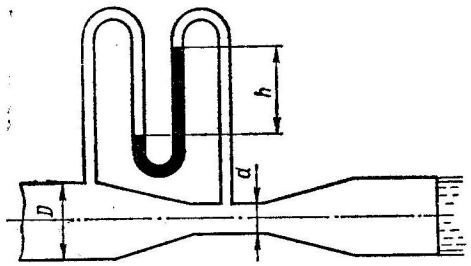


Рис. II.21

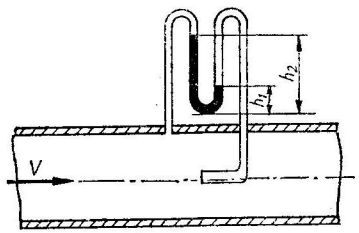


Рис. II.22

II.27. Определить местную скорость газа в трубе u (рис. II.22), если: а) показания гидродинамической трубки $h_1 = 20$ мм вод. ст. и пьезометра $h_2 = 35$ мм вод. ст.; плотность газа $\rho = 0{,}9$ кг/м³; б) $h_1 =$ = 10 мм вод. ст.; $h_2 = 50$ мм вод. ст.; $\rho = 1{,}2$ кг/м³.

Указание. Ввиду малой плотности газа весом его столба в пьезометре и в гидродинамической трубке можно пренебречь.

Ответ: а) $u = 18{,}1$ м/с; б) $u = 25{,}62$ м/с.

§ II.3. РЕЖИМЫ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ

Движение вязкой (реальной) жидкости сопровождается затратами энергии на преодоление сопротивлений движению. Эти потери энергии определяются по-разному при различных режимах движения. Существует два режима движения жидкости: ламинарный и турбулентный. При ламинарном режиме жидкость движется слоями, а при турбулентном режиме движения наблюдается беспорядочное перемешивание частиц жидкости.

Режим движения жидкости характеризуется числом Рейнольдса Re, которое в общем случае определяется по формуле

$$\mathrm{Re}_R = \frac{VR}{\nu}. \qquad (II.8)$$

Для напорного движения в круглых трубах применяется формула

$$\mathrm{Re}_D = \frac{VD}{\nu}. \qquad (II.9)$$

В этих формулах: V — средняя в сечении скорость движения; R — гидравлический радиус; D — диаметр трубы; ν — кинематический коэффициент вязкости жидкости.

Если число Рейнольдса больше некоторого критического значения ($\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр}$), то поток движется при турбулентном режиме, а при числах Рейнольдса $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$ устанавливается ламинарный режим.

Для круглых напорных труб принимается $\mathrm{Re}_{D\,кр} = 2320$ и $\mathrm{Re}_{R\,кр} =$ = 580. Для безнапорных потоков $\mathrm{Re}_{R\,кр} = 300 \div 500$.

Значения кинематического коэффициента вязкости ν для некоторых жидкостей приведены в табл. II.1.

Таблица II.1

Наименование жидкости	Температура, t °C	ν, см²/с
Вода	5	0,0152
»	10	0,0131
»	15	0,0115
»	20	0,0101
»	45	0,0060
Нефть (плотность 880 кг/м³)	15	0,28—0,34

При ламинарном режиме движения жидкости в круглой трубе распределение скоростей по сечению характеризуется зависимостью

$$u = u_{\max}\left(1 - \frac{r^2}{r_0^2}\right), \qquad (II.10)$$

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

$$u_{\max} = \frac{\tau_0 r_0}{2\nu\rho}. \qquad (II.11)$$

Касательные напряжения у стенки трубы

$$\tau_0 = \frac{8\nu\rho V}{D}. \qquad (II.12)$$

При ламинарном режиме движения средняя скорость потока в живом сечении

$$V = \frac{u_{\max}}{2}, \qquad (II.13)$$

касательные напряжения по сечению трубы распределяются по зависимости

$$\tau = \frac{\tau_0}{r_0} r. \qquad \text{(II.14)}$$

При турбулентном режиме движения распределение осредненных скоростей u по сечению трубы может быть приближенно принято по зависимости

$$\bar{u} = u_* \left(5{,}75 \lg \frac{y u_*}{\nu} + 5{,}5 \right), \qquad \text{(II.15)}$$

где y — расстояние от стенки трубы до рассматриваемой точки (при определении значения $\bar{u}$ у стенки трубы в формулу (II.15) следует подставить достаточно малое конечное значение y); u_* — величина, имеющая размерность скорости, которая называется динамической скоростью и определяется по формуле

$$u_* = \frac{V\sqrt{\lambda}}{2\sqrt{2}}, \qquad \text{(II.16)}$$

где λ — гидравлический коэффициент трения, определяемый по эмпирическим формулам (подробнее см. § II.4).

Зависимость между максимальной $\bar{u}_{max}$ и средней V в сечении скоростями движения определяется по приближенной формуле

$$\bar{u}_{max} = V + 3{,}75 u_*. \qquad \text{(II.17)}$$

Задачи

II.28. Какой режим движения воды будет при температуре $t = 15°$ С: а) в круглой напорной трубе диаметром $D = 250$ мм, если расход $Q = 12$ л/с; б) в открытом прямоугольном лотке, если $Q = 1$ м³/с, глубина $h = 0{,}4$ м и ширина лотка $b = 0{,}7$ м?

Ответ: а) $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр}$, режим движения турбулентный; б) $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр}$, режим движения турбулентный.

II.29. По трубопроводу диаметром $D = 100$ мм движется нефть с кинематическим коэффициентом вязкости $\nu = 0{,}3$ см²/с. Определить: а) режим движения нефти при скорости $V = 0{,}5$ м/с; б) скорость, при которой произойдет смена турбулентного режима движения нефти на ламинарный.

Ответ: а) $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$, режим движения ламинарный; б) $V = 0{,}7$ м/с.

II.30. По трубе диаметром $D = 50$ мм движется вода. Определить: а) расход, при котором турбулентный режим движения сменится ламинарным, если температура воды $t = 15°$ С; б) режим движения при расходе $Q = 110$ см³/с и температуре $t = 5°$ С; в) скорость, при которой происходит смена режимов движения, если температура $t = 20°$ С.

Ответ: а) $Q = 104{,}5$ см³/с; б) $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$, режим движения ламинарный; в) $V = 4{,}68$ см/с.

II.31. Вода движется в прямоугольном лотке шириной $b = 25$ см при температуре $t = 10°$ С. Определить: а) при каком максимальном расходе сохранится ламинарный режим, если глубина потока $h = 9$ см.

б) при какой глубине потока произойдет смена режимов движения, если расход $Q = 0{,}5$ л/с.

II.32. В трубе диаметром $D = 25$ мм движется вода с расходом $Q = 0{,}052$ л/с. Определить: а) изменится ли режим движения воды при возрастании ее температуры от 5 до 20° С; б) при какой температуре вода будет двигаться с числом Рейнольдса, равным критическому.

Указание. Температуру t при решении варианта *б* следует определять в зависимости от кинематического коэффициента вязкости ν линейной интерполяцией.

Ответ: а) режим движения сменится, так как число Рейнольдса изменяется от $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{кр}$ до $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{кр}$; б) $t \approx 15°$ С.

II.33. По конической сходящейся трубе движется вода с температурой $t = 15°$ С и с постоянным расходом Q. Определить: а) может ли произойти смена режимов движения воды в трубопроводе, если в начальном сечении режим ламинарный; б) в сечении с каким диаметром будет наблюдаться смена режимов движения, если расход $Q = 207$ см³/с.

Ответ: а) может произойти, так как числа Рейнольдса будут увеличиваться по длине потока; б) $D = 100$ мм.

II.34. Нефть с кинематическим коэффициентом вязкости $\nu = 0{,}3$ см²/с движется по трубопроводу. Найти: а) минимальный диаметр d трубопровода, при котором нефть будет двигаться при ламинарном режиме с расходом $Q = 8{,}14$ л/с; б) с каким расходом Q нефть будет двигаться по трубопроводу диаметром $D = 150$ мм при числе Рейнольдса $\mathrm{Re}_d = 5000$.

Ответ: а) $D = 150$ мм; б) $Q = 17{,}5$ л/с.

II.35. Построить эпюры скоростей и касательных напряжений в сечении трубы диаметром $D = 50$ мм, если: а) расход потока $Q = 100$ см³/с, а температура воды $t = 10°$ С; б) $Q = 110$ см³/с; $t = 9°$ С; в) $Q = 90$ см³/с; $t = 12°$ С; г) $Q = 80$ см³/с; $t = 14°$ С.

II.36. Определить максимальную и среднюю в сечении скорости, построить эпюру скоростей потока нефти в трубе диаметром $D = 300$ мм, если: а) расход потока $Q = 15$ л/с; кинематический коэффициент вязкости $\nu = 0{,}29$ см²/с; б) $Q = 13$ л/с; $\nu = 0{,}31$ см²/с; в) $Q = 18$ л/с; $\nu = 0{,}33$ см²/с; г) $Q = 20$ л/с; $\nu = 0{,}34$ см²/с.

Указание. В случае установления в трубе турбулентного режима движения гидравлический коэффициент трения принимается приближенно $\lambda = 0{,}03$.

II.37. Построить эпюру осредненных скоростей в сечении трубы, по которой протекает поток воды с расходом $Q = 60$ л/с, если: а) диаметр трубы $D = 400$ мм; температура воды $t = 5°$ С; гидравлический коэффициент трения $\lambda = 0{,}028$; б) $D = 350$ мм; $t = 10°$ С; $\lambda = 0{,}026$; в) $D = 300$ мм; $t = 12°$ С; $\lambda = 0{,}025$; г) $D = 250$ мм; $t = 16°$ С; $\lambda = 0{,}024$.

§ II.4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

Гидравлические сопротивления разделяются на сопротивления *по длине* и *местные*. 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 напора (энергии) бывают *по длине* и *местные*.

Потери напора по длине в общем случае определяются по формуле Дарси — Вейсбаха

$$h_l = \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}, \qquad (II.18)$$

где λ — гидравлический коэффициент трения (коэффициент Дарси); l — длина расчетного участка трубы; D — диаметр трубы.

При ламинарном режиме движения гидравлический коэффициент трения зависит от числа Рейнольдса Re и для круглых труб определяется по формуле

$$\lambda = \frac{64}{\mathrm{Re}}. \qquad (II.19)$$

Потери напора по длине при ламинарном режиме с учетом формулы (II.19) определяются по формуле

$$h_l = \frac{32\nu}{gD^2} Vl\Psi, \qquad (II.20)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости жидкости; Ψ — коэффициент, учитывающий увеличение потерь напора на начальном участке и определяемый по формуле

$$\Psi = 1 + \frac{\mathrm{Re}\, D}{400l}. \qquad (II.21)$$

При длине трубы $l > 0{,}05\,\mathrm{Re}\,D$ значение Ψ с достаточной степенью точности можно принимать равным единице.

При турбулентном режиме движения различают три области гидравлических сопротивлений:

1) область гидравлически гладких труб при числе Рейнольдса $\mathrm{Re} = 2320 \div 10 \frac{D}{\Delta_{эк}}$ (здесь $\Delta_{эк}$ — эквивалентная шероховатость);

2) переходная область сопротивлений при $\mathrm{Re} = (10 \div 500) \frac{D}{\Delta_{эк}}$;

3) область гидравлически шероховатых труб (или квадратичная область) при $\mathrm{Re} > 500 \frac{D}{\Delta_{эк}}$.

Эквивалентная шероховатость $\Delta_{эк}$, мм, для труб имеет следующие значения:

Стальные цельнотянутые трубы новые	0,02—0,05
То же, неновые (бывшие в эксплуатации)	0,15—0,3
Стальные сварные новые	0,04—0,1
Чугунные новые	0,25—1
Чугунные и стальные сварные неновые	0,8—1,5
Асбестоцементные новые	0,05—0,1
То же, неновые	0,6
Бетонные и железобетонные	0,3—0,8

В области гидравлически гладких труб гидравлический коэффициент трения λ может быть определен по формуле Блазиуса

$$\lambda = \frac{0{,}3164}{\mathrm{Re}^{0{,}25}}. \qquad (II.22)$$

Для полиэтиленовых водопроводных труб, обычно работающих в области гидравлически гладких труб, также применяется формула Ф. А. Шевелева

$$\lambda = \frac{0{,}0134}{[DV]^{0{,}226}}. \qquad (II.23)$$

В переходной области сопротивления применяются: формула А. Д. Альтшуля

$$\lambda = 0{,}11\left[\frac{\Delta_{эк}}{D} + \frac{68}{\mathrm{Re}}\right]^{0{,}25} \qquad (II.24)$$

и для водопроводных труб формула Ф. А. Шевелева

$$\lambda = \frac{m}{D^n}\left(1 + \frac{f}{V}\right)^n, \qquad (II.25)$$

где значения коэффициентов m, n и f принимаются по табл. II.2.

Таблица II.2

Вид труб	Коэффициенты			
	m	n	f	m_1
Стальные новые	0,0159	0,226	0,684	0,0121
Чугунные новые	0,0144	0,284	2,36	0,0143
Стальные и чугунные неновые:				
при $V \leqslant 1{,}2$ м/с	0,0179	0,3	0,867	—
при $V > 1{,}2$ м/с	—	0,3	—	0,021
Асбестоцементные	0,011	0,19	3,51	—

В области гидравлически шероховатых труб коэффициент гидравлического трения λ может быть определен по формуле Прандтля

$$\lambda = \frac{0{,}25}{\lg\left[\frac{3{,}7D}{\Delta_{эк}}\right]^2}, \qquad (II.26)$$

или формуле Б. Л. Шифринсона

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{\Delta_{эк}}{D}\right)^{0{,}25}. \qquad (II.27)$$

Для водопроводных труб применяется формула Ф. А. Шевелева

$$\lambda = \frac{m_1}{D^n}, \qquad (II.28)$$

где значения коэффициентов m_1 и n принимаются по табл. II.2.

Местные потери напора определяются по формуле

$$h_м = \zeta \frac{V^2}{2g}, \qquad (II.29)$$

где ζ — коэффициент местных сопротивлений.

В квадратичной области сопротивлений коэффициент местных сопротивлений зависит от вида сопротивления. Некоторые значения $\zeta = \zeta_{кв}$ приведены в табл. II.3.

Таблица II.3

Вид сопротивления	$\zeta_{кв}$	B
Пробочный кран	0,4—1,5	150
Вентиль	2,5—6	900—3000
Задвижка, полностью открытая	0,15	75
Вход из резервуара в трубу	0,5	30
Выход из трубы в резервуар	1	30
Вход в трубу с сеткой	6	—
То же, с обратным клапаном	10	—
Резкий поворот трубы на угол 30°	0,155	—
То же, 45°	0,318	—
То же, 60°	0,555	—
То же, 90°	1,19	400
Плавный поворот трубы на угол φ°:		
при радиусе поворота $R_п = 1{,}5D$	$0{,}45\frac{\varphi}{90°}$	180
то же, $R_п = 2{,}5D$	$0{,}42\frac{\varphi}{90°}$	180

Примечание. Для запорной арматуры при полном открытии и отсутствии необходимых данных о величине B можно приближенно принимать $B \approx 500\ \zeta_{кв}$.

Коэффициенты сопротивления при внезапном расширении трубопровода определяются по формуле

$$\zeta_{в.р} = \alpha_1\left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2, \qquad (II.30)$$

где ω_1 и ω_2 — площади живых сечений до и после расширения; α_1 — коэффициент кинетической энергии в сечении до расширения. Для труб круглого сечения значения α могут быть определены по формуле А. Д. Альтшуля

$$\alpha = 1 + 2{,}65\lambda, \qquad (II.31)$$

где λ — гидравлический коэффициент трения, определяемый по формулам (II.22) — (II.28) или задаваемый по условиям задачи.

Для труб круглого сечения при определении $\zeta_{в.р}$ можно пользоваться следующими данными:

$\frac{D_2}{D_1}$	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3
$\frac{\zeta_{расш}}{\alpha_1}$	0	0,31	1,56	4,24	9	16,4	27,5	42,7	64

Здесь D_1 и D_2 — диаметры трубы до и после внезапного расширения.

Коэффициенты сопротивления при внезапном сужении трубы имеют такие значения:

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

При вычислении местных потерь напора в формулу (II.29) подставляется значение скорости за сопротивлением, а при определении потерь напора на выходе из трубы скорости до сопротивления.

При небольших числах Рейнольдса Re коэффициент местного сопротивления определяется по формуле

$$\zeta = \zeta_{кв} + \frac{B}{\mathrm{Re}}, \qquad (II.32)$$

где B — коэффициент, определяемый по табл. II.3.

При наличии в трубопроводе нескольких местных сопротивлений потери напора на них складываются. Однако при небольших расстояниях между местными сопротивлениями общие потери напора могут отличаться от суммы потерь напора на каждом из них. Расстояние, на котором сказывается взаимное влияние, определяется по формуле А. Д. Альтшуля

$$l_{вл} = 0{,}5D\frac{\zeta_{1кв}}{\lambda}, \qquad (II.33)$$

где $\zeta_{1кв}$ — коэффициент первого сопротивления в квадратичной области.

Приближенно

$$l_{вл} = (40 \div 60)\,D. \qquad (II.34)$$

Если расстояние между сопротивлениями меньше, чем $l_{вл}$, суммарный коэффициент двух местных сопротивлений может быть определен по формуле

$$\zeta_{1-2} = (\zeta_1 + \zeta_2)\,k. \qquad (II.35)$$

Значение k приближенно можно определить по данным Ю. А. Скобельцина и П. В. Хомутова:

$\frac{l}{D}$	0	10	20	30	40	50	60
k	0,6	0,72	0,82	0,9	0,96	0,99	1

Задачи

II.38. Построить график зависимости коэффициента гидравлического трения λ от числа Рейнольдса в водопроводной трубе $D = 150$ мм при расходе, изменяющемся в пределах $Q = 1 \div 30$ л/с, кинематическом коэффициенте вязкости $\nu = 0{,}013$ см²/с, если трубы: а) асбестоцементные; б) неновые стальные; в) новые стальные; г) новые чугунные; д) полиэтиленовые.

II.39. Определить значения гидравлического коэффициента трения λ в неновой стальной водопроводной трубе диаметром $D = 75$ мм при пропуске расходов от 0,05 до 5 л/с. Построить графики зависимости $\lambda = f(V)$ по формулам А. Д. Альтшуля и Ф. А. Шевелева, если диаметр трубы D: а) 75 мм; б) 100 мм; в) 125 мм; г) 150 мм; д) 175 мм.

II.40. Определить потери напора по длине в новой стальной трубе диаметром $D = 150$ мм и длиной $l = 120$ м при расходе воды Q: а) 20 л/с; б) 30 л/с; в) 40 л/с; г) 50 л/с; д) 60 л/с.

II.41. Определить потери напора по длине в стальном нефтепроводе длиной $l = 1000$ м при расходе нефти $Q = 180$ м³/ч, если кинематический коэффициент вязкости нефти $\nu = 0{,}8$ см²/с, а диаметр трубопровода D: а) 200 мм; б) 250 мм; в) 300 мм; г) 150 мм; д) 100 мм.

II.42. Как изменятся потери напора по длине в трубопроводе диаметром $D = 50$ мм и длиной $l = 500$ м при изменении расхода воды от 0,02 до 2 л/с? Построить график зависимости $h_l = f(Q)$, если трубы: а) новые стальные; б) неновые чугунные; в) новые чугунные; г) асбестоцементные; д) полиэтиленовые.

II.43. Определить потери давления в стальном маслопроводе диаметром $D = 50$ мм и длиной $l = 1{,}75$ м при кинематическом коэффициенте вязкости масла $\nu = 0{,}36$ см²/с, плотности $\rho = 900$ кг/м³ и расходе Q: а) 1000 см³/с; б) 1200 см³/с; в) 1400 см³/с; г) 1600 см³/с; д) 1800 см³/с.

Указание. Потери давления $\Delta p_l = h_l \rho g$, где h_l — в зависимости от режима движения определяется по формуле (II.18) или (II.20).

II.44. Определить потери напора при внезапном расширении стальной трубы диаметром до расширения $D_1 = 50$ мм при расходе $Q = 7$ л/с и диаметром после расширения D_2: а) 75 мм; б) 100 мм; в) 125 мм; г) 150 мм; д) 90 мм.

II.45. Построить график изменения потерь напора при протекании воды через вентиль с изменением расхода в пределах $Q = 0{,}1 \div 1{,}0$ л/с, если диаметр трубы D: а) 40 мм; б) 50 мм; в) 60 мм; г) 45 мм; д) 32 мм.

II.46. Определить потери напора при внезапном сужении трубы диаметром до сужения $D_1 = 150$ мм при расходе $Q = 10$ л/с и диаметром после сужения D_2: а) 125 мм; б) 100 мм; в) 75 мм; г) 60 мм; д) 50 мм.

II.47. Определить потери напора на участке всасывающей стальной трубы насоса длиной $l = 5$ м, в начале которого установлен обратный клапан, а в конце имеется плавный поворот на 90° с радиусом поворота $R_п = 2{,}5\,D$, если расход воды $Q = 15$ л/с, а диаметр трубы D: а) 100 мм; б) 125 мм; в) 150 мм; г) 175 мм; д) 200 мм.

II.48. Определить потери напора на участке асбестоцементного трубопровода длиной $l = 4$ м и диаметром $D = 125$ мм, в начале которого установлен пробочный кран, а в конце вентиль, если расход воды Q: а) 10 л/с; б) 12 л/с; в) 14 л/с; г) 16 л/с; д) 18 л/с.

II.49. При каком предельном расходе в стальном трубопроводе диаметром 150 мм и длиной 1000 м потери напора не превысят величины: а) 20 м; б) 18 м; в) 16 м; г) 14 м; д) 12 м?

II.50. Определить среднюю скорость в железобетонном трубопроводе диаметром 600 мм и длиной 2 км, если потери напора по длине: а) 5 м; б) 6 м; в) 7 м; г) 8 м; д) 9 м.

Указание. В первом приближении коэффициент гидравлического трения λ может быть принят для квадратичной области сопротивления, а после определения средней скорости V значения λ и V следует уточнить.

§ II.5. УРАВНЕНИЕ Д. БЕРНУЛЛИ С УЧЕТОМ ПОТЕРЬ ЭНЕРГИИ

При установившемся, плавноизменяющемся движении вязкой (реальной) жидкости уравнение Д. Бернулли для двух сечений *1—1* и *2—2* записывается в виде

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{п_{1-2}}. \qquad \text{(II.36)}$$

В литературе встречается также запись уравнения Д. Бернулли в виде

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{п_{1-2}}. \qquad \text{(II.36а)}$$

В этих уравнениях основные обозначения те же, что и в уравнении Д. Бернулли без учета потерь энергии (II.7) и (II.7а).

Кроме того, $h_{п_{1-2}}$ — потери энергии (напора) между сечениями *1—1* и *2—2*, которые в соответствии с данными § II.4 состоят из потерь по длине h_l и местных $h_м$:

$$h_{п_{1-2}} = \sum h_l + \sum h_м. \qquad \text{(II.37)}$$

Знак суммы Σ означает, что если трубопровод имеет несколько участков и несколько видов местных сопротивлений, то потери энергии на них необходимо складывать. При этом следует учитывать взаимное влияние местных сопротивлений по формуле (II.35).

Коэффициент кинетической энергии α принимается при ламинарном режиме движения равным 2, а при турбулентном — в пределах $\alpha = 1 \div 1{,}1$ или более точно по формуле (II.31).

Задачи

II.51. Из бака при постоянном напоре H по прямому горизонтальному трубопроводу длиной l и диаметром D (рис. II.23) вытекает вода в атмосферу, а на расстоянии l_1 от начала трубопровода установлен

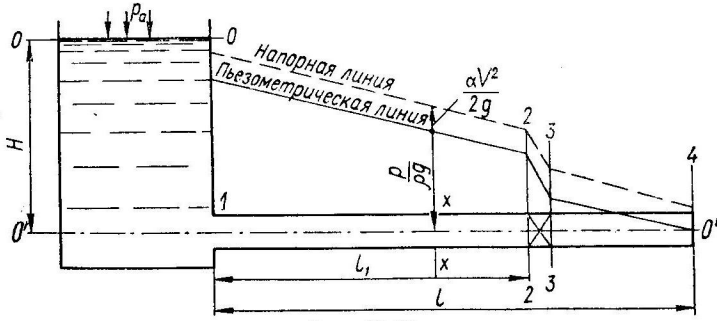


Рис. II.23

вентиль. Определить расход воды в трубопроводе при полном открытии вентиля и построить пьезометрическую и напорную линии, если: $l = 100$ м; $l_1 = 80$ м; $D = 0{,}1$ м; $H = 5$ м; $\lambda = 0{,}03$.

Р е ш е н и е. Составим уравнение Бернулли для сечений *0—0* и *4—4* относительно плоскости сравнения $O'-O'$, проведенной через ось трубы

$$z_0+\frac{p_0}{\rho g}+\frac{\alpha V_0^2}{2g}=z_4+\frac{p_4}{\rho g}+\frac{\alpha V_4^2}{2g}+h_{п_{0-4}}.$$

В рассматриваемом случае $z_0=H$, $p_0=p_4=p_a$, $z_4=0$. Поскольку скорость движения воды в баке несоизмеримо меньше скорости движения воды в трубе, можно принять, что $V_0\approx 0$.

Тогда

$$h_{п_{0-4}}=\sum h_м+h_l=\sum\frac{V_4^2}{2g}\zeta_м+\lambda\frac{l}{D}\frac{V_4^2}{2g}.$$

Подставив эти значения в уравнение Бернулли, получим

$$H=\frac{\alpha V_4^2}{2g}+\sum\zeta_м\frac{V_4^2}{\rho g}+\lambda\frac{l}{D}\frac{V_4^2}{2g}.$$

Так как $V_4=\frac{Q}{\omega_4}$, то $H=\frac{Q^2}{2g\omega_4^2}\left(\alpha+\sum\zeta_м+\lambda\frac{l}{D}\right)$.

Учитывая, что $\omega_4=\frac{\pi D^2}{4}$, и решив последнее уравнение относительно искомого расхода, получаем

$$Q=\frac{\pi D^2}{4}\sqrt{\frac{2gH}{\alpha+\sum\zeta_м+\lambda\frac{l}{D}}}.$$

В данном случае сумма коэффициентов потерь $\Sigma\zeta_м$ местных сопротивлений складывается из коэффициента потерь на входе в трубу $\zeta_{вх}=0{,}5$ и коэффициента потерь в вентиле диаметром $D=0{,}1$ м при полном открытии $\zeta_{вент}=4$. Таким образом, с учетом потерь по длине

$$\alpha+\sum\zeta_м+\lambda\frac{l}{D}=1{,}1+0{,}5+4+0{,}03\frac{100}{0{,}1}=35{,}6.$$

Подставляя известные величины в формулу для расхода, находим, что

$$Q=\frac{3{,}14\cdot 0{,}1^2}{4}\sqrt{\frac{2\cdot 9{,}81\cdot 5}{35{,}6}}=0{,}0128\ м^3/с.$$

Для построения пьезометрической линии находим зависимость, по которой можно определить величину пьезометрического напора в любом сечении трубопроводов. Для этого составим уравнение Бернулли для сечения *0—0* и любого сечения трубопровода *x—x* относительно плоскости сравнения O^x-O^x:

$$H+\frac{p_a}{\rho g}=\frac{p_x}{\rho g}+\frac{\alpha V_x^2}{2g}+h_{п_{0-x}}.$$

Так как величина пьезометрического напора зависит от манометрического давления, то в дальнейшем во всех сечениях будем рассматривать только манометрическое давление. В связи с этим $p_0=0$ и

$$\frac{p_x}{\rho g}=H-\frac{\alpha V_x^2}{2g}-h_{п_{0-x}}.$$

Определим величину пьезометрического напора в сечении *1—1*:

$$\frac{p_1}{\rho g}=H-\frac{\alpha V_1^2}{2g}-\zeta_{вх}\frac{V_1^2}{2g},$$

где $V_1=V=\frac{Q}{\omega}=\frac{0{,}0128}{0{,}0078}=1{,}64$ м/с; $\zeta_{вх}=0{,}5$.

$$\frac{p_1}{\rho g}=5=\frac{1{,}64^2}{2\ \ 9{,}81}(1{,}1+0{,}5)=4{,}76\ м.$$

Определим величину пьезометрического напора в сечении *2—2*. Здесь

$$\sum\zeta=\zeta_{вх}+\lambda\frac{l_1}{D}=0{,}5+0{,}03\frac{80}{0{,}1}=24{,}5;$$

$$\frac{p_2}{\rho g}=5-\frac{1{,}64^2}{2\cdot 9{,}81}(1{,}1+24{,}5)=5-0{,}137\cdot 25{,}6=1{,}5\ м.$$

Далее определим величину пьезометрического напора в сечении *3—3*:

$$\sum\zeta=\zeta_{вх}+\lambda\frac{l}{d}+\zeta_{вент}=0{,}5+\frac{80}{0{,}1}\cdot 0{,}03+4=28{,}5;$$

$$\frac{p_3}{\rho g}=5-\frac{1\cdot 64^2}{2\cdot 9{,}81}(1{,}1+28{,}5)=0{,}93\ м.$$

В сечении *4—4* $p_4=0$ и $\frac{p_4}{\rho g}=0$.

Откладывая полученные значения величин пьезометрических напоров в каждом сечении от плоскости сравнения $O'-O'$, строим пьезометрическую линию.

Поскольку напор в трубопроводе постоянного сечения равномерный, напорная линия будет параллельна пьезометрической и расположится выше последней на величину

$$\frac{\alpha V^2}{2g}=\frac{1{,}1\cdot 1{,}64^2}{19{,}62}=0{,}15\ м.$$

II.52. Построить пьезометрическую и напорную линии в трубопроводе, описанном в задаче II.51, но имеющем уклон, характеризуемый следующими данными: а) отметка сечения *1—1* $z_1=5$ м; сечения *4—4* $z_4=4$ м; б) $z_1=4$ м; $z_4=2$ м; в) $z_1=4{,}5$ м; $z_4=6{,}5$ м; г) $z_1=3$ м; $z_4=4$ м.

II.53. Определить расход воды в трубопроводе длиной $l=120$ м (рис. II.24), построить пьезометрическую и напорную линии, если:

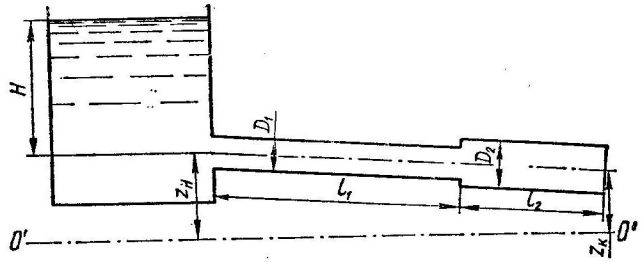


Рис. II.24

а) длина первого участка $l_1=75$ м, его диаметр $D_1=100$ мм, диаметр второго участка $D_2=150$ мм, напор в баке $H=4{,}5$ м, отметка начала трубопровода $z_н=5$ м, отметка конца $z_к=3{,}5$ м, гидравлические коэффициенты трения $\lambda_1=0{,}03$, $\lambda_2=0{,}027$; б) $l_1=80$ м; $D_1=125$ мм;

$D_2 = 250$ мм; $H = 5{,}5$ м; $\lambda_1 = 0{,}028$; $\lambda_2 = 0{,}024$; $z_н = 3$ м; $z_к = 3{,}8$ м; в) $l_1 = 85$ м; $D_1 = 200$ мм; $D_2 = 150$ мм; $H = 5{,}2$ м; $\lambda_1 = 0{,}025$; $\lambda_2 = 0{,}03$; $z_н = 4$ м; $z_к = 2{,}5$ м; г) $l_1 = 90$ м; $D_1 = 250$ мм; $D_2 = 200$ мм; $H = 6$ м; $\lambda_1 = 0{,}022$; $\lambda_2 = 0{,}025$; $z_н = 0$ м; $z_к = 1$ м; д) $l_1 = 95$ м; $D_1 = 280$ мм; $D_2 = 180$ мм; $H = 5{,}3$ м; $\lambda_1 = 0{,}027$; $\lambda_2 = 0{,}02$; $z_н = 1$ м; $z_к = 0{,}2$ м.

II.54. Из резервуара нефть протекает по стальному нефтепроводу диаметром $D = 250$ мм и длиной $l = 1$ км. Плотность нефти $\rho = 900$ кг/м³, а кинематический коэффициент вязкости $\nu = 1$ см²/с. Определить необходимый уровень нефти в резервуаре над входом в трубопровод, если: а) уклон трубопровода $i = 0$, а расход нефти $Q = 180$ м³/ч; б) $i = 0{,}001$; $Q = 150$ м³/ч; в) $i = 0{,}0012$; $Q = 140$ м³/ч; г) $i = 0{,}0015$; $Q = 130$ м³/ч.

II.55. Определить расход в стальном горизонтальном нефтепроводе диаметром $D = 200$ мм, при плотности нефти $\rho = 880$ кг/м³, кинематическом коэффициенте вязкости $\nu = 0{,}9$ см²/с, если: а) уровень нефти в резервуаре в начале нефтепровода $H = 10$ м, а длина его $l = 1{,}5$ км; б) $H = 9$ м; $l = 1{,}2$ км; в) $H = 11$ м; $l = 0{,}6$ км; г) $H = 10{,}5$ м; $l = 0{,}5$ км.

Указание. Предварительно следует задаться режимом движения и, решая уравнения (II.36), (II.18) и (II.16), определить расход. Затем уточнить режим движения и при необходимости провести повторный расчет.

II.56. Из реки в колодец поступает вода (рис. II.25) с расходом $Q = 50$ л/с по трубе (длиной $l = 120$ м), имеющей сетку с обратным клапаном. Приняв коэффициент трения $\lambda = 0{,}022$, определить: а) разность уровней H в реке и в колодце при диаметре трубы $d = 100$ мм; б) диаметр трубы при разности уровней в реке и в колодце $H = 1{,}5$ м.

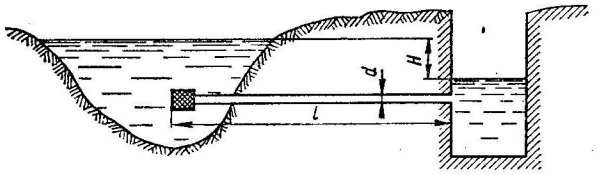


Рис. II.25

Указание. Так как при неизвестном диаметре коэффициент трения по длине является неизвестным, то вариант б) решается методом последовательного приближения. Скоростями воды на свободной поверхности в реке и в колодце следует пренебречь, а при подборе диаметра следует учитывать стандартные размеры труб: 25, 38, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350, 400 мм.

Ответ: а) $H = 4{,}9$ м; б) $d = 250$ мм.

II.57. При закрытом пробковом кране в трубе диаметром $D = 15$ мм избыточное давление в трубопроводе (рис. II.26) составляет $\frac{p_{изб}}{\rho g} = 16$ м вод. ст. Определить: а) на какой угол φ нужно повернуть пробковый кран, чтобы получить расход $Q = 0{,}5$ л/с; б) расход Q при повороте крана на угол $\varphi = 60°$.

Указание. Коэффициенты потерь в кране $\zeta_{кр} = f(\varphi)$ приведены ниже, а промежуточные значения следует определять линейной интерполяцией.

Значения коэффициентов потерь в кране в зависимости от угла φ:

φ	5	10	20	30	40	50	60	65
$\zeta_{кр}$	0,05	0,29	1,56	5,47	17,3	52,6	206	485

Ответ: а) $\varphi = 46°$; б) $Q = 0{,}068$ л/с.

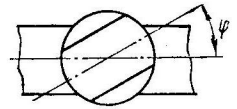


Рис. II.26

II.58. Из резервуара при постоянном манометрическом давлении $p = 20$ кПа (0,204 кгс/см²) и постоянном уровне вытекает вода по вертикальной трубе переменного сечения (рис. II.27), нижний конец которой погружен в открытый резервуар. Определить при $H = 1$ м расход Q воды в трубе и полное давление p_2 в сечении 2—2, расположенном на высоте $h = 0{,}5$ м от свободной поверхности воды в нижнем резервуаре, если: а) $d_1 = 50$ мм; $d_2 = 75$ мм; б) $d_1 = 40$ мм; $d_2 = 80$ мм; в) $d_1 = 30$ мм; $d_2 = 40$ мм.

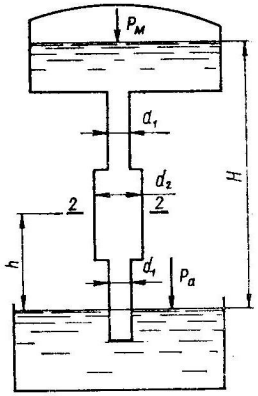


Рис. II.27

Указание. При решении задачи учитывать потери энергии только на преодоление местных сопротивлений.

II.59. Вода перетекает из одного бака в другой при постоянных уровнях по трубе переменного сечения (рис. II.28), диаметры и длины участков которой соответственно равны: $l_1 = 20$ м, $d_1 = 100$ мм; $l_2 = 30$ м; $d_2 = 150$ мм, а коэффициенты трения $\lambda_1 = \lambda_2 = 0{,}03$. Построить напорную и пьезометрическую линии и определить: а) расход Q воды в трубе при $H = 4$ м и $H_2 = 2$ м; б) разность уровней воды в баках $\Delta H = H - H_2$ при расходе воды в трубопроводе $Q = 14$ л/с.

Ответ: а) $Q = 28$ л/с; б) $\Delta H = 0{,}51$ м.

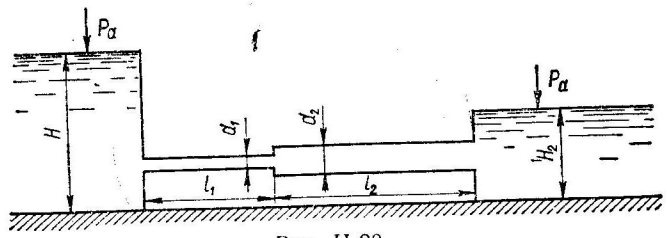


Рис. II.28

II.60. В двух закрытых резервуарах (рис. II.29), соединенных трубой переменного сечения, при постоянной разности уровней $H = 1{,}5$ м поддерживается постоянное манометрическое давление $p_{м_1} = 40$ кПа (0,408 кгс/см²) и $p_{м_2} = 20$ кПа (0,204 кгс/см²). Участок трубы диаметром d_2 имеет на боковой поверхности отверстие A, расположенное посередине участка, и проходит через резервуар B с водой, уровень которой совпадает с уровнем воды во втором резервуаре. Длины и

диаметры участков трубы: $l_1 = l_3 = 10$ м; $d_1 = d_3 = 75$ мм; $l_2 = 20$ м; $d_2 = 50$ мм. Коэффициенты трения $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 0{,}03$. Определить: а) будет ли вода из отверстия A выходить в открытый резервуар или поступать в трубопровод, если $h = 1$ м и давление на свободной поверхности воды в резервуаре $p_0 = p_a$; б) какое давление p_0 должно быть на свободной поверхности в резервуаре B при $h = 1$ м, чтобы вода не выходила через отверстие A и не поступала в него.

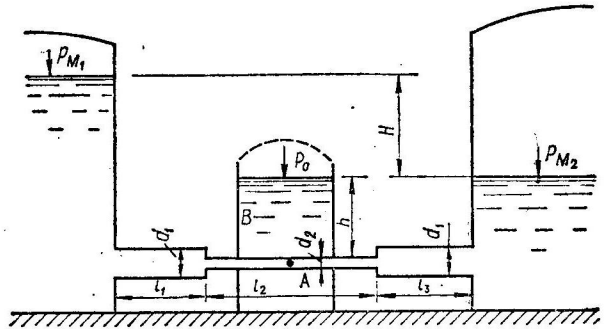


Рис. II.29

II.61. Ось горизонтального участка трубы AB (рис. II.30) расположена на высоте $h_1 = 0{,}25$ м над уровнем воды в резервуаре M, а ось участка трубы диаметром d_2 лежит ниже уровня воды в резервуаре M на величину $h_2 = 0{,}5$ м. Длины и диаметры участков: $l_1 = 30$ м; $d_1 = 50$ мм; $l_2 = 10$ м; $d_2 = 100$ мм; коэффициенты потерь в закругленных

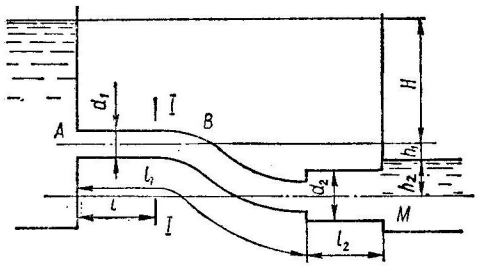


Рис. II.30

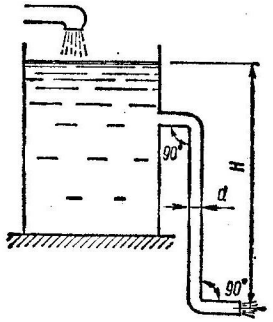


Рис. II.31

$\zeta_{закр} = 0{,}15$ и коэффициенты трения $\lambda_1 = \lambda_2 = 0{,}03$. Определить, а) расход Q в трубопроводе при $H = 1$ м и построить пьезометрическую линию; б) напор H, при котором давление p_1 в сечении $1—1$: отстоящем от начала трубопровода AB на расстоянии $l = 10$ м, достигнет 19,6 кПа (0,2 атм).

Ответ: а) $Q = 6{,}75$ л/с; б) $H = 0{,}14$ м.

II.62. В бак (рис. II.31) подается вода с постоянным расходом Q, а чтобы избежать переполнения бака, установлена сливная труба диаметром $d = 150$ мм и общей длиной 8 м с коэффициентом трения

$\lambda = 0{,}025$. Определить: а) при каком напоре H расходы притока и истечения воды из бака равны $Q = 0{,}05$ м³/с; б) какой расход Q должен поступать в бак, чтобы постоянный напор имел значение $H = 2$ м.

Ответ: а) $H = 1{,}53$ м; б) $Q = 57{,}5$ л/с.

II.63. Из открытого резервуара по сифонному трубопроводу (см. рис. II.20) вытекает вода с расходом $Q = 16$ л/с при расстояниях $z_1 = 3{,}5$ м; $z_2 = 2$ м. Длина трубопровода $l = 20$ м; расстояние от начала трубопровода до сечения $x — x$ $l_x = 8$ м, а коэффициент трения $\lambda = 0{,}03$. Определить: а) диаметр трубопровода — d; б) давление p_x в сечении $x—x$, если диаметр $d = 125$ мм.

Указание. Вариант а) следует решать подбором с учетом стандартных диаметров труб (см. указание к задаче II.56).

II.64. Из резервуара A (рис. II.32) по новой чугунной трубе диаметром $D = 200$ мм вода при $t = 15°$ С поступает в резервуар $Б$ при напорах $H_0 = 4$, $H_2 = 1$ м и длинах участков $l_1 = 30$ м и $l_2 = 50$ м. Опре-

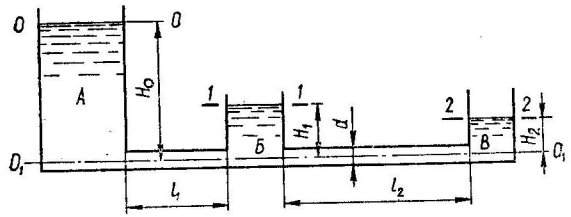


Рис. II.32

делить напор H_1 в резервуаре $Б$, если: а) труба горизонтальна; б) труба имеет прямой уклон и резервуар B находится ниже резервуара A на 1,5 м; в) резервуар B находится ниже резервуара A на 2,5 м; г) труба имеет обратный уклон и резервуар B находится выше резервуара A на 1 м.

Решение. а) Составим уравнение Бернулли для сечений $0—0$ и $2—2$ относительно плоскости сравнения $O'—O'$, проведенной через горизонтальную ось трубы,

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = z_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + h_{п0-2}.$$

В рассматриваемом случае

$$z_0 = H_0; \quad p_0 = p_a; \quad V_0 \cong 0; \quad z_2 = H_2; \quad p_2 = p_a; \quad V_2 \cong 0;$$

$$h_{п0-2} = \left(2\zeta_{вх} + 2\zeta_{вых} + \lambda \frac{l_1 + l_2}{D}\right) \frac{V^2}{2g},$$

где $\zeta_{вх}$ и $\zeta_{вых}$ — коэффициенты потерь местных сопротивлений при входе и выходе из резервуаров.

Таким образом,

$$H_0 = H_2 + \left(2\zeta_{вх} + 2\zeta_{вых} + \lambda \frac{l_1 + l_2}{D}\right) \frac{V^2}{2g},$$

откуда скорость движения воды в трубе

$$V = \frac{1}{\sqrt{2\zeta_{вх} + 2\zeta_{вых} + \lambda \frac{l_1 + l_2}{D}}} \sqrt{2g(H_1 - H_2)}.$$

В соответствии с табл. II.3 $\zeta_{вх} = 0{,}5$, $\zeta_{вых} = 1$. В первом приближении принимаем квадратичную область гидравлических сопротивлений и определяем гидравлический коэффициент трения по формуле (II.27):

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{\Delta}{d}\right)^{0{,}25}.$$

Приняв среднее значение эквивалентной шероховатости для новых чугунных труб $\Delta = 0{,}62$ мм, получим

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{0{,}62}{200}\right)^{0{,}25} = 0{,}026.$$

Следовательно,

$$V = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 1 + 0{,}026\,\frac{30+50}{0{,}2}}}\sqrt{19{,}62\,(4-1)} = 2{,}06 \text{ м/с}.$$

Для уточнения области гидравлических сопротивлений определим число Рейнольдса $\mathrm{Re} = \frac{VD}{\nu}$ при кинематическом коэффициенте вязкости для воды при $t = 15°$ С $\nu = 0{,}0115$ см²/с, откуда

$$\mathrm{Re} = \frac{206 \cdot 20}{0{,}0115} = 358\,000.$$

Квадратичная область сопротивлений имеет место при $\mathrm{Re} > 500\,\frac{D}{\Delta}$. В нашем случае $500\,\frac{D}{\Delta} = 500\,\frac{200}{0{,}62} = 161\,200 < 358\,000$. Следовательно, область гидравлических сопротивлений выбрана правильно и нет необходимости уточнять значение гидравлического коэффициента трения λ.

Для определения напора H_1 составим уравнение Бернулли для сечений *0—0* и *1—1* относительно той же плоскости сравнения. Руководствуясь изложенным выше, получаем

$$H_0 = H_1 + \left(\zeta_{вх} + \zeta_{вых} + \lambda\,\frac{l_1}{d}\right)\frac{V^2}{2g},$$

откуда

$$H_1 = H_0 - \left(\zeta_{вх} + \zeta_{вых} + \lambda\,\frac{l_1}{D}\right)\frac{V^2}{2g} =$$

$$= 4 - \left(0{,}5 + 1 + 0{,}026\,\frac{300}{0{,}2}\right)\cdot\frac{2{,}06^2}{2 \cdot 9{,}81} = 2{,}84 \text{ м}.$$

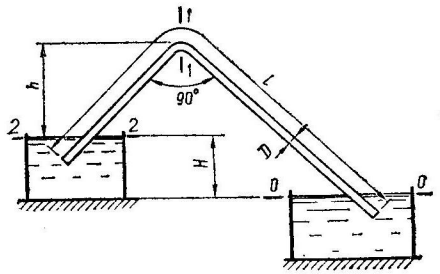


Рис. II.33

II.65. Из верхнего резервуара в нижний поступает вода при $t = 45°$ С по новому стальному сифонному трубопроводу (рис. II.33) диаметром $D = 25$ мм, длиной $l = 14$ м и расходом $Q = 0{,}5$ л/с, а расстояние от начала трубопровода до сечения *1—1* равно 4 м. Определить: а) разность уровней H в резервуарах; б) превышение наивысшей точки сифона над уровнем воды в верхнем резервуаре h при условии, что полное давление p_1 в сечении *1—1* не должно быть менее 50 кПа (0,51 кгс/см²); в) вакуум в наивысшей точке сифона при превышении ее отметки над уровнем воды в верхнем резервуаре $h = 2{,}5$ м.

Указания. При решении задачи следует установить область гидравлических сопротивлений (§ II.4) и в соответствии с ней принимать значение гидравлического коэффициента трения.

II.66. В закрытом резервуаре (рис. II.34) поддерживается постоянное манометрическое давление $p_м = 0{,}08$ МПа (0,82 атм), под действием которого по новой стальной трубе диаметром $d = 50$ мм и длинами $l_1 = 3$ м; $l_2 = 2{,}5$ м; $l_3 = 20$ м вытекает вода при температуре $t = 45°$ С.

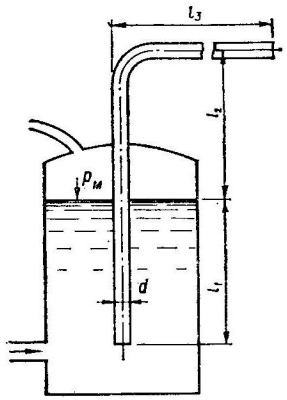


Рис. II.34

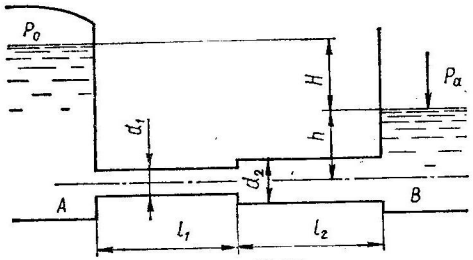


Рис. II.35

Определить: а) расход воды в трубе Q; б) давление p в трубе в сечении *0—0*, совпадающем со свободной поверхностью воды в резервуаре, если расход $Q = 7$ л/с.

Указание. В первом приближении при решении задачи следует принимать квадратичную область гидравлических сопротивлений и затем уточнить значение λ.

II.67. Резервуары A и B соединены горизонтальной новой чугунной трубой переменного сечения (рис. II.35) с длинами участков $l_1 = 10$ м, $l_2 = 6$ м и диаметрами $d_1 = 50$ мм и $d_2 = 75$ мм. По трубе движется вода при температуре $t = 15°$ С и напоре $H = 8$ м. Определить: а) расход Q в трубопроводе и построить пьезометрическую линию, если в резервуаре A манометрическое давление на свободной поверхности воды $p_м = 0{,}02$ МПа (0,204 кгс/см²), а $h = 1$ м; б) полное давление p_0 на свободной поверхности воды в резервуаре, необходимое для пропуска воды по трубе с расходом $Q = 10$ л/с и $h = 2$ м.

Указание. При решении следует использовать указание к задаче II.66.

II.68. Центробежный насос (рис. II.36) подает воду с температурой $t = 15°$ С по новой стальной трубе диаметром $d = 125$ мм и длиной $l_н = 27$ м при геометрической высо-

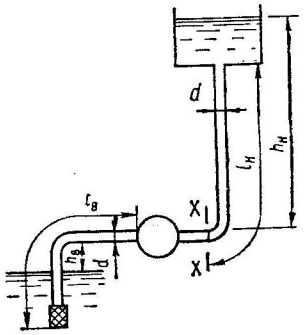


Рис. II.36

те нагнетания $h_н = 30$ м. Определить: а) расход Q воды в трубопроводе, если в сечении $x—x$ давление $p_x = 0{,}26$ МПа (2,65 атм); б) давление p_x в сечении $x—x$ при расходе $Q = 16$ л/с.

Указание. При решении следует использовать указание к задаче II.66.

II.69. Из открытого резервуара по новому стальному сифонному трубопроводу диаметром $d = 50$ мм и длиной $l = 30$ м протекает вода при температуре $t = 45°$ С (см. рис. II.20). Определить: а) расход воды Q в трубопроводе, если превышение уровня воды в резервуаре над концом трубы $z_1 = 3$ м; б) превышение z_2 при расходе $Q = 8$ л/с и давлении $p_x = 60$ кПа (0,612 кгс/см²) в сечении $x—x$ на расстоянии от начала трубопровода 10 м.

Указание. При решении следует использовать указание к задаче II.66.

II.70. Вода при температуре $t = 15°$ С вытекает в атмосферу из закрытого резервуара по новой стальной трубе переменного сечения (см. рис. II.18), диаметры и длины участков ее $d_1 = 75$ мм; $l_1 = 20$ м; $d_2 = 50$ мм; $l_2 = 40$ м, а превышение уровня воды над осью трубы $H = 2$ м. Построить пьезометрическую линию и определить: а) расход Q воды в трубе, если показание ртутного манометра, присоединенного к резервуару, $h = 150$ мм; б) показание h ртутного манометра, присоединенного к резервуару, если расход в трубе $Q = 12$ л/с.

II.71. Вода при температуре $t = 15°$ С из скважины по новому стальному сифонному трубопроводу длиной $l = 60$ м поступает в сборный колодец (рис. II.37) при допускаемой скорости движения воды в трубопроводе $V = 0{,}8$ м/с. Определить: а) разность уровней H воды в колодце и скважине при расходе $Q = 14{,}2$ л/с; б) давление в точке A, находящейся выше уровня воды в скважине на величину $z_1 = 1$ м и на расстоянии до конца трубы $l_1 = 6$ м при расходе $Q = 6{,}2$ л/с.

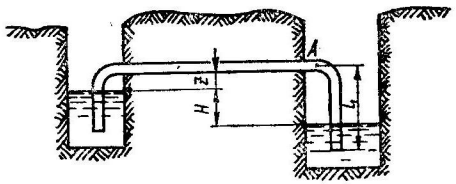


Рис. II.37

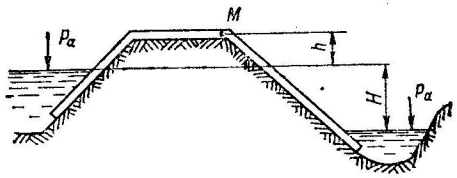


Рис. II.38

II.72. Для подачи воды при температуре $t = 5°$ С из канала в отводной лоток установлен сифон из новых чугунных труб (рис. II.38) длиной $l = 30$ м с двумя закруглениями и поворотом на 45° при разности уровней воды в канале и отводном лотке $H = 1{,}7$ м. Определить: а) диаметр сифона для пропуска расхода $Q = 20$ л/с; б) давление в точке M, если $h = 1$ м, а расстояние от начала до точки M равно 15 м; $d = 100$ мм.

Указание. Диаметры труб следует определять методом последовательного приближения с учетом стандартных диаметров (см. указание к задаче II.56).

II.73. Воздух плотностью $\rho = 1{,}2$ кг/м подается в помещение по всасывающей трубе вентилятора (рис. II.39) длиной $l = 4$ м. Гидравлический коэффициент трения $\lambda = 0{,}02$; коэффициенты потерь на плавном входе $\zeta_{вх} = 0{,}3$ и на повороте $\zeta_{пов} = 0{,}35$. Определить: а) разрежение (вакуум) $p_{вак}$ перед вентилятором, если его производительность $Q = 1300$ м³/ч, а диаметр всасывающей трубы $D =$ $= 200$ мм; б) производительность вентилятора Q, если $p_{вак} =$ $= 200$ Па (20,4 кгс/м²); $D =$ $= 150$ мм.

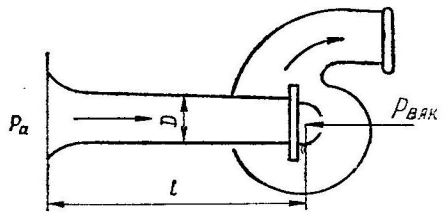


Рис. II.39

II.74. По вытяжной трубе диаметром $D = 700$ мм газ удаляется из борова котельной установки (рис. II.40), где имеется разрежение, соответствующее высоте $h_1 = 10$ мм вод. ст. Плотность газа $\rho_г =$ $= 0{,}7$ кг/м³; плотность воздуха $\rho_в = 1{,}2$ кг/м³; отношение сечения борова к сечению трубы $\omega_1/\omega_2 = 2$. Гидравлический коэффициент трения $\lambda = 0{,}02$; коэффициент потерь на входе в трубу с поворотом $\zeta = 0{,}7$. Определить: а) необходимую высоту трубы H для создания тяги, если массовый расход дымовых газов $M = 8000$ кг/ч; б) массовый расход при $H = 26$ м.

Решение. а) Определим скорость газа в трубе

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4M}{\rho_г \pi D^2\, 3600} = \frac{4 \cdot 8000}{0{,}7 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}7^2 \cdot 3600} = 8{,}24 \text{ м/с}.$$

Выбрав плоскость сравнения по оси борова, напишем уравнение Бернулли для сечений *1—1* и *2—2*:

$$\frac{p_1}{\rho_г g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = H + \frac{p_2}{\rho_г g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \lambda \frac{l}{D} \frac{V_2^2}{2g} + \zeta \frac{V_2^2}{2g}$$

и уравнение изменения атмосферного давления по высоте

$$p_{2а} = p_{1а} - g\rho_в H.$$

Решив совместно эти уравнения с учетом того, что

$$p_2 = p_{2а};\quad p_{1а} - p_1 = g\rho_{воды} h_1;\quad \alpha = 1;\quad V_1 = V_2 \frac{\omega_2}{\omega_1};\quad l = H,$$

получим

$$g\rho_{воды} h_1 = g(\rho_в - \rho_г) H + \frac{\rho_г V_2^2}{2}\left(\frac{\omega_2^2}{\omega_1^2} - 1 - \lambda \frac{H}{D} - \zeta\right)$$

или

$$9{,}81 \cdot 1000 \cdot 0{,}01 = 9{,}81\,(1{,}2 - 0{,}7)\,H + \frac{0{,}7 \cdot 8{,}24^2}{2} \times$$

$$\times \left(\frac{1}{2^2} - 1 - 0{,}02 \frac{H}{0{,}7} - 0{,}7\right).$$

Отсюда $H = 31{,}1$ м.

Ответ: б) $M = 60{,}1$ кг/ч.

II.75. Газ по домовому газопроводу длиной $l = 28$ м и диаметром $D = 25$ мм (рис. II.41) подается с отметки $z_1 = 0$ м до горелки на

пятом этаже ($z_2 = 17$ м). Плотность наружного воздуха $\rho_в = 1{,}2$ кг/м³, гидравлический коэффициент трения $\lambda = 0{,}04$, суммарный коэффициент местных сопротивлений $\zeta = 7$. Определить: а) массовый расход газа M при манометрическом давлении в начале газопровода $p_м = 12$ Па

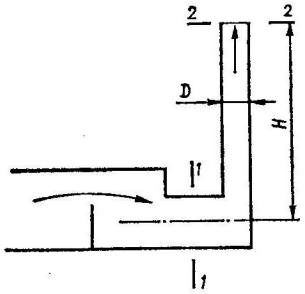


Рис. II.40

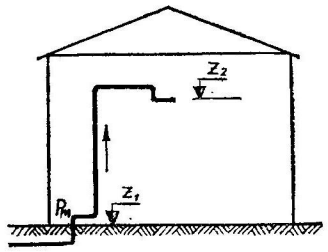


Рис. II.41

(1,22 кгс/м²) и плотности газа $\rho_г = 0{,}7$ кг/м³; б) манометрическое давление в начале газопровода $p_м$ при массовом расходе газа $M = 2{,}65$ кг/ч и плотности газа $\rho_г = 0{,}85$ кг/м³.

Ответ: а) $M = 3{,}06$ кг/ч; б) 9,81 Па (1 кгс/м²).

Глава III
ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЙ И НАСАДКОВ

§ III.1. ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЙ

В гидравлике различают малые и большие отверстия. *Малым* называют отверстие, если его вертикальный размер не превышает 0,1—0,2 напора.

Таблица III.1

Тип отверстия и условия истечения	Коэффициенты		
	φ	ε	μ
Малое незатопленное отверстие в тонкой стенке	0,97	0,64	0,62
Малое затопленное отверстие	—	—	0,6
Большое отверстие со сжатием всех сторон без направляющих стенок	—	—	0,65
Донное отверстие со значительным влиянием бокового сжатия	—	—	0,65—0,7

При истечении из малого отверстия в тонкой стенке при постоянном напоре скорость и расход жидкости определяются по формулам:

$$V = \varphi \sqrt{2g\left(H + \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g}\right)}; \qquad \text{(III.1)}$$

$$Q = \mu\omega \sqrt{2g\left(H + \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g}\right)}, \qquad \text{(III.2)}$$

где φ и μ — коэффициенты скорости и расхода, значения которых приведены в табл. III.1; ω — площадь отверстия; H — геометрический напор над центром тяжести отверстия (рис. III.1); p_1 — давление на свободной поверхности жидкости; p_2 — давление в среде, в которую происходит истечение.

Коэффициенты μ и φ связаны между собой соотношением

$$\mu = \varepsilon\varphi, \qquad \text{(III.3)}$$

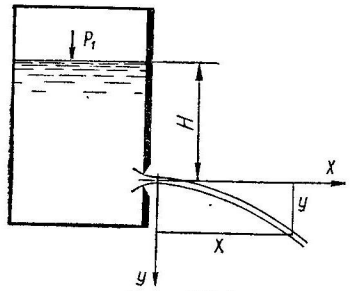


Рис. III.1

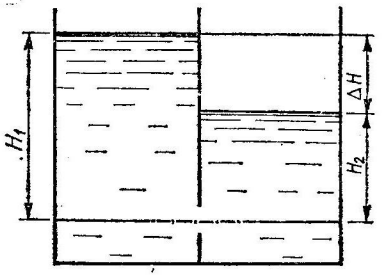


Рис. III.2

где ε — коэффициент сжатия струи, который представляет собой отношение площади струи в сжатом сечении к площади отверстия.

Коэффициент скорости φ выражается через коэффициент потерь местного сопротивления формулой

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta}}, \qquad \text{(III.4)}$$

где α — коэффициент кинетической энергии.

При истечении из открытого резервуара в атмосферу ($p_1 = p_2 = p_а$) формулы (III.1) и (III.2) упрощаются:

$$V = \varphi\sqrt{2gH}; \qquad \text{(III.5)}$$

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}. \qquad \text{(III.6)}$$

Координаты x и y точек осевой линии струи (рис. III.1) в этом случае связаны между собой соотношением

$$x = 2\varphi\sqrt{Hy}. \qquad \text{(III.7)}$$

При истечении под уровень (в этом случае отверстие называется затопленным) скорость и расход выражаются следующим образом (рис. III.2):

$$V = \varphi\sqrt{2g\Delta H}; \qquad \text{(III.8)}$$

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g\Delta H}, \qquad \text{(III.9)}$$

где ΔH — разность уровней.

Время частичного опорожнения открытого призматического резервуара через отверстие в тонкой стенке, за которое напор меняется от H_1 до H_2, определяется по формуле

$$T = \frac{2\Omega\left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}\right)}{\mu\omega\sqrt{2g}}, \qquad \text{(III.10)}$$

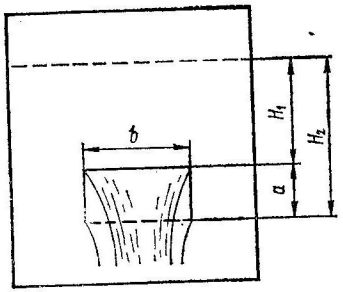


Рис. III.3

которая при $H_2 = 0$ (полное опорожнение резервуара) после преобразования примет такой вид:

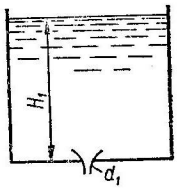
$$T = \frac{2W}{Q}, \qquad \text{(III.11)}$$

где Ω — площадь поперечного сечения резервуара; W — объем жидкости в резервуаре в начальный момент; $Q = \mu\omega\sqrt{2gH_1}$ — расход жидкости через малое отверстие площадью ω при напоре H_1.

При истечении из больших прямоугольных отверстий в вертикальной стенке резервуара (рис. III.3)

$$Q = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,(H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \qquad \text{(III.12)}$$

где b — ширина отверстия; H_2 — напор над нижней кромкой отверстия; H_1 — напор над верхней кромкой отверстия.



Задачи

III.1. В верхний сосуд (рис. III.4) поступает вода с расходом $Q = 0{,}25$ л/с, которая затем перетекает через малое отверстие в дне диаметром $d_1 = 10$ мм в нижний сосуд, имеющий также малое отверстие в дне диаметром $d_2 = 15$ мм. Определить: а) напоры H_1 и H_2 в обоих сосудах; б) при каком диаметре d_2 напор H_2 будет вдвое меньше, чем H_1.

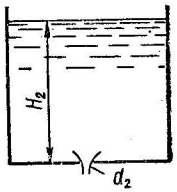


Рис. III.4

Решение. а) Определим в обоих сосудах напоры H_1 и H_2, при которых расходы Q_1 и Q_2 станут равными притоку воды $Q = 0{,}25$ л/с:

$$Q = \mu\omega_1\sqrt{2gH_1}; \quad Q = \mu\omega_2\sqrt{2gH_2},$$

откуда

$$H_1 = \frac{Q^2}{(\mu\omega_1)^2 \cdot 2g} = \frac{250^2}{\left(0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1^2}{4}\right)^2 \cdot 2 \cdot 980} = 135 \text{ см};$$

$$H_2 = \frac{Q^2}{(\mu\omega_2)^2 \cdot 2g} = \frac{250^2}{\left(0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1{,}5^2}{4}\right)^2 \cdot 2 \cdot 980} = 27 \text{ см}.$$

б) Находим диаметр d_2, при котором $H_2 = 0{,}5\ H_1 = 0{,}5 \cdot 135 = 67{,}5$ см. Из формулы $Q = \mu\omega_2\sqrt{2gH_2}$ определяем

$$\omega_2 = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH_2}} = \frac{250}{0{,}62 \cdot \sqrt{2 \cdot 980 \cdot 67{,}5}} = 1{,}11 \text{ см}^2.$$

Тогда $d = \sqrt{\frac{4\omega^2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}11}{3{,}14}} \approx 1{,}2$ см $= 12$ мм.

III.2. Расход воды через малое отверстие в тонкостенном дне открытого бака при постоянном напоре $H = 1{,}5$ м составляет $Q = 1{,}4$ л/с. Определить: а) диаметр отверстия; б) изменение напора H для пропуска того же расхода при диаметре отверстия $d = 30$ мм.

Ответ: а) 23 мм; б) уменьшить на 0,98 м.

III.3. Определить расход Q через малое отверстие при постоянном напоре $H_1 = 1{,}2$ м, если: а) при напоре $H_2 = 2$ м отверстие пропускает расход $Q = 7{,}75$ л/с; б) при напоре $H_2 = 1{,}5$ м — расход $Q = 5$ л/с.

Ответ: а) 6 л/с; б) 4,5 л/с.

III.4. Приток воды в бак, в дне которого имеется малое отверстие диаметром d, равен 500 см³/с. Вычислить напор H, который установится в баке: а) при $d = 15$ мм; б) при $d = 20$ мм.

Ответ: а) 106 см; б) 34 см.

III.5. Из закрытого бака вода вытекает через отверстие диаметром $d = 2$ см в его боковой стенке. Постоянный напор над центром тяжести отверстия $H = 2$ м, манометрическое давление на поверхности воды в баке $p_м = 10$ кПа. Найти: а) насколько нужно увеличить давление $p_м$, чтобы расход увеличился на 30%; б) при каком давлении расход $Q = 0{,}86$ л/с.

Ответ: а) на 20,5 кПа (0,21 кгс/см²); б) $p_{вак} = 9{,}81$ кПа (0,1 кгс/см²).

III.6. Вода выливается из бака через малое квадратное отверстие в дне при постоянном напоре $H = 2$ м. Определить размер отверстия для пропуска расхода, равного: а) 2 л/с; б) 4 л/с.

Указание. Коэффициент расхода принять равным 0,62.

Ответ: а) 2,3 × 2,3 см; б) 3,2 × 3,2 см.

III.7. В закрытом сосуде поддерживается постоянный напор $H = 1$ м и постоянное манометрическое давление на поверхности воды $p_м = 30$ кПа. Определить: а) диаметр отверстия в дне бака, при котором расход $Q = 1$ л/с; б) как необходимо изменить давление $p_м$, чтобы расход воды через отверстие диаметром $d = 10$ мм был 0,5 л/с.

Ответ: а) 15 мм; б) увеличить на 12,9 кПа.

III.8. Жидкость вытекает из открытого бака при постоянном напоре $H = 1{,}5$ м через малое отверстие диаметром $d = 12$ мм в дне. Сосуд емкостью 20 л, подставленный под струю, наполняется за 53 с. Определить: а) коэффициенты расхода, скорости и сжатия струи (μ, φ, ε), если диаметр струи в сжатом сечении $d_c = 9{,}6$ мм; б) время наполнения того же бака при $H = 1$ м и $d = 10$ мм.

Ответ: а) $\mu = 0{,}62$; $\varphi = 0{,}97$; $\varepsilon = 0{,}64$; б) 92 с.

III.9. Вода выливается из открытого сосуда в атмосферу через малое отверстие в тонкой стенке диаметром $d = 15$ мм при постоянном напоре $H = 1$ м; расход воды из бака $Q = 486$ см³/с, диаметр струи в сжатом сечении $d_c = 12$ мм. Определить: а) коэффициент потерь отверстия; б) потерю напора h_w при истечении из отверстия.

Ответ: а) $\zeta = 0{,}065$; б) $h_w = 0{,}055H = 0{,}055$ м.

III.10. Из открытого бака, установленного на полу (рис. III.5), вода вытекает через малое отверстие в атмосферу. Глубина воды в баке $H = 3$ м поддерживается постоянной. Определить: а) при какой высоте h отверстия от пола дальность падения струи $l_{пад}$ будет максимальной;

б) на какой высоте от пола h_2 необходимо просверлить отверстие, чтобы дальность падения струи из него была такой же, как из отверстия, удаленного от пола на высоту $h_1 = 1$ м.

Решение. а) По формуле (III.7) дальность падения струи

$$l_{пад} = 2\varphi\sqrt{Hy} = 2\varphi\sqrt{(H'-h)h}.$$

Если $l_{пад}$ имеет максимальное значение, то производная

$$\frac{dl_{пад}}{dh} = \frac{\varphi(H-2h)}{\sqrt{(H-h)h}} = 0.$$

Отсюда получаем

$$h = 0{,}5H = 0{,}5 \cdot 3 = 1{,}5 \text{ м}.$$

Ответ: б) $h = 2$ м.

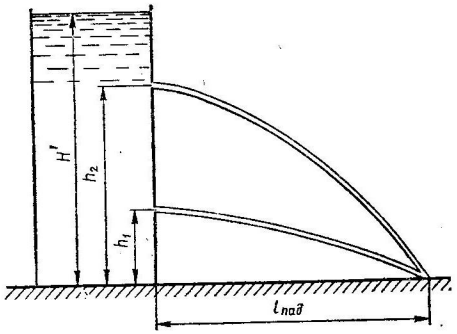


Рис. III.5

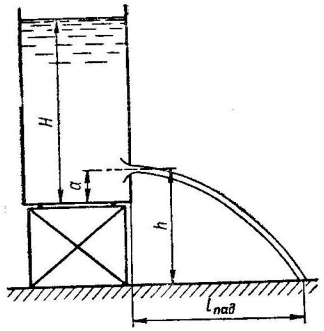


Рис. III.6

III.11. Из открытого бака (рис. III.6) вода вытекает через малое отверстие в его боковой стенке, расположенное на высоте $h = 1$ м от пола. Определить: а) глубину воды в баке H, если струя падает на пол на расстоянии $l = 1{,}5$ м от бака и $a = 0{,}2$ м; б) дальность падения струи $l_{пад}$ при $H = 1{,}2$ м и $a = 0{,}2$ м.

Ответ: а) 0,8 м; б) 1,94 м.

III.12. Из закрытого бака, установленного на полу, вытекает вода через малое отверстие в боковой стенке. Определить: а) на какой высоте h должно быть расположено отверстие, чтобы при глубине воды в баке $H = 3$ м и манометрическом давлении на свободной поверхности жидкости $p_м = 10$ кПа дальность падения струи была 3,5 м; б) максимальную дальность падения струи при $H = 2$ м; $p_м = 20$ кПа.

Ответ: а) 1,12 м и 2,9 м; б) 3,92 м.

III.13. Струя, вытекающая из малого отверстия в боковой стенке открытого резервуара, установленного на полу, достигает пола на расстоянии $l = 1{,}2$ м. Определить: а) расход воды, вытекающей из отверстия, если расстояние от пола до центра тяжести отверстия $h = 1{,}1$ м, диаметр отверстия $d = 50$ мм, а глубина воды в резервуаре H остается постоянной; б) расход воды через это отверстие при $H = 2$ м.

Ответ: а) 3,18 л/с; б) 5,11 л/с.

III.14. Открытый понтон (рис. III.7), имеющий форму прямоугольного параллелепипеда шириной $B = 2$ м, длиной $L = 5$ м, высотой $H = 0{,}5$ м и весом $G = 10$ кН, получил в дне пробоину диаметром d. Считая пробоину затопленным отверстием в тонкой стенке, определить время, в течение которого понтон затонет, если: а) $d = 15$ мм; б) $d = 25$ мм.

Решение. а) 1. Определим осадку понтона до получения пробоины:

$$h = \frac{G}{BL\rho g}.$$

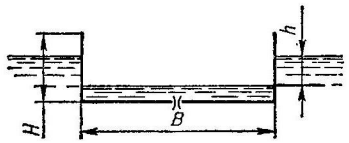


Рис. III.7

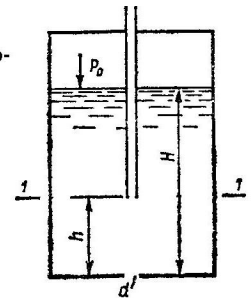


Рис. III.8

2. Найдем расход воды за секунду через пробоину при напоре h:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gh}.$$

3. Найдем увеличение глубины воды в понтоне в результате притока за секунду:

$$h' = \frac{\mu\omega\sqrt{2gh}}{BL}.$$

4. Определим осадку понтона от притока поступающей в него воды за секунду:

$$h'' = \frac{\rho gQ}{\rho gBL} = \frac{\mu\omega\sqrt{2gh}}{BL}.$$

Как видим, $h' = h''$. Значит, напор над пробоиной h остается постоянным в течение всего времени погружения понтона.

5. Понтон затонет, когда его вес станет равным

$$G_1 = \rho gBL(H-h)$$

или когда в него поступит объем воды

$$W = BL(H-h).$$

Время от момента получения пробоины до затопления понтона

$$T = \frac{W}{Q} = \frac{BL(H-h)}{\mu\omega\sqrt{2gh}} = \frac{BL\left(H-\frac{G}{\rho gBL}\right)}{\mu\omega\sqrt{2g\frac{G}{\rho gBL}}} = \frac{BLH-\frac{G}{\rho g}}{\mu\frac{\pi d^2}{4}\sqrt{2g\frac{G}{\rho gBL}}} =$$

$$= \frac{2\cdot 5\cdot 0{,}5 - \frac{10\,000}{1000\cdot 9{,}81}}{0{,}6\cdot\frac{3{,}14\cdot 0{,}015^2}{4}\cdot\sqrt{2\cdot 9{,}81\frac{10\,000}{1000\cdot 9{,}81\cdot 2\cdot 5}}} = 26\,636 \text{ с} = 7 \text{ ч } 23 \text{ мин } 56 \text{ с}.$$

Ответ: б) 2 ч 39 мин 49 с.

III.15. Из закрытого сосуда (рис. III.8) диаметром $D = 0{,}5$ м, в верхнюю крышку которого вставлена открытая трубка, вода вытекает

в атмосферу через малое отверстие в дне диаметром $d = 15$ мм. Определить: а) время опорожнения сосуда при $H = 1{,}2$ м и $h = 0{,}5$ м; б) при каком h максимальный расход воды из отверстия будет 0,4 л/с.

Решение. а) 1. При опорожнении сосуда в силу закона Бойля-Мариотта давление на его поверхности уменьшается, вследствие чего в открытой трубке уровень воды быстро понизится до положения $1-1$. С этого момента воздух через трубку будет прорываться в верхнюю часть сосуда. Так как во всех точках горизонтальной плоскости $1-1$ давление одинаково, то давление $p_1 = p_0 + \rho g (H - h) = p_a$ будет оставаться постоянным и равным атмосферному давлению.

2. Исходя из этого, найдем сначала время, за которое вытечет объем воды, находящийся выше уровня $1-1$:

$$W_1 = \frac{\pi D^2}{4}(H - h) = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^2}{4} \cdot (1{,}2 - 0{,}5) = 0{,}137 \text{ м}^3;$$

$$Q_1 = \mu\omega\sqrt{2gh} = 0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 0{,}015^2}{4}\sqrt{2 \cdot 9{,}8 \cdot 0{,}5} = 0{,}000344 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$t_1 = \frac{W_1}{Q_1} = \frac{0{,}137}{0{,}000344} = 400 \text{ с}.$$

3. Время, за которое вытечет оставшийся объем воды

$$W_2 = \frac{\pi D^2}{4}h = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^2}{4} \cdot 0{,}5 = 0{,}098 \text{ м}^3,$$

найдем по формуле (III.11):

$$t_2 = \frac{2W_2}{Q_1} = \frac{2 \cdot 0{,}098}{0{,}000344} = 570 \text{ с}.$$

Полное время опорожнения сосуда

$$t = t_1 + t_2 = 400 + 570 = 970 \text{ с} = 16 \text{ мин } 10 \text{ с}.$$

Ответ: б) 0,68 м.

III.16. Цилиндрическая бочка радиусом $R = 0{,}3$ м и высотой $h = 1$ м залита водой (рис. III.9), давление на свободной поверхности которой равно атмосферному. Определить время опорожнения бочки: а) через отверстие диаметром $d = 2$ см в боковой стенке при горизонтальном положении бочки; б) через такое же отверстие в дне при вертикальном положении бочки.

Решение. а) 1. Составим дифференциальное уравнение опорожнения непризматического сосуда, для чего рассмотрим этот процесс в течение бесконечно малого отрезка времени dt, за который площадь зеркала воды в бочке Ω и напор z над отверстием меняются весьма незначительно. Пусть за время dt уровень воды в бочке опустился на величину dz. Тогда объем вытекшей воды за отрезок времени dt

$$dW = -\Omega dz,$$

где dz — отрицательная величина, так как изменение напора z происходит против положительного направления оси OZ.

Кроме того, элементарный объем

$$dW = Qdt = \mu\omega\sqrt{2gz}dt,$$

где ω — площадь отверстия.

Приравнивая правые части выражений для dW, получаем дифференциальное уравнение

$$-\Omega dz = \mu\omega\sqrt{2gz}dt;$$

$$dt = -\frac{\Omega dz}{\mu\omega\sqrt{2gz}},$$

интегрируя которое можем найти время опорожнения бочки.

2. Найдем площадь зеркала воды в бочке Ω как функцию z:

$$\Omega = 2xh = 2\sqrt{r^2 - (z - r)^2}\,h = 2h\sqrt{2rz - z^2}.$$

3. Подставляя значение Ω в дифференциальное уравнение и интегрируя от $2r$ до 0, получаем

$$t = -\int_{2r}^{0}\frac{2h\sqrt{2rz - z^2}\,dz}{\mu\omega\sqrt{2gz}} = \frac{2h}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_0^{2r}\sqrt{2r - z}dz = \frac{8hr\sqrt{r}}{3\mu\omega\sqrt{g}} =$$

$$= \frac{8 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}3\sqrt{0{,}3}}{3 \cdot 0{,}62 \cdot \dfrac{3{,}14 \cdot 0{,}02^2}{4} \cdot \sqrt{9{,}8}} = 720 \text{ с} = 12 \text{ мин}.$$

Ответ: б) 5 мин 26 с.

III.17. В вертикальный цилиндрический сосуд диаметром $D = 1$ м поступает вода из крана расходом Q, которая затем выливается через малое отверстие в дне сосуда при глубине воды в сосуде $H = 1{,}5$ м. Определить: а) расход Q и диаметр отверстия d, если после закрытия крана сосуд опорожнился за 19 мин; в) время опорожнения сосуда после закрытия крана, если расход притока $Q = 1{,}5$ л/с, а диаметр отверстия $d = 2{,}5$ см.

Ответ: а) 2,06 л/с; 28 мм; б) 21,7 мин.

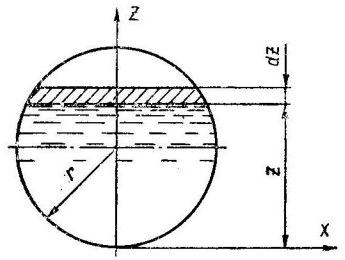


Рис. III.9

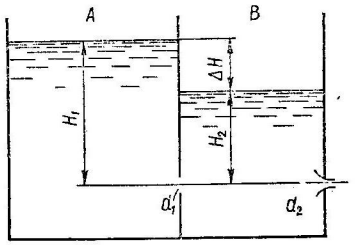


Рис. III.10

III.18. Из резервуара A, приток воды в который $Q = 0{,}5$ л/с, через малое отверстие диаметром $d_1 = 15$ мм вода перетекает в резервуар B (рис. III.10), а из него через отверстие диаметром $d_2 = 20$ мм — в атмосферу. Определить: а) напор H_2 и разность уровней ΔH в резервуарах; б) при каком диаметре d_2 напор $H_2 = 0{,}5\,H_1$.

Ответ: а) 33,5 см; 112,5 см; б) 14,8 мм.

III.19. Резервуар, разделенный двумя перегородками на отсеки (рис. III.11), имеет отверстия; в первой перегородке площадью $\omega_1 = 0{,}4$ дм^2, во второй перегородке $\omega_2 = 0{,}85$ дм^2 и в дне последнего отсека $\omega_3 = 0{,}5$ дм^2. Определить: а) расход воды Q, вытекающей из резервуара при постоянном уровне $H_1 = 3$ м, и уровни H_2 и H_3 во втором и третьем отсеках, если расстояние отверстий от дна $a = 0{,}6$ м; б) какой должна быть площадь отверстий в перегородках, чтобы при расходе $Q = 10{,}4$ л/с и $\omega_3 = 0{,}4$ дм^2 в отсеках резервуара установились уровни: $H_1 = 2{,}7$ м; $H_2 = 1{,}8$ м; $H_3 = 0{,}9$ м.

Ответ: а) 13,7 л/с; 1,37 м, 1 м; б) $\omega_1 = \omega_2 = 4{,}13$ дм^2.

III.20. В бак, разделенный тонкой перегородкой на два отсека, поступает вода с расходом $Q = 37$ л/с. В перегородке и дне каждого отсека имеются одинаковые отверстия диаметром $d = 10$ см (рис. III.12).

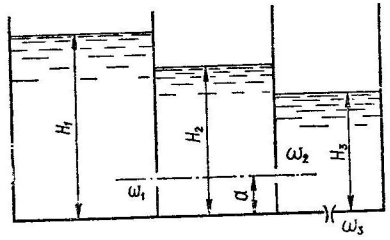


Рис. III.11

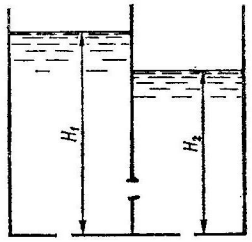


Рис. III.12

Определить: а) расходы через донные отверстия; б) каким должен быть диаметр в дне первого отсека, чтобы расходы из обоих донных отверстий были одинаковыми.

Ответ: а) $Q_1 = 21{,}7$ л/с; $Q_2 = 15{,}3$ л/с; б) 8,4 см.

III.21. В боковой вертикальной стенке резервуара имеется прямоугольное отверстие размерами $b \times a = 0{,}5 \times 0{,}5$ м (рис. III.3), глубина погружения центра тяжести которого $H = 1{,}5$ м. Определить: а) расход воды из отверстия при постоянном напоре; б) ширину отверстия b, способного пропустить расход $Q = 0{,}5$ м³/с при $H_1 = 1$ м и высоте отверстия $a = 0{,}2$ м.

Ответ: а) 0,88 м³/с; б) 0,86 м.

III.22. Прямоугольное отверстие, через которое вода выпускается из водоема в канал, имеет ширину $b = 1$ м. Расстояние от нижней кромки отверстия до свободной поверхности воды в водоеме $H = 2{,}5$ м. Найти: а) высоту отверстия a для пропуска расхода $Q = 2$ м³/с; б) расход воды Q при $a = 0{,}5$ м.

Указание. Коэффициент расхода μ принять как для донного большого отверстия со значительным влиянием бокового сжатия.

Ответ: а) 0,43 м; б) 2,31 м³/с.

III.23. Вода в количестве $q = 0{,}55$ л/с поступает в пустой цилиндрический бак, в дне которого имеется отверстие диаметром $d = 16$ мм. Площадь поперечного сечения бака $\Omega = 1$ м². Считая начальный напор воды в баке равным нулю, найти: а) максимальный напор $H_м$; б) время, в течение которого напор воды в баке станет равным $0{,}5\,H_м$; в) график зависимости расхода воды через донное отверстие Q от времени (гидрограф); г) расход, напор и объем воды, вытекшей из бака и накопившейся в баке через 1 ч.

Решение. а) Напор воды в баке будет расти до тех пор, пока расход через донное отверстие станет равным расходу притока:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_м} = q.$$

Отсюда

$$H_м = \left(\frac{q}{\mu\omega\sqrt{2g}}\right)^2 = \left(\frac{550}{0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1{,}6^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 981}}\right)^2 = 100 \text{ см}.$$

б) Найдем зависимость между напором воды и временем t. Пусть в некоторый момент времени напор воды в баке был равен h, а за бесконечно малый промежуток времени dt он увеличился на dh (рис. III.13). Следовательно, объем воды в баке увеличился на

$$dW = \Omega dh.$$

Это приращение равно разности объемов воды, поступившего в бак (qdt) и вытекшего из него через данное отверстие (Qdt), т. е.

$$dW = \Omega dh = qdt - Qdt = (\mu\omega\sqrt{2gH_м} - \mu\omega\sqrt{2gh})\,dt.$$

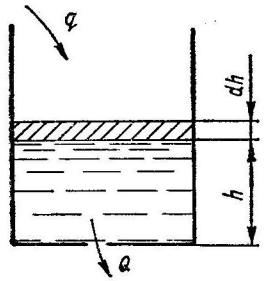


Рис. III.13

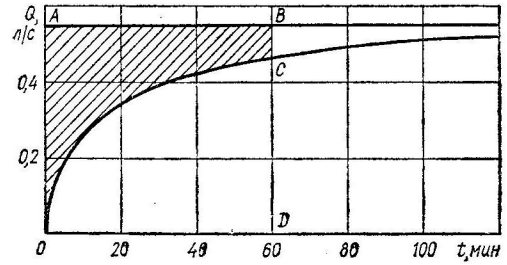


Рис. III.14

Разделяя переменные этого дифференциального уравнения, получаем

$$dt = \frac{\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{H_м} - \sqrt{h}} = \frac{\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{H_м} - \sqrt{h}} \cdot \frac{\frac{1}{H_м}}{\frac{1}{\sqrt{H_м} \cdot \sqrt{H_м}}} =$$

$$= \frac{\Omega\sqrt{H_м}}{\mu\omega\sqrt{2g}} \cdot \frac{d\left(\frac{h}{H_м}\right)}{1 - \sqrt{\frac{h}{H_м}}}.$$

Введем новую переменную $y^2 = \frac{h}{H_м}$.

Тогда

$$d\left(\frac{h}{H_м}\right) = 2ydy;$$

$$dt = \frac{\Omega\sqrt{H_м}}{\mu\omega\sqrt{2g}} \cdot \frac{y}{1-y}\,dy.$$

После интегрирования этого дифференциального уравнения получим

$$t = -\frac{\Omega\sqrt{H_м}}{\mu\omega\sqrt{2g}}[y + \ln(1-y)] + C.$$

Постоянную интегрирования C найдем из начального условия: $t = 0$; $H = 0$. $y = 0$. Подставляя эти значения t и y в предыдущее выражение, получаем $C = 0$.

Возвращаясь к старой переменной, т. е. заменяя y на $\sqrt{\frac{h}{H_м}}$, получим формулу

$$t = -\frac{2\Omega\sqrt{H_м}}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left[\sqrt{\frac{h}{H_м}} + \ln\left(1 - \sqrt{\frac{h}{H_м}}\right)\right],$$

которая позволяет найти время, за которое в баке установится заданная глубина $h = 0{,}5\ H_м = 0{,}5$ м:

$$t = -\frac{2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1}}{0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 0{,}016^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}} \left[\sqrt{\frac{0{,}5}{1}} + \ln\left(1 - \sqrt{\frac{0{,}5}{1}}\right)\right] = 1886 \text{ с}.$$

в) Для построения графика $Q = f(t)$ задаемся рядом значений напора h и для каждого из них находим время t по предыдущей формуле и расход $Q = \mu\omega\sqrt{2gh}$. Конечные результаты расчетов:

h, м	t, мин	Q, л/с
0,3	14,8	0,302
0,5	31,4	0,39
0,6	43,2	0,428
0,7	58,9	0,461
0,8	81,7	0,494
0,9	122	0,524

По этим данным построен график $Q = f(t)$ (рис. III.14).

г) С помощью графика (рис. III.14) находим расход при $t = 1$ ч $= 60$ мин: $Q = 0{,}465$ л/с $= 465$ см^3/с.

Напор, соответствующий этому расходу,

$$h = \left(\frac{Q}{\mu\omega\sqrt{2g}}\right)^2 = \left(\frac{465}{0{,}62 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1{,}6^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 981}}\right)^2 = 71 \text{ см} = 0{,}71 \text{ м}.$$

Объем воды, накопившейся в баке к моменту времени $t = 1$ ч,

$$W_{ак} = Qh = 1 \cdot 0{,}71 = 0{,}71 \text{ м}^3.$$

На рис. III.14 $W_{ак}$ равен площади фигуры $OABC$. Объем воды, поступившей в бак за 1 ч,

$$W = qt = 0{,}55 \text{ л/с} \cdot 3600 \text{ с} = 1980 \text{ л} = 1{,}98 \text{ м}^3$$

(площадь прямоугольника $OABD$).

Объем воды, вытекшей из бака за 1 ч,

$$W_Q = W - W_{ак} = 1{,}98 - 0{,}71 = 1{,}27 \text{ м}^3$$

(площадь фигуры OCD).

§ III.2. ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ИЗ НАСАДКОВ

Насадком называется короткая трубка (длиной 3—4 диаметра), присоединенная к отверстию. В зависимости от формы насадки делятся на: цилиндрические — внешние и внутренние (рис. III, 15, *а*, *г*); конические — сходящиеся и расходящиеся (рис. III, 15, *б*, *д*); коноидальные (рис. III.15, *в*).

Таблица III.2

Тип насадка	Коэффициенты		
	ε	φ	μ
Внешний цилиндрический	1	0,82	0,82
Внутренний цилиндрический	1	0,71	0,71
Конический сходящийся (угол конусности 12—15°)	0,98	0,96	0,94
Конический расходящийся (угол конусности 5—7°)	1	0,45—0,5	0,45—0,5
Коноидальный	1	0,97	0,97

При истечении из внешнего цилиндрического насадка (рис. III.15, *а*) образуется вакуум, вследствие чего жидкость подсасывается из резервуара. Поэтому коэффициент расхода для насадка больше, чем для отверстия в тонкой стенке такого же диаметра. Величина вакуума в насадке зависит от напора H и может быть определена по формуле

$$\frac{p_{вак}}{\rho g} = 0{,}75H. \quad \text{(III.13)}$$

Если при истечении воды с температурой 0—50° С напор H превысит 12—13 м, то в насадке произойдет срыв вакуума и тогда истечение из насадка будет происходить так же, как и через отверстие в тонкой стенке.

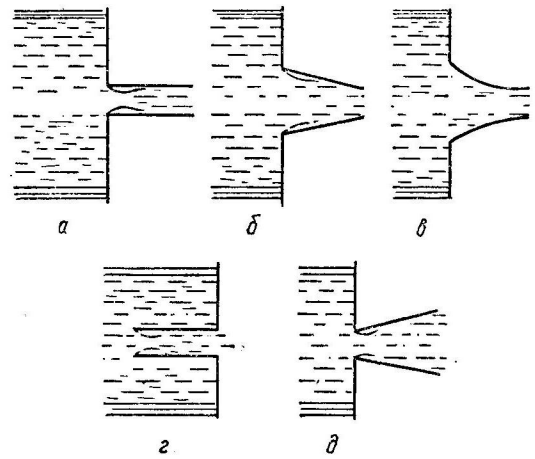


Рис. III.15

Расход и скорость при истечении из насадка определяются по тем же формулам, что и при истечении из малого отверстия. Значения коэффициентов расхода μ, скорости φ и сжатия струи ε для насадков приведены в табл. III.2.

Задачи

III.24. Вода с расходом $Q = 15$ л/с поступает в бак, разделенный на два отсека перегородкой толщиной 30 мм, в которой просверлено четыре ряда отверстий диаметром $d_1 = 10$ мм (рис. III.16), причем расстояние между центрами отверстия в ряду и между рядами отверстий $a = 50$ мм. Из второго отсека вода вытекает через внешний конический насадок диаметром $d_2 = 80$ мм. Определить глубину H_1 и H_2 в обоих отсеках, если в одном ряду 48 отверстий.

Р е ш е н и е. 1. Глубину H_2 во втором отсеке найдем из условия, что заданный расход $Q = 15$ л/с проходит через отверстия в перегородке и через конический насадок:

$$Q = \mu\omega_2\sqrt{2gH_2},$$

откуда

$$H_2 = \left(\frac{Q}{\mu\omega\sqrt{2g}}\right)^2 = \left(\frac{15\,000}{0{,}94 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 8^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 980}}\right)^2 = 51 \text{ см}.$$

2. Для определения H_1 воспользуемся формулой (III.9), в которой $\Delta H = H_1 - H_2$; считая, что при $a = 50$ мм все отверстия в перегородке работают как внешние

цилиндрические насадки независимо друг от друга, получим

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g(H_1 - H_2)}\,n,$$

где $n = 48 \times 4 = 192$ — количество отверстий в перегородке. Отсюда получаем

$$H_1 = H_2 + \left(\frac{Q}{\mu\omega n\sqrt{2g}}\right)^2 = 51 + \left(\frac{15\,000}{0{,}82 \cdot \frac{3{,}14 \cdot 1^2}{4} \cdot 192\sqrt{2 \cdot 980}}\right)^2 = 58{,}6 \text{ см}.$$

III.25. Резервуар разделен тонкой стенкой, в которой имеется круглое отверстие диаметром $d = 30$ мм (рис. III.17). Диаметр конического насадка, через который вытекает вода из первого отсека, $d_1 =$

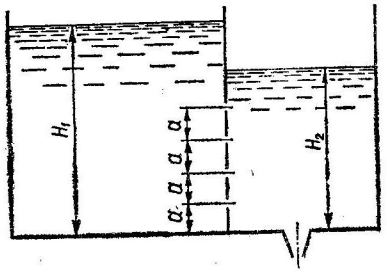


Рис. III.16

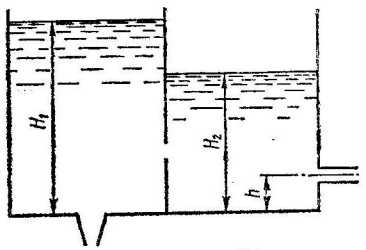


Рис. III.17

$= 15$ мм; диаметр цилиндрического насадка, через который вытекает вода из второго отсека, $d_2 = 20$ мм. Определить: а) расход воды из бака Q и глубину H_2 во втором отсеке, если глубина воды в первом отсеке $H_1 = 1{,}25$ м поддерживается постоянной, а расстояние от дна до центра цилиндрического насадка $h = 0{,}2$ м; б) расход Q и глубину H_2 при увеличении диаметра отверстия в перегородке до 40 мм.

Ответ: а) $Q = 1{,}83$ л/с; $H_2 = 0{,}97$ м; б) $Q = 1{,}945$ л/с; $H_2 = 1{,}14$ м.

III.26. Вода вытекает из закрытого резервуара через внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 10$ мм в атмосферу. Определить расход воды: а) при напоре $H = 1{,}5$ м и манометрическом давлении на свободной поверхности воды $p_м = 0{,}25$ МПа; б) при $H = 0{,}75$ м и $p_м = 20$ кПа.

Ответ: а) 1,48 л/с; б) 0,48 л/с.

III.27. Определить расход воды, вытекающей из сосуда Мариотта (рис. III.18) через цилиндрический насадок диаметром $d = 25$ мм при h, равном: а) 0,5 м; б) 0,7 м.

Указание. См. решение задачи III.15.

Ответ: а) 1,23 л/с; б) 1,46 л/с.

III.28. Определить, на сколько процентов увеличится расход воды, вытекающей из малого отверстия в дне открытого бака, если к отверстию будет приставлен: а) внешний цилиндрический насадок; б) внешний конический насадок; в) коноидальный насадок.

Ответ: а) на 32%; б) на 52%; в) на 56%.

III.29. Вода вытекает из открытого бака через цилиндрический насадок диаметром $d = 15$ мм при постоянном напоре $H = 1$ м в атмосферу. Сосуд емкостью 20 л, подставленный под струю, наполнился за 31 с. Определить: а) коэффициент потерь ζ насадка; б) потерю напора h_w в насадке.

Ответ: а) 0,49; б) $h_w = 0{,}328H \approx 0{,}33$ м.

III.30. На поршень диаметром 100 мм (рис. III.19) действует сила $P = 1$ кН. Определить: а) скорость движения поршня при диаметре отверстия в поршне $d = 2$ мм и толщине поршня $a = 8$ мм; б) силу P,

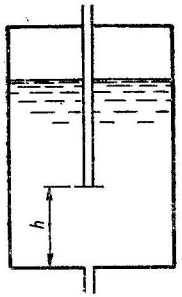


Рис. III.18

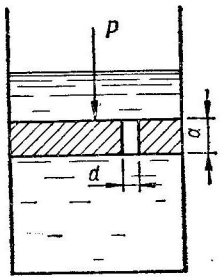


Рис. III.19.

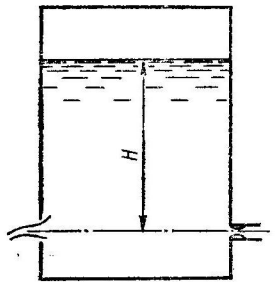


Рис. III.20

при которой поршень будет перемещаться со скоростью 1 мм/с, если диаметр отверстия в поршне $d = 2{,}5$ мм, а толщина поршня $a = 10$ мм.

Указание. Противодавлением воды, прошедшей через отверстие в поршне, и трением поршня о цилиндр пренебречь.

Ответ: а) 52 мм/с; б) 15 Н.

III.31. Вода вытекает из дна закрытого резервуара через внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 20$ мм. Определить: а) какое манометрическое давление необходимо создать на свободной поверхности воды в резервуаре для пропуска через насадок расхода $Q = 2{,}5$ л/с, если глубина воды в резервуаре $H = 2$ м; б) расход воды через насадок при манометрическом давлении на свободной поверхности воды в резервуаре $p_м = 50$ кПа и глубине воды $H = 1{,}5$ м.

Ответ: а) 27,4 кПа (0,28 кгс/см²); б) 2,92 л/с.

III.32. В боковой вертикальной стенке открытого резервуара имеется внешний конический расходящийся насадок диаметром $d = 50$ мм (угол конусности 5°, длина 200 мм). Определить: а) расход воды при истечении через насадок, если напор над осью насадка $H = 1{,}5$ м; б) напор H, при котором расход $Q = 21$ л/с.

Ответ: а) 13,8 л/с; б) 3,5 м.

III.33. Вода вытекает из открытого бака через внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 25$ мм. Найти: а) напор H, при котором расход воды из бака $Q = 1{,}6$ л/с; б) напор H, необходимый для пропуска того же расхода через внутренний цилиндрический насадок такого же диаметра.

Ответ: а) 0,8 м; б) 1,08 м.

III.34. Из бака при постоянном напоре вытекает вода через внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 20$ мм. Вычислить: а) расход

воды Q, если давление в насадке равно 7 м вод. ст:; б) давление в насадке при расходе $Q = 1{,}5$ л/с.

Указание. Атмосферное давление $p_a = 98{,}1$ кПа.

Ответ: а) 2,29 л/с; б) 8,61 м вод. ст.

III.35. Из закрытого резервуара в атмосферу вытекает вода через круглое отверстие в тонкой стенке и внешний цилиндрический насадок диаметром $d_1 = d_2 = 20$ мм (рис. III.20). Определить: а) манометрическое давление $p_м$ на свободной поверхности воды в резервуаре, если разность расходов отверстия и насадка $\Delta Q = 0{,}7$ л/с, а напор $H = 1{,}5$ м; б) разность расходов ΔQ отверстия и насадка при $H = 1$ м и $p_м = 50$ кПа.

Ответ: а) 49 кПа; б) 0,76 л/с.

III.36. При каком напоре произойдет срыв вакуума во внешнем цилиндрическом насадке, если температура вытекающей воды равна: а) 10° С; б) 80° С?

Указание. Атмосферное давление $p_a = 98{,}1$ кПа. Давление насыщенных паров при температуре воды 10° С равно 0,12 м вод. ст., а при 80° С — 4,83 м вод. ст.

Ответ: а) 13,2 м; б) 6,9 м.

III.37. Как изменится время опорожнения открытого вертикального цилиндрического резервуара диаметром $D = 1{,}5$ м и с начальным напором $H = 2{,}5$ м, если в его дне внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 50$ мм заменить: а) коноидальным насадком того же диаметра; б) внутренним цилиндрическим насадком того же диаметра?

Ответ: а) уменьшится на 1 мин; б) увеличится на 1 мин.

III.38. Определить расход и давление в отверстии плотины (рис. III.21) при $d = 0{,}5$ м; $l = 4d = 2$ м, если: а) $H = 8$ м; б) $H = 6$ м.

Ответ: а) 20,2 м³/с; 39,2 кПа; б) 17,5 м³/с; 53,9 кПа.

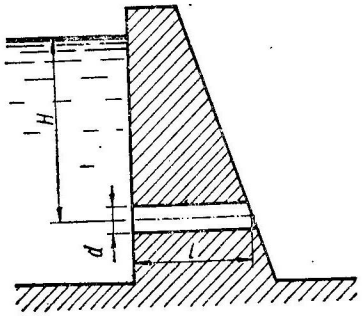


Рис. III.21

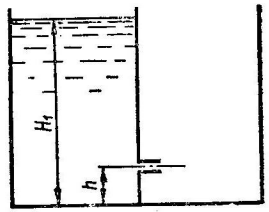


Рис. III.22

III.39. Из водохранилища вода вытекает через отверстие в плотине диаметром $d = 0{,}5$ м (рис. III.21). Определить: а) время, за которое уровень воды в водохранилище опустится на 0,5 м, если начальный напор $H = 6{,}5$ м, толщина плотины $l = 2$ м, при условии, что площадь зеркала воды в водохранилище, равная 0,224 км², не изменяется с изменением уровня; б) диаметр отверстия d, при котором уровень воды в водохранилище с площадью зеркала $\Omega = 0{,}185$ км² опустится на 0,5 м за 10 ч, если начальный напор $H = 6$ м.

Ответ: а) 17 ч 30 мин; б) 0,6 м.

III.40. Бак с квадратным основанием 1 × 1 м и высотой $H = 2$ м заполнен доверху водой. Найти: а) время, за которое из бака вытечет половина воды через внешний цилиндрический насадок диаметром $d = 40$ мм в дне бака; б) время опорожнения бака через коноидальный насадок диаметром $d = 25$ мм в дне бака.

Ответ: а) 3 мин 4 с; б) 22 мин 2 с.

III.41. Призматический бак с прямоугольным основанием 1 × 2 м разделен пополам перегородкой на два отсека (рис. III.22), в которой имеется отверстие с цилиндрическим насадком диаметром $d = 50$ мм. Высота бака 1,5 м, глубина воды в левом отсеке $H_1 = 1{,}5$ м поддерживается постоянной; насадок расположен на высоте $h = 0{,}2$ м от дна. Принимая, что в начальный момент правый отсек пуст, определить: а) время его наполнения; б) время его наполнения наполовину.

Ответ: а) 468 с; б) 93 с.

III.42. Пруд, план которого показан на рис. III.23, опорожняется через трубчатый водовыпуск диаметром $d = 1$ м. Определить время, за которое уровень воды опустится на 1,5 м, если начальная отметка поверхности воды равна 149,5 м, отметка центра тяжести отверстия

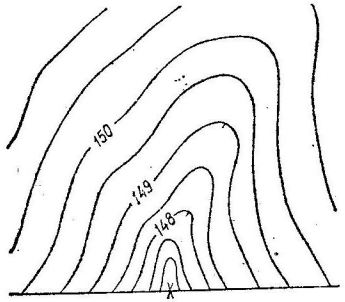


Рис. III.23

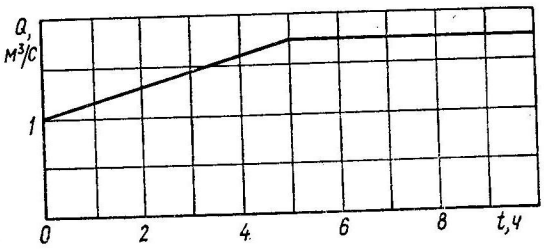


Рис. III.24

водовыпуска 146,75 м, коэффициент расхода водовыпуска $\mu = 0{,}8$. График притока воды (гидрограф) в пруд показан на рис. III.24, площади зеркала воды Ω при различных отметках z приведены ниже:

z, м	149,5	149	148,5	148	147,5
Ω, м²	67 500	40 000	25 000	12 500	6300

Решение. Найдем напор и расход воды через трубчатый водовыпуск при минимальной отметке уровня воды $z = 149{,}5 - 1{,}5 = 148$ м.

Напор $H = 148 - 146{,}75 = 1{,}25$ м.

Расход $Q = \mu\omega\sqrt{2gH} = 0{,}8 \cdot \dfrac{3{,}14 \cdot 1^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}25} = 3{,}1$ м³/с.

Так как Q больше расхода притока q (см. рис. III. 24), то будет происходить опорожнение пруда.

Пусть за бесконечно малый промежуток времени dt уровень опустился на бесконечную малую величину dh. Объем пруда уменьшился на величину Ωdh. Это изменение объема равно разности оттока воды через трубчатый водовыпуск (Qdt) и притока воды в пруд (qdt):

$$\Omega dh = (Q - q)\, dt.$$

Отсюда

$$dt = \frac{\Omega dh}{Q - q}.$$

Пусть требуется найти время, за которое уровень изменится на конечную, но достаточно малую величину ΔH. Тогда это уравнение, записанное в конечных разностях, примет вид

$$\Delta t = \frac{\Omega_{ср}\Delta H}{Q_{ср} - q_{ср}} = \frac{0{,}5\,(\Omega_1 + \Omega_2)\,\Delta H}{\mu\omega\sqrt{2gH_{ср}} - 0{,}5\,(q_1 + q_2)},$$

где Ω_1 и Ω_2 — начальное и конечное значения площади зеркала воды; q_1 и q_2 — начальный и конечный расходы притока: $H_{ср} = 0{,}5\ (H_1 + H_2)$ — средний напор; H_1 и H_2 — начальный и конечный напоры.

Найдем время, за которое уровень воды опустится от отметки 149,5 м до отметки 149 м.

При этом $\Delta H = 149{,}5 - 149 = 0{,}5$ м; $\Omega_1 = 67\,500$ м^2; $\Omega_2 = 40\,000$ м^2;

$$H_1 = 149{,}5 - 146{,}75 = 2{,}75 \text{ м}, \quad H_2 = 149 - 146{,}75 = 2{,}25 \text{ м};$$

$$H_{ср} = 0{,}5\,(H_1 + H_2) = 0{,}5\,(2{,}75 + 2{,}25) = 2{,}5 \text{ м};$$

$$q_1 = 1 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Поскольку расход притока q_2 в конце искомого отрезка времени Δt_1 еще не известен, то будем решать задачу методом последовательных приближений. Пусть в первом приближении $q_2 = 1{,}2$ м^3/с (см. рис. III.24). Тогда

$$\Delta t_1' = \frac{0{,}5\,(67\,500 + 40\,000)\cdot 0{,}5}{0{,}8\cdot 0{,}785\cdot\sqrt{2\cdot 9{,}81\cdot 2{,}5} - 0{,}5\,(1 + 1{,}2)} = 8144 \text{ с} = 2{,}26 \text{ ч}.$$

По графику (рис. III.24) при $\Delta t_1' = 2{,}26$ ч находим $q_2 = 1{,}35$ м^3/с. Во втором приближении

$$\Delta t_1'' = \frac{0{,}5\,(67\,500 + 40\,000)\cdot 0{,}5}{0{,}8\cdot 0{,}785\cdot\sqrt{2\cdot 9{,}81\cdot 2{,}5} - 0{,}5\,(1 + 1{,}35)} = 8320 \text{ с} = 2{,}31 \text{ ч}.$$

Так как при $\Delta t_1'' = 2{,}31$ ч $q_2 = 1{,}35$ м^3/с, то дальнейшее уточнение не требуется. Результаты других расчетов приведены в табл. III.3.

Таблица III. 3

Отметка z, м	Ω, тыс. м^3	H, м	q, м^3/с	$q_{ср}$, м^3/с	$\Omega_{ср}$, тыс. м^2	$H_{ср}$, м	$Q_{ср}$, м^3/с	Δt, ч
149,5	67,5	2,75	1					
149	40	2,25	1,35	1,18	53,75	2,5	4,4	2,31
148,5	25	1,75	1,65	1,5	32,5	2	3,93	1,86
148	12,5	1,25	1,75	1,7	18,75	1,5	3,41	1,52

Определяем время, за которое уровень воды опускается от отметки 149,5 м до отметки 148 м,

$$t = \Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3 = 2{,}31 + 1{,}86 + 1{,}52 = 5{,}69 \text{ ч}.$$

III.43. Из пруда, который схематически можно представить как треугольную пирамиду (рис. III.25), вода вытекает через трубу диаметром $d = 1{,}5$ м. Определить уровень воды в пруде через 2 ч после открытия трубы, если: а) начальный уровень $H_1 = 4$ м; уклон лога $i_л = 0{,}005$; уклоны склонов $i_{c1} = 0{,}05$; $i_{c2} = 0{,}04$; б) $H_1 = 3{,}5$ м; $i_л = 0{,}004$; $i_{c1} = 0{,}04$; $i_{c2} = 0{,}025$.

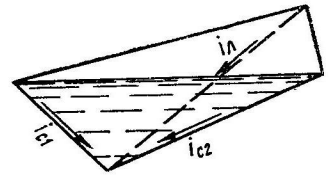


Рис. III.25

Указание. Считать, что труба работает как внешний цилиндрический насадок.

Ответ: а) $H_2 = 2{,}09$ м; б) $H_2 = 2{,}37$ м.

Глава IV
РАСЧЕТ ТРУБОПРОВОДОВ И ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

§ IV.1. РАСЧЕТ КОРОТКИХ И ДЛИННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Трубопроводы делятся на короткие и длинные. В длинных трубопроводах потери напора по длине значительно больше местных потерь напора, а в коротких эти потери соизмеримы между собой. Ориентировочно считают при длине $l < 50$ м трубопровод коротким, а при $l > 100$ 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, представленному в виде

$$H_н + Б_н Q^2 = H_к + Б_к Q^2 + \sum S_0 Q^2 l + \sum Б\zeta Q^2. \qquad (IV.1)$$

Здесь $Б = \dfrac{8}{g\pi^2 D_р^4}$ — величина, зависящая от расчетного диаметра трубы и определяемая по табл. IV.1 и IV.2; ζ — коэффициент местных сопротивлений, определяемый по данным § II.4; $S_0 = \dfrac{8\lambda}{\pi^2 g D_р^5}$ — удельное сопротивление трубы; l — длины участков трубопровода; $H_н$, $H_к$ — пьезометрические напоры в начале и в конце трубопровода, определяемые по формуле

$$H = z + \frac{p}{\rho g}, \qquad (IV.2)$$

где z — геодезическая отметка какой-либо точки трубопровода; p — избыточное давление в этой точке; $\dfrac{p}{\rho g}$ — пьезометрическая высота (свободный напор).

Удельные сопротивления $S_{0_{кв}}$ для бывших в эксплуатации стальных и чугунных труб, работающих в квадратичной области сопротивления (при скорости $V \geqslant 1{,}2$ м/с) с учетом гидравлического коэффициента трения λ по формулам Ф. А. Шевелева (§ II.4), приведены в табл. IV.1.

При скоростях движения воды в трубе $V < 1{,}2$ м/с удельные сопротивления S_0 определяются по формуле

$$S_0 = S_{0_{кв}}\theta, \qquad (IV.3)$$

Таблица IV.1

Диаметр условного прохода, D, мм	Стальные трубы: Расчетный внутренний диаметр $D_р$, мм	b, с²/м⁵	$S_{0кв}$, с²/м⁶	Чугунные трубы: Расчетный внутренний диаметр, $D_р$, мм	$Б$, с²/м⁵	$S_{0кв}$, с²/м⁶
50	64	4920	3686	51,6	11 690	11 540
60	70	3440	2292	—	—	—
75	83	1741	929	—	—	—
80	95	1014	454	82,6	1178	953
100	114	506,5	173	102	754,7	312
125	133	264,2	76,4	127,2	316,2	96,7
150	158	132,7	30,7	152,4	153,25	37,1
175	170	98,9	20,8	—	—	—
200	209	43,3	6,96	202,6	49,23	8,09
250	260	18,07	2,19	253	20,2	2,53
300	311	8,84	0,85	304,4	9,62	0,95
350	363	4,76	0,373	352,4	5,37	0,437
400	414	2,81	0,186	401,4	3,2	0,219
450	466	1,753	0,099	450,6	2	0,199
500	516	1,15	0,058	500,8	1,315	0,0678
600	616	0,574	0,0226	600,2	0,637	0,026
700	706	0,332	0,011	699,4	0,346	0,0115
800	804	0,197	0,00551	799,8	0,202	0,00567
900	904	0,124	0,00296	899,2	0,127	0,00305
1000	1004	0,0812	0,0017	998,4	0,0832	0,00175
1200	1202	0,0397	0,00654	1199,2	0,0399	0,000663
1400	1400	0,0215	0,000292	—	—	—
1500	1500	0,0163	0,000202	—	—	—
1600	1600	0,0126	0,000144	—	—	—

Таблица IV.2

Условный проход D, мм	Расчетный диаметр $D_р$, мм	$Б$, с²/м⁵	Удельное сопротивление S_0, с²/м⁶ при скорости V, м/с: 0,5	0,75	1	1,5	2
Асбестоцементные трубы							
50	50	13231,9	7640	7160	6850	6470	6230
75	75	2614,4	931	873	835	788	760
100	100	827,04	210	196	188	177	171
125	119	414,51	84,9	79,5	76,1	71,8	69,3
150	141	208,88	35,1	32,9	31,5	29,7	28,7
200	189	65,04	8,81	8,26	7,9	7,46	7,19
250	235	27,12	2,49	2,33	2,23	2,11	2,03
300	279	13,67	1,01	0,95	0,91	0,86	0,83
350	322	7,73	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39
400	368	4,52	0,242	0,227	0,217	0,205	0,198
500	456	1,91	0,079	0,074	0,071	0,067	0,065
600	576	0,752	0,024	0,022	0,021	0,02	0,019
700	672	0,406	0,0106	0,0099	0,0095	0,009	0,0086
800	768	0,24	0,0054	0,005	0,0048	0,0045	0,0044
900	864	0,148	0,0029	0,0027	0,0026	0,0025	0,0024
1000	960	0,097	0,0017	0,0016	0,0015	0,0014	0,0014

Продолжение табл. IV.2

Условный проход D, мм	Расчетный диаметр $D_р$, мм	$Б$, с²/м⁵	Удельное сопротивление S_0, с²/м⁶ при скорости V, м/с: 0,5	0,75	1	1,5	2
Полиэтиленовые трубы							
50	57,2	7729,47	7070	6460	6051	5525	5170
60	68,1	3846,15	2843	2594	2431	2220	2076
80	81,8	1847,58	1084	990	927	847	792
100	100	827,04	379	346	324	296	277
125	127,2	316,2	108	99	93	85	79
150	145,4	185	53,7	49	45,9	41,9	39,3
200	212,2	41,37	5,94	5,41	5,07	4,63	4,33
250	269,2	15,8	1,53	1,4	1,31	1,19	1,12
300	302,8	9,84	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61

где θ — поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от скорости:

Скорость V, м/с	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	1	1,1	1,2
Коэффициент θ	1,41	1,2	1,11	1,06	1,04	1,03	1,015	1

Удельные сопротивления S_0, с²/м⁶, асбестоцементных и полиэтиленовых труб определяются в зависимости от скорости движения воды по табл. IV.2.

Из уравнения (IV.1) определяются в зависимости от условий задачи расход Q или необходимый напор в начале трубопровода $H_н$, 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. Для большей надежности местные потери напора можно приближенно учесть, приняв расчетную длину трубопровода на 5—10 % больше фактической. С учетом этого уравнение (IV.1) принимает вид

$$H_н - H_к = \sum S_0 Q^2 l. \qquad (IV.4)$$

Знак Σ указывает, что если трубопровод состоит из нескольких последовательных участков, то потери напора на них складываются. Для одиночного трубопровода

$$H_н - H_к = S_0 Q^2 l. \qquad (IV.5)$$

Для расчета длинных трубопроводов применяется также формула

$$Q = K\sqrt{i_р}, \qquad (IV.6)$$

где $i_р = \frac{H_н - H_к}{l}$ — пьезометрический уклон; K — расходная характеристика, зависящая, как и удельное сопротивление S_0, в основном от диаметра и материала трубы, а также от скорости движения воды.

Так как $S_0 = \frac{1}{K^2}$, то формулы (IV.5) и (IV.6) равнозначны.

В табл. IV.3 приведены значения расходных характеристик $K_{кв}$ для некоторых диаметров стальных (при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}013$), бетонных и железобетонных (при $n = 0{,}015$) труб, работающих в квадратичной области сопротивления.

Потери напора в этом случае определяются как

$$H_н - H_к = \frac{Q^2}{K^2} l. \qquad \text{(IV.7)}$$

Таблица IV.3

D, мм	$K_{кв}$, м³/с, для труб		D, мм	$K_{кв}$, м³/с, для труб	
	стальных	бетонных и железобетонных		стальных	бетонных и железобетонных
100	0,0763	—	700	9,57	7,99
125	0,115	—	800	13,49	11,42
150	0,18	—	900	18,37	15,65
175	0,19	—	1000	28,24	20,75
200	0,378	—	1100	—	26,77
250	0,679	—	1200	39,01	33,78
300	1,089	0,75	1300	—	41,83
350	1,637	—	1400	58,5	50,99
400	2,268	1,79	1500	70,4	61,31
450	3,165	—	1600	83,35	72,84
500	4,16	3,25	1700	—	85,64
600	6,649	5,29	1800	—	99,77

Примечание. Расчетный диаметр $D_р$ стальных труб принимается в соответствии с данными табл. IV.1; для железобетонных труб $D_р = D$.

При работе стальных труб в переходной области сопротивления ($V < 1{,}2$ м/с) расходная характеристика определяется по формуле

$$K = K_{кв} \frac{1}{\sqrt{\theta}}. \qquad \text{(IV.8)}$$

При расчете простых длинных трубопроводов обычно неизвестна одна величина, чаще всего $H_н$, Q или $D = f(S_0) = f(K)$, которая легко может быть определена по формуле (IV.5) или (IV.6).

При проектировании новых трубопроводов могут быть неизвестны две величины — напор в начальной точке и диаметр. В этом случае задаются диаметром трубопровода в зависимости от расхода и рекомендуемых (по экономическим соображениям) предельных скоростей по формуле

$$D = 1{,}13\sqrt{\frac{Q}{V_{пр}}}. \qquad \text{(IV.9)}$$

Предельные скорости в зависимости от величины расхода и материала труб могут быть приняты по табл. IV.4. Для ориентировочных подсчетов можно принимать средние значения предельных скоростей для данных материалов труб.

Если на участке трубопровода производится непрерывная раздача воды по пути, то расчетный расход

$$Q_р = Q_{тр} + 0{,}55 Q_{пут}. \qquad \text{(IV.10)}$$

Таблица IV.4

Трубы	Предельные скорости $V_{пр}$, м/с, при расходах Q, л/с		
	2—100	100—500	500—3000
Стальные	1—1,3	1,3—1,5	1,5—1,7
Чугунные	1,1—1,5	1,5—1,8	1,8—2,5
Асбестоцементные	1,1—1,7	1,7—3,1	—
Полиэтиленовые	1—2	2—3,5	—

Здесь $Q_{тр}$ — транзитный расход, проходящий по всей длине трубопровода; $Q_{пут}$ — путевой расход (непрерывная раздача) на участке:

$$Q_{пут} = q_0 l, \qquad \text{(VI.11)}$$

где q_0 — удельный путевой расход на 1 м длины трубопровода.

Трубопроводы, имеющие параллельные ответвления с общими узловыми точками в их конце и начале (рис. IV.1), рассчитывают с учетом того, что потери напора по всем участкам одинаковы. Расходы в параллельных ветвях определяются из системы уравнений:

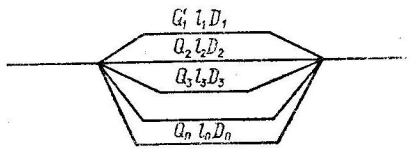


Рис. IV.1

$$\left.\begin{aligned} &Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots + Q_n = Q;\\ &\frac{Q_1}{Q_2} = \sqrt{\frac{S_{02} l_2}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_2}\sqrt{\frac{l_2}{l_1}};\\ &\frac{Q_1}{Q_3} = \sqrt{\frac{S_{03} l_3}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_3}\sqrt{\frac{l_3}{l_1}};\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ &\frac{Q_1}{Q_n} = \sqrt{\frac{S_{0n} l_n}{S_{01} l_1}} = \frac{K_1}{K_n}\sqrt{\frac{l_n}{l_1}}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.12)}$$

Потери напора для таких трубопроводов определяются как потери напора в одной из параллельных ветвей.

Если в начале трубопровода напор создается насосом, то мощность последнего определится по формуле

$$N_{нас} = \frac{\rho g Q H_{нас}}{10^3 \eta}, \text{ кВт (для } \rho \text{ в кг/м}^3 \text{ и } Q \text{ в м}^3/\text{с}), \qquad \text{(IV.13)}$$

где η — коэффициент полезного действия насоса; $H_{нас} = h + \Sigma S_0 Q^2 l$ — полный напор насоса, состоящий из геометрической высоты подъема $h = H_{св} + z_к - z_н$ (где $H_{св} = \frac{p_к}{\rho g}$ — свободный напор в конце трубопровода) и суммы потерь напора на всасывающем и нагнетательном трубопроводах. Если высота всасывания и потери

напора во всасывающей трубе незначительны, то напор насоса можно принимать как сумму высоты нагнетания и потерь напора при нагнетании.

Задачи

IV.1. Определить диаметр трубопровода для подачи расхода $Q = 15$ л/с от водонапорной башни B до предприятия A (рис. IV.2) при длине трубопровода $l = 1000$ м, отметке уровня воды в башне $H_B = 28$ м, геодезической отметке в конце трубопровода $z_A = 2$ м и свободном напоре $H_{св} \geqslant 12$ м, если трубы: а) стальные; б) асбестоцементные; в) полиэтиленовые; г) чугунные.

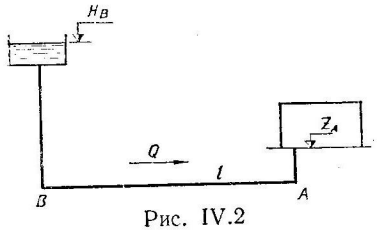


Рис. IV.2

Решение. а) Считая трубопровод длинным, из формулы (IV.5) находим необходимое удельное сопротивление трубы, приближенно учитывая местные потери увеличением расчетной длины трубопровода на 5%:

$$S_0 = \frac{H_B - H_A}{Q^2 \cdot l \cdot 1{,}05} = \frac{28 - (2 + 12)}{0{,}015^2 \cdot 1000 \cdot 1{,}05} = 59{,}2 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

По табл. IV.1 принимаем диаметр условного прохода трубопровода $D = 150$ мм ближайший больший), которому соответствует $S_{0_{кв}} = 30{,}7$ с^2/м^6 (при скорости $V \geqslant 1{,}2$ м/с), после чего уточняем скорость движения воды V и удельное сопротивление S_0:

$$V = \frac{4Q}{\pi D_р^2} = \frac{4 \cdot 0{,}015}{3{,}14 \cdot 0{,}158^2} = 0{,}76 \text{ м/с}.$$

При такой скорости $\theta = 1{,}07$, тогда

$$S_0 = S_{0_{кв}} \theta = 30{,}7 \cdot 1{,}07 = 32{,}8 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Уточним напор в конце трубопровода

$$H_A = H_B - S_0 Q^2 l \cdot 1{,}05 = 28 - 32{,}8 \cdot 0{,}015^2 \cdot 1000 \cdot 1{,}05 = 19{,}4 \text{ м}.$$

Свободный напор в конце трубопровода

$$H_{св} = H_A - z_A = 19{,}4 - 2 = 17{,}4 \text{ м} > 12 \text{ м}.$$

Для уменьшения излишнего запаса в свободном напоре часто разбивают трубопровод на два участка с разными диаметрами. Принимаем диаметры участков $D_1 = 150$ мм и $D_2 = 125$ мм и, обозначив длины участков l_1 и $l_2 = l - l_1$, получим

$$H_B - H_A = S_{01} Q^2 l_1 \cdot 1{,}05 + S_{02} Q^2 (l - l_1) \cdot 1{,}05.$$

Скорость на втором участке

$$V_2 = \frac{4 \cdot 0{,}015}{3{,}14 \cdot 0{,}133^2} = 1{,}08 \text{ м/с}, \quad S_0 = S_{0_{кв}} \theta = 76{,}4 \cdot 1{,}018 = 77{,}7 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Тогда

$$28 - (2 + 12) = 32{,}8 \cdot 0{,}015^2 \, l_1 \cdot 1{,}05 + 77{,}7 \cdot 0{,}015^2 \, (1000 - l_1) \, 1{,}05,$$

откуда $l_1 = 413$ м и $l_2 = 1000 - 413 = 587$ м.

IV.2. Вода из водонапорной башни высотой $H = 15$ м подается по полиэтиленовому горизонтальному трубопроводу диаметром условного прохода $D = 150$ мм на расстояние $l = 1{,}5$ км. Определить: а) на какую высоту h в конце трубопровода будет подаваться вода при расходе $Q = 16$ л/с; б) какой расход Q будет в конце трубопровода на высоте $h = 7$ м.

IV.3. В конце стального трубопровода длиной $l = 800$ м установлена водоразборная колонка на отметке $z_к = 5$ м при пьезометрическом напоре в начале трубопровода $H_н = 19$ м. Определить: а) необходимый диаметр трубопровода D при давлении в колонке $p = 0{,}02$ МПа (0,204 кгс/см^2), а расход $Q = 6$ л/с; б) давление в колонке p при $Q = 4$ л/с, а $d = 150$ мм.

IV.4. По трубопроводу из чугунных труб длиной $l = 800$ м при отметках в начале и конце $z_н = 5$ м и $z_к = 22$ м и свободном напоре в конце трубопровода $H_{св} = 10$ м подается вода. Определить необходимый напор в начале трубопровода и максимальное давление в нем при расходе $Q = 35$ л/с, а также изменение максимального давления при увеличении расхода на 40%, если: а) диаметр трубы $d = 200$ мм; б) $d = 250$ мм.

Указание. Из формулы (IV.2) следует, что $p = \rho g (H - z)$, т. е. максимальное давление установится в том сечении трубопровода, где разность $H - z$ будет максимальной.

IV.5. Насос подает воду ($Q = 180$ м^3/ч) по стальному трубопроводу длиной $l = 4$ км на высоту $h = 40$ м при коэффициенте полезного действия $\eta = 0{,}7$. Определить необходимую мощность насоса, а также изменение количества подаваемой воды при уменьшении мощности насоса на 10%, если диаметр трубопровода: а) 200 мм; б) 250 мм; в) 300 мм; г) 350 мм.

IV.6. По железобетонному горизонтальному водоводу подается вода расходом 7 м^3/с на расстояние 3 км. Определить необходимый диаметр водовода, если: а) давление в его начале $p_н = 0{,}5$ МПа (5,1 кгс/см^2), а в конце $p_к = 0{,}1$ МПа (1,02 кгс/см^2); б) $p_н = 0{,}4$ МПа (4,08 кгс/см^2); $p_к = 0{,}05$ МПа (0,51 кгс/см^2); в) $p_н = 0{,}3$ МПа (3,06 кгс/см^2); $p_к = 0{,}06$ МПа (0,61 кгс/см^2).

IV.7. Вода по горизонтальному трубопроводу подается от напорного резервуара к водоразборной колонке. Как изменится расход в колонке, если длину трубопровода: а) увеличить в два раза; б) увеличить на 35%; в) уменьшить на 40%?

Указание. Приближенно можно принять, что трубы работают в области квадратичного сопротивления.

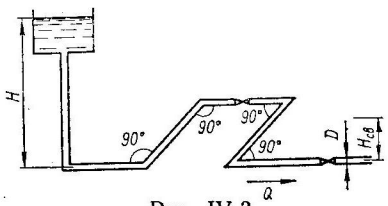


Рис. IV.3

IV.8. Вода из напорного бака высотой $H = 9$ м подается по стальному горизонтальному трубопроводу диаметром условного прохода $D = 50$ мм на расстояние $l = 70$ м (рис. IV.3). На трубопроводе имеется четыре плавных поворота на угол 90° и два вентиля. Опреде-

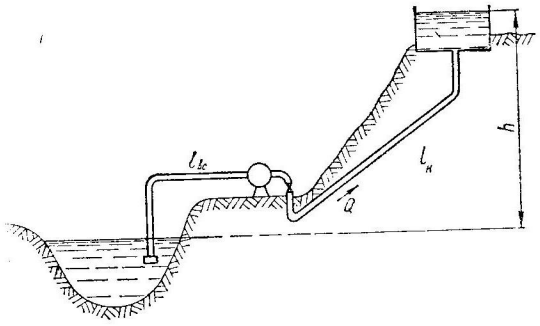


Рис. IV.4

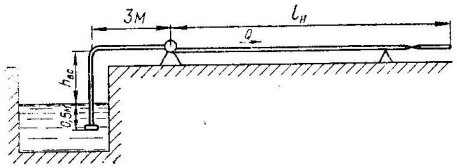


Рис. IV.5

лить: а) свободный напор в конце трубопровода при расходе $Q = 4{,}5$ л/с; б) расход в трубопроводе при свободном напоре в его конце $H_{св} = 3$ м.

IV.9. Вода подается насосом из водоема в резервуар (рис. IV.4) на высоту $h = 30$ м. Всасывающий участок трубопровода с обратным клапаном имеет длину $l_{вс} = 15$ м, а нагнетательный $l_н = 40$ м; на последнем установлена задвижка. Подобрать диаметры трубопроводов, определить напор и необходимую мощность насоса (коэффициент полезного действия $\eta = 0{,}65$) для подачи воды: а) при $Q = 40$ л/с; трубы стальные; б) при $Q = 35$ л/с; чугунные; в) при $Q = 42$ л/с; асбестоцементные; г) при $Q = 45$ л/с; полиэтиленовые.

IV.10. Насос откачивает 100 л/с воды из котлована (рис. IV.5). Подобрать диаметры всасывающего с обратным клапаном и горизонтального нагнетательного с задвижкой трубопроводов, определить максимальную высоту всасывания $h_{вс}$ и необходимую мощность насоса $N_{нас}$, если его коэффициент полезного действия $\eta = 0{,}72$, вакуум, создаваемый насосом, $h_{вак} = 7$ м: а) при длине нагнетательного трубопровода $l_н = 15$ м; трубы стальные; б) при $l_н = 45$ м; трубы чугунные; в) при $l_н = 75$ м; трубы асбестоцементные; г) при $l_н = 125$ м; трубы полиэтиленовые.

IV.11. Определить максимальную пропускную способность сифонного стального трубопровода (рис. IV.6), имеющего два поворота с углами $\alpha_1 = \pi/6$ и $\alpha_2 = \pi/3$, при отметке в водохранилище $A = 11$ м,

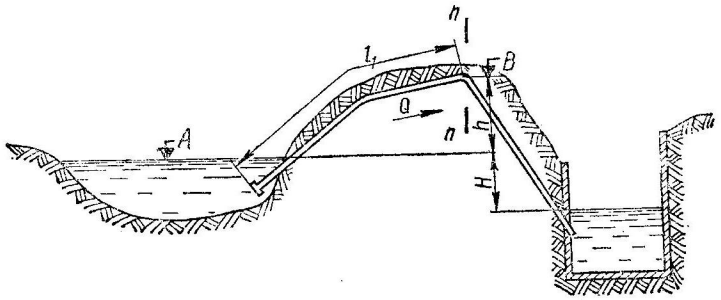


Рис. IV.6

отметке наивысшей точки сифона $B = 14$ м, если: а) длина сифона $L = 80$ м, расстояние наивысшей точки сифона от его начала $l_1 = 40$ м, диаметр трубопровода $D = 300$ мм; б) $L = 60$ м; $l_1 = 45$ м; $D = 250$ мм; в) $L = 45$ м; $l_1 = 20$ м; $D = 200$ мм; г) $L = 35$ м; $l_1 = 20$ м; $D = 225$ мм.

Указание. Сифонный трубопровод работает при условии

$$h_в = h + H\frac{1 + \lambda\frac{l_1}{D} + \sum_1^n \zeta}{\lambda\frac{L}{D} + \Sigma\zeta},$$

где $h_в$ — высота вакуума в наивысшей точке сифона (обычно $h_в \leqslant 7$ м); h — превышение наивысшей точки сифона над уровнем воды в водохранилище; H — разность уровней водохранилища и резервуара в конце сифона; λ — гидравлический коэффициент трения; $\sum_1^n \zeta$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений от начала сифона до его наивысшей точки; $\Sigma\zeta$ — сумма коэффициентов всех местных сопротивлений.

Приняв по рекомендациям § II.4 значения λ и ζ из приведенного выше условия, определяют максимальное значение величины H, с учетом которой определяется максимальная пропускная способность сифона.

IV.12. Определить необходимый диаметр длинного сифонного стального трубопровода (рис. IV.6) для пропуска воды расходом $Q = 300$ л/с при отметке уровня воды в водохранилище $A = 10$ м, общей длине сифона $L = 1500$ м, если наивысшая точка сифона с отметкой $B = 14$ м расположена: а) на расстоянии $l_1 = 1000$ м от его начала; б) посередине его длины ($l_1 = 0{,}5L$); в) вблизи его конца ($l_1 \approx L$).

Указание. Для длинного сифонного трубопровода условие его работы (см. указание к задаче IV.11) принимает вид

$$h_в = h + H\frac{l_1}{L}.$$

Определив из этого условия разность уровней в водохранилище и резервуаре H, по уравнению (IV.5) определяют удельное сопротивление трубы S_0, а затем и ее диаметр.

IV.13. Вода подается в водоприемник по длинному железобетонному сифонному трубопроводу длиной $L = 2$ км, диаметром $d = 500$ мм, с отметкой наивысшей точки сифона $B = 15$ м (рис. IV.6). Определить, в каких пределах будет изменяться максимальная пропускная способность сифона при колебании отметки уровня воды в водохранилище в диапазоне $A = 11 \div 13$ м, если: а) наивысшая точка сифона расположена на расстоянии $l_1 = 0{,}8$ км от его начала; б) $l_1 \approx 1{,}4$ км; в) $l_1 \approx 2$ км.

IV.14. Определить необходимый напор H перед стальным дюкером диаметром 700 мм, длиной $l = 500$ м, проложенным под руслом реки

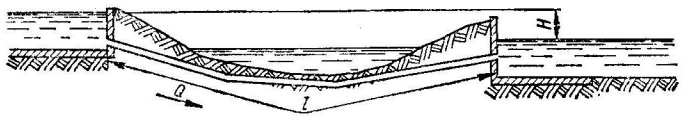


Рис. IV.7

(рис. IV.7) для пропуска расхода: а) 0,5 м³/с; б) 0,65 м³/с; в) 0,8 м³/с; г) 0,9 м³/с.

IV.15. Определить пропускную способность дюкера, используя условия предыдущей задачи, если напор H: а) 3 м; б) 2,5 м; в) 2 м; г) 1,6 м.

IV.16. Определить необходимый напор H перед стальным дюкером (рис. IV.7) диаметром условного прохода $D = 1000$ мм, проложенным под руслом реки, имеющем два поворота с углом $\alpha = \pi/6$, если: а) расход $Q = 1{,}3$ м³/с, длина дюкера $l = 25$ м; б) $Q = 1{,}2$ м³/с; $l = 35$ м; в) $Q = 1{,}1$ м³/с; $l = 55$ м; г) $Q = 1$ м³/с; $l = 110$ м; д) $Q = 0{,}9$ м³/с; $l = 120$ м.

IV.17. Определить необходимый диаметр железобетонного дюкера (рис. IV.7) длиной $l = 45$ м, имеющим два поворота с углами $\alpha = \pi/8$ при напоре $H = 1$ м для пропуска расхода Q: а) 2,0 м³/с; б) 1,5 м³/с; в) 1,3 м³/с; г) 1,0 м³/с; д) 0,8 м³/с.

IV.18. Определить необходимый диаметр участка трубопровода длиной $l = 200$ м для пропуска транзитного расхода $Q_{тр} = 15$ л/с и удельного путевого расхода $q_0 = 0{,}06$ л/с/м при разности напоров в начале и в конце трубопровода $H_н - H_к = 6$ м, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

Решение. а) Определим расчетный расход

$$Q_р = Q_{тр} + 0{,}55 q_0 l = 15 + 0{,}55 \cdot 0{,}06 \cdot 200 = 21{,}6 \text{ л/с}.$$

По формуле (IV.1) найдем необходимое удельное сопротивление

$$S_0 = \frac{H_н - H_к}{Q_р^2 l} = \frac{6}{0{,}0216^2 \cdot 200} = 64{,}4 \text{ с}^2/\text{м}^3.$$

По табл. IV.1 принимаем диаметр условного прохода трубопровода $D = 150$ мм. При желании расчет можно уточнить, разбив трубопровод по длине на два участка с диаметрами $D_1 = 150$ мм и $D_2 = 125$ мм (см. решение задачи IV.1).

IV.19. Чугунный трубопровод длиной $l = 1$ км и диаметром $d = 200$ мм имеет разность давлений в начале и в конце $\Delta p = 98 \cdot 10^3$ н/м² $= 1$ кгс/см². Определить: а) какой транзитный расход $Q_{тр}$ возможен в трубопроводе при непрерывной раздаче, если удельный путевой расход $q_0 = 0{,}01$ л/с/м; б) при каком удельном путевом расходе в трубопроводе не может быть транзитного расхода; в) какой может быть удельный путевой расход, если транзитный расход $Q_{тр} = 15$ л/с.

IV.20. Определить пропускную способность трубопровода, состоящего из трех последовательных участков с длинами $l_1 = 1000$ м, $l_2 = 1300$ м; $l_3 = 1500$ м, если геодезическая отметка в начале трубопровода $z_в = 10$ м и в конце трубопровода $z_к = 50$ м, давление соответственно: $p_н = 0{,}8$ МПа (8,16 кгс/см²); $p_к = 0{,}3$ МПа (3,06 кгс/см²), а диаметры условных проходов участков: а) $D_1 = 1000$ мм; $D_2 = 900$ мм; $D_3 = 800$ мм (трубы стальные); б) $D_1 = 800$ мм; $D_2 = 700$ мм; $D_3 = 600$ мм (трубы чугунные); в) $D_1 = 1200$ мм; $D_2 = 1100$ мм; $D_3 = 1000$ мм (трубы железобетонные); г) $D_1 = 900$ мм; $D_2 = 800$ мм; $D_3 = 700$ мм (трубы асбестоцементные).

IV.21. Подобрать диаметр трубопровода и определить необходимый напор в его начале для пропуска расхода $Q = 15$ л/с при длине трубопровода $l = 500$ м и пьезометрическом напоре в его конце $H_к = 10$ м, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

Указание. Диаметр трубопровода принимается в зависимости от расхода и принятой предельной скорости по формуле (IV.9).

IV.22. По стальному трубопроводу диаметром 150 мм необходимо подавать 12 л/с воды на расстояние $l = 800$ м. Определить, как изменится пропускная способность трубопровода, если вместо запроектированных труб будет уложено: а) 400 м чугунных труб диаметром $D_1 = 125$ мм и 400 м стальных труб $D_2 = 175$ мм; б) 600 м чугунных труб $D_1 = 125$ мм и 200 м стальных труб $D_2 = 200$ мм; в) 800 м асбестоцементных труб диаметром $D = 150$ мм; г) 800 м полиэтиленовых труб диаметром $D = 150$ мм.

Указание. В первом приближении можно принять удельное сопротивление S_0, соответствующее, например, скорости $V = 1 \div 1{,}2$ м/с, и найти затем пропускную способность трубы, с учетом которой можно уточнить среднюю скорость в трубе и, следовательно, удельное сопротивление S_0.

IV.23. На трубопроводе, питаемом от водонапорной башни (рис. IV.8), участок BC имеет непрерывную раздачу по пути $q_0 = 0{,}05$ л/с/м, а в точках C и D — сосредоточенные расходы $Q_C = 10$ л/с и $Q_D = 12$ л/с. Длины участков трубопровода $AB = 400$ м; $BC = 300$ м; $CD = 200$ м; отметки земли $A = 15$ м, $B = 14$ м, $C = 12$ м и $D = 10$ м; свободный напор $H_{св} \geqslant 10$ м. Построить пьезометрическую линию и определить необходимую высоту водонапорной башни $h_б$ в точке A, если: а) диаметры участков $D_{AB} = D_{BC} = 200$ мм; $D_{CD} = 125$ мм; трубы асбестоцементные; б) $D_{AB} = 225$ мм; $D_{BC} = 200$ мм; $D_{CD} = 175$ мм; трубы стальные; в) $D_{AB} = D_{BC} = 200$ мм; $D_{CD} = 150$ мм; трубы чугунные.

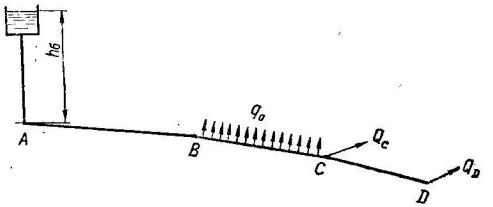


Рис. IV.8

Указание. При подсчете пьезометрических напоров может оказаться, что свободный напор в промежуточных точках водопровода (B или C) получится менее заданного. В таком случае пьезометрическую отметку в данной точке нужно увеличить до требуемой, соответственно увеличив напоры и в последующих точках водопровода.

IV.24. Вода подается по горизонтальному трубопроводу, состоящему из двух последовательных участков $AB = 400$ м, $BC = 300$ м, с диаметрами $D_{AB} = 200$ мм; $D_{BC} = 150$ мм. Расходы воды в точках $Q_B = 15$ л/с; $Q_C = 12$ л/с; свободный напор в конце трубопровода $H_{св} = 16$ м. Определить необходимое давление и мощность насоса в точке A (пренебрегая высотой всасывания и потерями напора во всасывающей трубе), а также изменение давления и мощности при

уменьшении расхода в точке B на 3 л/с и одновременном увеличении расхода в точке C на 3 л/с, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

IV.25. Водопровод состоит из трех последовательных участков $AB = 300$ м; $BC = 200$ м и $CD = 400$ м; отметки земли $A = 15$ м; $B = 23$ м; $C = 23$ м и $D = 21$ м; расходы воды в точках $Q_B = 10$ л/с; $Q_C = 12$ л/с; $Q_D = 15$ л/с; на участке CD удельный путевой расход $q_0 = 0{,}02$ л/с/м. Свободный напор в узловых точках водопровода должен быть не менее 12 м. Определить диаметры труб на всех участках, необходимое давление и мощность насоса в пункте A, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

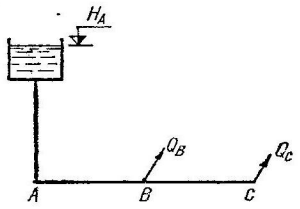


Рис. IV.9

IV.26. Определить напор в точке B и расход в точке C горизонтального чугунного трубопровода (рис. IV.9), состоящего из двух последовательных участков с длинами $l_{AB} = l_{BC} = 250$ м; диаметрами $D_{AB} = 200$ мм и $D_{BC} = 150$ мм при пьезометрических напорах $H_A = 20$ м; $H_C = 9$ м, если: а) расход $Q_B = 10$ л/с; б) $Q_B = 8$ л/с.

Указание. При решении задачи следует составить систему двух уравнений типа (IV.4) для участков AB и BC с двумя неизвестными Q_C и H_B.

IV.27. Определить напор в точке B и расход в точке C трубопровода, рассмотренного в предыдущей задаче, если вместо сосредоточенного расхода в точке B будет удельный путевой расход: а) на участке AB $q_0 = 0{,}04$ л/с/м; б) на участке BC $q_0 = 0{,}04$ л/с/м; в) на участках AB и BC $q_0 = 0{,}02$ л/с/м.

IV.28. Трубопровод имеет параллельное ответвление (рис. IV.10). Длины участков трубопровода $l_1 = 200$ м; $l_2 = 200$ м; $l_3 = 150$ м; $l_4 = 300$ м; диаметры участков $D_1 = D_4 = 300$ мм; $D_2 = 250$ мм; $D_3 = 200$ мм. Определить давление, создаваемое насосом для подачи по трубопроводу воды с расходом $Q = 75$ л/с при отметке оси насоса $z_{нас} = 5$ м и напоре в конце трубопровода $H_к = 20$ м, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

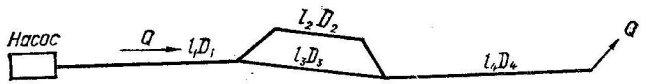


Рис. IV.10

Решение. а) Определяем расходы в параллельных участках трубопровода, принимая в первом приближении удельные сопротивления по табл. IV.1 при скорости движения воды $V \geqslant 1{,}2$ м/с и решая систему уравнений (IV.12):

$$\begin{cases} Q_2 = Q_3 \sqrt{\dfrac{S_{03}l_3}{S_{02}l_2}} = Q_3 \sqrt{\dfrac{6{,}96 \cdot 150}{2{,}19 \cdot 200}} = 1{,}54Q_3; \\ Q = Q_3 + Q_2, \end{cases}$$

или

$$75 = Q_3 + 1{,}54Q_3 = 2{,}54Q_3.$$

Отсюда

$$Q_3 = 29{,}5 \text{ л/с и } Q_2 = 75 - 29{,}5 = 45{,}5 \text{ л/с}.$$

Уточняем скорости движения воды на параллельных участках и удельные сопротивления, учитывая поправочный коэффициент θ и значения внутренних диаметров труб:

$$V_2 = \frac{Q_2 \cdot 4}{\pi D^2} = \frac{0{,}0455 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}262^2} = 0{,}86 \text{ м/с};$$

$$(S_0 = \theta S_{0_{кв}} = 1{,}05 \cdot 2{,}19 = 2{,}3 \text{ с}^2/\text{м}^6);$$

$$V_3 = \frac{0{,}0295 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}209^2} = 0{,}86 \text{ м/с } (S_0 = 1{,}05 \cdot 6{,}96 = 7{,}3 \text{ с}^2/\text{м}^6).$$

Уточняем соотношение расходов

$$Q_2 = Q_3 \sqrt{\frac{7{,}30 \cdot 150}{2{,}30 \cdot 200}} = 1{,}542Q_3.$$

Так как соотношение расходов почти не изменилось, принимаем ранее полученные расходы на параллельных участках $Q_2 = 45{,}5$ л/с и $Q_3 = 29{,}5$ л/с. Далее определяем скорости и удельные сопротивления на первом и четвертом участках трубопровода

$$V_1 = V_4 = \frac{0{,}075 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}311^2} = 0{,}99 \text{ м/с}$$

$$(S_0 = 1{,}03 \cdot 0{,}85 = 0{,}88 \text{ с}^2/\text{м}^6).$$

Затем определяем напор, создаваемый насосом,

$$H_{нас} = H_к - z_{нас} + \Sigma S_0 Q^2 l = H_к - z_{нас} + (S_0Q^2l)_4 + (S_0Q^2l)_2 + (S_0Q^2l)_1 =$$

$$= 20 - 5 + 0{,}88 \cdot 0{,}075^2 \cdot 300 + 2{,}30 \cdot 0{,}0455^2 \cdot 200 + 0{,}88 \cdot 0{,}075^2 \cdot 200 = 18{,}43 \text{ м}.$$

Определяем давление, создаваемое насосом, из уравнения (IV.2):

$$p_{нас} = \rho g H_{нас} = 1000 \cdot 9{,}81 \cdot 18{,}43 = 0{,}181 \text{ МПа } (1{,}84 \text{ кгс/см}^2).$$

IV.29. Какой напор необходимо создать в начале горизонтальной трубы длиной $l = 1300$ м и диаметром $d_1 = 150$ мм для пропуска расхода $Q = 18$ л/с при напоре в конце трубы $H_к = 10$ м? Как изменится напор в начале трубы, если для пропуска того же расхода параллельно основной трубе будет уложена дополнительная диаметром $d_2 = 100$ мм той же длины? Расчеты произвести для труб: а) стальных; б) чугунных; в) асбестоцементных; г) полиэтиленовых.

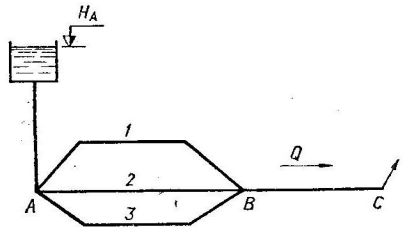


Рис. IV.11

IV.30. В трубопроводе (рис. IV.11) с параллельными линиями, длина которых $l_1 = 400$ м; $l_2 = 200$ м; $l_3 = 300$ м; $l_{BC} = 500$ м; диаметры $D_1 = 250$ мм; $D_2 = 200$ мм; $D_3 = 200$ мм; $D_{BC} = 350$ мм (на участках *1* и *2* трубы стальные, а на участках *3* и BC — асбестоцементные); пьезометрический напор в точке C $H_C = 10$ м, определить расходы на участках *1*, *2* и BC и пьезометрический напор в точке A, если: а) расход в третьей ветви $Q_3 = 20$ л/с; б) $Q_3 = 30$ л/с; в) $Q_3 = 35$ л/с.

IV.31. Принимая диаметры и длины участков, а также напор в точке C такими же, как в задаче IV.30, определить необходимый напор в точке A трубопровода (рис. IV.11) и расходы в параллельных ветвях *1*, *2* и *3*, если общая подача воды из точки A в точку C должна быть: а) 100 л/с; б) 80 л/с; в) 90 л/с.

IV.32. Трубопровод запроектирован в виде двух параллельных горизонтальных участков с длинами $l_1 = 300$ м и $l_2 = 200$ м при разности давлений в начале и в конце трубопровода $\Delta p = 0{,}05$ МПа. В каком случае и на какую величину будет больше пропускная способность трубопровода при диаметрах $D_1 = 200$ мм и $D_2 = 150$ мм или $D_1 = 150$ мм и $D_2 = 200$ мм, если трубы: а) стальные; б) чугунные; в) полиэтиленовые; г) асбестоцементные.

IV.33. Определить необходимое количество параллельных ветвей для замены одного железобетонного трубопровода диаметром 1200 мм трубами: а) $D = 900$ мм; б) $D = 800$ мм; в) $D = 700$ мм; г) $D = 600$ мм.

Указание. При замене трубопровода должно соблюдаться условие неизменяемости расхода, начального и конечного напоров, а при определении расходных характеристик или удельных сопротивлений можно допускать, что они не зависят от скорости.

IV.34. Трубопровод запроектирован из двух параллельных ветвей стальных труб диаметром по 1000 мм каждая. Сколько необходимо уложить ветвей при замене заданных труб трубами: а) $D = 700$ мм; б) $D = 600$ мм; в) $D = 500$ мм; г) $D = 400$ мм?

§ IV.2. РАСЧЕТ РАЗВЕТВЛЕННЫХ (ТУПИКОВЫХ) ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Тупиковая водопроводная сеть состоит из основной (главной) магистрали и ответвлений. Величины отдачи (потребления) воды из сети в точках разветвления отдельных ее участков (узлов) и в конечных точках принято называть *узловыми расходами* и обозначать Q_1, Q_2, Q_3 и т. д. Величины потребления воды на отдельных участках сети называют *путевыми расходами* и обозначают Q_{1-2}, Q_{2-3}, Q_{1-4} и т. д.

Путевые расходы приводятся к узловым путем добавления, согласно формуле (IV.10), к узловому расходу в конце участка $0{,}55Q_{\text{пут}}$, а к узловому расходу в начале участка $0{,}45Q_{\text{пут}}$. Однако для упрощения расчетов водопроводных сетей путевые расходы на каждом участке делят на две равные части и добавляют их к узловым расходам в начале и в конце участка.

Расчетные расходы, проходящие по отдельным участкам сети, называются *линейными расходами* и обозначаются q_{1-2}, q_{2-3} и т. д. Расчетный расход состоит из суммы расходов в узлах (в том числе приведенных), находящихся после данного участка.

Обычно при расчете тупиковой сети определяют диаметры труб на всех участках и напоры в каждой узловой точке сети. В этом случае предварительно выбирают главную магистраль, соединяющую начальную точку сети с наиболее удаленной и возвышенной из конечных ее точек. Диаметры участков главной магистрали в зависимости от линейных расходов определяют по формуле (IV.9), после чего по формуле (IV.4) находят напоры в каждой узловой точке.

Диаметры ответвлений от главной магистрали определяют из формулы (IV.5) по известной разнице напоров в начале и в конце каждого ответвления. Если ответвление состоит из нескольких участков, то можно определить средний пьезометрический уклон всего ответвления по формуле

$$i_{p_{\text{ср}}} = \frac{H_{\text{н}} - H_{\text{к}}}{\Sigma l}. \qquad \text{(IV.14)}$$

По этому уклону можно принять ориентировочные напоры в каждой узловой точке ответвления, а затем определить диаметры каждого участка. Таким же образом рассчитывают и главную магистраль при известных пьезометрических напорах в ее начале и в конце.

Применяя формулы (IV.4) и (IV.7), можно определить также пропускную способность участков сети при известных диаметрах и напорах в начальной и в конечных точках сети.

Задачи

IV.35. Тупиковая водопроводная сеть (рис. IV.12) характеризуется следующими данными: длины участков: $l_{1-2} = 300$ м; $l_{2-3} = 200$ м; $l_{3-4} = 150$ м; $l_{3-5} = 250$ м; $l_{2-6} = 100$ м; $l_{6-7} = 100$ м; $l_{6-8} = 150$ м; геодезические отметки точек: $z_1 = 41$ м; $z_2 = 40{,}5$ м; $z_3 = 40{,}5$ м; $z_4 = 38$ м; $z_5 = 37$ м; $z_6 = 38$ м; $z_7 = 36$ м; $z_8 = 37$ м; узловые расходы: $Q_2 = 6$ л/с; $Q_3 = 20$ л/с; $Q_4 = 12$ л/с; $Q_5 = 17$ л/с; $Q_6 = 8$ л/с; $Q_7 = 9$ л/с; $Q_8 = 8$ л/с; удельные путевые расходы на участках: *2—3* и *6—8* $q_0 = 0{,}02$ л/с/м; свободный напор $H_{\text{св}} \geqslant 12$ м. Определить диаметры участков и напоры в узловых точках, если трубы: а) чугунные; б) стальные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

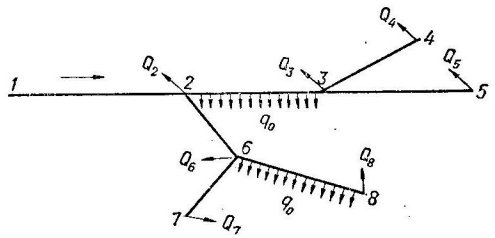


Рис. IV.12

Решение. а) Выбор и расчет главной (основной) магистрали производится так. Из условия задачи видно, что направления к точкам *7* и *8* не могут быть основной магистралью, так как отметки этих точек, расстояния до них и расходы в них меньше, чем в точках *4* и *5*. В точке *5* расход больше, чем в точке *4*, большим также является и расстояние до точки *5*, но отметка земли в точке *4* выше, чем в точке *5*. В связи с этим следует сравнить между собой напоры в узловой точке *3*, необходимые для подачи воды в точки *4* и *5*.

Примем в первом приближении предельную скорость на участках *3—4* и *4—5* $V_{\text{пр}} = 1{,}1$ м/с и по формуле (IV.9) определим диаметры участков, соответствующие этой скорости:

$$D_{3-4} = 1{,}13\sqrt{\frac{q_{3-4}}{V_{\text{пр}}}} = 1{,}13\sqrt{\frac{0{,}012}{1{,}1}} = 0{,}118 \text{ м};$$

$$D_{3-5} = 1{,}13\sqrt{\frac{q_{3-5}}{V_{\text{пр}}}} = 1{,}13\sqrt{\frac{0{,}017}{1{,}1}} = 0{,}14 \text{ м}.$$

Принимаем ближайшие диаметры условного прохода $D_{3-4} = 125$ мм и $D_{3-5} = 150$ мм.

Уточним скорости движения воды V на этих участках и с их помощью по табл. IV.1 определим удельные сопротивления:

$$V_{3-4} = \frac{q_{3-4} \cdot 4}{\pi D_{3-4}^2} = \frac{0{,}012 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}1272^2} = 0{,}95 \text{ м/с}$$

$$(S_{0_{3-4}} = 1{,}035 \cdot 96{,}7 = 100{,}2 \text{ с}^2/\text{м}^6);$$

$$V_{3-5} = \frac{0{,}017 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}1524^2} = 0{,}94 \text{ м/с } (S_{0_{3-5}} = 1{,}035 \cdot 37{,}1 = 38{,}4 \text{ с}^2/\text{м}^6).$$

Определим необходимый напор в точке *3* для подачи воды в точку *4*:

$$H_{3(4)} = H_4 + (S_0 q^2 l)_{3-4} = H_{св} + z_4 + (S_0 q^2 l)_{3-4} = 12 + 38 + 100{,}2 \cdot 0{,}012^2 \cdot 150 = 52{,}16 \text{ м}.$$

Затем в точке *3* для подачи воды в точку 5

$$H_{3(5)} = H_5 + (S_0 q^2 l)_{3-5} = 12 + 37 + 38{,}4 \cdot 0{,}017^2 \cdot 250 = 51{,}78 \text{ м}.$$

Так как для подачи воды в точку *4* необходим напор, больший, чем для подачи воды в точку *5*, то основной магистралью является направление *1—2—3—4*.

Принимаем напор в точке *3* $H_3 = 52{,}16$ м.

Проверяем свободный напор в точке *3*

$$H_{3_{св}} = H_3 - z_3 = 52{,}16 - 40{,}5 = 11{,}66 < 12 \text{ м}.$$

Таким образом, напор получился меньше заданного. Поэтому нужно увеличить пьезометрическую отметку в точке *3* до

$$H_3' = 40{,}5 + 12 = 52{,}5 \text{ м}.$$

Далее определяем расчетный расход на участке *2—3*:

$$q_{2-3} = Q_3 + Q_4 + Q_5 + 0{,}5 q_0 l_{2-3} = 20 + 12 + 17 + 0{,}5 \cdot 0{,}02 \cdot 200 = 51 \text{ л/с}.$$

Задаемся предельной скоростью на этом участке $V_{пр} = 1{,}2$ м/с и определяем диаметр

$$D_{2-3} = 1{,}13 \sqrt{\frac{q_{2-3}}{V_{пр}}} = 1{,}13 \sqrt{\frac{0{,}051}{1{,}2}} = 0{,}233 \text{ м}.$$

Принимаем диаметр условного прохода $D_{2-3} = 250$ мм.

Уточнение скорости, определение удельного сопротивления на участке *2—3* и пьезометрического напора в точке *2*, а затем и расчет линии *1—2* производится аналогично расчету, приведенному выше. Следует помнить, что расчетный расход на участке *1—2* будет представлять собой сумму всех узловых расходов в точках *2, 3, 4, 5, 6, 7, 8* и путевых расходов на участках *2—3* и *6—8*.

Расчет основной магистрали удобно свести в таблицу по приводимой форме (табл. IV.5).

Таким образом, если в начале основной магистрали сооружается водонапорная башня, то ее расчетная высота должна равняться свободному напору в этой точке, т. е. 15,34 м.

Расчет ответвлений (ветвей) от основной магистрали ведется следующим образом.

Ветвь 3—5. Для этого участка известны пьезометрические напоры в начале и в конце. Из формулы (IV.5) можно сразу определить необходимое удельное сопротивление

$$S_0 = \frac{H_3 - H_5}{q_{3-5}^2 l_{3-5}} = \frac{52{,}5 - (37 + 12)}{0{,}017^2 \cdot 250} = 48{,}5 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Принимаем ближайший больший диаметр $D = 150$ мм (табл. IV.1).

Таблица IV.5

Номера точек	Длина l, м	Расчетный расход q, л/с	Предельная скорость $V_{пр}$, м/с	Диаметр D, мм	Уточненная скорость V, м/с	Удельное сопротивление S_0, с²/м⁶	Потери напора $h_l = S_0 q^2 l$, м	Геодезическая отметка z, м	Пьезометрический напор H, м	Исправленный напор H, м	Свободный напор $H_{св}$, м
4								38	50	50,34	12,34
	150	11	1,1	125	0,95	100,2	2,16				
3								40,5	52,16	52,5	12
	200	51	1,2	250	1,07	2,58	1,68				
2								40,5	54,18		13,68
	300	87	1,4	300	1,2	0,95	2,16				
1								41	56,34		15,34

Для данного диаметра при заданном расходе уже было определено удельное сопротивление $S_0 = 38{,}4$ с²/м⁶. Поэтому мы можем определить свободный напор в точке *5*:

$$H_{5_{св}} = H_3 - (S_0 q^2 l)_{3-5} - z_5 = 52{,}5 - 38{,}4 \cdot 0{,}017^2 \cdot 250 - 37 = 12{,}72 \text{ м} > 12 \text{ м}.$$

Ветвь 2—6—8. Здесь, кроме диаметров, не известен также пьезометрический напор в точке *6*, которым можно задаться в соответствии со средним пьезометрическим уклоном, определяемым по формуле (IV.14):

$$i_{p_{ср}} = \frac{H_2 - H_6}{l_{2-6} + l_{6-8}} = \frac{54{,}18 - (37 + 12)}{100 + 150} = 0{,}0207.$$

Таблица IV.6

Ветви	Длина l, м	Расход q, л/с	Заданные напоры: начальный $H_н$, м	Заданные напоры: конечный $H_к$, м	Требуемое удельное сопротивление S_0, с²/м⁶	Диаметр D, мм	Скорость V, м/с	Фактическое удельное сопротивление S_0, с²/м⁶	Потери напора h_l, м	Фактический пьезометрический напор в конце участка $H_к$, м	Геодезическая отметка в конце участка $z_к$, м	Свободный напор в конце участка $H_{св} = H_н - h_l - z_к$, м
3—5	250	17	52,5	49	48,5	150	0,94	38,4	2,78	49,72	37	12,72
2—6	100	28	54,18	52,11	26,4	200	0,87	8,46	0,66	53,52	38	15,52
6—8	150	9,5	53,52	49	334	100	1,16	314	4,24	49,28	37	12,28
6—7	100	9	53,52	48	606	100	1,1	317	2,57	50,95	36	14,95

Тогда ориентировочный напор в точке *6*

$$H_6 = H_2 - i_{p_{ср}} l_{2-6} = 54{,}18 - 0{,}0207 \cdot 100 = 52{,}11 \text{ м},$$

а расчетный расход на участке *2—6*

$$q_{2-6} = Q_6 + Q_7 + Q_8 + q_0 l_{6-8} = 8 + 9 + 8 + 0{,}02 \cdot 150 = 28 \text{ л/с}.$$

Необходимое удельное сопротивление на участке *2—6*

$$S_0 = \frac{H_2 - H_6}{(q^2 l)_{2-6}} = \frac{54{,}18 - 52{,}11}{0{,}028^2 \cdot 100} = 26{,}4 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

По табл. IV.1 принимаем $D = 200$ мм.
Уточним скорость движения воды V и удельное сопротивление S_0.

$$V_{2-6} = \frac{0{,}028 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}2026^2} = 0{,}87 \text{ м/с } (S_0 = 1{,}046 \cdot 8{,}09 = 8{,}46 \text{ с}^2/\text{м}^6).$$

Уточняем пьезометрический напор в точке *6*:

$$H_6 = H_2 - (S_0 q^2 l)_{2-6} = 54{,}18 - 8{,}46 \cdot 0{,}028^2 \cdot 100 = 53{,}52 \text{ м}.$$

Участки *6—8* и *6—7* рассчитываем по известной разнице напоров в их начале и в конце аналогично участку *3—5*. Расчеты ветвей удобно свести в табл. IV.6.

Так как свободные напоры в конечных точках сети *5*, *8*, *7* несколько меньше заданной величины ($H_{св}$= 12 м), то для более экономического решения можно эти участки разделить на две части с разными диаметрами, как это сделано в задаче IV.1.

IV.36. Определить диаметры участков, напоры в узловых точках водопроводной сети (рис. IV.13), а также необходимую мощность насосной станции (точка 1), если длины участков: $l_{1-2} = 3000$ м; $l_{2-3} = 500$ м; $l_{3-4} = 400$ м; $l_{3-5} = 200$ м; $l_{5-6} = 200$ м; $l_{5-7} = 300$ м;

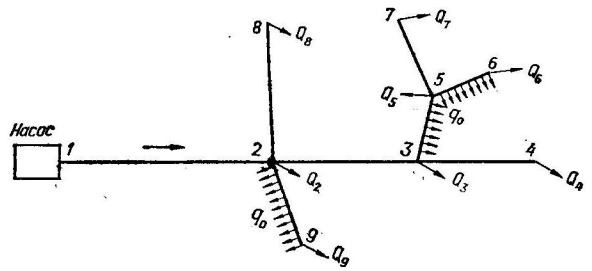


Рис. IV.13

$l_{2-8} = 1000$ м; $l_{2-9} = 300$ м; геодезические отметки точек: $z_1 = 10$ м; $z_2 = 30$ м; $z_3 = 35$ м; $z_4 = 39$ м; $z_5 = 36$ м; $z_6 = 37$ м; $z_7 = 38$ м; $z_8 = 40$ м; $z_9 = 35$ м; узловые расходы: $Q_2 = 10$ л/с; $Q_3 = 8$ л/с; $Q_4 = 18$ л/с; $Q_5 = 9$ л/с; $Q_6 = 12$ л/с; $Q_7 = 15$ л/с; $Q_8 = 20$ л/с; $Q_9 = 16$ л/с; удельные путевые расходы на участках: *2—9*, *3—5*, *5—6* $q_0 = 0{,}02$ л/с/м; свободный напор в конечных точках сети $H_{св} = 16$ м; коэффициент полезного действия насоса $\eta = 0{,}65$; его высота всасывания $h_{вс} = 5$ м; длина всасывающей трубы $l_{вс} = 15$ м. При расчете принять трубы: а) на участках *2—9*, *3—5*, *5—6* — асбестоцементные, на остальных — стальные; б) на участках *2—8*, *5—7*, *5—6* — полиэтиленовые, на остальных — чугунные.

IV.37. Разветвленная водопроводная сеть, показанная на рис. IV.14, характеризуется следующими данными: длины участков: $l_{1-2} = 1700$ м; $l_{2-3} = 200$ м; $l_{3-4} = 400$ м; $l_{3-5} = 300$ м; $l_{2-6} = 500$ м; отметки земли: $z_1 = 20$ м; $z_2 = 30$ м; $z_3 = 35$ м; $z_4 = 37$ м; $z_5 = 36$ м; $z_6 = 38$ м; узловые расходы: $Q_2 = 10$ л/с; $Q_3 = 6$ л/с; $Q_4 = 15$ л/с; $Q_5 = 12$ л/с; $Q_6 = 20$ л/с; удельные путевые расходы на участках *2—3* и *3—5*, $q_0 = 0{,}03$ л/с/м; свободный напор в узловых и конечных точках сети $H_{св} \geqslant 10$ м; трубы на участках *1—2*, *3—4* и *2—6* стальные,

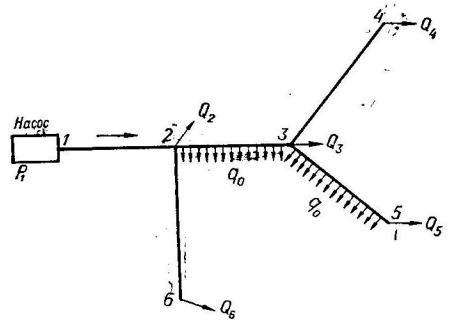
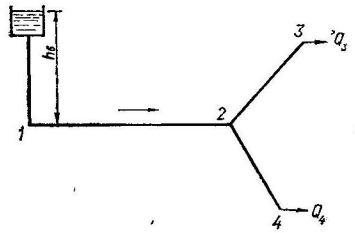


Рис. IV.14



IV.15

а на участках *2—3* и *3—5* чугунные. Определить необходимые диаметры труб и напоры в узловых точках, а также изменение свободных напоров в конечных точках рассчитанной сети при уменьшении узлового расхода в точке *2* на 5 л/с и в одновременном таком же увеличении узлового расхода в точке *3*, если насос, установленный в точке *1*, создает давление: а) $p_1 = 0{,}5$ МПа (5,1 кгс/см²); б) $p_1 = 0{,}4$ МПа (4,08 кгс/см²); в) $p_1 = 0{,}35$ МПа (3,57 кгс/см²).

Указание. Предварительно необходимо задаться пьезометрическими напорами в промежуточных точках основной магистрали в соответствии со средним пьезометрическим уклоном (см. расчет ветви *2—6—8* в задаче IV.35).

IV.38. Разветвленная водопроводная сеть (рис. IV.15) характеризуется такими данными: геодезические отметки : $z_1 = 25$ м; $z_2 = 24$ м; $z_3 = 22$ м; $z_4 = 23$ м; длины участков: $l_{1-2} = 1000$ м; $l_{2-3} = 500$ м; $l_{2-4} = 400$ м; свободный напор в точках *3* и *4* $H_{св} = 10$ м; высота водонапорной башни в точке *1* $h_б = 22$ м; диаметры участков $D_{1-2} = 300$ мм; $D_{2-3} = 200$ мм; $D_{2-4} = 150$ мм. Определить: расходы, поступающие в конечные точки водопроводной сети *3* и *4*; изменение расходов в точках *3* и *4*, а также линейный расход на участке *1—2*, если в точке *2* узловой расход $Q_2 = 10$ л/с (напоры в начальной и в конечной точках сети не должны изменяться) при трубах: а) стальных; б) чугунных; в) асбестоцементных; г) полиэтиленовых.

Указание. Задача решается способом подбора. Задаваясь разными значениями пьезометрического напора H_2 в точке *2*, следует определить такое его значение, при котором $q_{1-2} = Q_3 + Q_4$ (в 1-м случае) и $q_{1-2} = Q_3 + Q_4 + Q_2$ (во 2-м случае). Для упрощения подбора можно построить графики $q_{1-2} = f(H_2)$ и $\Sigma Q = f(H_2)$.

IV.39. Водоснабжение объекта C производится из двух водонапорных башен A и B (рис. IV.16), при этом $H_A = 30$ м; $H_B = 18$ м; длины участков $l_{AC} = 600$ м и $l_{BC} = 300$ м; диаметры труб на участках $d_{AC} = 150$ мм и $d_{BC} = 200$ мм, наименьший напор в точке C $H_{C_{min}} = 9$ м. Определить: максимально возможный водозабор в точке C при питании из обеих башен; при каком потреблении воды Q_C в точке C башня B выключается из работы системы, при каком Q_C вода поступает в башню B из башни A и при каком Q_C обе башни питают точку C; какой расход будет поступать из башни A в башню B при отсутствии водозабора в точке C.

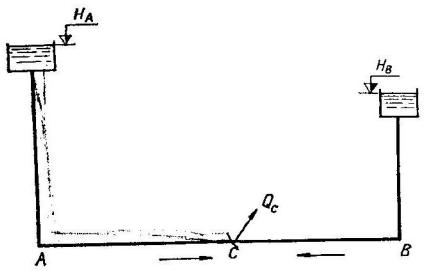


Рис. IV.16

Построить график влияния величины водозабора в точке C на напор в этой точке и на величины расходов из башен A и B (или в башню B). Трубы: а) стальные; б) чугунные; в) полиэтиленовые; г) асбестоцементные.

Указание. Максимально возможный водозабор в точке C определяется из уравнения (IV.5) по разнице напоров $H_A - H_{C_{min}}$ и $H_B - H_{C_{min}}$, а башня B выключается из работы при $H_G = H_B$.

IV.40. Вода подается в точку C из двух резервуаров A и B по стальным трубопроводам (рис. IV.16). Пьезометрические напоры в точках B и C $H_B = 16$ м; $H_C = 10$ м, узловой расход в точке C $Q_C = 30$ л/с.

Определить необходимый напор в точке A, а также изменение напора в точке C рассчитываемой сети при условии, что на участке AC параллельно основному трубопроводу будет уложен дополнительный участок диаметром $D'_{AC} = 100$ мм из полиэтиленовых труб, если диаметры труб а) $D_{AC} = 125$ мм; $D_{BC} = 150$ мм, а их длины $l_{AC} = 400$ м; $l_{BC} = 600$ м; б) $D_{AC} = 150$ мм; $D_{BC} = 125$ мм; $l_{AC} = 600$ м; $l_{BC} = 400$ м; в) $D_{AC} = 175$ мм; $D_{BC} = 150$ мм; $l_{AC} = 500$ м; $l_{BC} = 700$ м; г) $D_{AC} = 200$ мм; $D_{BC} = 125$ мм; $l_{AC} = 700$ м; $l_{BC} = 500$ м.

Указания: 1. Предварительно следует задаться скоростью на участке BC, а во втором случае и на параллельных участках (AC) и определить соответствующие удельные сопротивления и расходы в первом приближении, которые необходимо уточнить в соответствии с действительными скоростями в трубопроводах.

2. При расчете сети с дополнительным параллельным трубопроводом неизвестными являются напор в точке C — H_C, расходы на параллельных участках q_{AC} и q'_{AC}, а также q_{BC}. Следовательно, нужно составить систему четырех уравнений с этими неизвестными, а именно: двух уравнений (IV.5) для участков AC и BC, уравнения, учитывающего соотношение расходов на параллельных участках (IV.12), и уравнения, учитывающего, что расход Q_C равен сумме расходов на участке BC и параллельных участках AC.

§ IV.3. РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВЫХ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Кольцевые (замкнутые) водопроводные сети представляют собой систему замкнутых смежных между собой колец-контуров (рис. IV.17).

Расчет кольцевой сети состоит из следующих этапов:

1) определения путевых расходов для всех участков $Q_{пут} = q_0 l$;

2) определения узловых расходов в каждом узле Q_n (расчетный узловой расход складывается из заданного сосредоточенного узлового расхода и полусуммы путевых расходов на участках, примыкающих к данному узлу);

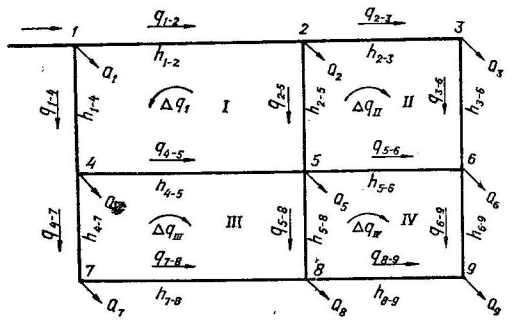


Рис. IV.17

3) предварительного назначения величины и направлений линейных расходов q_n на каждом участке сети, соответствующего принципу подачи воды по кратчайшему пути в наиболее отдаленные точки (для каждого узла нужно соблюдать условие: сумма приходящих к узлу расходов равна сумме уходящих от узла расходов, включая узловой);

4) определения диаметров участков по формуле (IV.9) с учетом намеченных линейных расходов и предельных скоростей;

5) собственно гидравлического расчета (увязки) сети, состоящего 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 должна равняться сумме потерь напора на участках с движением против часовой стрелки. Принимая потери напора по часовой стрелке положительными, а против часовой стрелки отрицательными, получим для первого кольца

$$h_{1-2} + h_{2-5} - h_{1-4} - h_{4-5} = 0$$

или в общем случае

$$\Sigma h_l = 0. \qquad \text{(IV.15)}$$

Обычно такое равенство сразу не получается, так как линейными расходами задаются ориентировочно, а поэтому следует уточнить распределение расходов, т. е. провести увязку сети в соответствии с уравнением (IV.15).

Увязка сети по методу В. Г. Лобачева. Если положительные потери оказались больше отрицательных, то нужно уменьшить линейные расходы на соответствующих участках на величину 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.

Представим формулу (IV.5) в виде

$$h_l = Sq^2,$$

где $S = S_0 l$ — сопротивление участка трубопровода.

Поправочный расход для каждого кольца определяем по формуле

$$\Delta q_n = -\frac{\Sigma S q^2}{2\Sigma S q} = -\frac{\Delta h}{2\Sigma S q}, \qquad \text{(IV.16)}$$

где $\Delta h = \sum S q^2 = \sum h_l$ — невязка потерь напора в кольце.

Исправляя соответствующие линейные расходы на величину Δq, можно легко увязать однокольцевую сеть. Так как водопроводная сеть состоит из ряда колец, то на всех смежных участках будут 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 не должна быть больше 1—1,5 м. Следует отметить, что при каждом исправлении расходов изменяется скорость и, следовательно, удельное сопротивление трубопровода, изменение которого относительно невелико и его обычно учитывают 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, в том числе и в ее начале. Пьезометрическая высота в начальной точке и определит высоту водонапорной башни или необходимый напор насоса.

Задачи

IV.41. Рассчитать двухкольцевую водопроводную сеть (рис. IV.18), если: длины участков: $l_{1-2} = l_{4-5} = 200$ м; $l_{2-3} = l_{5-6} = 600$ м; $l_{3-6} = l_{2-5} = l_{1-4} = 400$ м; удельный путевой расход на всех участках

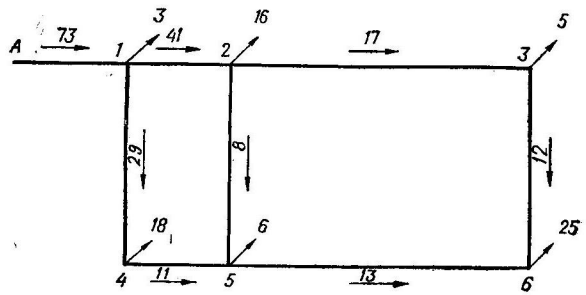


Рис. IV.18

$q_0 = 0{,}01$ л/с/м; сосредоточенные расходы в узлах: $Q_2^{'} = 10$ л/с; $Q_4^{'} = 15$ л/с; $Q_6^{'} = 20$ л/с; пьезометрическая отметка в точке 6 $H_6 = 22$ м; трубы чугунные.

Решение. 1. Определяем путевые расходы:

$$Q_{4-5} = Q_{1-2} = q_0 l_{1-2} = 0{,}01 \cdot 200 = 2 \text{ л/с};$$

$$Q_{3-6} = Q_{2-5} = Q_{1-4} = q_0 l_{1-4} = 0{,}01 \cdot 400 = 4 \text{ л/с};$$

$$Q_{5-6} = Q_{2-3} = q_0 l_{2-3} = 0{,}01 \cdot 600 = 6 \text{ л/с}.$$

2. Определяем узловые расходы:

$$Q_1 = 0{,}5\,(Q_{1-2} + Q_{1-4}) = 0{,}5\,(2 + 4) = 3 \text{ л/с};$$

$$Q_2 = Q_2^{'} + 0{,}5\,(Q_{1-2} + Q_{2-5} + Q_{2-3}) = 10 + 0{,}5\,(2 + 4 + 6) = 16 \text{ л/с}$$

и т. д. (рис. IV.18).

3. Намечаем линейные расходы по участкам сети (эти расходы показаны на каждом участке).

4. Назначаем диаметры труб на участках по формуле (IV.9) с учетом предельных скоростей.

5. Производим увязку сети. Все вычисления сводим в таблицу (табл. IV.7).

Данные таблицы показывают, что после второго исправления невязка во втором кольце несколько больше допускаемой (0,6 > 0,5 м). При этом расходы и, следовательно, скорости на участках с положительными потерями напора (*2—3* и *3—6*) получились меньше, чем при предварительном распределении расходов, а на участках с отрицательными потерями (*6—5* и *5—2*) больше, чем при предварительном распределении. Ввиду этого сопротивления участков *2—3* и *3—6* увеличатся, а участков *6—5* и *5—2* уменьшатся, а так как невязка после второго исправления была положительной (0,6 м), то введение поправки за счет изменения скорости не уменьшит, а увеличит невязку. Поэтому возникла необходимость произвести третье исправление линейных расходов, после которого невязка потерь напора в кольцах стала менее допустимой ($< 0{,}3 \div 0{,}5$ м). Проведенная поправка за счет изменения скорости не привела к существенному изменению потерь напора, а невязки в кольцах остались меньше допустимых.

6. Определяем общую невязку по всему контуру:

$$\Delta h = h_{1-2} + h_{2-3} + h_{3-6} + h_{5-6} + h_{4-5} + h_{1-4} =$$

$$= 2{,}65 + 15{,}3 + 5{,}15 - 11{,}3 - 8{,}27 - 2{,}93 = +0{,}6 < (1{,}0 \div 1{,}5 \text{ м}).$$

Таким образом, невязка получена допустимой.

7. Прибавляя к пьезометрической отметке в точке *6* последовательно потери напора на соответствующих участках, можно найти пьезометрические напоры во всех узловых точках.

Например, напор в точке *5*:

$$H_5 = H_6 + h_{5-6} = 22 + 11{,}3 = 33{,}3 \text{ м}.$$

Необходимый напор в начале сети в точке *1* определяем с учетом средней величины потерь напора от точки *1* до точки *6* по трем направлениям *1—2—3—6*, *1—2—5—6* и *1—4—5—6*. Тогда

$$H_1 = H_6 + \frac{h_{1-2-3-6} + h_{1-2-5-6} + h_{1-4-5-6}}{3} =$$

$$= 22 + \frac{(2{,}65 + 15{,}3 + 5{,}15) + (2{,}65 + 8{,}78 + 11{,}3) + (2{,}93 + 8{,}27 + 11{,}3)}{3} =$$

$$= 22 + 22{,}73 = 44{,}73 \text{ м}.$$

№ кольца	№ участка	Длина l, м	Предварительное распределение расходов: q, л/с	$V_{пр}$, м/с	D, мм	V, м/с	$S = S_0 l$, с²/м⁶	$h_l = Sq^2$, м	Sq, с/м²	Первое исправление: Δq, л/с	q, л/с	$h_l = Sq^2$, м	Sq, с/м²
I	1—2	200	41	1,3	200	1,27	1618	+2,72	66,34	−0,15	40,85	+2,7	66,1
	2—5	100	8	1,1	100	1	128 544	+8,23	1028,4	−0,15 + + 0,62 = = +0,47	8,47	+9,2	1088,8
	5—4	200	11	1,2	100	1,35	62 400	−7,55	686,1	+0,15	11,15	−7,8	695,8
	4—1	400	29	1,3	200	0,9	3365,4	−2,83	97,6	+0,15	29,15	−2,9	98,1
								+0,57	1878,74			+1,2	1948,8

$$\Delta q_I = -\frac{0{,}57 \cdot 1000}{2 \cdot 1878.74} = -0.15 \text{ л/с} \qquad \Delta q_I = -\frac{1{,}2 \cdot 1000}{2 \cdot 1948{,}8} = -0{,}31 \text{ л/с}$$

II	2—3	600	17	1,25	125	1,3	58 020	+16,76	986,3	−0,62	16,38	+15,56	950,4
	3—6	400	12	1,2	125	0,94	40072,5	+5,77	480,9	−0,62	11,38	+5,2	456
	6—5	600	13	1,2	125	1,02	60166,7	−10,17	782,2	+0,62	13,62	−11,16	819,5
	5—2	400	8	1,1	100	1	128 544	−8,23	1028,4	+0,62 — − 0,15 = +0,47	8,47	−9,2	1088,8
								+4,13	3277,8			+0,4	3314,7

$$\Delta q_{II} = -\frac{4{,}13 \cdot 1000}{2 \cdot 3277.8} = -0.62 \text{ л/с} \qquad \Delta q_{II} = -\frac{0{,}4 \cdot 1000}{2 \cdot 3314{,}7} = -0{,}06 \text{ л/с}$$

IV.42. Рассчитать водопроводную сеть, рассмотренную в предыдущей задаче. Определить: диаметры и линейные расходы на участках; свободные напоры в узловых точках сети, давление и необходимую мощность насоса в точке А, если отметки земли: $z_1 = 8$ м; $z_2 = 9$ м; $z_3 = 9{,}5$ м; $z_4 = 8{,}5$ м; $z_5 = 9$ м и $z_6 = 10$ м, длина $l_{A-1} = 1000$ м и $z_A = 6$ м; при коэффициенте полезного действия насоса $\eta = 0{,}7$; высоте всасывания $h_{вс} = 4{,}5$ м; длине всасывающей трубы $l_{вс} = 17$ м. Расчет произвести для труб: а) асбестоцементных; б) стальных; в) полиэтиленовых.

IV.43. Трехкольцевая водопроводная сеть (рис. IV.19) характеризуется следующими данными: длины участков: $l_{1-2} = l_{4-5} = 150$ м; $l_{2-3} = l_{5-6} = 250$ м; $l_{7-} = 400$ м; $l_{1-4} = l_{2-5} = l_{3-6} = 200$ м; $l_{4-7} =$

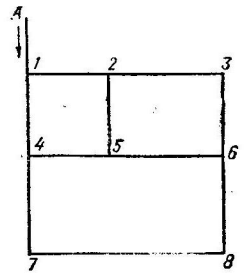


Рис. IV.19

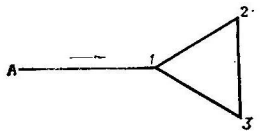


Рис. IV.20

Таблица IV.7

Второе исправление: Δq, л/с	q, л/с	$h_l = Sq^2$, м	Sq, с/м²	Третье исправление: Δq, л/с	q, л/с	$h_l = Sq^2$, м	Поправка за счет изменения скорости: V, м/с	$S = S_0 l$, с²/м⁶	$h_l = Sq^2$, м
−0,31	40,54	+2,66	65,6	−0,05	40,49	+2,65	1,257	1618	+2,65
−0,31 + + 0,06 = = −0,25	8,22	+8,68	1056.6	−0,05+ +0,09= = +0,04	8,26	+8,78	1,01	128 544	+8.78
+0,31	11,46	−8,2	715,1	+0,05	11,51	−8,27	1,4	62 400	−8,27
+0,31	29,46	−2,94	99,1	+0,05	29,51	−2,95	0,92	3359	−2,93
		+0,2	1936,4			+0,21			+0,23

$$\Delta q_I = -\frac{0{,}20 \cdot 1000}{2 \cdot 1936{,}4} = -0{,}05 \text{ л/с}$$

−0,06	16,32	+15,45	946,9	−0,09	16,23	+15,3	1,28	58 020	+15,3
−0,06	11,32	+5,1	453,6	−0,09	11,23	+5,05	0,88	40 846	+5,15
+0,06	13,68	−11,25	823	+0,09	13,77	−11,4	1,08	59 586,5	−11,3
+0,06— −0,31= =−0,25	8,22	−8,7	1056,6	+0,09— −0,05= =+0,04	8,26	−8,78	1,01	128 544	−8.78
		+0,6	3280			+0,17			+0,37

$$\Delta q_{II} = -\frac{0{,}6 \cdot 1000}{2 \cdot 3280} = -0{,}09 \text{ л/с}$$

$= l_{6-8} = 300$ м; $l_{A-1} = 1500$ м; сосредоточенные расходы в узлах: $Q'_2 = 12$ л/с; $Q'_4 = 25$ л/с; $Q'_5 = 20$ л/с; $Q'_8 = 40$ л/с; удельный путевой расход на всех участках (кроме участка A — 1) $q_0 = 0{,}02$ л/с/м; геодезические отметки: $z_A = 20$ м; $z_1 = 18$ м; $z_2 = 18$ м; $z_3 = 17$ м; $z_4 = 17$ м; $z_5 = 17$ м; $z_6 = 16{,}5$ м; $z_7 = 16{,}5$ м; $z_8 = 16$ м; свободный напор $H_{св} \geqslant \geqslant 16$ м. Определить диаметры участков водопроводной сети, напоры в узловых точках и в точке A, если трубы на участке A — *1* стальные, а на остальных участках: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

IV.44. Кольцевая водопроводная сеть (рис. IV.20) характеризуется следующими данными: длины участков: $l_{1-2} = l_{2-3} = l_{1-3} = 400$ м; $l_{A-1} = 1000$ м; диаметр участка A — *1* $D_{A-1} = 250$ мм (трубы стальные), пьезометрический напор в точке A $H_A = 25$ м; минимальный свободный напор в сети $H_{св} = 10$ м; местность горизонтальная (отметки земли $z = 0$ м); узловые расходы: $Q_2 = 30$ л/с; $Q_3 = 20$ л/с. Определить: диаметры труб участков *1—2*, *2—3*, *1—3* и пьезометрические отметки в узлах водопроводной сети; наиболее выгодный вариант сети при одинаковой подаче воды с двух сторон в точку *2* или в точку *3*, если трубы на участках *1—2*, *2—3*, *1—3*: а) стальные; б) чугунные; в) асбестоцементные; г) полиэтиленовые.

Указание. При расчете можно использовать только трубы диаметрами 200, 150, 100 мм.

IV.45. Определить линейные расходы и напоры в узловых точках кольцевой водопроводной сети (рис. IV.20) при длинах участков: $l_{A-1} = 600$ м; $l_{1-2} = l_{2-3} = l_{1-3} = 300$ м; напоре в начальной точке сети $H_A = 30$ м; узловых расходах: $Q_2 = 25$ л/с; $Q_3 = 20$ л/с, если диаметры участков: а) $D_{A-1} = 200$ мм; $D_{1-2} = 175$ мм; $D_{2-3} = 125$ мм; $D_{1-3} = 150$ мм; трубы стальные; б) $D_{A-1} = 250$ мм; $D_{1-2} = 125$ мм; $D_{2-3} = 125$ мм; $D_{1-3} = 200$ мм; трубы чугунные; в) $D_{A-1} = 225$ мм; трубы стальные; $D_{1-2} = 125$ мм; $D_{2-3} = 80$ мм; $D_{1-3} = 100$ мм; трубы полиэтиленовые; г) $D_{A-1} = 250$ мм; $D_{1-2} = 125$ мм; $D_{2-3} = 100$ мм; $D_{1-3} = 150$ мм; трубы асбестоцементные.

Указание. Ввиду разных сопротивлений участка *1—2* и *1—3* создается разность между напорами в точках *2* и *3*:

$$H_2 - H_3 = [H_1 - (S_0 q^2 l)_{1-2}] - [H_1 - (S_0 q^2 l)_{1-3}] = (S_0 q^2 l)_{1-3} - (S_0 q^2 l)_{1-2}.$$

Эта разность должна равняться потерям напора на участке *2—3*, т. е.

$$(S_0 q^2 l)_{1-3} - (S_0 q^2 l)_{1-2} = (S_0 q^2 l)_{2-3}. \qquad (a)$$

Выразим линейные расходы на участках *1—3* и *2—3* через линейный расход на участке *1—2*:

$$q_{1-3} = Q_2 + Q_3 - q_{1-2} = 25 + 20 - q_{1-2} = (45 - q_{1-2}) \text{ л/с},$$

$$q_{2-3} = q_{1-2} - Q_2 = (q_{1-2} - 25) \text{ л/с}.$$

Если этот расход направлен от узла *2* к узлу *3*, то условно будем считать его положительным, а если от узла *3* к узлу *2*, то отрицательным.

Подставив значения q_{1-3} и q_{2-3} в уравнение (*a*), решаем его относительно линейного расхода на участке *1—2*, а затем определяем линейные расходы на других участках, потери напора и пьезометрические напоры в узловых точках.

§ IV.4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР В ТРУБАХ

Гидравлический удар в трубопроводе возникает при резком изменении скорости движения жидкости из-за полного или частичного закрытия задвижки, включения или выключения насосов и сопровождается большим повышением давления.

Прямой гидравлический удар бывает тогда, когда время закрытия задвижки $t_з$ меньше фазы удара T, определяемой по формуле

$$T = \frac{2l}{C_v}. \qquad (IV.17)$$

Здесь l — длина трубопровода от места удара до сечения, в котором поддерживается постоянное давление (например, до резервуара больших размеров или до места присоединения к другому трубопроводу большего диаметра); C_v — скорость распространения ударной волны в трубопроводе, определяемая по формуле Н. Е. Жуковского, м/с,

$$C_v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E}{E_{тр}} \frac{D}{\delta} k}}, \qquad (IV.18)$$

где E — модуль объемной упругости жидкости; для воды $E = 2{,}03 \cdot 10^3$ МПа ($2{,}07 \cdot 10^4$ кгс/см^2); ρ — плотность жидкости; для воды $\rho = 1000$ кг/м^3 $\left(102 \frac{\text{кгс} \cdot \text{с}^2}{\text{м}^4}\right)$; $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ — скорость распространения звука в жидкости (для воды $\sqrt{\frac{E}{\rho}} = 1425$ м/с); $E_{тр}$ — модуль упругости материала стенок трубы; D — диаметр трубы; δ — толщина стенок трубы.

Для воды отношение $E/E_{тр}$ зависит от материала труб и может быть принято: для стальных труб — 0,01; для чугунных — 0,02; для железобетонных — 0,1—0,14; для асбестоцементных — 0,11; для полиэтиленовых — 1—1,45.

Коэффициент k для тонкостенных трубопроводов (стальных, чугунных, асбестоцементных, полиэтиленовых) принимается равным 1. Для железобетонных трубопроводов

$$k = \frac{1}{1 + 9{,}5\alpha'}, \qquad (IV.19)$$

где $\alpha' = f/\delta$ — коэффициент армирования кольцевой арматурой (f — площадь сечения кольцевой арматуры на 1 м длины стенки трубы). Обычно $\alpha' = 0{,}015 \div 0{,}05$.

Повышение давления при прямом ударе определяется по формуле

$$\Delta p = \rho C_v V_0, \qquad (IV.20)$$

где V_0 — скорость движения воды в трубопроводе до закрытия задвижки.

Если время закрытия задвижки больше фазы удара ($t_з > T$), то такой удар называется непрямым. В этом случае дополнительное давление может быть определено по формуле

$$\Delta p = \frac{2\rho V_0 l}{t_з}. \qquad (IV.21)$$

Результат действия удара выражают также величиной повышения напора ΔH, которая равна:

при прямом ударе

$$\Delta H = \frac{C_v V_0}{g}; \qquad (IV.22)$$

при непрямом ударе

$$\Delta H = \frac{2V_0 l}{g t_з}. \qquad (IV.23)$$

Задачи

IV.46. По стальному трубопроводу длиной $l = 2$ км подается вода с расходом $Q = 28$ л/с, диаметр трубопровода $d = 200$ мм, а толщина его стенок $\delta = 6$ мм. Определить повышение давления в трубопроводе, если в его конце будет закрыта задвижка в течение: 1) 3 с; 2) 10 с.

Решение. Определяем скорость распространения ударной волны

$$C_v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E}{E_{тр}} \frac{D}{\delta} k}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + 0{,}01 \frac{209}{6} \cdot 1}} = 1235 \text{ м/с}.$$

До закрытия задвижки скорость в трубопроводе

$$V_0 = \frac{Q \cdot 4}{\pi D^2} = \frac{0{,}28 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}209^2} = 0{,}82 \text{ м/с}.$$

Фаза удара

$$T = \frac{2l}{C_0} = \frac{2 \cdot 2000}{1235} = 3{,}24 \text{ с}.$$

Следовательно, в первом случае возникает прямой удар, а во втором — непрямой. Определяем повышение давления:

1) $\Delta p = \rho C_0 V_0 = 1000 \cdot 1235 \cdot 0{,}82 = 1{,}013$ МПа $= 11{,}22$ кгс/см²;

2) $\Delta p = \frac{2\rho V_0 l}{t_з} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 0{,}89 \cdot 2000}{10} = 0{,}356$ МПа $= 3{,}63$ кгс/см².

IV.47. Определить повышение напора при гидравлическом ударе в трубопроводе длиной $l = 1500$ м при расходе $Q = 10$ л/с и времени закрытия задвижки $t_{з_1} = 6$ с и $t_{з_2} = 2$ с, если трубы: а) стальные $D = 150$ мм; $\delta = 5{,}5$ мм; б) чугунные $D = 150$ мм; $\delta = 9{,}5$ мм; в) асбестоцементные $D = 150$ мм; $\delta = 11$ мм; г) полиэтиленовые $D = 200$ мм; $\delta = 13$ мм.

IV.48. Определить необходимое время закрытия задвижки в конце чугунного водопровода длиной $l = 800$ м, диаметром $D = 400$ мм, толщиной стенок $\delta = 14$ мм при: а) расходе $Q = 450$ м³/ч и дополнительном давлении $\Delta p \leqslant 0{,}3$ МПа (3,06 кгс/см²); б) $Q = 500$ м³/ч; $\Delta p \leqslant 0{,}4$ МПа (4,08 кгс/см²); в) $Q = 600$ м³/ч; $\Delta p \leqslant 0{,}25$ МПа (2,55 кгс/см²).

IV.49. В трубопроводе диаметром $D = 100$ мм и длиной $l = 1$ км в результате закрытия задвижки за 1,8 с давление повысилось на величину $\Delta p = 0{,}5$ МПа (5,1 атм). Определить скорость движения воды в трубопроводе до закрытия задвижки, если трубы: а) стальные с толщиной стенок $\delta = 6$ мм; б) чугунные; $\delta = 8{,}5$ мм; в) асбестоцементные; $\delta = 11$ мм; г) полиэтиленовые; $\delta = 10$ мм.

IV.50. По стальному трубопроводу диаметром $D = 500$ мм и толщиной стенок $\delta = 12$ мм подается нефть (объемный модуль упругости $E = 1324$ МПа, плотность $\rho = 918{,}0$ кг/м³) на расстояние $l = 5$ км. Определить необходимое время закрытия затвора, если: а) при расходе $Q = 850$ м³/ч дополнительное давление в случае возникновения гидравлического удара не должно превышать $\Delta p = 0{,}18$ МПа (0,184 атм); б) $Q = 300$ м³/ч; $\Delta p = 0{,}5$ МПа (5,1 атм); в) $Q = 500$ м³/ч; $\Delta p = 0{,}3$ МПа (3,06 атм).

Указание. Определив из формулы (IV.20) необходимое время закрытия затвора $t_з$, следует сравнить его с фазой удара T, определенной по формуле (IV.17); если $t_з < T$, то при любом времени закрытия затвора давление в нефтепроводе не превысит заданного.

IV.51. Определить максимальное давление в горизонтальном трубопроводе длиной $l = 6{,}5$ км и время достижения ударной волной начала трубопровода при мгновенном закрытии затвора в его конце, где свободный напор $H_{св} = 20$ м, если: а) трубы стальные, диаметром $D = 1400$ мм и толщиной стенок $\delta = 16$ мм, а расход воды в трубопроводе $Q = 2{,}2$ м³/с; б) трубы чугунные; $D = 900$ мм; $\delta = 26$ мм; $Q = 0{,}95$ м³/с; в) трубы асбестоцементные; $D = 900$ мм; $\delta = 55$ мм; $Q = 1$ м³/с; г) трубы железобетонные; $D = 1200$ мм; $\delta = 100$ мм; $Q = 1{,}7$ м³/с.

Указание. Предварительно следует определить давление в начале трубопровода до возникновения гидравлического удара (см. § IX.1).

IV.52. Вода подается по трубопроводу длиной $l = 4$ км на высоту $h = 25$ м насосом с напором $H_н = 50$ м; свободный напор в конце трубопровода $H_{св} = 15$ м. Определить необходимое время закрытия затвора при условии, что общее давление в трубопроводе при гидравлическом ударе не будет превышать $p = 0{,}7$ МПа (7,14 кгс/см²), если трубы: а) стальные диаметром $D = 1200$ мм при толщине стенок $\delta = 15$ мм; б) чугунные $D = 1000$ мм; $\delta = 30$ мм; в) асбестоцементные; $D = 900$ мм; $\delta = 52$ мм; г) железобетонные; $D = 1000$ мм; $\delta = 80$ мм.

IV.53. Вода из водонапорной башни подается по асбестоцементному трубопроводу длиной $l = 2{,}5$ км до потребителя при расходе $Q = 30$ л/с. Отметка воды в водонапорной башне $H_в = 40$ м, отметки земли в начале и в конце трубопровода $z_н = 17$ м и $z_к = 8$ м. Определить необходимый диаметр трубопровода и время закрытия задвижки в его конце при условии, что общее давление в трубе при ударе не должно превышать $p = 0{,}8$ МПа (8,16 атм) при толщине стенок трубы $\delta \approx \approx 1/12D$, если свободный напор в конце трубопровода: а) $H_{св} \geqslant 20$ м; б) $H_{св} \geqslant 10$ м; в) $H_{св} \geqslant 26$ м.

Указание. Диаметр трубопровода определяется в соответствии с рекомендацией § (X.1).

IV.54. Расход воды в трубопроводе длиной $l = 11$ км — 900 м³/ч. Отметка в его начале $z_н = 10$ м и в конце $z_к = 30$ м; свободный напор в конечной точке $H_{св} = 10$ м. Определить необходимое время закрытия затвора при условии, что в случае гидравлического удара в трубопроводе предельное давление не превысит значения $p = 1$ МПа (10,2 атм), если трубы: а) стальные диаметром $D = 500$ мм и толщиной стенок $\delta = 10$ мм; б) чугунные; $D = 500$ мм; $\delta = 16$ мм; в) асбестоцементные; $D = 500$ мм; $\delta = 38$ мм; г) железобетонные; $D = 600$ мм; $\delta = 60$ мм; д) полиэтиленовые; $D = 300$ мм; $\delta = 12$ мм.

Указание. См. указание к задаче IV.51.

Глава V

РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

§ V.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ ПОТОКА И ДОПУСКАЕМЫХ СРЕДНИХ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ

В руслах трапецоидального поперечного сечения (рис. V.1) при одинаковой крутизне откосов площадь живого сечения

$$\omega = (b + mh)h; \qquad \text{(V.1)}$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}; \qquad (V.2)$$

ширина русла по свободной поверхности потока

$$B = b + 2mh, \qquad (V.3)$$

где b — ширина русла по дну; m — коэффициент заложения откосов ($m = \operatorname{ctg}\beta$); h — глубина потока в рассматриваемом сечении.

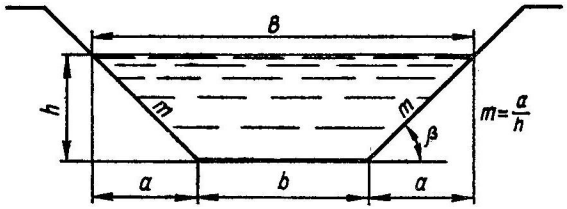


Рис. V.1

Если известна площадь живого сечения русла ω, его ширина по дну b и задан коэффициент заложения откосов m, то глубина потока

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4m\omega} - b}{2m}. \qquad (V.4)$$

При разной крутизне откосов (рис. V.2) площадь сечения

$$\omega = (b + m_{ср}h)\,h, \qquad (V.5)$$

где $m_{ср} = \frac{m_1 + m_2}{2}$;

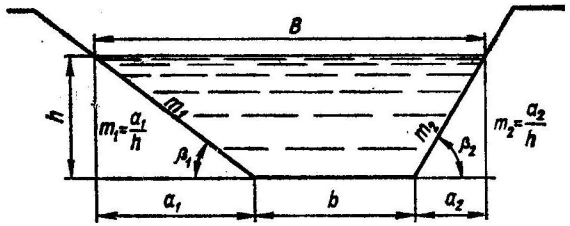


Рис. V.2

смоченный периметр

$$\chi = b + h\left(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}\right); \qquad (V.6)$$

ширина русла по свободной поверхности потока

$$B = b + 2m_{ср}h. \qquad (V.7)$$

При определении геометрических элементов русел прямоугольного (рис. V.3) и треугольного (рис. V.4) поперечных сечений следует пользоваться теми же зависимостями, что и для русел трапецоидального поперечного сечения, принимая $m = 0$ для прямоугольных или $b = 0$ для треугольных.

Для русел криволинейного поперечного сечения определение элементов живого сечения потока, как правило, процесс весьма сложный. Для расчета типовых сечений, таких как круглое, параболическое и другие, используются вспомогательные таблицы и графики.

Так, для русел круглого поперечного сечения радиуса r (рис. V.5) в таблице приложения 1 в зависимости от относительной глубины наполнения $\Delta = h/r$ приводятся относительные — площадь живого

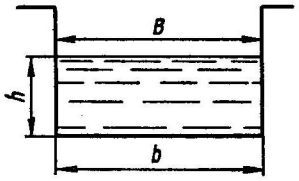


Рис. V.3

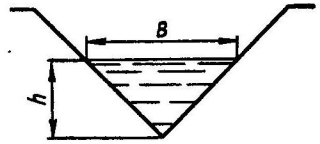


Рис. V.4

сечения $\omega' = \omega/r^2$, смоченный периметр $\chi' = \chi/r$, ширина русла по свободной поверхности потока $B' = B/r$, гидравлический радиус $R' = R/r$.

Для русел параболического поперечного сечения (рис. V.6) с параметром p соответствующие относительные характеристики выражаются как $\omega' = \omega/p^2$; $\chi' = \chi/p$; $B' = B/p$; $R' = R/p$. Их значения приведены в таблице приложения 2.

Максимальные допустимые (неразмывающие) средние в сечении скорости протекания воды $V_{доп}$ зависят от характера грунта или типа укрепления русла и глубины водотока. Приведенные в таблице приложе-

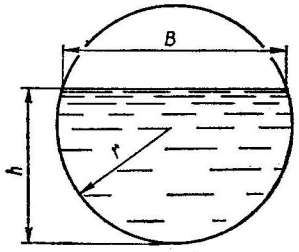


Рис. V.5

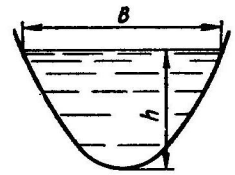


Рис. V.6

ния 3 допускаемые скорости интерполировать не следует. Для промежуточных глубин допускаемые скорости принимаются по ближайшему табличному значению глубины. Если в начале расчета глубина потока не известна, принимается значение $V_{доп}$, соответствующее глубине 0,4 м. Если дно и стенки русла имеют различное укрепление, то максимальная допускаемая средняя в сечении скорость принимается по наиболее слабому типу укрепления.

Минимальные допускаемые незаиляющие средние в сечении скорости протекания воды V_{min} зависят от количества взвешенных частиц, их размера, расхода и глубины потока. Для определения этих скоростей 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

$$V_{min} = a\sqrt{R}, \qquad (V.8)$$

где R берется в м, а множитель a в зависимости от среднего диаметра частиц преобладающей массы взвешенных наносов из табл. V.1.

Таблица V.1

$d_{ср}$, мм	a, $м^{0,5}/с$	$d_{ср}$, мм	a, $м^{0,5}/с$	$d_{ср}$, мм	a, $м^{0,5}/с$
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

Допускаемая незаиляющая скорость может быть также определена по зависимости А. С. Гиршкана:

$$V_{min} = AQ^{0,2}. \qquad (V.9)$$

где Q — расход, $м^3/с$; A — коэффициент, зависящий от гидравлической крупности насосов w (скорости падения частиц грунта в чистой воде): при $w < 1,5$ мм/с $A = 0,33$; при $w = 1,5 \div 3,5$ мм/с $A = 0,44$; при $w > 3,5$ мм/с $A = 0,55$.

Допускаемые незаиляющие средние в сечении скорости в м/с, по данным В. Н. Гончарова, приведены в табл. V.2.

Таблица V.2

Наносы	Диаметр частиц, мм	V_{min}, м/с, при глубине потока h, м		
		1	2	3
Очень мелкие	0,2—0,3	0,34	0,44	0,51
Мелкие	0,3—0,4	0,43	0,57	0,66
Среднепесчаные	0,4—0,5	0,6	0,78	0,92
Крупнопесчаные	0,5—1	0,87	1,13	1,32

Задачи

V.1. Установить, будет ли канал размываться или заиливаться, если: а) ширина русла по дну $b = 1,4$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1$; крепление-одерновка в стенку; расчетный расход $Q = 0,96$ $м^3/с$; глубина потока $h = 1$ м; наносы — среднепесчаные; б) $b = 0$; $m = 1,5$; $h = 2$ м; русло прорыто в плотных лессовидных грунтах; $Q = 9$ $м^3/с$; наносы — крупнопесчаные; в) $b = 1,2$ м; $m = 0$; $h = 0,9$ м; русло укреплено кладкой из обыкновенного кирпича на цементном растворе; $Q = 1,3$ $м^3/с$; наносы — мелкие.

Указание. Максимальные допускаемые неразмывающие средние в сечении скорости приведены в приложении 3.

Ответ: а) будет заиливаться; б) будет размываться; в) не будет ни заиливаться, ни размываться.

V.2. Установить, пользуясь формулой (V.8), заиливается ли русло, если: а) коэффициент заложения откосов русла $m = 2$, ширина по дну $b = 0$, глубина потока $h = 1$ м; расход $Q = 3$ $м^3/с$, а средний диаметр частиц взвешенных наносов $d_{ср} = 0,6$ мм; б) $m = 0$; $b = 2$ м; $h = 1,2$ м; $Q = 4,8$ $м^3/с$; $d_{ср} = 0,2$ мм; в) $m = 1$; $b = 0,8$ м; $h = 1,6$ м; $Q = 0,84$ $м^3/с$; $d_{ср} = 2$ мм.

Ответ: а) не заиливается; б) не заиливается; в) заиливается.

V.3. Установить глубину протекания потока и заиливается ли русло, если: а) площадь живого сечения потока $\omega = 2,5$ $м^2$, ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1,5$, средняя в сечении скорость протекания потока $V = 2$ м/с, а гидравлическая крупность наносов $w = 2$ мм/с; б) $\omega = 3,68$ $м^2$; $b = 1,6$ м; $m = 0$; $V = 0,4$ м/с; $w = 4$ мм/с; в) $\omega = 0,5$ $м^2$; $b = 0$; $m_1 = 3$; $m_2 = 1$; $V = 1,5$ м/с; $w = 1,4$ мм/с.

Указание. При трапецоидальном поперечном сечении глубина потока h определяется по формуле (V.4).

Ответ: а) $h = 1$ м; не заиливается; б) $h = 2,3$ м; заиливается; в) $h = 0,5$ м; не заиливается.

V.4. Установить, предотвращено ли заиление и размыв крепления трубы круглого поперечного сечения (рис. V.5), если: а) труба — бетонная монолитная, радиуса $r = 0,7$ м, скорость протекания потока $V = 1,5$ м/с, расчетный расход $Q = 1,8$ $м^3/с$, а средний диаметр частиц взвешенных наносов $d_{ср} = 0,2$ мм; б) $r = 0,7$ м; с бетонной облицовкой, диаметр частиц наносов $d_{ср} = 2$ мм; $V = 8,6$ м/с; $Q = 5$ $м^3/с$; в) $r = 0,9$ м; облицованная клинкером, $d_{ср} = 3$ мм; $V = 0,5$ м/с; $Q = 0,8$ $м^3/с$.

Указание. По заданному расходу и средней в сечении скорости протекания потока вычисляют площадь и относительную площадь живого сечения $\omega' = \omega/r^2$. По таблице приложения 1 по ω' находят относительную глубину наполнения Δ и относительный гидравлический радиус R'. Определяется глубина потока $h = \Delta \cdot r$, гидравлический радиус $R = R'r$ и устанавливаются значения V_{min} и $V_{доп}$.

Ответ: а) русло не заиливается и не размывается; б) облицовка размывается; в) труба будет заиливаться.

V.5. Определить среднюю скорость потока в лотке параболического поперечного сечения и установить, не заиливается ли лоток, если: а) глубина потока $h = 0,91$ м, расход $Q = 1,45$ $м^3/с$; параметр сечения $p = 0,35$ м; наносы — крупнопесчаные; б) $h = 0,6$ м; $Q = 0,39$ $м^3/с$; $p = 0,2$ м; наносы со средним диаметром частиц $d_{ср} = 0,8$ мм; в) $h = 1,2$ м; $Q = 0,66$ $м^3/с$; $p = 0,3$ м; наносы — среднепесчаные.

Указание. Площадь сечения можно найти по таблице приложения 2.

Ответ: а) $V = 1{,}5$ м/с; не заиливается; б) $V = 1{,}0$ м/с, не заиливается; в) $V = 0{,}5$ м/с; заиливается.

§ V.2. РАСЧЕТ РУСЕЛ ПРИ ИЗВЕСТНОЙ ГЛУБИНЕ РАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ ИЛИ СРЕДНЕЙ В СЕЧЕНИИ СКОРОСТИ ПРОТЕКАНИЯ ПОТОКА

При равномерном движении потока в открытом русле средняя в сечении скорость

$$V = W\sqrt{i}, \qquad (V.10)$$

где i — уклон дна русла; W — скоростная характеристика.

Соответственно расход воды в русле

$$Q = \omega V = \omega W\sqrt{i}, \qquad (V.11)$$

или

$$Q = K\sqrt{i}, \qquad (V.12)$$

где $K = \omega W$ — расходная характеристика.

С учетом формулы Н. Н. Павловского,

$$W = \frac{1}{n}R^z, \qquad (V.13)$$

где n — коэффициент шероховатости, значения которого приведены в приложении 4; z — показатель степени, который приближенно может быть определен так:

при $R < 0{,}1$ м $z = 0{,}5 + 1{,}7\sqrt{n}$;

при $0{,}1$ м $\leqslant R \leqslant 1$ м $z = 0{,}5 + 1{,}5\sqrt{n}$;

при $R > 1$ м $z = 0{,}5 + 1{,}3\sqrt{n}$.

Осредненные значения z в зависимости от коэффициента шероховатости при различных значениях гидравлического радиуса приведены в табл. V.3.

Таблица V.3

Пределы изменения коэффициента шероховатости, n	Осредненные значения показателя степени 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—0,02	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	0,75	0,75	0,75	0,75

По полной формуле Н. Н. Павловского

$$z = 0{,}37 + 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}75(\sqrt{n} - 0{,}1)\sqrt{R}. \qquad (V.14)$$

Значения скоростной характеристики W, подсчитанные по формулам (V.13) и (V.14), приведены в таблице приложения 5.

При расчете русел с неоднородной шероховатостью дна и стенок (рис. V.7) определяется осредненный коэффициент шероховатости:

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} \geqslant 1{,}5 \div 2$

$$n_{ср} = \left(\frac{\chi_1}{\chi}n_1^{3/2} + \frac{\chi_2}{\chi}n_2^{3/2} + \ldots + \frac{\chi_i}{\chi}n_i^{3/2}\right)^{2/3}; \qquad (V.15)$$

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} < 1{,}5 \div 2$

$$n_{ср} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2 + \ldots + \chi_i n_i}{\chi}, \qquad (V.16)$$

где χ — полная длина смоченного периметра; χ_1, χ_2, ..., χ_i — длина частей смоченного периметра с коэффициентами шероховатости n_1, n_2, ..., n_i; и n_{max} и n_{min} — наибольший и наименьший из коэффициентов шероховатости.

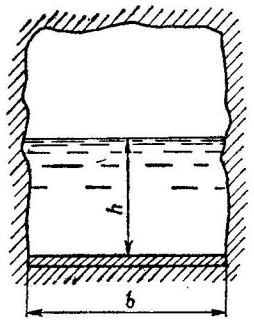


Рис. V.7

Значения $n^{3/2}$ и $n_{ср}$, входящих в зависимость (V.15), могут быть получены с использованием таблицы приложения 6.

Поскольку осредненный коэффициент шероховатости зависит от глубины потока в рассматриваемом сечении, расчеты подобных русел иногда приходится вести способом последовательного приближения (подбора).

При больших наполнениях труб скорость и расход в действительности несколько меньше, чем подсчитанные по формулам (V.12) и (V.13). Это обстоятельство учитывается введением коэффициента уменьшения a, осредненные значения которого, по опытным данным Ю. М. Константинова и А. А. Сапухина, приведены в табл. V.4.

Таблица V.4

$\Delta = h/r$	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1.6	1,8	1,9	2
a	1	0,96	0,88	0,86	0,85	0,85	0,87	0,89	0,91	1
a^2	1	0,92	0,77	0,74	0,72	0,72	0,76	0,79	0,83	1

Таким образом, скоростная характеристика для труб

$$W_{тр} = aW, \qquad (V.17)$$

где W — скоростная характеристика, определяемая по формуле Н. Н. Павловского.

Задачи

V.6. Определить среднюю в сечении скорость равномерного движения и расход потока в канале, если известны: а) уклон дна канала $i = 0{,}0025$; ширина русла по дну $b = 0{,}8$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}011$, а глубина равномерного движения потока $h_0 = 0{,}38$ м; б) $i = 0{,}0036$; $b = 2$ м; $m = 0$; $n = 0{,}014$; $h_0 = 0{,}56$ м; в) $i = 0{,}0049$; $b = 0$; $m = 1{,}25$; $n = 0{,}0225$; $h_0 = 0{,}82$ м.

Указание. Необходимо найти гидравлический радиус $R = \omega/\chi$ и по таблице приложения 5 определить скоростную характеристику W. Для облегчения вычислений величины, являющиеся функцией коэффициента заложения откосов m, могут быть взяты из таблицы приложения 7.

Ответ: а) $V = 1{,}85$ м/с; $Q = 0{,}96$ м³/с; б) $V = 2{,}18$ м/с; $Q = 2{,}44$ м³/с; в) $V = 1{,}33$ м/с; $Q = 1{,}12$ м³/с.

V.7. Определить среднюю в сечении скорость и расход потока, если: а) в водосточной, загрязненной трубе круглого поперечного сечения радиуса $r = 0{,}6$ м при уклоне дна $i = 0{,}0004$ равномерное движение потока осуществляется при глубине $h_0 = 0{,}66$ м; б) тоннель круглого поперечного сечения облицован тесаным камнем (среднего качества); $r = 1{,}7$ м; $i = 0{,}0064$; $h_0 = 3{,}06$ м; в) лоток параболического поперечного сечения оштукатурен цементным раствором; $p = 1$ м; $i = 0{,}0025$; $h_0 = 1{,}2$ м.

Указание. Элементы сечения находятся по таблицам приложения 1 или 2 в зависимости от относительной глубины наполнения Δ. Определяя W для круглых труб, следует ввести коэффициент уменьшения a, приведенный в табл. V.4.

Ответ: а) $V = 0{,}56$ м/с; $Q = 0{,}36$ м³/с; б) $V = 4{,}75$ м/с; $Q = 40{,}9$ м³/с; в) $V = 2{,}77$ м/с; $Q = 6{,}87$ м³/с.

V.8. Определить, какой уклон следует придать дну канала, если: а) ширина его по дну $b = 0$; коэффициенты заложения откосов $m_1 = 1{,}5$; $m_2 = 2$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}018$; расход $Q = 0{,}079$ м³/с; глубина равномерного движения $h_0 = 0{,}37$ м; б) $b = 0{,}66$ м; $m = 0$; бетонировка в средних условиях; $Q = 1{,}63$ м³/с; $h_0 = 0{,}5$ м; в) $b = 0{,}7$ м; $m = 1{,}5$; канал покрыт толстым устойчивым илистым слоем; $Q = 2{,}19$ м³/с; $h_0 = 0{,}57$ м.

Указание. При разной крутизне откосов площадь сечения и смоченный периметр определяются по формулам (V.5) и (V.6).

Ответ: а) $i = 0{,}00045$; б) $i = 0{,}04$; в) $i = 0{,}01$.

V.9. Определить, какой уклон необходимо придать: а) трубе круглого поперечного сечения радиуса $r = 1{,}8$ м, коэффициент шероховатости стенок которой $n = 0{,}017$, чтобы при расходе $Q = 5{,}2$ м³/с глубина равномерного движения была равна $h_0 = 2{,}97$ м; б) лотку параболического поперечного сечения с параметром $p = 0{,}2$ м при $n = 0{,}014$; $Q = 1{,}56$ м³/с; $h_0 = 0{,}92$ м; в) лотку параболического поперечного сечения при $p = 0{,}35$ м; $n = 0{,}015$; $Q = 4$ м³/с; $h_0 = 1{,}12$ м.

Ответ: а) $i = 0{,}00012$; б) $i = 0{,}004$; в) $i = 0{,}006$.

Указание. При решении задачи для круглой трубы учесть коэффициент уменьшения a.

V.10. Определить глубину потока и уклон, который необходимо придать дну канала, если: а) ширина канала по дну $b = 2$ м, коэффициент заложения откосов $m = 0$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}011$; расход потока $Q = 2{,}66$ м³/с; если средняя скорость протекания потока V должна быть 2 м/с; б) $b = 2$ м; $m_1 = 1$; $m_2 = 3$; $n = 0{,}012$; $Q = 12$ м³/с; $V = 3$ м/с; в) $b = 0$; $m = 2$; $n = 0{,}014$; $Q = 3$ м³/с; $V = 1{,}5$ м/с.

Ответ: а) $i = 0{,}0015$; б) $i = 0{,}0025$; в) $i = 0{,}0011$.

V.11. Определить глубину равномерного движения потока и уклон, который следует придать: а) трубе круглого поперечного сечения радиуса $r = 1{,}5$ м, облицованной хорошей кирпичной кладкой, чтобы при расходе $Q = 10{,}15$ м³/с средняя скорость была $V = 2$ м/с; б) лотку параболического поперечного сечения с параметром $p = 0{,}35$ м; бетонировка — в средних условиях содержания; $Q = 3{,}06$ м³/с; $V = 3$ м/с; в) лотку параболического поперечного сечения $p = 0{,}2$ м; бетонировка — весьма хорошая; $Q = 1{,}81$ м³/с; $V = 2{,}6$ м/с.

Ответ: а) $i = 0{,}001$; б) $i = 0{,}0061$; в) $i = 0{,}0044$.

V.12. Определить ширину русла по дну и уклон, который необходимо придать дну канала, чтобы скорость потока равнялась допускаемой неразмывающей средней скорости, если заданы: а) расчетный расход $Q = 3{,}9$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}25$; русло укреплено одерновкой плашмя на малосвязном основании, а глубина потока $h_0 = 1$ м; б) $Q = 360$ м³/с; $m = 0$; облицовка бетонная в средних условиях; $h_0 = 3$ м; в) $Q = 1{,}87$ м³/с; $m_1 = 1$; $m_2 = 1{,}5$; грунт стабилизирован битумом; $h_0 = 0{,}5$ м.

Ответ: а) $b = 0{,}7$ м; $i = 0{,}0086$; б) $b = 12$ м; $i = 0{,}0079$; в) $b = 1$ м; $i = 0{,}0087$.

V.13. Определить необходимый радиус или параметр сечения и уклон, который следует придать дну: а) тоннеля круглого поперечного сечения с весьма хорошей бетонировкой, чтобы при расходе $Q = 570$ м³/с и относительной глубине наполнения $\Delta = 1{,}9$ средняя в сечении скорость потока $V = 19$ м/с; б) трубы круглого поперечного сечения из хорошей бутовой кладки средних пород при $Q = 53$ м³/с; $\Delta = 1{,}1$; $V = 8{,}3$ м/с; б) лотку параболического поперечного сечения из хорошей клинкерной кладки при $Q = 57$ м³/с; $\Delta = 1{,}2$; $V = 6$ м/с.

Ответ: а) $r = 3{,}1$ м; $i = 0{,}03$; б) $r = 1{,}9$ м; $i = 0{,}028$; в) $p = 2{,}28$ м; $i = 0{,}00394$.

Указание. По заданной относительной глубине наполнения (см. таблицы приложения 1 или 2) находим ω'. Определяя из условий задачи площадь живого сечения, устанавливаем глубину протекания потока, необходимый параметр. При определении уклона для круглой трубы или тоннеля скоростная характеристика берется с соответствующим коэффициентом уменьшения.

V.14. Установить шероховатость русла, если: а) ширина русла по дну $b = 0$; коэффициент заложения откосов $m = 0{,}75$; уклон дна русла $i = 0{,}0066$; глубина равномерного движения $h_0 = 0{,}46$ м; расход потока $Q = 0{,}158$ м³/с; б) $b = 1{,}1$ м; $m = 0$; $i = 0{,}001$; $h_0 = 0{,}76$ м;

$Q = 0{,}95$ м³/с; в) $b = 0{,}8$ м; $m_1 = 2$; $m_2 = 3$; $i = 0{,}0004$; $h_0 = 0{,}62$ м; $Q = 0{,}85$ м³/с.

Указание. Для определения n необходимо вычислить значения R, W и воспользоваться таблицей приложения 5.

Ответ: а) $n = 0{,}02$; б) $n = 0{,}013$; в) $n = 0{,}017$.

V.15. Установить шероховатость стенок: а) тоннеля круглого поперечного сечения, если из произведенных в натуре замеров известны радиус сечения $r = 2{,}8$ м; уклон дна $i = 0{,}000068$; глубина равномерного движения $h_0 = 2{,}24$ м; расход потока $Q = 5{,}7$ м³/с; б) круглой трубы при $r = 0{,}8$ м; $i = 0{,}0025$; $h_0 = 1$ м; $Q = 2{,}64$ м³/с; в) лотка параболического поперечного сечения с параметром $p = 0{,}2$ м при $i = 0{,}0009$; $h_0 = 0{,}56$ м; $Q = 0{,}224$ м³/с.

Указание. Прежде чем воспользоваться таблицей приложения 5, полученные значения $W_{тр}$ для круглого сечения необходимо разделить на коэффициент a (табл. V.4).

Ответ: а) $n = 0{,}013$; б) $n = 0{,}013$; в) $n = 0{,}017$.

V.16. Определить расход в чисто высеченном в скале при весьма хорошей бетонировке дна безнапорном гидротехническом тоннеле прямоугольного поперечного сечения шириной $b = 3$ м и уклоне дна $i = 0{,}0004$, если: а) глубина потока при равномерном движении $h_0 = 0{,}45$ м; б) $h_0 = 1{,}2$ м; в) $h_0 = 1{,}8$ м.

Указание. Расчетная зависимость $n_{ср}$ выбирается по соотношению n_{max}/n_{min}.

V.17. Какой уклон необходимо придать дну безнапорного гидротехнического тоннеля прямоугольного поперечного сечения шириной $b = 4$ м (боковые стенки исключительно гладкие, в хорошо разработанной скале, дно бетонировано при средних условиях содержания), если тоннель рассчитан на пропуск: а) расхода $Q = 2400$ м³/ч при нормальной глубине $h_0 = 2$ м; б) $Q = 3600$ м³/ч; $h_0 = 2{,}2$ м; в) $Q = 4000$ м³/ч; $h_0 = 3$ м.

V.18. Определить среднюю в сечении скорость и расход в канале трапецоидального поперечного сечения, дно которого укреплено бутовой кладкой на цементном растворе, а боковые стенки укреплены бетонировкой при средних условиях содержания, если: а) уклон дна $i = 0{,}02$; коэффициент заложения откосов $m = 1$; ширина русла по дну $b = 1$ м, а глубина равномерного движения $h_0 = 0{,}6$ м; б) $i = 0{,}006$; $m = 1{,}25$; $b = 2$ м; $h_0 = 1{,}2$ м; в) $i = 0{,}009$; $m = 1{,}75$; $b = 0{,}4$ м; $h_0 = 0{,}46$ м.

V.19. Определить среднюю в сечении скорость и расход воды в покрытой льдом реке, если: а) ширина реки по поверхности потока $B = 80$ м; площадь живого сечения $\omega = 264$ м²; уклон поверхности реки $i = 0{,}0001$; коэффициент шероховатости русла $n_р = 0{,}033$; коэффициент шероховатости нижней поверхности ледового покрова $n_л = 0{,}012$; б) $B = 100$ м; $\omega = 400$ м²; $i = 0{,}0001$; $n_р = 0{,}03$; $n_л = 0{,}012$; в) $B = 160$ м; $\omega = 660$ м²; $i = 0{,}0002$; $n_р = 0{,}035$; $n_л = 0{,}012$.

Указание. Смоченный периметр в живом сечении реки следует приближенно принять равным ширине реки по поверхности потока (т. е. нижней поверхности льда).

§ V.3. РАСЧЕТ РУСЕЛ ГИДРАВЛИЧЕСКИ НАИВЫГОДНЕЙШЕГО ПРОФИЛЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАКСИМАЛЬНЫХ СРЕДНИХ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ

Гидравлически наивыгоднейшими называются русла, имеющие наибольшую пропускную способность при заданных площади ω и форме живого сечения (известны коэффициент заложения откосов m трапецоидального или параметр p параболического поперечного сечения), уклоне i и коэффициенте шероховатости n. Такие русла имеют максимальный при прочих равных условиях гидравлический радиус R_{max} и протекание потока в них происходит с максимально возможной средней в сечении скоростью V_{max}.

В руслах трапецоидального поперечного сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля отношение ширины русла по дну b к глубине потока h при равномерном движении (относительная ширина русла) обозначается $\beta_{г.н}$. При заданном коэффициенте заложения откосов

$$\beta_{г.н} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m). \qquad (V.18)$$

Если при расчете трапецоидального сечения ширина русла по дну и глубина потока не известны, а задана площадь живого сечения ω, то

$$b = \frac{\beta_{г.н}}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}} \sqrt{\omega}; \qquad (V.19)$$

$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}} \sqrt{\omega}. \qquad (V.20)$$

Для облегчения вычислений значения относительной ширины русла $\beta_{г.н}$ и величин, производных от нее, можно находить, пользуясь таблицей приложения 7.

Для русел гидравлически наивыгоднейшего профиля может быть подсчитан безразмерный параметр $\Psi_{г.н}$, зависящий от формы поперечного сечения. Так, для русел:

параболической формы $\Psi_{г.н} = 6{,}56$; (V.21)

трапецоидальной формы $\Psi_{г.н} = 8\sqrt{1 + m^2} - 4m$. (V.22)

Если заданы расход, тип укрепления и уклон дна русла, то, определив предварительно $K_0 = Q/\sqrt{i}$ и функцию

$$\frac{K_0 n}{\Psi_{г.н}}, \qquad (V.23)$$

по таблице приложения 8, для принятого осредненного значения z (табл. V.3) находят максимальный гидравлический радиус R_{max}.

Максимально возможная при заданных условиях средняя в сечении скорость течения

$$V_{max} = W_{max}\sqrt{i}, \qquad (V.24)$$

где W_{max} определяется, как обычно, по таблице приложения 5 по n и R.

Для русел трапецоидального поперечного сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля:

гидравлический радиус $R_{max} = \frac{1}{2} h_0$;

площадь живого сечения $\omega = \Psi_{г.н} R^2_{max}$;

глубина равномерного движения потока $h_0 = 2R_{max}$; отношения b/R_{max} (при различных m) приведены в таблице приложения 9.

Принимая показатель степени $z = 0{,}7$, получим для русел параболического поперечного сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля (при относительном наполнении $\Delta = 1{,}885$) следующие параметры:

глубина потока $h_0 = 2{,}19\ R_{max}$;

ширина русла по свободной поверхности потока $B = 4{,}5\ R_{max}$;

параметр параболы $p = 1{,}16\ R_{max}$;

площадь живого сечения $\omega = 6{,}56\ R^2_{max}$.

Значения основных геометрических величин параболического поперечного сечения, отнесенные к максимальному радиусу, приведены в таблице приложения 10.

Задачи

V.20. Определить тип укрепления и необходимый продольный уклон дна канала, профиль которого должен быть гидравлически наивыгоднейшим при следующих условиях: а) расчетный расход $Q = 100$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 2{,}5$, а ширина русла по дну $b = 1{,}4$ м; б) $Q = 1{,}28$ м³/с; $m = 0$; $b = 0{,}8$ м; в) $Q = 1{,}53$ м³/с; $m = 1{,}5$; $b = 0{,}4$ м.

Указание. Значения допускаемых неразмывающих средних в сечении скоростей течения приведены в приложении 3.

Ответ: а) укрепление — одерновка плашмя на связном основании; $i = 0{,}0023$; б) укрепление дна — мощение камнем размером 25 см с подбором лицевой поверхности и грубым приколом на щебне слоем 10 см; боковые стенки — бутовая кладка из средних пород; значение уклона будет зависеть от принимаемого коэффициента шероховатости; в) укрепление — одерновка плашмя на малосвязном основании; $i \approx 0{,}013$.

V.21. Установить тип укрепления и продольный уклон, который необходимо придать дну русла, чтобы его профиль был гидравлически наивыгоднейшим, если: а) расчетный расход $Q = 56{,}4$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 1$, а глубина потока при равномерном движении должна быть равна 2 м; б) $Q = 39{,}2$ м³/с; $m = 0{,}5$; $h_0 = 1{,}6$ м; в) $Q = 3{,}76$ м³/с; $m = 3$; $h_0 = 0{,}56$ м.

Ответ: а) укрепление — бутовая кладка из средних пород; б) укрепление — кладка из клинкера; в) укрепление — мощение рваным камнем размером 25 см на слое щебня 10 см; $i = 0{,}032$.

Указание. В вариантах а) и б) уклон будет зависеть от принимаемого коэффициента шероховатости.

V.22. Определить ширину русла по дну, глубину равномерного движения потока и уклон, который необходимо придать дну этого русла, чтобы при гидравлически наивыгоднейшем профиле средняя в сечении скорость потока равнялась бы допускаемой для данного типа укрепления скорости, если: а) расчетный расход $Q = 34{,}4$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 2$; русло укреплено хорошей бутовой кладкой из средних пород; б) $Q = 2{,}6$ м³/с; $m = 2{,}5$; русло укреплено одерновкой в стенку; в) $Q = 3{,}26$ м³/с; $m = 1{,}5$; грунт пропитан битумом.

Ответ: а) $i = 0{,}012$; б) $i = 0{,}022$; в) $i = 0{,}0061$.

V.23. Определить максимально возможную среднюю в сечении скорость потока, нормальную глубину протекания и ширину русла по дну при гидравлически наивыгоднейшем профиле русла, если: а) расчетный расход $Q = 4$ м³/с; продольный уклон дна $i = 0{,}001$; коэффициент заложения откосов $m = 2$; канал будет прорыт в плотном лессе с частичной подчисткой дна и откосов после землеройной машины; б) $Q = 1{,}78$ м³/с; $i = 0{,}0025$; $m = 0$; канал укреплен хорошей сухой кладкой; в) $Q = 4{,}14$ м³/с; $i = 0{,}08$; $m = 1$; канал будет проложен в гладко разработанной скале.

Указания. W_{max} определяется из зависимости (V.24); найдя R_{max} по табл. V.3, следует убедиться в правильности выбора осредненного значения z.

Ответ: а) $h_0 = 1{,}28$ м; $V = 1{,}03$ м/с; б) $h_0 = 0{,}9$ м; $V = 1{,}1$ м/с; в) $b = 0{,}31$ м; $V = 15{,}8$ м/с.

V.24. Установить максимально возможную среднюю в сечении скорость протекания потока, необходимый параметр параболы и глубину равномерного движения потока в параболическом русле гидравлически наивыгоднейшего профиля при следующих условиях: а) расход $Q = 1{,}67$ м³/с; укрепление — весьма хорошая бетонировка; уклон дна $i = 0{,}0009$; б) $Q = 3{,}8$ м³/с; крепление — бетонировка в средних условиях содержания; $i = 0{,}0025$; в) $Q = 1{,}31$ м³/с; крепление — сравнительно грубая бетонировка; $i = 0{,}016$.

Примечание. См. указание к задаче V.23.

Ответ: а) $V = 2{,}5$ м/с; б) $h_0 = 1{,}1$ м; в) $p = 0{,}464$ м.

§ V.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ И СРЕДНЕЙ В СЕЧЕНИИ СКОРОСТИ ПОТОКА

При определении нормальной (бытовой) глубины h_0 и средней в сечении скорости потока V 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.

В общем случае такая задача может быть решена способом подбора. При этом задаются глубинами $h_1, h_2, \ldots, h_n$, вычисляют соответствующие им площади живого сечения потока ω, смоченного периметра 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, определяемой по формуле

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}. \qquad (V.25)$$

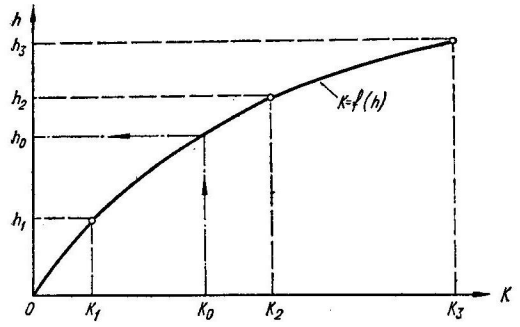


Рис. V.8

Если $K_n = K_0$, то искомая нормальная глубина $h_0 = h_n$.

Подбор можно упростить, построив по нескольким произвольно назначенным глубинам график зависимости $K = f(h)$ (рис. V.8), по которому находят глубину, соответствующую расчетному значению расходной характеристики.

С учетом найденной глубины определяют площадь живого сечения и среднюю в сечении скорость потока (см. § V.1).

Нормальную глубину можно найти, используя так называемый «показательный закон», согласно которому

$$\frac{K_0}{K_1} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^x, \qquad (V.26)$$

где x — показатель степени в приведенных ниже расчетах, численно равный половине гидравлического показателя 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 показатель степени

$$x = \frac{\lg \frac{K_2}{K_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}}. \qquad (V.27)$$

Зная расчетное значение расходной характеристики K_0, искомую нормальную глубину находят по зависимости

$$h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1}\right)^{\frac{1}{x}}. \qquad (V.28)$$

Большую помощь при расчетах русел правильной формы могут оказать специальные графики и таблицы. Для стандартных русел с небольшим диапазоном изменения основных параметров могут быть применены таблицы, составленные с учетом изменения z (для z по полной формуле Н. Н. Павловского). Примером могут служить таблицы V.5 и V.6, в которых приведены значения скоростных и расходных характеристик (подсчитанные с учетом коэффициента уменьшения a) при различном наполнении двух стандартных труб круглого поперечного сечения радиусом 1 и 2 м при $n = 0{,}013$ и $n = 0{,}015$ и лотков параболического поперечного сечения со значениями параметра p — 0,2 и 0,35 м при $n = 0{,}012$.

Порядок расчета с применением табл. V.5 следующий:

1) вычисляют расчетное значение расходной характеристики

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}};$$

Таблица V.5

$\Delta = \frac{h}{r}$	Круглая труба $r = 1$ м				Круглая труба $r = 2$ м			
	$n = 0{,}013$		$n = 0{,}015$		$n = 0{,}013$		$n = 0{,}015$	
	$K_{тр}$, м³/с	$W_{тр}$, м/с	$K_{тр}$, м³/с	$W_{тр}$, м/с	$K_{тр}$, м³/с	$W_{тр}$, м/с	$K_{тр}$, м³/с	$W_{тр}$, м/с
1	65	42	55	36	410	65	355	57
1,1	80	43	65	37	480	68	420	59
1,2	90	45	75	38	550	70	480	61
1,3	100	46	85	40	630	72	545	63
1,4	110	47	95	41	690	74	600	64
1,5	120	48	100	41	755	75	655	65
1,6	130	48	110	42	820	76	710	66
1,7	140	49	120	42	870	77	760	67
1,8	145	49	125	42	910	77	795	67
1,9	150	49	130	42	940	77	820	67
2	154	49	131	42	967	77	839	67

2) по табл. V.5 для трубы с принятым радиусом r и заданной шероховатостью n определяются соответствующие значения относительной глубины наполнения Δ и скоростной характеристики $W_{тр}$;

3) подсчитывают среднюю в сечении скорость протекания потока $V = W_{тр}\sqrt{i}$;

4) вычисляют искомую нормальную глубину протекания потока $h_0 = \Delta r$.

Подобные таблицы при различных значениях n могут быть составлены на основе приложений 1 и 5 (с учетом данных табл. V.4) для любых стандартных круглых труб.

Порядок расчета с применением табл. V.6 следующий:

1) вычисляют расчетное значение расходной характеристики

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}};$$

2) по табл. V.6 для лотка с принятым параметром p определяют соответствующие значения глубины потока h_0 и скоростной характеристики W;

3) подсчитывают искомую среднюю в сечении скорость потока $V = W\sqrt{i}$.

Нормальная глубина потока в руслах трапецоидального и параболического поперечного сечения может быть определена по относительному

гидравлическому радиусу. При этом устанавливают расчетное значение расходной характеристики $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, определяют параметр $\Psi_{г.н}$ (см. § V.3) и вычисляют вспомогательную функцию $\frac{K_0 n}{\Psi_{г.н}}$, по которой из таблицы приложения 8 определяют величину R_{max}.

По отношению b/R_{max} или p/R_{max} из таблицы приложений 9 или 10 находится значение h/R_{max}.

Таблица V.6

h, м	$p = 0{,}2$ м		$p = 0{,}35$ м	
	K, м³/с	W, м/с	K, м³/с	W, м/с
0,1	0,32	11,8	0,46	12,4
0,12	0,46	13,2	0,65	14
0,16	0,84	15,5	1,91	16,2
0,2	1,49	19,7	2,16	21,2
0,24	2,14	21,6	3,03	22,9
0,28	2,91	23,3	4,11	24,9
0,32	3,79	24,8	5,43	26,7
0,36	4,79	26,3	6,96	28,7
0,4	5,92	27,8	8,4	29,7
0,44	7,13	29	10,1	31,1
0,48	8,48	30,3	12,9	33
0,56	10,8	32	15,6	35
0,6	13,1	33,5	19,1	36,9
0,66	16	35,2	23,3	38,9
0,72	18,7	36,3	27,2	40,3
0,8	23,1	38,1	33,9	42,5
0,9	—	—	42,7	44,8
1	—	—	52,8	47,1

Примечание. В таблице подчеркнуты значения K и W, соответствующие предельно допустимому наполнению стандартного лотка.

Нормальная глубина

$$h_0 = \frac{h}{R_{max}} R_{max}. \qquad (V.29)$$

В учебниках и учебных пособиях для определения нормальных глубин в руслах трапецоидального поперечного сечения приводятся также способы безразмерных функций, абстрактных моделей и др. При расчетах как по этим, так и по другим способам основываются на использовании вспомогательных таблиц и исходят из допущения, что показатель степени в формуле $W = \frac{1}{n} R^z$ есть величина постоянная. Обычно принимают $z \approx 0{,}67$ или $z \approx 0{,}7$. Выбор того или иного осредненного значения z производится по табл. V.3.

Нормальная глубина протекания потока в трубах, коллекторах

и тоннелях криволинейного очертания (при $z = \text{const}$) может вестись по таблицам относительных скоростных и расходных характеристик, например по табл. V.7, составленной для труб круглого поперечного сечения при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}015$ и $n = 0{,}017$ в предположении, что $z = 0{,}67$ и с учетом коэффициента уменьшения a.

Таблица V.7

$\Delta = \frac{h}{r}$	$n = 0{,}015$		$n = 0{,}017$	
	$K'_{тр} = \frac{K_{тр}}{r^{2{,}67}}$	$W'_{тр} = \frac{W_{тр}}{r^{0{,}67}}$	$K'_{тр} = \frac{K_{тр}}{r^{2{,}67}}$	$W'_{тр} = \frac{W_{тр}}{r^{0{,}67}}$
1	56	36	49	32
1,1	66	37	58	33
1,2	75	38	66	34
1,3	86	40	76	35
1,4	95	41	84	36
1,5	104	41	91	36
1,6	112	42	99	37
1,7	114	42	106	37
1,8	125	42	110	37
1,9	129	42	114	37
2	132	42	116	37

Порядок расчета нормальной глубины и средней скорости в этом случае такой:

1) вычисляют значение относительной расходной характеристики

$$K'_{тр} = \frac{Q}{\sqrt{i} r^{2{,}67}}; \qquad (V.30)$$

2) по табл. V.7 определяют относительную глубину наполнения Δ и относительную скоростную характеристику $W'_{тр}$;

3) находят глубину равномерного движения потока $h_0 = \Delta r$;

4) вычисляют среднюю в сечении скорость потока $V = W_{тр} r^{0.67}$; (для облегчения подсчетов величины $r^{0,67}$ и $r^{2,67}$ приведены в таблице приложения 6).

Задачи

V.25. Определить подбором и построением графика $K = f(h)$, используя «показательный закон» и проведя расчет по относительному гидравлическому радиусу, нормальную глубину и среднюю в сечении скорость протекания потока при равномерном движении в русле трапецоидального поперечного сечения, ширина по дну которого $b = 1$ м, коэффициент заложения откосов $m = 1$, продольный уклон дна $i = 0{,}002$, коэффициент шероховатости русла $n = 0{,}0225$, а расчетный расход $Q = 0{,}815$ м³/с.

Решение. а) *Способ подбора:*

1. $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{0{,}815}{\sqrt{0{,}002}} = 18{,}2$ м³/с.

2. Принимаем $h_1 = 0{,}21$ м, тогда

$$\omega_1 = (b + mh_1) \cdot h_1 = (1 + 1 \cdot 0{,}21) \cdot 0{,}21 = 0{,}25 \text{ м}^2;$$

$$\chi_1 = b + h_1 \cdot 2\sqrt{1 + m^2} = 1 + 0{,}21 \cdot 2\sqrt{1 + 1^2} = 1{,}59 \text{ м};$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{0{,}25}{1{,}59} = 0{,}16 \text{ м};$$

по приложению 5 $W_1 = 11{,}7$ м/с и $K_1 = \omega_1 W_1 = 0{,}25 \cdot 11{,}7 = 3$ м³/с, т. е. $K_1 < K_0$.

3. Принимаем $h_2 = 0{,}44$ м и $h_3 = 0{,}82$ м и вычисляем соответствующие значения ω_2 и ω_3, χ_2 и χ_3, R_2 и R_3, затем находим W_2 и W_3 и подсчитываем K_2 и K_3.

Результаты вычислений сводим в табл. V.8.

Таблица V.8

h, м	ω, м²	χ, м	R, м	W, м/с	K, м³/с
0,21	0,25	1,59	0,16	11,7	3
0,44	0,63	2,24	0,28	17,7	11,2
0,82	1,49	3,32	0,45	25	37,3

Следовательно, $h_2 < h_0 < h_3$.

4. Принимаем $h_4 = 0{,}57$ м, тогда

$\omega_4 = (1 + 1 \cdot 0{,}57) \cdot 0{,}57 = 0{,}89$ м²;

$\chi_4 = 1 + 2{,}83 \cdot 0{,}57 = 2{,}61$ м;

$$R_4 = \frac{0{,}89}{2{,}61} = 0{,}34 \text{ м}; \quad W_4 = 20{,}4 \text{ м/с};$$

$K_4 = 0{,}89 \cdot 20{,}4 = 18{,}2$ м³/с; следовательно, $h_0 = h_4 = 0{,}57$ м;

$V_0 = W\sqrt{i} = 20{,}4\sqrt{0{,}002} = 0{,}91$ м/с.

б) *Построение графика* $K = f(h)$. Как и в предыдущем случае, находим расчетное значение расходной характеристики K_0, назначаем глубины $h_1 = 0{,}21$ м; $h_2 = 0{,}44$ м; $h_3 = 0{,}82$, и вычисляем соответствующие значения

$$\omega_n = (b + mh_n)\, h_n;$$

$$\chi_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}; \quad R_n = \frac{\omega_n}{\chi_n};$$

по таблице приложения 5 находим W_n и подсчитываем $K_n = \omega_n W_n$.

Результаты вычислений сведены в табл. V.8.

Строим график $K = f(h)$ и по графику находим глубину, соответствующую $K_0 = 18{,}2$ м³/с (рис. V.9).

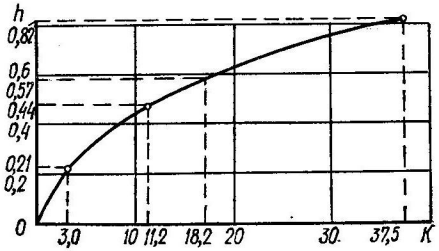


Рис. V.9

Из графика следует, что $h_0 = 0{,}57$ м, тогда

$$\omega_0 = (b + mh_0)\, h_0 = (1 + 1 \cdot 0{,}57) \cdot 0{,}57 = 0{,}89 \text{ м}^2;$$

$$V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{0{,}815}{0{,}89} = 0{,}92 \text{ м/с}.$$

в) *Использование «показательного закона».* Как и в предыдущих случаях, находим

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = 18{,}2 \text{ м}^3/\text{с},$$

принимаем глубины $h_1 = 0{,}44$ м, $h_2 = 0{,}82$ м и вычисляем соответствующие значения расходных характеристик

$$K_1 = 11{,}2 \text{ м}^3/\text{с}; \quad K_2 = 37{,}5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Находим

$$x = \frac{\lg \frac{K_2}{K_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}} = \frac{\lg \frac{37{,}5}{11{,}2}}{\lg \frac{0{,}82}{0{,}44}} = \frac{\lg 3{,}35}{\lg 1{,}86} = \frac{0{,}52}{0{,}27} = 1{,}94.$$

Определяем $h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1}\right)^{\frac{1}{x}}$;

$$\lg h_0 = \lg h_1 + \frac{1}{x} \lg \frac{K_0}{K_1} = \lg 0{,}44 + \frac{1}{1{,}94} \cdot \lg \frac{18{,}2}{11{,}2} = 1{,}752; \quad h_0 = 0{,}57 \text{ м}.$$

Как и в предыдущем примере, вычисляются ω_0 и V_0.

г) *Расчет по относительному гидравлическому радиусу.*

1. $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{0{,}815}{\sqrt{0{,}002}} = 18{,}2$ м³/с.

2. По таблице приложения 7 $\Psi_{\text{г.н}} = 8\sqrt{1 + m^2} - 4m = 7{,}32$.

3. $\frac{K_0 n}{\Psi_{\text{г.н}}} = \frac{18{,}2 \cdot 0{,}0225}{7{,}32} = 0{,}056$.

4. По таблице приложения 8 величина $R_{\max} = 0{,}34$ м.

5. $\frac{b}{R_{\max}} = \frac{1}{0{,}34} = 2{,}94$.

6. По таблице приложения 9 (при $m = 1$) $\frac{h}{R_{\max}} = 1{,}6$; $h_0 = \Psi_R R_{\max} = 1{,}6 \times 0{,}34 = 0{,}55$ м.

7. $\omega_0 = (b + mh_0)\, h_0 = (1 + 1 \cdot 0{,}55) \cdot 0{,}55 = 0{,}85$ м².

8. $V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{0{,}815}{0{,}85} = 0{,}96$ м/с.

V.26. Определить подбором, построением графика $K = f(h)$ или используя «показательный закон», нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока в русле при следующих условиях: а) ширина русла по дну $b = 4$ м; коэффициент заложения откосов $m = 0$; продольный уклон $i = 0{,}0009$; дно и стенки русла облицованы тесаным камнем (в средних условиях); расчетный расход $Q = 16$ м³/с; б) $b = 0$; $m = 2$; $i = 0{,}0025$; грунт пропитан битумом; $Q = 1{,}66$ м³/с; в) $b = 8$ м; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0001$; канал прорыт в плотной глине; $Q = 28$ м³/с.

V.27. Определить, используя расчет по относительному гидравлическому радиусу, нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока в канале: а) шириной по дну $b = 1{,}6$ м; с коэффициентом заложения откосов $m = 0$; с продольным уклоном $i = 0{,}006$; дно и стенки русла укреплены кирпичной кладкой (в средних условиях содержания); расчетный расход $Q = 2{,}8$ м³/с; б) $b = 1{,}2$ м; $m = 2{,}5$; $i = 0{,}005$; русло укреплено хорошей бутовой кладкой; $Q = 4{,}29$ м³/с; в) $b = 1$; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0004$; русло имеет гладкую скальную поверхность; $Q = 0{,}68$ м³/с.

Ответ: а) $h_0 = 0{,}8$ м; $V = 2{,}19$ м/с; б) $h_0 = 0{,}84$ м; $V = 1{,}55$ м/с; в) $h_0 = 0{,}6$ м; $V = 0{,}6$ м/с.

V.28. Определить необходимую ширину русла по дну и среднюю в сечении скорость потока при равномерном движении, если: а) коэффициент заложения откосов $m = 1$; продольный уклон дна $i = 0{,}0025$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$; расчетный расход $Q = 10$ м³/с; глубина потока $h_0 = 1{,}1$ м; б) $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0009$; $n = 0{,}018$; $Q = 15$ м³/с; $h_0 = 1{,}5$ м; в) $m = 2{,}5$; $i = 0{,}002$; $n = 0{,}02$; $Q = 25$ м³/с; $h_0 = 1{,}6$ м; г) $m = 0$; $i = 0{,}0015$; $n = 0{,}0225$; $Q = 22$ м³/с; $h_0 = 1{,}9$ м.

Указание. Задачу рекомендуется решать с использованием относительного гидравлического радиуса.

V.29. Определить нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока в тоннеле круглого поперечного сечения радиуса $r = 2$ м, если продольный уклон дна тоннеля $i = 0{,}0016$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}015$, а расчетный расход $Q = 30$ м³/с: а) подбором; б) построением графика $K = f(h)$; в) используя табл. V.7 относительных расходных характеристик; г) используя табл. V.5 для стандартных труб.

V.30. Определить подбором и построением графика $K = f(h)$ нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока в лотке параболического поперечного сечения при следующих условиях: а) параметр сечения $p = 0{,}6$ м; продольный уклон лотка $i = 0{,}0004$; расход $Q = 0{,}56$ м³/с; коэффициент шероховатости $n = 0{,}017$; б) $p = 0{,}54$ м; $i = 0{,}0064$; $Q = 1{,}6$ м³/с; $n = 0{,}014$; в) $p = 0{,}35$ м; $i = 0{,}0025$; $Q = 1{,}29$ м³/с; $n = 0{,}018$.

V.31. Определить, используя табл. V.7, нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока при равномерном движении в трубе круглого поперечного сечения, если: а) радиус $r = 1{,}6$ м; продольный уклон $i = 0{,}0049$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}015$; расход потока $Q = 25{,}6$ м³/с; б) $r = 1{,}5$ м; $i = 0{,}0081$; бетонировка поверхности трубы сравнительно грубая; $Q = 29$ м³/с; в) $r = 2$ м; $i = 0{,}01$; облицовка среднего качества из тесаного камня; $Q = 42$ м³/с.

Ответ: а) $h_0 = 2{,}4$ м; $V = 3{,}9$ м/с; б) $h_0 = 2{,}7$ м; $V = 4{,}4$ м/с; в) $h_0 = 2{,}2$ м; $V = 5{,}9$ м/с.

V.32. Определить нормальную глубину и среднюю в сечении скорость потока при равномерном движении: а) в круглой стандартной водосточной трубе радиуса $r = 1$ м; условия нормальные; уклон дна $i = 0{,}01$, а расчетный расход $Q = 14{,}5$ м³/с; б) в круглой трубе радиуса $r = 2$ м; труба из хорошей кирпичной кладки; $i = 0{,}0001$; $Q = 5{,}5$ м³/с; в) в стандартном лотке параболического поперечного сечения; $p = 0{,}35$ м; $i = 0{,}0064$; $Q = 2{,}18$ м³/с.

Указание. При расчете круглых труб следует использовать табл. V.5, а при расчете лотка параболического сечения — табл. V.6.

Ответ: а) $V = 4{,}9$ м/с; б) $V = 0{,}7$ м/с; в) $V = 3{,}22$ м/с.

V.33. Определить нормальную глубину и среднюю в сечении скорость протекания потока в канале трапецоидального поперечного сечения, шириной по дну $b = 6$ м, с коэффициентом заложения укрепленных весьма хорошей бетонировкой откосов $m = 1$, если расчетный расход $Q = 10$ м³/с; уклон грунтового пропитанного дегтем дна $i = 0{,}0001$.

Р е ш е н и е. 1. По таблице приложения 4 находим коэффициенты шероховатости дна $n_{дн} = 0{,}018$, откосов $n_{от} = 0{,}012$.

2. $K_0 = \dfrac{Q}{\sqrt{i}} = \dfrac{10}{\sqrt{0{,}0001}} = 1000$ м³/с.

3. Принимаем $h_1 = 1{,}5$ м, тогда

$\omega_1 = (b + mh_1)\,h_1 = (6 + 1 \cdot 1{,}5) \cdot 1{,}5 = 11{,}25$ м²;

$\chi_{от_1} = 2h_1\sqrt{1 + m^2} = 2 \cdot 1{,}5\sqrt{1 + 1^2} = 1{,}5 \cdot 2{,}824 = 4{,}24$ м (см. таблицу приложения 7);

$\chi_{дн} = b = 6$ м; $\chi_1 = \chi_{от} + \chi_{дн} = 4{,}24 + 6 = 10{,}24$ м;

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi} = \frac{11{,}25}{10{,}24} = 1{,}1 \text{ м};$$

4. Поскольку $\dfrac{n_{max}}{n_{min}} = \dfrac{n_{дн}}{n_{от}} = \dfrac{0{,}018}{0{,}012} = 1{,}5$, то осредненный коэффициент шероховатости определяем из зависимости (V.15):

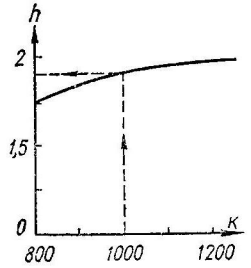


Рис. V.10

$$n_{ср_1} = \left(\frac{\chi_{дн}}{\chi_1} n_{дн}^{3/2} + \frac{\chi_{от}}{\chi_1} n_{от}^{3/2}\right)^{2/3} =$$

$$= \left(\frac{6}{10{,}24} 0{,}018^{3/2} + \frac{4{,}24}{10{,}24} 0{,}012^{3/2}\right)^{2/3} =$$

$$= (0{,}586 \cdot 0{,}0024 + 0{,}414 \cdot 0{,}0013)^{2/3} = (0{,}00195)^{2/3} = 0{,}0156$$

(см. таблицу приложения 6).

Принимая $n_{ср_1} = 0{,}015$, по таблице приложения 5 найдем $W_1 = 71$ м/с; тогда $K_1 = \omega_1 W_1 = 11{,}25 \cdot 71 = 799$ м³/с $< K_0$.

5. Принимая $h_2 = 1{,}8$ м и $h_3 = 2$ м, повторяем все вычисления, результаты которых сведены в табл. V.9.

Таблица V.9

h, м	ω, м²	$\chi_{дн}$, м	$\chi_{от}$, м	χ, м	R, м	$n_{ср}$	W, м/с	K, м³/с
1,5	11,25	6	4,24	10,24	1,1	0,0156	71	799
1,8	14,04	6	5,08	11,08	1,3	0,0154	79,2	1112
2	16	6	5,65	11,65	1,37	0,0152	83,1	1330

6. Построив график (рис. V.10) $K = f(h)$, находим соответствующую K_0 глубину $h_0 = 1{,}76$ м (пересчет не требуется, поскольку и в этом случае $n_{ср} = 0{,}015$).

7. $\omega_0 = (b + mh_0)\,h_0 = (6 + 1 \cdot 1{,}76) \cdot 1{,}76 = 13{,}66$ м².

8. $V = \dfrac{Q}{\omega_0} = \dfrac{10}{13{,}66} = 0{,}73$ м/с.

V.34. Определить нормальную глубину протекания потока в деривационном канале ГЭС и проверить, обеспечен ли канал от размыва при следующих условиях: а) расход $Q = 8$ м³/с; ширина по дну $b = 5$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1$; уклон дна $i = 0{,}0002$; откосы укреплены одерновкой плашмя на малосвязном основании;

дно — грунтовое, стабилизированное битумом; б) $Q = 14$ м³/с; $b = 4$ м; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0004$; откосы укреплены весьма хорошей бетонировкой; дно — бутовая кладка из средних пород на цементном растворе; в) $Q = 18$ м³/с; $b = 6$ м; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}005$; откосы покрыты весьма хорошей бетонировкой; дно укреплено одерновкой плашмя на связном основании.

V.35. Найти глубину равномерного движения потока в оросительном канале трапецоидального поперечного сечения шириной по дну $b = 10$ м при уклоне дна $i = 0{,}0004$, если дно канала ровное, песчаное ($n_{дн} = 0{,}025$), боковые откосы облицованы весьма хорошей бетонировкой ($n = 0{,}012$), если пропускаемый расход: а) $Q = 60$ м³/с; б) $Q = 80$ м³/с; в) $Q = 100$ м³/с.

§ V.5. ПОДБОР ТИПОВЫХ СЕЧЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОТКРЫТЫХ ВОДООТВОДНЫХ РУСЕЛ, КАНАЛОВ И ЛОТКОВ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

При расчете водоотводных русел часто встречаются задачи, когда известными являются расчетный расход Q, уклон и грунты местности, а определить нужно форму и геометрические размеры русла, необходимость дополнительного укрепления и его тип.

Форма сечения задается условиями проектирования, типом грунтов, назначением сооружения, материалом, из которого оно выполняется, или наличием типовых конструкций.

Если принимается трапецоидальная форма поперечного сечения, то в случае, когда коэффициент заложения откосов не диктуется условиями и специфическими требованиями проектирования, он может быть выбран в зависимости от типа грунта (табл. V.10).

Таблица V.10

Наименование грунтов	Принимаемый коэффициент заложения откоса, m
Пыль и ил с мелким песком, растительная земля	3,5
Песок мелкий с примесью среднего	3
Супесь	2,5
Суглинок тощий, среднеплотный	2
Суглинок тяжелый и лессовидный грунт, плотные; гравий крупный с песком и мелким гравием; глина среднеплотная	1,5
Глина плотная	1
Скальная порода, выветренная	0,5
Скальная порода, особопрочная	0

Ширина такого русла по дну не может быть назначена произвольно и устанавливается соответствующими строительными нормами и правилами. Так, она принимается:

для кюветов выемок — 0,4 м;

для нагорных, продольных водоотводных и осушительных канав

на железных дорогах не менее 0,6 м, а на автомобильных дорогах — не менее 0,5 м (причем при больших значениях — кратной целым дециметрам);

для забанкетных канав — не менее 0,3 м;

для продольных водоотводных и осушительных канав на болотах, речных поймах и в других исключительных случаях — не менее 0,8 м.

Полная глубина канавы по низовой бровке принимается на 0,2 м больше расчетной глубины потока, но не менее 0,6 м для нагорных, продольных водоотводных и осушительных канав и 0,3 м для забанкетных канав и кюветов автомобильных выемок.

Глубина кюветов железнодорожных выемок, как правило, принимается 0,6 м. Если по расчету глубина должна быть большей, то это допускается, но с сохранением ширины русла по дну 0,4 м и установленного заложения откосов.

Кюветы, нагорные и водоотводные канавы могут быть выполнены из типовых сборных железобетонных лотков прямоугольного поперечного сечения шириной в свету 0,5 м и высотой в 0,5; 0,75 и 1 м или лотков — полутруб диаметром 0,8 и 1 м. (Альбом водоотводных устройств на железных и автомобильных дорогах общей сети Союза ССР. Часть I. Минтрансстрой. Проектирование, конструкции водоотводных устройств и их укрепление. М., 1971). Расходные и скоростные характеристики стандартных лотков — полутруб (при $n = 0{,}012$) приведены в табл. V.11

Таблица V.11

h, м	$d = 0{,}8$ м		$d = 1$ м	
	K, м³/с	W м/с	K, м³/с	W, м/с
0,1	0,45	12,3	0,52	12,6
0,12	0,68	14,2	0,77	14,3
0,16	1,19	16,7	1,38	17
0,2	2,06	21	2,41	21,5
0,24	2,96	23,3	3,44	23,7
0,28	3,95	25,2	4,52	25,1
0,32	5,07	27	6,03	27,8
0,36	6,25	28,5	7,53	29,6
0,4	7,47	29,7	9,16	31,2
0,45	—	—	11,24	32,8
0,5	—	—	13,47	34,3

Примечание. В таблице подчеркнуты значения K и W, соответствующие предельно допустимому наполнению стандартного лотка.

Каналы сети орошения, лотки, перебросные сооружения и быстротоки при расходе воды до 5 м³/с могут возводиться из сборных бетонных лотков параболического сечения ($n = 0{,}012$ при уклонах от 0,0001 до 0,06). Высота этих сборных лотков принята 40, 60 и 80 см при параметре параболы $p = 0{,}2$ м и 100 см при параметре для внутренней поверхности $p = 35$ м. Минимальный запас надводного борта берется равным 0,1 высоты. (Унифицированные железобетонные лотки — каналы глубиной

наполнения до 1 м. Альбом № 1. Пояснительная записка и чертежи. Минводхоз СССР. М., 1976). Выбор стандартного сечения параболических лотков (ближайшее большее значение) производится по заданному расходу, принятому уклону и в ряде случаев по заданной глубине наполнения (см. табл. V.6).

Продольные уклоны назначаются соответствующими рельефу местности или определяются по расчету в зависимости от расхода воды, степени размываемости грунта и типа укрепления.

Во всех случаях проектирования дорожного водоотвода уклоны дна канав и резервов должны быть не меньше 0,003 для железных дорог и 0,005 для автомобильных дорог. На болотах, речных поймах и в других затруднительных случаях они принимаются не меньше 0,003 для автомобильных и 0,002 (в исключительных случаях 0,001) — для железных дорог. Уклоны дна забанкетных канав обычно должны быть больше 0,005.

Поскольку назначение водоотводных русел — обеспечить скорейший сброс воды (главным образом ливневых стоков) с соответствующей площади близ насыпи или других сооружений, при подборе сечений добиваются, чтобы скорость протекания потока была максимально возможной в условиях проектирования, рационально использовалось укрепление русла. Исходя из сказанного, желательно, чтобы расчетная средняя в сечении скорость $V_р = V_{доп}$, где $V_{доп}$ — максимально допускаемая средняя в сечении скорость для данного грунта или типа укрепления. Это, однако, не всегда достижимо, поскольку при заданном расходе, коэффициенте шероховатости грунтов местности и уклоне дна русла скорость протекания не может быть больше максимально возможной при этих условиях скорости V_{max}. Последняя может быть расчетной и в тех случаях, когда речь идет о минимальном объеме земляных работ или рациональном расходе материалов укрепления. При этом, как отмечалось в V.1, должно выполняться следующее условие:

$$V_{min} < V_р \leqslant V_{доп}.$$

Следовательно, при $V_{max} < V_{доп}$ расчетная средняя в сечении скорость $V_р = V_{max}$.

Порядок расчета следующий.

1. В зависимости от типа грунта при принятой трапецоидальной форме поперечного сечения по табл. V.10 выбирается коэффициент заложения откосов (если он не задан условиями проектирования).

2. Устанавливается допускаемая неразмывающая средняя в сечении скорость $V_{доп}$ для заданного типа грунта (т. е. без укрепления) и вычисляется максимально возможная средняя в сечении скорость V_{max} для тех же условий (см. § V.3).

3. Сопоставляют значения V_{max} и $V_{доп}$: если $V_{max} < V_{доп}$, то укреплять русло не нужно и $V_р = V_{max}$; если $V_{max} > V_{доп}$, принимается 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_{max}.

4. Вычисляется площадь живого сечения $\omega = \frac{Q}{V_{max}}$ и из формулы

(V.19) ширина русла по низу b, которая округляется в большую сторону до целых дециметров (но принимается не менее величины, ограниченной строительными нормами).

5. Определяется глубина воды в русле по формуле (V.4). По этой же формуле определяется глубина и в том случае, когда ширина русла по низу задана из условия задачи. Если же задана глубина потока, то необходимая ширина русла по низу определится по формуле

$$b = \frac{\omega - mh_0^2}{h_0}. \qquad (V.31)$$

Для проверки расчета необходимо при полученных значениях b (или h_0) вычислить расход воды Q и сопоставить его с заданным значением. Если расхождение превысит 5%, то расчет нужно уточнить. Как правило, полученное таким образом сечение является гидравлически наивыгоднейшим или находится в пределах гидравлически выгоднейших (расширенных или суженных) сечений.

Задачи

V.36. Определить необходимые размеры неукрепленных водоотводных русел трапецоидального поперечного сечения при следующих условиях: а) кювет выемки должен быть прорыт в тощих, среднеплотных суглинках; расход $Q = 0{,}81$ м³/с; уклон дна $i = 0{,}008$; б) нагорная канава вдоль железной дороги прокладывается в плотной глине; $Q = 0{,}76$ м³/с; $i = 0{,}004$; в) осушительная канава на речной пойме прорывается в супещаном грунте; $Q = 0{,}55$ м³/с; $i = 0{,}003$.

Указание. Коэффициент шероховатости в данном случае можно принимать как для малых земляных каналов с полностью или частично спланированными дном и откосами. Ограничения, накладываемые нормативами, приведены в начале параграфа.

V.37. Подобрать требуемый тип сборного железобетонного лотка прямоугольного поперечного сечения для устройства водоотводной канавы при следующих условиях; а) $Q = 1{,}6$ м³/с; $i = 0{,}01$; б) $Q = 1{,}8$ м³/с; $i = 0{,}026$; в) $Q = 0{,}76$ м³/с; $i = 0{,}007$.

Указание. Задачу следует решать подбором или составлением таблички максимальных расходных характеристик для типовых лотков при наполнении, равном 0,9 полной высоты, принимая $n = 0{,}012$.

V.38. Подобрать требуемый диаметр сборных лотков-полутруб для крепления кювета при следующих условиях: а) $Q = 0{,}63$ м³/с; $i = 0{,}081$; б) $Q = 0{,}31$ м³/с; $i = 0{,}006$; в) $Q = 3{,}48$ м³/с; $i = 0{,}01$.

Указание. Найдя расчетную расходную характеристику, следует воспользоваться табл. V.11.

V.39. Подобрать необходимый тип сборного лотка параболического поперечного сечения для сети орошения при следующих условиях: а) $Q = 1{,}6$ м³/с; $i = 0{,}04$; б) $Q = 1{,}14$ м³/с; $i = 0{,}0009$; в) $Q = 0{,}15$ м³/с; $i = 0{,}0025$.

Указание. По табл. V.6 принимается ближайшее большее сечение согласно выделенным в таблице расходным характеристикам, соответствующим максимально допускаемому наполнению каждого из типовых лотков.

V.40. Установить гидравлически выгоднейшие размеры и, при необходимости, тип укрепления русла трапецоидального поперечного сечения, если: а) расчетный расход $Q = 5{,}5$ м³/с; уклон дна $i = 0{,}002$; грунт — плотный тяжелый суглинок; б) $Q = 0{,}5$ м³/с; $i = 0{,}008$; лессовидный грунт, плотный; в) $Q = 1{,}2$ м³/с; $i = 0{,}003$; суглинок тощий среднеплотный.

Решение (задача V.40, а). 1. По табл. V.10 принимаем коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$.

2. Принимая коэффициент шероховатости (таблица приложения 4) $n = 0{,}025$, определяем максимально возможную среднюю в сечении скорость протекания потока при заданных условиях (см. § V.3):

$$\Psi_{г.н} = 8{,}42 \text{ (по таблице приложения 7);}$$

расчетная характеристика $K_0 = \dfrac{Q}{\sqrt{i}} = \dfrac{5{,}5}{\sqrt{0{,}002}} = 124$ м³/с; функция $\dfrac{K_0 n}{\Psi_{г.н}} = \dfrac{124 \cdot 0{,}025}{8{,}42} = 0{,}368$; показатель степени $z = 0{,}75$ определяется по табл. V.3 при $n = 0{,}025$, полагая, что $R < 1$ м.

Максимальный гидравлический радиус $R_{max} = 0{,}7$ м (таблица приложения 8).

Скоростная характеристика $W_{max} = 30{,}8$ м/с (таблица приложения 5).

Максимально возможная средняя в сечении скорость

$$V_{max} = W_{max}\sqrt{i} = 30{,}8\sqrt{0{,}002} = 1{,}37 \text{ м/с.}$$

Допускаемая средняя в сечении скорость (таблица приложения 3) $V_{доп} = 1$ м/с.

3. Поскольку $V_{max} > V_{доп}$, необходимо укрепить дно и откосы русла. Принимаем укрепление одерновкой плашмя на малосвязном основании:

$$V_{доп} = 1{,}7 \text{ м/с}; \quad n = 0{,}0275.$$

В связи с изменением коэффициента шероховатости уточняем максимальную скорость:

$$\frac{K_0 n}{\Psi_{г.н}} = \frac{124 \cdot 0{,}0275}{8{,}42} = 0{,}405; \quad R_{max} = 0{,}72 \text{ м;}$$

$$W_{max} = 29 \text{ м/с;}$$

$V_{max} = 29 \cdot 0{,}445 = 1{,}29$ м/с $< V_{доп}$; принимаем $V_р = V_{max}$.

4. Определяем по формуле (V.19) ширину русла по дну, предварительно найдя в таблице приложения 7 значение

$$\frac{\beta_{г.н}}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}} = 0{,}42.$$

Требуемая площадь живого сечения русла

$$\omega = \frac{Q}{V_р} = \frac{5{,}5}{1{,}29} = 4{,}27 \text{ м}^2.$$

Тогда

$$b = \frac{\beta_{г.н}}{\sqrt{\beta_{г.н} + m}}\sqrt{\omega} = 0{,}42\sqrt{4{,}27} = 0{,}87 \text{ м.}$$

Округляя, принимаем $b_1 = 0{,}9$ м.

5. Определяем глубину воды в русле по формуле (V.4):

$$h_0 = \frac{\sqrt{b_1^2 + 4\omega m} - b_1}{2m} = \frac{\sqrt{0{,}9^2 + 4 \cdot 4{,}27 \cdot 1{,}5} - 0{,}9}{2 \cdot 1{,}5} = 1{,}41 \text{ м.}$$

Так как ширина русла по низу b_1 и, следовательно, глубина h_0 приняты близкими к значениям, соответствующим гидравлически наивыгоднейшему профилю, то расчетная скорость $V_р$ практически не изменяется. Поэтому уточнять расчет не требуется.

V.41. Определить ширину канавы трапецоидального профиля, если:

а) расход $Q = 0{,}9$ м³/с; уклон $i = 0{,}006$; грунты лессовидные, плотные; глубина $h \leqslant 0{,}6$ м;

б) расход $Q = 1{,}5$ м³/с; уклон $i = 0{,}08$; грунты тощие, среднеплотные суглинки; глубина $h \leqslant 0{,}4$ м.

Указание. Коэффициент заложения откосов принимается по рекомендациям табл. V.10, а ширина канавы по низу определяется по формуле (V.31).

§ V.6. РАСЧЕТ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ, ДРЕНАЖНЫХ ТРУБ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТОННЕЛЕЙ ПРИ ИЗВЕСТНЫХ РАСХОДЕ, ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ГЛУБИНЕ НАПОЛНЕНИЯ И УКЛОНЕ

Канализационные трубы и гидротехнические тоннели. При определении размеров и скорости протекания воды в безнапорных трубах систем водоотведения (канализации) и гидротехнических тоннелях заданными являются расход Q, рекомендуемая относительная глубина наполнения Δ, уклон дна i, состояние поверхности стенок.

Таблица V.12

Температура, t, °С	Кинематический коэффициент вязкости υ, см²/с, при количестве взвешенных веществ, мг/л						
	—	100	200	300	400	500	600
5	0,0152	0,016	0,0168	0,0176	0,0184	0,0192	0,02
10	0,0131	0,0133	0,0135	0,0137	0,0139	0,0141	0,0143
15	0,0115	0,0115	0,0116	0,0117	0,0118	0,0118	0,0119
20	0,0101	0,0102	0,0102	0,0102	0,0103	0,0104	0,0104
25	0,009	0,009	0,0091	0,0091	0,0091	0,0092	0,0092

При расчете водоотводных труб наряду с формулой Н. Н. Павловского (V.13) широко применяется также формула Н. Ф. Федорова

$$W = -4\sqrt{2gR}\lg\left(\frac{\Delta_э}{13{,}68R} + \frac{a_2}{\mathrm{Re}}\right), \qquad (V.32)$$

учитывающая работу труб в переходной области сопротивления при различных значениях кинематического коэффициента вязкости сточных вод (табл. V.12). В этой формуле $\mathrm{Re} = \dfrac{4VR}{\nu}$ — число Рейнольдса; R — гидравлический радиус; $\Delta_э$ — эквивалентная абсолютная шероховатость; a_2 — коэффициент, учитывающий характер шероховатости.

Значения $\Delta_э$ и a_2 принимаются по данным табл. V.13.

Для круглых сечений более точно скоростная характеристика трубы $W_{тр}$ может определяться по формуле (V.17) с учетом W, определяемого по формулам (V.32) или (V.13). В связи с этим скорость и расход в трубе определяются по формулам:

$$V = W_{тр}\sqrt{i}; \qquad (V.33)$$

$$Q = K_{тр}\sqrt{i}, \qquad (V.34)$$

где $K_{тр} = \omega W_{тр}$ — расходная характеристика трубы при частичном наполнении.

Таблица V.13

Трубы	$\Delta_э$, мм	a_2
Асбестоцементные	0,6	73
Керамические	1,35	90
Бетонные и железобетонные	2	100

В общем случае задача может быть решена способом подбора. При этом необходимо учитывать, что круглые сечения имеют следующие стандартные диаметры:

а) керамические и асбестоцементные — 150 мм, 200 мм и далее до 600 мм (кратные 50 мм);

б) бетонные и железобетонные трубы, коллекторы и тоннели — 250, 300, 350, 400, 500 мм и т. д.(кратные 100 мм).

При подборе принимаются радиусы сечения r_1, r_2, ..., r_n, затем вычисляются с помощью таблицы приложения 1 в соответствии с заданной относительной глубиной наполнения Δ площади живого сечения $\omega = \omega' r^2$, гидравлические радиусы $R = R'r$; определяются значения скоростной характеристики $W_{тр}$ по формуле (V.17) и расходной характеристики $K_{тр} = \omega W_{тр}$. Последнее сравнивается с расчетным значением $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$. Если значения K_0 окажутся между значениями $K_{тр_n}$ и $K_{тр_{n+1}}$, соответствующими двум соседним стандартным значениям r_n и r_{n+1}, 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 по формуле (V.33).

Размеры сечения трубы, коллектора или тоннеля могут быть определены также построением графика $K_{тр} = f(r)$ при заданном значении Δ, по которому находят ближайший стандартный радиус r для известного K_0.

Для труб и тоннелей при $n = 0{,}015$ и $n = 0{,}017$ величина r может быть определена также с помощью относительных расходных характеристик (табл. V.7). Порядок расчета при этом следующий:

1) определяется расчетная расходная характеристика по формуле (V.25);

2) по табл. V.7 при заданных Δ и n находится относительная расходная характеристика K'.

3) Находится радиус сечения r по формуле

$$r = \left(\frac{K_0}{K'}\right)^{0,375}. \qquad (V.35)$$

Полученная величина r округляется до стандартной в соответствии с приведенными выше указаниями, после чего определяются уточненные значения K' по формуле

$$K' = \frac{K_0}{r^{2,67}}, \qquad (V.36)$$

где Δ и W' находят по табл. V.7, а скорость в трубе — по формуле

$$V = W' r^{0,67}\sqrt{i}.$$

Упрощенно расчет безнапорных труб и тоннелей может быть произведен с помощью безразмерных графиков $A = \frac{K_{тр}}{K_п} = f_1(\Delta)$ и $B = \frac{W_{тр}}{W_п} = f_2(\Delta)$ (рис. V.11), где $K_п$ и $W_п$ — расходная и скоростная характеристики трубы при полном наполнении. В качестве примера в табл. V.14 приводятся значения $K_п$ для бетонных, железобетонных и керамических труб с учетом W по формуле Н. Ф. Федорова (V.32) при разных числах Рейнольдса Re. В этой же таблице приведены значения $K_п$, подсчитанные с учетом W по формуле Н. Н. Павловского (V.13).

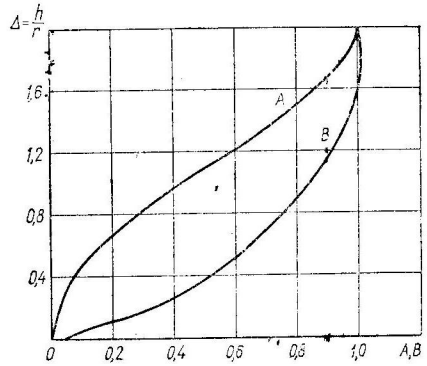


Рис. V.11

Порядок расчета при этом следующий:

1) по графику (рис. V.11) в зависимости от относительной глубины наполнения Δ определяется значение A;

2) определяется значение расчетной расходной характеристики при полном наполнении:

$$K_п = \frac{Q}{A\sqrt{i}}. \qquad (V.37)$$

3) по значению $K_п$ (табл. V.14) находится ближайший диаметр трубы и уточняются значения $K_п$ и $W_п = \frac{K_п \cdot 4}{\pi D^2}$;

4) уточняются значения параметра

$$A = \frac{Q}{K_п\sqrt{i}}, \qquad (V.38)$$

относительной глубины наполнения $\Delta = f(A)$ и $B = f_2(\Delta)$ (рис. V.11);

5) определяется скорость протекания воды в трубе (тоннеле):

$$V = BW_п\sqrt{i}. \qquad (V.39)$$

Трубы дождевого водоотведения (дождевой канализации) и дренажные трубы рассчитываются как безнапорные, но при условии полного наполнения. С учетом этого по формуле (V.25) определяется

значение расчетной расходной характеристики K_0, по которой подбирается необходимый диаметр трубы (ближайший больший). При этом для труб дождевой канализации следует пользоваться приведенными выше зависимостями и таблицами. Для расчета дренажных труб рас-

Таблица V.14

D, мм	Значения $K_п$ по формуле Н. Ф. Федорова при числах Re						по формуле Н. Н. Павловского
	$50 \cdot 10^3$	$100 \cdot 10^3$	$200 \cdot 10^3$	$500 \cdot 10^3$	$1000 \cdot 10^3$	$5000 \cdot 10^3$	
Железобетонные и бетонные трубы ($n = 0{,}014$)							
250	0,51	0,54	0,55	0,56	0,57	—	0,56
300	0,83	0,87	0,9	0,91	0,92	0,93	0,91
350	1,23	1,3	1,34	1,38	1,39	1,4	1,37
400	1,73	1,84	1,91	1,96	1,98	1,99	1,95
500	3,08	3,28	3,42	3,53	3,57	3,6	3,55
600	—	5,26	5,5	5,7	5,77	5,84	5,76
700	—	7,81	8,2	8,52	8,64	8,75	8,7
800	—	11	11,59	12,07	12,27	12,45	12,41
900	—	14,89	15,72	16,42	16,72	16,98	17
1000	—	19,51	20,66	21,64	22,05	22,43	22,44
1100	—	—	26,38	27,7	28,27	28,79	28,98
1200	—	—	32,99	34,72	35,47	36,16	36,53
1300	—	—	40,52	42,74	43,71	44,63	45,25
1400	—	—	49,01	51,78	52,02	54,2	55,09
1500	—	—	58,57	62	63,55	65,04	66,41
Керамические трубы ($n = 0{,}013$)							
150	0,143	0,149	0,152	0,154	0,155	—	0,17
200	0,301	0,316	0,325	0,332	0,335	—	0,341
250	0,54	0,57	0,59	0,6	0,6	—	0,62
300	0,86	0,91	0,94	0,97	0,98	0,99	1
350	1,28	1,36	1,41	1,45	1,47	1,48	1,51
400	1,8	1,92	2	2,07	2,09	2,11	2,15
450	2,43	2,6	2,72	2,81	2,85	2,88	2,94
500	3,18	3,41	3,58	3,71	3,76	3,8	3,9
550	4,06	4,36	4,58	4,76	4,83	4,89	5,02
600	—	5,45	5,73	5,97	6,06	6,15	6,33

ходные характеристики K_0 круглых гончарных дренажных труб при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}012$ имеют следующие значения:

D, мм	40	50	65	80	100	130	160	200
K, л/с	4,5	8,1	16,4	28,6	52	106,8	184	335

Для квадратных деревянных труб из строганых досок (со стороной b) при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}011$ и нестроганых досок при $n = 0{,}012$:

b, мм	50	60	70	80	90	100	120	140	160
K, л/с, при $n = 0{,}011$	11,5	18,7	28,4	41	56,0	74,2	121,3	183,0	262,3
K, л/с, при $n = 0{,}012$	10,2	16,6	25,2	36,4	49,8	66	108,2	163,2	234

С учетом найденного размера D или b находится площадь сечения трубы $\omega = \frac{\pi D^2}{4}$ или $\omega = b^2$, а затем и средняя скорость воды в трубе $V = \frac{Q}{\omega}$ (приближенно, так как размер трубы принимается стандартным и труба в этом случае работает неполным сечением). Скорость в дренажной трубе должна быть $V = 0{,}2 \div 1$ м/с.

Задачи

V.42. Определить диаметр трубы системы водоотведения (канализации) и среднюю в сечении скорость протекания сточной воды, содержащей 300 мг/л взвешенных веществ при температуре 10° С, уклоне трубы $i = 0{,}004$, расходе $Q = 0{,}55$ м³/с, относительном наполнении $\Delta = 1{,}5$.

Решение. а) Способом подбора.

1. $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{0{,}55}{\sqrt{0{,}004}} = 8{,}69$ м³/с.

2. По таблице приложения 1 при $\Delta = 1{,}5$ принимаем $\omega' = 2{,}527$ и $R' = 0{,}603$.

3. Принимаем $r_1 = 0{,}35$ м, что соответствует стандартному диаметру $D_1 = 700$ мм, тогда $\omega_1 = \omega' r_1^2 = 2{,}527 \cdot 0{,}35^2 = 0{,}309$ м²; $R_1 = R' r_1 = 0{,}603 \cdot 0{,}35 = 0{,}211$ м. По таблице приложения 5 $W_1 = 25{,}6$ м/с (диаметр с достаточной степенью точности можно определять с учетом W по формуле Н. Н. Павловского); $W_{тр_1} = a_1 W_1 = 0{,}87 \cdot 25{,}6 = 22{,}27$; $K_{тр_1} = \omega_1 W_{тр_1} = 0{,}309 \cdot 22{,}27 = 6{,}68$ м³/с $< 8{,}69$ м³/с. Значение $K_{тр}$ получилось менее требуемого, следовательно, диаметр трубы следует увеличить.

4. Принимаем $r_2 = 0{,}4$ м ($D_2 = 800$ мм) и по аналогии с предыдущим находим $K_{тр_2} = 9{,}7$ м³/с $> 8{,}69$ м³/с. Окончательно принимаем $D = 800$ мм, так как в этом случае расходная характеристика трубы $K_{тр}$ является ближайшей к расчетной K_0.

5. Уточняем относительную глубину наполнения трубы. Так как принят ближайший больший диаметр, то Δ должно уменьшиться. После ряда попыток принимаем $\Delta = 1{,}39$, тогда $\omega' = 2{,}331$ и $R' = 0{,}591$, откуда

$$\omega = 2{,}331 \cdot 0{,}4^2 = 0{,}373 \text{ м}^2;$$

$$R = 0{,}591 \cdot 0{,}4 = 0{,}236 \text{ м}.$$

Скоростную характеристику определяем по формуле V.32. Предварительно по табл. V.12 определяем $\nu = 0{,}0137$ см²/с, а по табл. V.13 $\Delta_э = 2$ мм и $a_2 = 100$. Скорость протекания потока в трубе $V = \frac{Q}{\omega} = \frac{0{,}55}{0{,}373} = 1{,}47$ м/с.

С учетом этого

$$W = -4\sqrt{19{,}62 \cdot 0{,}236}\lg\left(\frac{0{,}2}{13{,}68 \cdot 23{,}6} + \frac{100 \cdot 0{,}0137}{4 \cdot 147 \cdot 23{,}7}\right) = 27{,}1 \text{ м/с}.$$

Определяем скоростную характеристику трубы по формуле (V.17) $W_{тр} = aW = 0{,}86 \cdot 27{,}1 = 23{,}3$ м/с и расходную характеристику $K_{тр} = \omega W_{тр} = 0{,}373 \times 23{,}3 = 8{,}7$ м³/с $\approx K_0$. Таким образом, уточненная относительная глубина наполнения $\Delta = 1{,}39$, а средняя в сечении трубы скорость

$$V = W_{тр}\sqrt{i} = 23{,}3\sqrt{0{,}004} = 1{,}47 \text{ м/с}.$$

б) Способом с применением безразмерных графиков величин $A = f_1(\Delta)$ и $B = f_2(\Delta)$.

1. Определяем по формуле (V.37) значение $K_п$, предварительно найдя по графику (рис. V.11) $A = 0{,}8$:

$$K_п = \frac{0{,}55}{0{,}8 \cdot \sqrt{0{,}004}} = 10{,}87 \text{ м}^3/\text{с}.$$

2. По табл. V.14 принимаем $D = 800$ мм.

3. Уточняем значение A по формуле (V.38), приняв приближенно число Рейнольдса $\mathrm{Re} = 1\,000\,000$ и $K_п = 12{,}27$ м³/с:

$$A = \frac{0{,}55}{12{,}27\sqrt{0{,}004}} = 0{,}71.$$

По графику (рис. V.11) уточняем:
$\Delta = 1{,}35$ и $B = 0{,}96$.

4. Определяем скоростную характеристику при полном наполнении

$$W_п = \frac{K_п \cdot 4}{\pi D^2} = \frac{12{,}27 \cdot 4}{3{,}14 \cdot 0{,}8^2} = 24{,}4 \text{ м/с}$$

и среднюю в сечении скорость в трубе по формуле (V.39):

$$V = 0{,}96 \cdot 24{,}4\sqrt{0{,}004} = 1{,}48 \text{ м/с}.$$

V.43. Найти радиус круглого железобетонного тоннеля и среднюю в сечении скорость протекания воды при равномерном движении, если: а) уклон $i = 0{,}001$; расход $Q = 10$ м³/с; относительная глубина наполнения $\Delta = 1{,}8$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}015$; б) $i = 0{,}0007$; $Q = 9$ м³/с; $\Delta = 1{,}7$; $n = 0{,}017$; в) $i = 0{,}0012$; $Q = 12$ м³/с; $\Delta = 1{,}75$; $n = 0{,}014$; г) $i = 0{,}0014$; $Q = 14$ м³/с; $\Delta = 1{,}65$; $n = 0{,}016$.

V.44. Определить диаметр тоннеля и среднюю скорость протекания воды при равномерном движении, а также уточнить уклон тоннеля при следующих условиях: а) рекомендуемый уклон $i = 0{,}002$; расход $Q = 5$ м³/с; относительное наполнение $\Delta = 1{,}5$; тоннель облицован тесаным камнем; б) $i = 0{,}001$; $Q = 2{,}7$ м³/с; $\Delta = 1{,}7$; бутовая кладка без облицовки в хорошем состоянии; в) $i = 0{,}003$; $Q = 11$ м³/с; $\Delta = 1{,}85$; тоннель чисто высечен в скале; г) $i = 0{,}004$; $Q = 15$ м³/с; $\Delta = 1{,}8$; поверхность тоннеля оштукатурена цементным раствором.

Указание. Уклон тоннеля уточняется при определенном диаметре и заданном относительном наполнении, после чего определяется средняя в сечении скорость протекания воды.

V.45. Определить необходимый диаметр круглой канализационной трубы и среднюю в сечении скорость потока при равномерном движении сточной воды, содержащей 500 мг/л взвешенных веществ, при температуре $t = 12°$ С, если: а) уклон трубы $i = 0{,}01$; расход $Q = 0{,}47$ м³/с, относительное наполнение $\Delta = 1{,}5$; труба керамическая; б) $i = 0{,}02$; $Q = 0{,}38$ м³/с; $\Delta = 1{,}4$; труба асбестоцементная ($n = 0{,}012$); в) $i = 0{,}007$; $Q = 0{,}75$ м³/с; $\Delta = 1{,}6$; труба железобетонная.

Определить, как изменяется пропускная способность рассчитанной трубы при изменении относительной глубины наполнения $\Delta = 0 \div 2$ (построить график).

V.46. Определить необходимый диаметр железобетонной водоотводной трубы, уложенной с уклоном $i = 0{,}009$, при относительном наполнении $\Delta = 1{,}6$; построить график изменения средней скорости в сечении трубы при диапазоне изменения количества взвешенных веществ в сточной воде от 0 до 600 мг/л при температуре $t = 6°$ С, если: а) расход $Q = 2{,}5$ м³/с; б) $Q = 2{,}2$ м³/с; в) $Q = 2$ м³/с; г) $Q = 1{,}7$ м³/с.

V.47. Определить диаметр керамической трубы системы водоотведения (канализации) при протекании сточной воды с количеством взвешенных веществ 400 мг/л и построить график изменения средней скорости в сечении трубы при изменении температуры сточной воды в пределах 5—25° С, если: а) уклон трубы $i = 0{,}005$; расход $Q = 0{,}15$ м³/с; относительное наполнение $\Delta = 1{,}5$; б) $i = 0{,}04$; $Q = 0{,}4$ м³/с; $\Delta = 1{,}4$; в) $i = 0{,}08$; $Q = 1$ м³/с; $\Delta = 1{,}6$; г) $i = 0{,}09$; $Q = 1{,}5$ м³/с; $\Delta = 1{,}6$.

V.48. Определить необходимый диаметр трубы системы отведения дождевых вод (дождевой канализации) с минимальной температурой $t = 5°$ С и установить среднюю скорость протекания потока в трубе, если: а) уклон трубы $i = 0{,}0008$; расход $Q = 0{,}6$ м³/с; б) $i = 0{,}001$; $Q = 0{,}9$ м³/с; в) $i = 0{,}01$; $Q = 1{,}2$ м³/с; г) $i = 0{,}02$; $Q = 2$ м³/с; д) $i = 0{,}03$; $Q = 4$ м³/с.

Примечание. Диаметр трубы систем отведения дождевых вод рассчитывается при условии полного его наполнения и затем округляется до стандартного в большую сторону. Поэтому фактически труба может работать неполным сечением, что следует учитывать при определении скорости в сечении трубы.

V.49. Определить диаметр канализационной трубы для протекания сточной воды при температуре $t = 25°$ С и количестве взвешенных веществ 600 мг/л при рекомендуемом уклоне трубы $i = 0{,}01$, если: а) расход $Q = 2$ м³/с; относительное наполнение $\Delta = 1{,}6$, труба железобетонная; б) $Q = 1{,}0$ м³/с; $\Delta = 1{,}6$; труба железобетонная; в) $Q = 0{,}2$ м³/с; $\Delta = 1{,}5$; труба асбестоцементная ($n = 0{,}012$); г) $Q = 0{,}15$ м³/с; $\Delta = 1{,}4$; труба керамическая.

Построить график необходимого уклона трубы i при изменении температуры сточной воды в пределах 5—25° С.

Указание. См. указание к задаче V.44.

V.50. Определить необходимый диаметр и проверить скорость протекания воды в дренажной трубе, если: а) расход воды в трубе $Q = 10$ л/с; уклон трубы $i = 0{,}004$; б) $Q = 2$ л/с; $i = 0{,}007$; в) $Q = 3{,}5$ л/с; $i = 0{,}006$; г) $Q = 6$ л/с; $i = 0{,}002$; д) $Q = 7{,}5$ л/с; $i = 0{,}012$.

V.51. Определить размеры сечения прямоугольной деревянной дренажной трубы, если: а) расход воды в трубе $Q = 12$ л/с; уклон трубы $i = 0{,}0033$; доски строганые; б) $Q = 10{,}6$ л/с; $i = 0{,}0045$; доски нестроганые; в) $Q = 8$ л/с; $i = 0{,}009$; доски строганые; г) $Q = 6$ л/с; $i = 0{,}014$; доски нестроганые; д) $Q = 3$ л/с; $i = 0{,}02$; доски нестроганые.

Глава VI

УСТАНОВИВШЕЕСЯ, НЕРАВНОМЕРНОЕ, ПЛАВНОИЗМЕНЯЮЩЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

§ VI.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТИЧЕСКОЙ ГЛУБИНЫ, КРИТИЧЕСКОГО УКЛОНА И УСТАНОВЛЕНИЕ СОСТОЯНИЯ ПОТОКА

В общем случае критическая глубина определяется из основного уравнения критического состояния потока

$$\frac{\omega_к^3}{B_к} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \qquad \text{(VI.1)}$$

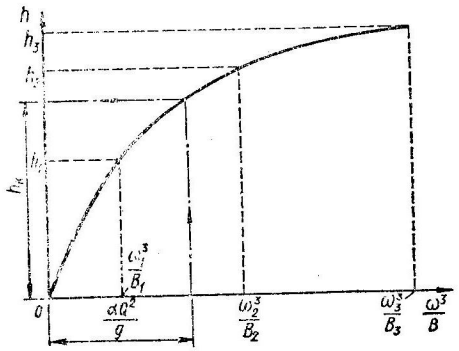


Рис. VI.1

где $\omega_к$ — площадь сечения потока при глубине, равной критической; $B_к$ — ширина русла по свободной поверхности потока при той же глубине; α — коэффициент кинетической энергии, обычно принимаемый равным 1,1; g — ускорение свободного падения.

Для русел произвольного поперечного сечения критическая глубина может быть определена подбором. С этой целью задаются глубинами h_1, h_2, ..., h_n, вычисляют соответствующие им площади поперечного сечения, ширины русла по свободной поверхности потока и определяют соотношения $\frac{\omega_1^3}{B_1}$; $\frac{\omega_2^3}{B_2}$ и т. д., которые сравнивают с постоянной для условий расчета величиной $\frac{\alpha Q^2}{g}$.

При соблюдении равенства $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_n^3}{B_n}$ искомая критическая глубина $h_к = h_n$.

Для ускорения подбора, задавшись несколькими глубинами, можно построить (рис. VI.1) график зависимости $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ и по нему определить критическую глубину $h_к$, соответствующую соотношению $\frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}$.

Из общей зависимости (VI.1) следует:

для русел прямоугольного поперечного сечения критическая глубина

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

или

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \qquad \text{(VI.2)}$$

где удельный расход $q = \frac{Q}{b}$;

для русел треугольного поперечного сечения критическая глубина

$$h_к = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g}\left(\frac{Q}{m}\right)^2}. \qquad \text{(VI.3)}$$

Для облегчения расчетов при определении критических глубин в руслах прямоугольного, треугольного, параболического, трапецоидального, круглого и других типовых сечений существуют вспомогательные графики и таблицы. Часть из них приводится ниже.

Таблицы составлены в предположении, что коэффициент кинетической энергии $\alpha = 1{,}1$ и ускорение свободного падения $g = 9{,}81$ м/с². Поэтому при расчетах расход Q берется в м³/с, ширина русла по дну b, радиус r или параметр сечения p в м.

При определении критических глубин в руслах прямоугольного поперечного сечения порядок расчета с помощью таблиц следующий:

1) вычисляется удельный расход $q = \frac{Q}{b}$;

2) по табл. VI.1 (подсчитана по формуле VI.2) определяется искомая критическая глубина $h_к$.

Таблица VI.1

q, м³/с/м	$h_к$, м	q, м³/с/м	$h_к$, м	q, м³/с/м	$h_к$, м
0,33	0,23	0,5	0,304	1	0,482
0,37	0,246	0,58	0,335	1,5	0,632
0,41	0,266	0,66	0,365	2	0,765
0,45	0,283	0,74	0,394	3	1,003
0,49	0,3	0,82	0,422	4	1,215

Для русел треугольного поперечного сечения порядок расчета с помощью таблиц таков:

1) вычисляется относительный расход $\frac{Q}{m}$;

2) по табл. VI.2 (подсчитана по формуле VI.3) определяется искомая критическая глубина $h_к$.

Таблица VI.2

Q/m, м³/с	$h_к$, м	Q/m, м³/с	$h_к$, м	Q/m, м³/с	$h_к$, м
0,1	0,295	0,2	0,39	0,5	0,562
0,11	0,307	0,25	0,426	1	0,742
0,12	0,318	0,3	0,459	1,5	0,872
0,13	0,328	0,35	0,487	2	0,979
0,14	0,338	0,4	0,514	2,5	1,07
0,15	0,347	0,45	0,539	3	1,151

Для русел трапецоидального поперечного сечения расчет с помощью таблицы В. Н. Попова (табл. VI.3) ведется следующим образом:

1) подсчитывается значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = \left(\frac{Q}{b}\right)^2 \left(\frac{m}{b}\right)^3, \qquad \text{(VI.4)}$$

где m — коэффициент заложения откосов;

2) по табл. VI.3 находится соответствующее значение множителя μ

Таблица VI.3

$f(\mu)$	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
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

3) вычисляется искомая критическая глубина

$$h_к = \mu \frac{b}{m}. \qquad \text{(VI.5)}$$

При определении критических глубин в руслах прямоугольного и трапецоидального поперечного сечения можно также пользоваться графиками. Так, например, при помощи графика П. Г. Киселева расчет ведется в следующем порядке:

1) вычисляется соотношение $\frac{Q}{b^2\sqrt{b}}$;

2) по графику (рис. VI.2) для заданного m находится величина $\Psi_к = \frac{h_к}{b}$;

3) определяется $h_к = \Psi_к b$.

Критическая глубина в трубах и тоннелях круглого поперечного

сечения может быть определена с помощью таблицы приложения 1 или специального графика. При этом порядок расчета следующий:

1) подсчитывается значение вспомогательной функции

$$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}; \qquad \text{(VI.6)}$$

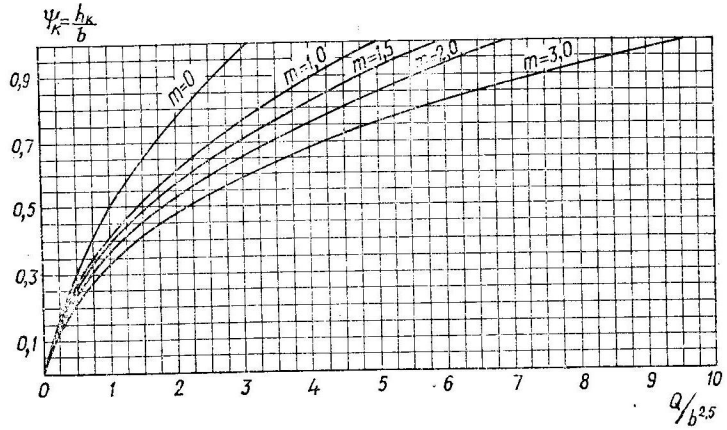


Рис. VI.2

2) по таблице приложения 1 или по графику (рис. VI.3) находится соответствующее значение относительной глубины наполнения Δ;

3) вычисляется искомая критическая глубина

$$h_к = \Delta r.$$

Аналогично находится критическая глубина в лотках параболического поперечного сечения с параметром p:

1) подсчитывается

$$f(\Delta) = \frac{Q}{p^2\sqrt{p}}; \qquad \text{(VI.7)}$$

2) по таблице приложения 2 находится относительная глубина наполнения Δ;

3) вычисляется $h_к = \Delta p$.

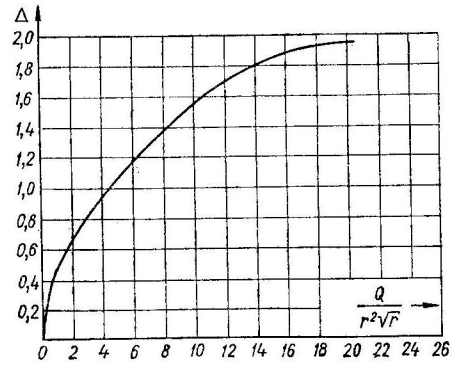


Рис. VI.3

Критический уклон может быть определен из соотношения

$$i_к = \left(\frac{Q}{\omega_к W_к}\right)^2, \qquad \text{(VI.8)}$$

где $W_к$ — скоростная характеристика, соответствующая критической глубине.

Если при расчете известна критическая глубина, а расход не задан, то критический уклон удобнее находить, представив предыдущую

зависимость в таком виде:

$$i_к = \frac{g\omega_к}{\alpha W_к^2 B_к}. \qquad (VI.9)$$

Для труб и тоннелей круглого поперечного сечения (при $z = 0{,}67$ в формуле (V.13)) с учетом коэффициента уменьшения $a_к$ формула (VI.8) принимает вид

$$i_к = [f(\Delta)]^2 \frac{n^2}{\Psi_к a_к^2 \sqrt[3]{r}}, \qquad (VI.10)$$

где $f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$; $\Psi_к = \omega_к^{1/2} R_к^{4/3}$ и находится по таблице приложения 1 в зависимости от значений $f(\Delta)$; $a_к^2$ определяется в зависимости от значения величины $\Delta_к$ (см. (V.2)).

Если при расчете расход не задан, а критическая глубина известна, то по значению $\Delta_к = \frac{h_к}{r}$ с помощью таблицы приложения 1 находят значения $f(\Delta)$ и $\Psi_к$.

Аналогично может быть определен критический уклон и для русел параболического сечения. В этом случае в формулу (VI.10) вместо значения r следует подставить значение параметра p, а значения $f(\Delta)$ и $\Psi_к$ приводятся в таблице приложения 2; при этом $a_к = 1$.

При расчете стандартных труб с использованием таблиц, в которых приводятся значения расходных характеристик K при различном наполнении сечения, критический уклон можно определить по формуле

$$i_к = \left(\frac{Q}{K_к}\right)^2, \qquad (VI.11)$$

где $K_к$ — расходная характеристика при критическом наполнении $\Delta_к$. Например, для круглых труб при коэффициентах шероховатости $n = 0{,}015$ и $n = 0{,}013$ значения $K_к$ могут быть определены с помощью табл. V.5.

Состояние потока обычно устанавливается сопоставлением глубин в рассматриваемом сечении h с критической глубиной $h_к$. При этом, если:

$h < h_к$, то поток в бурном состоянии;

$h = h_к$, то поток в критическом состоянии;

$h > h_к$, то поток в спокойном состоянии.

Если при расчете критическая глубина не известна, можно и не определять ее, пользуясь для анализа характеристикой состояния потока в таком виде:

$\frac{\omega^3}{B} < \frac{\alpha Q^2}{g}$ — поток в бурном состоянии;

$\frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}$ — поток в критическом состоянии;

$\frac{\omega^3}{B} > \frac{\alpha Q^2}{g}$ — поток в спокойном состоянии.

Весьма часто состояние потока оценивают с помощью числа Фруда, равного удвоенному отношению кинетической энергии к потенциальной, т. е. $\mathrm{Fr} = \frac{\alpha V^2}{gh}$. При этом, если:

$\mathrm{Fr} > 1$ — поток в бурном состоянии;

$\mathrm{Fr} = 1$ — поток в критическом состоянии;

$\mathrm{Fr} < 1$ — поток в спокойном состоянии.

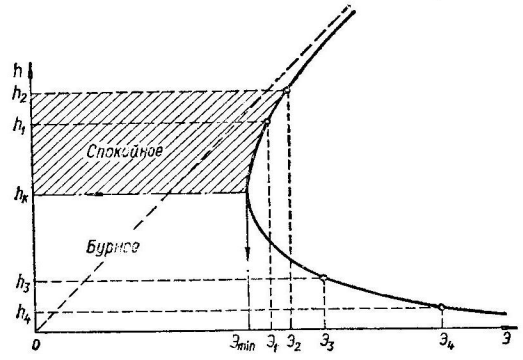


Рис. VI.4

Состояние потока можно также анализировать с помощью графика удельной энергии сечения, определяемой по формуле

$$Э = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}. \qquad (VI.12)$$

Чтобы построить график, следует, задаваясь рядом произвольных глубин h_1, h_2, ..., h_n, вычислить соответствующие значения $Э_1$, $Э_2$, ..., $Э_n$. На графике (рис. VI.4) минимум удельной энергии сечения будет соответствовать критической глубине.

Задачи

VI.1. Определить (используя соответствующую формулу) критическую глубину в русле прямоугольного поперечного сечения и сравнить полученный результат с данными табл. VI.1, если: а) расход $Q = 0{,}98$ м³/с; ширина русла $b = 2$ м; б) $Q = 0{,}87$ м³/с; $b = 1{,}5$ м; в) $Q = 1{,}8$ м³/с; $b = 0{,}6$ м.

VI.2. Определить (используя зависимость VI.3) критическую глубину в русле треугольного поперечного сечения и сравнить полученный результат с данными табл. VI.2 при следующих условиях: а) расход $Q = 0{,}4$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 2$; б) $Q = 2$ м³/с; $m = 1$; в) $Q = 0{,}23$ м³/с; $m = 1{,}5$.

VI.3. Определить различными способами (подбором; построением графика $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$, используя табл. VI.3 и график рис. VI.2) критическую глубину в русле трапецоидального поперечного сечения, если: а) расчетный расход $Q = 1{,}1$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1$; б) $Q = 0{,}8$ м³/с; $b = 0{,}5$ м; $m = 1{,}5$; в) $Q = 2$ м³/с; $b = 0{,}4$ м; $m = 2$.

Указание. При подборе и построении графика $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ (рис. VI.5) произвольно назначают три-четыре значения h и вычисляют соответствующие им ω, B, $\frac{\omega^3}{B}$.

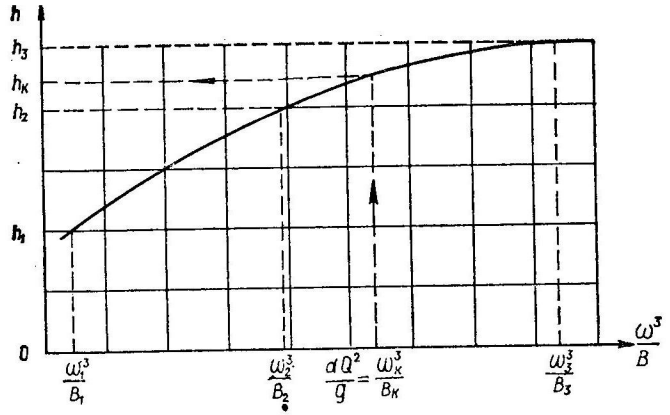


Рис. VI.5

Результаты вычисления для удобства можно свести в таблицу, имеющую форму табл. VI.4.

Таблица VI.4

h, м	ω, м²	ω^3, м⁶	B, м	$\frac{\omega^3}{B}$, м⁵

Глубина, соответствующая соотношению $\frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}$, и есть искомая критическая глубина.

VI.4. Построить график $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ и определить критическую глубину в русле, если:

а) ширина русла по дну $b = 0{,}75$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; расход $Q = 1{,}25$ м³/с; б) $b = 0{,}8$ м; $m = 0{,}5$; $Q = 0{,}6$ м³/с.

Указание. См. указания к задаче VI.3.

VI.5. Определить подбором критическую глубину в русле трапецоидального поперечного сечения, если: а) расход $Q = 2$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; б) $Q = 1{,}5$ м³/с; $b = 0{,}5$ м; $m = 1{,}5$.

Указание. См. указания к задаче VI.3.

VI.6. Определить с помощью табл. VI.3 критическую глубину в русле трапецоидального поперечного сечения, если: а) расход $Q = 1{,}37$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1{,}5$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; б) $Q = 0{,}373$ м³/с; $b = 0{,}4$ м; $m = 2$.

Ответ: а) $h_к = 0{,}4$ м; б) $h_к \simeq 0{,}3$ м.

VI.7. Определить, используя график П. Г. Киселева, критическую глубину в русле трапецоидального поперечного сечения, если: а) ширина русла по дну $b = 0{,}4$ м; коэффициент заложения откосов русла $m = 3$, а расчетный расход $Q = 0{,}304$ м³/с; б) $b = 0{,}8$ м; $m = 1$; $Q = 1{,}43$ м³/с.

Ответ: а) $h_к = 0{,}24$ м; б) $h_к = 0{,}56$ м.

VI.8. Определить критическую глубину в трубе круглого поперечного сечения, если: а) расход $Q = 0{,}254$ м³/с; радиус сечения $r = 0{,}22$ м; б) $Q = 3{,}74$ м³/с; $r = 0{,}7$ м; в) $Q = 18$ м³/с; $r = 1{,}2$ м.

Указание. Вычисляем $f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$ и по таблице приложения 1 находим соответствующую относительную глубину Δ.

Ответ: а) $h_к = 0{,}36$ м; б) $h_к = 1{,}05$ м; в) $h_к = 1{,}98$ м.

VI.9. Определить критическую глубину в лотке параболического сечения, если: а) параметр сечения $p = 0{,}2$ м; расчетный расход $Q = 0{,}56$ м³/с; б) $p = 0{,}35$ м; $Q = 7$ м³/с.

Указание. Вычисляем $f(\Delta) = \frac{Q}{p^2\sqrt{p}}$ и по таблице приложения 2 находим соответствующую относительную глубину Δ.

Ответ: а) $h_к = 0{,}52$ м; б) $h_к = 1{,}61$ м.

VI.10. При какой ширине прямоугольного русла критическая глубина: а) $h_к = 0{,}24$ м, если расход $Q = 0{,}7$ м³/с; б) $h_к = 0{,}48$ м; $Q = 0{,}8$ м³/с?

Ответ: а) $b = 2$ м; б) $b = 0{,}8$ м.

VI.11. При каком расходе критическая глубина в русле прямоугольного поперечного сечения: а) $h_к = 1$ м, если ширина русла $b = 1{,}5$ м; б) $h_к = 0{,}38$ м, если $b = 1{,}2$ м?

Ответ: а) $Q = 4{,}5$ м³/с; б) $Q = 0{,}84$ м³/с.

VI.12. При каком расходе критическая глубина в русле трапецоидального поперечного сечения: а) $h_к = 0{,}5$ м, если ширина русла по дну $b = 1$ м, а коэффициент заложения откосов $m = 1$; б) $h_к = 0{,}4$ м, если $b = 0{,}6$ м; $m = 2$?

Указание. Из основного уравнения критического состояния потока $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_к^3}{B_к}$ находим выражение для Q.

Ответ: а) $Q = 1{,}37$ м³/с; б) $Q = 0{,}85$ м³/с.

VI.13. При каком расходе в тоннеле круглого поперечного сечения: а) радиуса $r = 2$ м критическая глубина $h_к = 1{,}4$ м; б) $r = 1$ м; $h_к = 1{,}7$ м; в) $r = 0{,}8$ м; $h_к = 1{,}2$ м?

Ответ: а) $Q = 7{,}9$ м³/с; б) $Q = 12$ м³/с; в) $Q = 5{,}2$ м³/с.

VI.14. Определить критический уклон, если: а) ширина русла по дну $b = 0{,}6$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$, а критическая глубина при расчетном расходе $h_к = 0{,}36$ м; б) $b = 0{,}8$; $m = 0$; $n = 0{,}025$; $h_к = 0{,}4$ м; в) $b = 0$; $m = 2$; $n = 0{,}0275$; $h_к = 0{,}6$ м.

Указание. Поскольку расход не задан, при расчете следует воспользоваться зависимостью VI.9.

Ответ: а) $i_к = 0{,}0075$; б) $i_к = 0{,}025$; в) $i_к = 0{,}016$.

VI.15. Определить критический уклон, если известны: а) расход $Q = 2{,}66$ м³/с, ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 2{,}5$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}013$; б) $Q = 0{,}58$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 0$; $n = 0{,}011$; в) $Q = 0{,}525$ м³/с; $b = 0$; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}02$.

Указание. Критическая глубина, необходимая для решения задач, определяется способами, изложенными выше. Для определения критического уклона целесообразно использовать зависимость VI.8.

Ответ: а) $i_к = 0{,}0022$; б) $i_к = 0{,}002$; в) $i_к = 0{,}0085$.

VI.16. Определить критический уклон: а) трубы круглого поперечного сечения радиуса $r = 0{,}5$ м, если шероховатость ее стенок $n = 0{,}018$, а критическая глубина при расчетном расходе $h_к = 0{,}6$ м; б) тоннеля круглого поперечного сечения, если $r = 0{,}8$ м; $n = 0{,}012$; $h_к = 0{,}96$ м; в) лотка параболического поперечного сечения, если $p = 0{,}35$ м; $n = 0{,}012$; $h_к = 0{,}7$ м.

Указание. Зная относительную глубину наполнения при критической глубине, с помощью таблиц приложения 1—4 находим значения $\omega_к$, $B_к$ и $R_к$. Определяем (таблица приложения 5) величину скоростной характеристики $W_к$, которая для круглого поперечного сечения должна быть умножена на коэффициент уменьшения $a_к$, соответствующий величине $\Delta_к = h_к : r$ (см. § 4.2); из соотношения (VI.9) находим критический уклон.

Ответ: а) $i_к = 0{,}0118$; б) $i_к = 0{,}004$; в) $i_к = 0{,}0073$.

VI.17. Определить критический уклон: а) тоннеля круглого поперечного сечения радиуса $r = 1$ м, если коэффициент шероховатости его стенок $n = 0{,}02$, а расчетный расход $Q = 17$ м³/с; б) трубы круглого поперечного сечения; $n = 0{,}014$; $r = 0{,}5$ м; $Q = 0{,}7$ м³/с; в) лотка параболического поперечного сечения с параметром $p = 0{,}2$ м; $Q = 0{,}84$ м³/с; при $n = 0{,}012$.

Указание. Следует определить $f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$ для круглого и $\frac{Q}{p^2\sqrt{p}}$ для параболического поперечного сечения по таблицам приложения 1 или 2; по $f(\Delta)$ находят соответствующие значения Ψ. Критический уклон вычисляют по зависимости (VI.10).

Ответ: а) $i_к = 0{,}031$; б) $i_к = 0{,}005$; в) $i_к = 0{,}00034$.

VI.18. Определить критический уклон для стандартных труб и лотков: а) круглого сечения радиуса $r = 2$ м, если расход $Q = 68$ м³/с, а коэффициент шероховатости стенок $n = 0{,}013$; б) круглого сечения; $r = 1$ м; $Q = 14$ м³/с; $n = 0{,}013$; $h_к = 1{,}8$ *м*; в) параболического сечения; $p = 0{,}35$ м; $Q = 2{,}6$ м³/с; $n = 0{,}014$.

Указание. Вычисляется $f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$ (для параболического сечения — $\frac{Q}{p^2\sqrt{p}}$) и из таблиц приложения 1 или 2 находится относительная глубина наполнения, соответствующая критической глубине (при известной критической глубине сразу вычисляется $\Delta = \frac{h_к}{r}$). По табл. V.5 или V.6 определяется расходная характеристика $K_к$. Критический уклон подсчитывают по зависимости (VI.11), приняв для параболического сечения $a_к = 1$.

Ответ: а) $i_к = 0{,}0047$; б) $i_к = 0{,}0073$; в) $i_к = 0{,}0034$.

VI.19. В каком состоянии находится поток в трапецоидальном русле при следующих условиях: а) глубина в рассматриваемом сечении $h = 0{,}24$ м; расход $Q = 0{,}48$ м³/с; ширина русла по дну $b = 0{,}6$ м, а коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; б) $h = 0{,}56$ м; $Q = 0{,}5$ м³/с; $b = 0{,}4$ м; $m = 0$; в) $h = 0{,}4$ м; $Q = 0{,}6$ м³/с; $b = 0{,}5$ м; $m = 1{,}5$?

Ответ: а) в бурном состоянии; б) в критическом; в) в спокойном.

VI.20. В каком состоянии находится поток в тоннеле круглого поперечного сечения: а) радиуса $r = 1{,}2$ м, если глубина потока в рассматриваемом сечении $h = 2$ м, а расход $Q = 16$ м³/с; б) $r = 2$ м; $h = 2$ м; $Q = 63$ м³/с; в) $r = 1{,}5$; $h = 2{,}55$ м; $Q = 33$ м³/с?

Ответ: а) в спокойном; б) в бурном; в) в бурном.

VI.21. Построить график удельной энергии сечения и определить состояние потока при следующих условиях: а) ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1$; расчетный расход $Q = 1{,}1$ м³/с, а глубина потока в рассматриваемом сечении $h = 0{,}6$ м; б) $b = 0$; $m_1 = 1$; $m_2 = 1{,}5$; $Q = 0{,}8$ м³/с; $h = 0{,}4$ м; в) $b = 0{,}6$ м; $m = 2$; $Q = 2$ м³/с; $h = 0{,}3$ м.

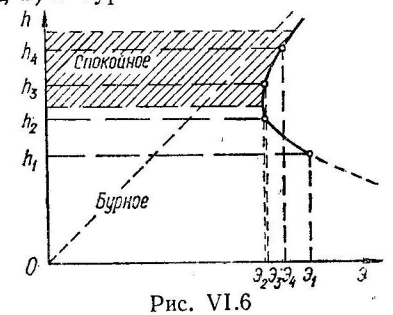


Рис. VI.6

Указание. Назначается ряд глубин и вычисляется соответствующая им площадь и удельная энергия сечения. Результаты вычисления для удобства следует вести в таблицу, имеющую форму табл. VI.5.

Таблица VI.5

h, м	ω, м²	$\frac{Q}{\omega}$, м/с	$\left(\frac{Q}{\omega}\right)^2$, м²/с²	$0{,}0561\left(\frac{Q}{\omega}\right)^2$, м	$э = h + 0{,}0561\left(\frac{Q}{\omega}\right)^2$, м

Затем строят график $э = f(h)$ (см. рис. VI.6) и по известной глубине потока определяют состояние, в котором он находится.

§ VI.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПРЫЖКА

Вид прыжка устанавливается в зависимости от соотношения глубин в начале гидравлического прыжка ($h' < h_к$) и в конце его ($h'' > h_к$), называемых *взаимными*, или *сопряженными, глубинами*.

Практически в расчетах обычно принимают, что при $h'' > 2h'$ будет *совершенный* гидравлический прыжок, а при $h'' < 2h'$ в русле установится *волнистый* гидравлический прыжок (прыжок — волна).

Если при расчете известна критическая глубина и задана только глубина в конце гидравлического прыжка, то приближенно считают, что совершенный гидравлический прыжок будет при $h'' \geqslant (1{,}3 \div 1{,}4)\, h_к$.

В руслах прямоугольного поперечного сечения при известной, меньшей из сопряженных глубин, критерий существования того или иного вида гидравлического прыжка может быть принят следующим:

$\left(\frac{h_к}{h'}\right)^3 > 3$ — совершенный гидравлический прыжок;

$\left(\frac{h_к}{h'}\right)^3 < 3$ — волнистый гидравлический прыжок.

Сопряженные глубины совершенного гидравлического прыжка в призматическом русле любой формы поперечного сечения при малом уклоне дна водотока могут быть определены из основного уравнения гидравлического прыжка

$$\Pi(h') = \Pi(h''). \qquad \text{(VI.13)}$$

Прыжковая функция

$$\Pi(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega, \qquad \text{(VI.14)}$$

где α_0 — коэффициент количества движения потока, в среднем равный 1,03 (при практических расчетах обычно принимают $\alpha_0 = 1$); y — глубина погружения центра тяжести соответствующего сечения под свободной поверхностью жидкости; для русел трапецоидального сечения

$$y = \frac{h}{6}\,\frac{3b + 2mh}{b + mh}.$$

Для русел прямоугольного поперечного сечения $\left(\omega = bh;\ y = \frac{h}{2}\right)$ сопряженные глубины могут быть определены по формулам:

$$h'' = 0{,}5h'\left[\sqrt{1 + 8\frac{\alpha_0 q^2}{g\,(h')^3}} - 1\right]; \qquad \text{(VI.15)}$$

$$h' = 0{,}5h''\left[\sqrt{1 + 8\frac{\alpha_0 q^2}{g\,(h'')^3}} - 1\right]. \qquad \text{(VI.16)}$$

Эти же формулы можно представить в таком виде:

$$h'' = 0{,}5h'\left[\sqrt{1 + \left(\frac{h_к}{0{,}5h'}\right)^3} - 1\right]; \qquad \text{(VI.17)}$$

$$h' = 0{,}5h''\left[\sqrt{1 + \left(\frac{h_к}{0{,}5h''}\right)^3} - 1\right]. \qquad \text{(VI.18)}$$

При расчете русел произвольного поперечного сечения сопряженные глубины определяются из уравнения (VI.13) подбором. С этой целью по одной из известных сопряженных глубин, например по глубине до прыжка h', вычисляется прыжковая функция $\Pi(h')$. Затем задаются глубины $h_1, h_2, \ldots, h_n$ (в рассматриваемом случае они

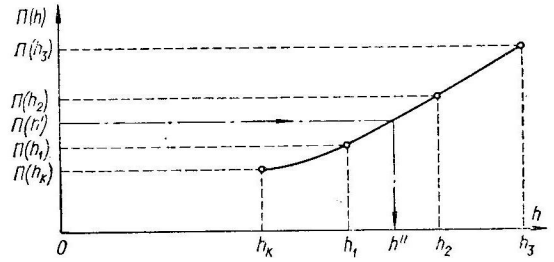


Рис. VI.7

должны быть больше критической глубины) и подсчитываются прыжковые функции $\Pi(h_1), \Pi(h_2), \ldots, \Pi(h_n)$, которые сравниваются с постоянной для условий расчета величиной $\Pi(h')$. При соблюдении равенства $\Pi(h') = \Pi(h_n)$ искомая сопряженная глубина $h'' = h_n$.

Для ускорения подбора, задаваясь несколькими значениями глубин, можно построить график зависимости $\Pi(h)$ по формуле (VI.14) и по нему определить глубину h'', соответствующую $\Pi(h'')$. При известной

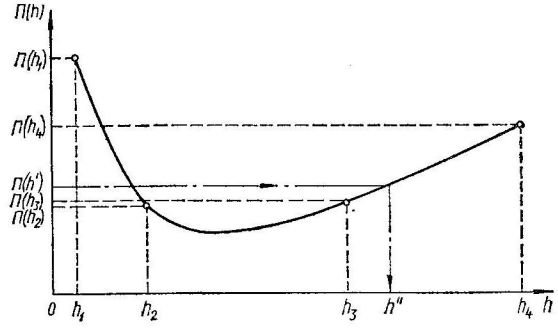


Рис. VI.8

критической глубине можно строить только одну ветвь этого графика (рис. VI.7), а если критическая глубина не вычислялась, то следует произвольно, задаваясь глубинами, построить полный график прыжковой функции (рис. VI.8).

Для упрощения расчетов при определении сопряженных глубин совершенного гидравлического прыжка в руслах трапецоидального поперечного сечения составлены вспомогательные графики.

Один из таких графиков (график А. Н. Рахманова) приведен в приложении 11. На этом графике горизонтальные линии соответствуют значениям относительных глубин $\frac{h}{h_к}$, каждая кривая отвечает опреде-

ленному значению $\frac{mh_к}{b}$. Схема определения сопряженных глубин с помощью графика А. Н. Рахманова приведена на рис. VI.9.

При соотношении $\frac{h''}{h_к} \leqslant 5$ сопряженные глубины в руслах трапецоидального поперечного сечения приближенно (с точностью до 7%)

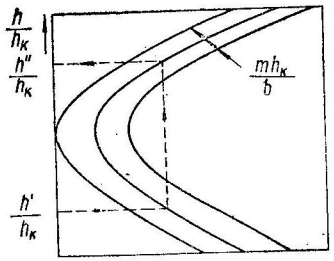


Рис. VI.9

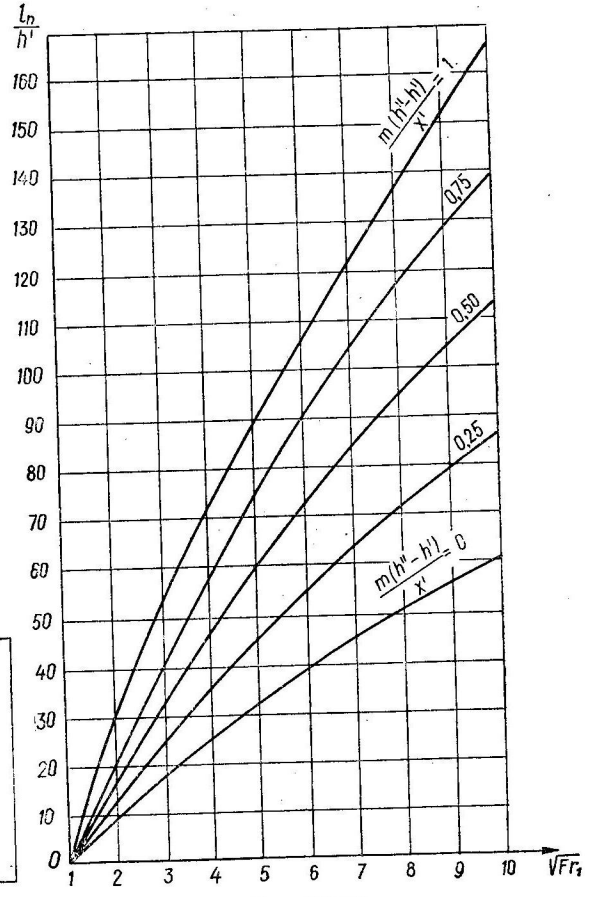


Рис. VI.10

могут быть определены по зависимостям, предложенным А. Н. Рахмановым:

$$h'' = \frac{1{,}2h_к^2}{h' + 0{,}2h_к}; \qquad \text{(VI.19)}$$

$$h' = 1{,}2\frac{h_к^2}{h''} - 0{,}2h_к. \qquad \text{(VI.20)}$$

Длина совершенного гидравлического прыжка в русле прямоугольного поперечного сечения обычно определяется по эмпирическим формулам:

М. Д. Чертоусова

$$l_п = 10{,}3h'\left[\sqrt{\left(\frac{h_к}{h'}\right)^3} - 1\right]^{0{,}81}; \qquad \text{(VI.21)}$$

Н. Н. Павловского

$$l_п = 2{,}5(1{,}9h'' - h'). \qquad \text{(VI.22)}$$

Длина совершенного гидравлического прыжка в руслах трапецоидального и треугольного сечений может быть определена по формуле А. С. Мейерова

$$l_п = 10{,}3h'(\sqrt{Fr'} - 1)^{0{,}81}\left[1 + 1{,}76\frac{m(h'' - h')}{\chi'}\right], \qquad \text{(VI.23)}$$

где $Fr' = \frac{Q}{g(\omega')^2 h'}$ — число Фруда в сечении до прыжка;

χ' — смоченный периметр в сечении до прыжка.

В частном случае для русел прямоугольного сечения, когда $m = 0$ и $Fr' = \left(\frac{h_к}{h'}\right)^3$, формула (VI.23) приводится к виду (VI.21).

При решении практических задач зависимости (VI.23) и (VI.21) можно представить графически (рис. VI.10).

Для приближенного определения длины гидравлического прыжка в русле трапецоидального сечения после перепада может быть также использована формула Г. Я. Швец

$$l_п = kh_c'', \qquad \text{(VI.24)}$$

где k — числовой коэффициент, зависящий от коэффициента заложения откоса m:

m	0	0,5	1	1,5	2
k	4,33	5,8	7,1	8,3	9,4

Длину гидравлического прыжка в русле трапецоидального сечения после быстротока можно определить по формулам В. А. Степина:

при $m = 0 \div 0{,}5$ $l_п = h_к(6{,}6m^2 + 8{,}2)$; (VI.25)

при $m = 0{,}5 \div 2$ $l_п = h_к(17{,}1m + 2{,}6)$; (VI.26)

при $m = 2 \div 3$ $l_п = 29{,}3h_к\sqrt{m}$. (VI.27)

Затраты энергии в прыжке, или потерянный напор, для трапецоидальных сечений определяют по формуле

$$h_w = \left[h' + \frac{(V')^2}{2g}\right] - \left[h'' + \frac{(V'')^2}{2g}\right], \qquad \text{(VI.28)}$$

где V' и V'' — средние в сечении скорости, соответствующие глубинам до и после прыжка.

Для русел прямоугольного поперечного сечения эта формула примет вид

$$h_w = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''}. \qquad \text{(VI.29)}$$

Высота волнистого гидравлического прыжка (точнее, высота первой волны) в русле прямоугольного поперечного сечения при малом уклоне дна приближенно может быть определена по формуле М. С. Краснитского

$$a = 0{,}72h'\left[\left(\frac{h_к^3}{h'}\right) - 1\right], \qquad \text{(VI.30)}$$

где h' — глубина потока в начале прыжка (меньшая из сопряженных глубин).

Задачи

VI.22. Определить в русле прямоугольного сечения глубину после прыжка, форму прыжка и его длину по формуле Н. Н. Павловского, если: а) расход $Q = 1$ м³/с; ширина русла $b = 1$ м, а глубина в начале прыжка $h' = 0{,}2$ м; б) $Q = 0{,}64$ м³/с; $b = 0{,}8$ м; $h' = 0{,}2$ м.

Ответ: а) $h'' = 0{,}92$ м; $l_п = 3{,}9$ м; б) $h'' = 0{,}72$ м; $l_п = 2{,}9$ м.

VI.23. Определить в русле прямоугольного сечения неизвестную из сопряженных глубин и длину совершенного гидравлического прыжка по формуле или графику М. Д. Чертоусова, если: а) критическая глубина $h_к = 0{,}4$ м, а меньшая из сопряженных глубин $h' = 0{,}2$ м; б) $h_к = 0{,}5$ м; $h'' = 1$ м.

Ответ: а) $h'' = 0{,}71$ м; $l_п = 3{,}4$ м; б) $h' = 0{,}21$ м; $l_п = 4{,}9$ м.

VI.24. Определить подбором, построением графика прыжковой функции, приближенным и графоаналитическим способами А. Н. Рахманова неизвестную сопряженную глубину в русле трапецоидального поперечного сечения шириной по дну $b = 0{,}6$ м, если расход $Q = 0{,}6$ м³/с; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; глубина до прыжка $h' = 0{,}2$ м, а критическая глубина $h_к = 0{,}36$ м.

Решение. а) *Способ подбора*

1. $\omega' = (b + mh')\,h' = (0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}2) \cdot 0{,}2 = 0{,}18$ м²;

$$y' = \frac{h'}{6} \cdot \frac{3b + 2mh'}{b + mh'} = \frac{0{,}2}{6} \cdot \frac{3 \cdot 0{,}6 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}2}{0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}2} = 0{,}09 \text{ м};$$

$$\Pi(h') = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega'} + y'\omega' = \frac{1 \cdot 0{,}6^2}{9{,}81 \cdot 0{,}18} + 0{,}09 \cdot 0{,}18 =$$

$$= \frac{0{,}037}{0{,}18} + 0{,}015 = 0{,}22 \text{ м}^3.$$

2. Принимаем $h_1 = 0{,}5$ м, тогда

$$\omega_1 = (b + mh_1)\,h_1 = (0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}5) \cdot 0{,}5 = 0{,}68 \text{ м}^2;$$

$$y_1 = \frac{h_1}{6} \cdot \frac{3b + 2mh_1}{b + mh_1} = \frac{0{,}5}{6} \cdot \frac{1{,}8 + 3 \cdot 0{,}5}{0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}5} = 0{,}2 \text{ м};$$

$$\Pi(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{0{,}037}{0{,}68} + 0{,}2 \cdot 0{,}68 = 0{,}19 \text{ м}^3 < \Pi(h').$$

3. Принимаем $h_2 = 0{,}7$ м; $h_3 = 0{,}57$ м и вычисляем соответствующие им значения ω, y и $\Pi(h)$.

Результаты вычислений сводим в табл. VI.6.

Таблица VI.6

h, м	ω, м²	y, м	$\Pi(h)$, м³
0,5	0,68	0,2	0,19
0,57	0,83	0,23	0,24
0,7	1,16	0,28	0,36

4. Принимаем $h_4 = 0{,}55$ м, тогда

$$\omega_4 = (0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}55) \cdot 0{,}55 = 0{,}78 \text{ м}^2,$$

$$y_4 = \frac{0{,}55}{6} \cdot \frac{1{,}8 + 3 \cdot 0{,}55}{0{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}55} = 0{,}22 \text{ м};$$

$$\Pi(h)_4 = \frac{0{,}037}{0{,}78} + 0{,}22 \cdot 0{,}78 = 0{,}22 \text{ м}^3 = \Pi(h').$$

Следовательно, $h'' = h_4 = 0{,}55$ м.

б) *Построение графика.* Как и в предыдущем случае, определяем прыжковую функцию в сечении до прыжка $\Pi(h') = 0{,}22$ м³.

Принимаем глубины $h_1 = 0{,}5$ м; $h_2 = 0{,}7$ м; $h_3 = 0{,}57$ м и вычисляем соответствующие им значения

$$\omega_n = (b + mh_n)\,h_n; \quad y_п = \frac{h_n}{6} \cdot \frac{3b + 2mh_n}{b + mh_n};$$

$$\Pi(h_n) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_n} + y_n\omega_n.$$

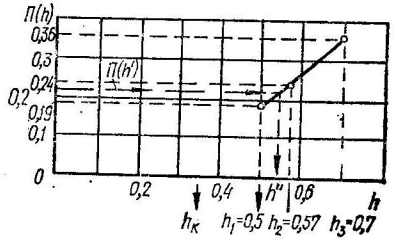


Рис. VI.11

Строим график $\Pi(h) = f(h)$, из которого (рис. VI.11) для $\Pi(h) = \Pi(h')$ находим $h'' = 0{,}55$ м.

в) *Приближенный способ А. Н. Рахманова:*

$$h'' = \frac{1{,}2h_к^2}{h' + 0{,}2h_к} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}36^2}{0{,}2 + 0{,}2 \cdot 0{,}36} = 0{,}57 \text{ м}.$$

г) *Графоаналитический способ А. Н. Рахманова:*

$$\mu_к = \frac{mh_к}{b} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}36}{0{,}6} = 0{,}9; \quad \frac{h'}{h_к} = \frac{0{,}2}{0{,}36} = 0{,}555.$$

По графику приложения 11 $\frac{h''}{h_к} = 1{,}6$, $h'' = 1{,}6h_к = 1{,}6 \cdot 0{,}36 = 0{,}57$ м.

VI.25. Определить построением графика $\Pi(h) = f(h)$ и приближенным или графоаналитическим способом А. Н. Рахманова глубину после прыжка и длину прыжка в русле трапецоидального поперечного сечения: а) шириной по дну $b = 1{,}6$ м, если коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; расход $Q = 1{,}4$ м³/с; глубина до прыжка $h' = 0{,}2$ м, а критическая глубина $h_к = 0{,}39$ м; б) $Q = 1{,}5$ м³/с; $b = 0{,}5$ м; $m_1 = 2$; $m_2 = 1$; $h' = 0{,}35$ м; $h_к = 0{,}6$ м.

VI.26. Определить расход воды в русле прямоугольного сечения шириной $b = 1$ м, если известно, что сопряженные глубины в прыжке,

образовавшемся в этом русле: а) $h' = 0{,}2$ м; $h'' = 0{,}6$ м; б) $h' = 0{,}2$ м; $h'' = 0{,}8$ м.

Указания. Расход следует определять, используя основное уравнение прыжка (VI.13), записанное в таком виде:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega'} + y'\omega' = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega''} + y''\omega''.$$

Подставив значения y и ω для русел прямоугольного сечения, получим

$$Q = b\sqrt{\frac{g}{2\alpha_0}(h' + h'')\,h'h''}.$$

VI.27. Определить, при каком расходе воды в трапецоидальном русле шириной по дну $b = 1$ м и с коэффициентом заложения откосов $m = 1$ сопряженные глубины будут: а) $h' = 0{,}2$ м; $h'' = 0{,}6$ м; б) $h' = 0{,}1$ м; $h'' = 0{,}5$ м; в) $h' = 0{,}24$ м; $h'' = 0{,}66$ м.

Указание. Для русел трапецоидального поперечного сечения $\omega = (b + mh)\,h$; $y = \frac{h}{6}\cdot\frac{3b + 2mh}{b + mh}$.

Используя основное уравнение прыжка, можно найти, что

$$Q = \sqrt{\frac{g}{\alpha}\cdot\frac{(y''\omega'' - y'\omega')\,\omega'\omega''}{\omega'' - \omega'}}.$$

Ответ: а) $Q = 0{,}85$ м^3/с; б) $Q = 0{,}45$ м^3/с; в) $Q = 1{,}06$ м^3/с.

VI.28. Определить затраты энергии («потерянный напор») в прыжке в русле прямоугольного поперечного сечения при условии, что: а) сопряженные глубины $h' = 0{,}2$ м; $h'' = 1$ м; б) $h'' = 3$ м; высота прыжка $a = 2$ м.

VI.29. Определить затраты энергии (потерянный напор) в прыжке в русле трапецоидального поперечного сечения, если известны: а) сопряженные глубины до и после прыжка $h' = 0{,}4$ м; $h'' = 0{,}8$ м и средние в сечении скорости, соответствующие этим глубинам, $V' = 3{,}6$ м/с и $V'' = 1{,}4$ м/с; б) $h' = 0{,}15$ м; $h'' = 0{,}62$ м; площади соответствующих сечений $\omega' = 0{,}124$ м^2; $\omega'' = 0{,}947$ м^2 и расход $Q = 0{,}54$ м^3/с; в) $h' = 0{,}37$ м; $h'' = 2{,}6$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1$; ширина русла по дну $b = 5$ м; $Q = 20$ м^3/с; г) $h' = 0{,}2$ м; $m = 0$; $b = 1$ м; $Q = 0{,}49$ м^3/с.

Ответ: а) $h_w = 0{,}16$ м; б) $h_w = 0{,}45$ м; в) $h_w = 2{,}88$ м; г) $h_w = 0{,}15$ м.

VI.30. Определить форму прыжка, его высоту и глубину после прыжка в русле прямоугольного сечения, если: а) расход $Q = 10$ м^3/с; ширина русла $b = 5$ м; глубина воды перед прыжком $h' = 0{,}6$ м; б) $Q = 6$ м^3/с; $b = 2$ м; $h' = 0{,}8$ м; в) $Q = 3$ м^3/с; $b = 2$ м; $h' = 0{,}4$ м.

Ответ: а) волнистый прыжок; $a = 0{,}47$ м; $h'' = 1{,}07$ м; б) волнистый прыжок; $a = 0{,}55$ м; $h'' = 1{,}35$ м; в) совершенный прыжок; $a = 0{,}69$ м; $h'' = 1{,}09$ м.

§ VI.3. ИССЛЕДОВАНИЕ ФОРМ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОТОКА

В открытых призматических руслах при неравномерном движении, в зависимости от величины уклона дна и условий протекания потока в начале и в конце рассматриваемого участка, может образоваться ряд форм свободной поверхности потока (рис. VI.12).

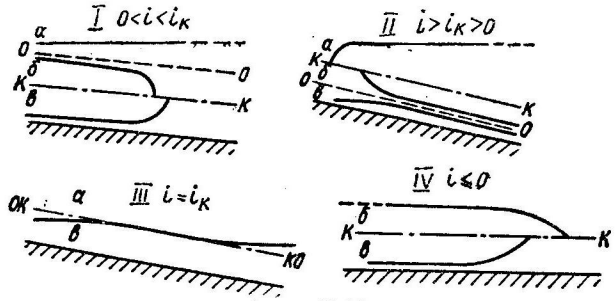


Рис. VI.12

При прямом уклоне дна ($i > 0$), если:

1) уклон дна русла меньше критического уклона ($i < i_к$), т. е. глубина равномерного движения потока больше критической глубины ($h_0 > h_к$), в зоне *а* ($h > h_0$) установится вогнутая кривая подпора типа *Ia*; в зоне *б* ($h_к < h < h_0$) — выпуклая кривая спада типа *Iб*; в зоне *в* ($h < h_к$) — вогнутая кривая подпора типа *Iв*;

2) уклон дна русла больше критического уклона ($i > i_к$), т. е. глубина равномерного движения потока меньше критической глубины ($h_0 < h_к$), в зоне *а* ($h > h_к$) установится выпуклая кривая подпора типа *IIa*; в зоне *б* ($h_0 < h < h_к$) — вогнутая кривая спада типа *IIб*; в зоне *в* ($h < h_0$) — выпуклая кривая подпора типа *IIв*;

3) уклон дна русла равен критическому уклону ($i = i_к$), т. е. глубина равномерного движения равна критической глубине ($h_0 = h_к$), в зоне *а* ($h > h_0 = h_к$) установится прямая подпора (в узких руслах — кривая подпора малой кривизны) типа *IIIa*; в зоне *в* ($h < h_0 = h_к$) — прямая подпора (или кривая подпора малой кривизны) типа *IIIв*.

При горизонтальном русле ($i = 0$) и обратном уклоне дна ($i < 0$) в зоне *б* ($h > h_к$) установится выпуклая кривая спада типа *IVб*; в зоне *в* ($h < h_к$) — вогнутая кривая подпора типа *IVв*.

Устанавливая форму свободной поверхности потока, следует иметь в виду, что при переходе глубины через критическую образуются гидравлический прыжок (при переходе от меньших глубин к большим) или водопад (при переходе от больших глубин к меньшим).

Чтобы облегчить запоминание всех возможных форм кривых свободной поверхности, достаточно обратить внимание на следующее: в зоне *а* всегда имеет место подпор; в зоне *б* — спад, в зоне *в* — подпор; если $h \to h_0$, то свободная поверхность асимптотически приближается к линии нормальных глубин $O - O$;

если $h \to h_к$, то свободная поверхность пересекает линию критических глубин $k - k$ под прямым углом;

в зоне наибольших глубин, возможных в данном русле (это зона a при $i > 0$ и зона $б$ при $i \leqslant 0$), кривая свободной поверхности потока в своем начале ($i \leqslant 0$) или в конце ($i > 0$) асимптотически приближается к горизонтальной линии.

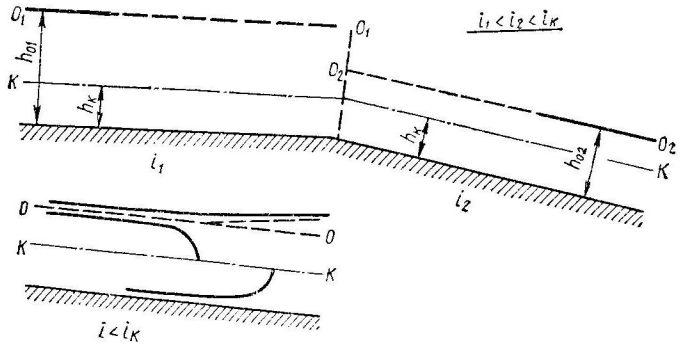


Рис. VI.13

Порядок исследования формы кривых свободной поверхности потока проиллюстрируем примером. Предположим, что необходимо установить типы кривых свободной поверхности и глубину потока h в месте выпуклого перелома линии дна, если:

$$h_{01} > h_{02} > h_к \text{ или } i_1 < i_2 < i_к,$$

где h_{01} и h_{02} — глубины равномерного движения потока на участке до и после перелома дна; i_1 и i_2 — уклоны дна русла на соответствующих участках; $h_к$ — критическая глубина; $i_к$ — критический уклон.

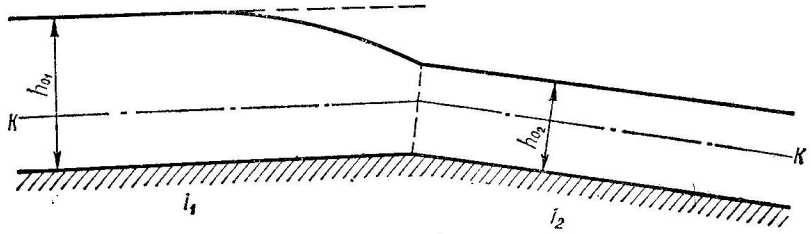


Рис. VI.14

Вычерчиваем (рис. VI.13) участок русла, нанося линию дна (со штриховкой), линии нормальных ($O_1 - O_1$ и $O_2 - O_2$) и критических ($k - k$) глубин; для удобства анализа тут же приводим возможные для данного случая формы кривых свободной поверхности (см. рис. VI.12, случай I, $0 < i < i_к$).

В начале первого и в конце второго участка русла движение потока равномерное. Предположим, что равномерное движение на первом участке сохранится до самого перелома. Тогда на втором участке, в зоне a, должны уменьшиться глубины до h_{02}. Однако в этой зоне возможно лишь их увеличение, и отсюда следует вывод, что уменьшаться глубины будут на первом участке, до перелома. Действительно, в зоне $б$ возможна выпуклая кривая спада. До какой же глубины будет происходить это уменьшение? Если до $h_к$, то на втором участке, в зоне $б$, должно начаться возрастание глубин, что невозможно.

Итак, перед переломом линии дна установится выпуклая кривая спада типа *Iб*, после перелома — равномерное движение с глубиной h_{02}, глубина потока на переломе $h = h_{02}$, что и наносится на чертеж (рис. VI.14).

Задачи

VI.31. Установить форму кривых свободной поверхности и глубину потока h в месте сопряжения двух участков русла, если: а) глубины равномерного движения до и после перелома дна русла $h_{01} = 0{,}55$ м и $h_{02} = 0{,}3$ м; критическая глубина $h_к = 0{,}4$ м; б) $h_{01} = 0{,}45$ м; $h_{02} = 0{,}25$ м; $h_к = 0{,}5$ м; в) $h_{01} = 0{,}6$ м; $h_{02} = 0{,}4$ м; $h_к = 0{,}3$ м.

Ответ: а) $h_1 = h_к = 0{,}4$ м; б) $h = h_{01} = 0{,}45$ м; в) $h = h_{02} = 0{,}4$ м.

VI.32. Установить формы кривых свободной поверхности потока и глубину воды h в месте вогнутого перелома линии дна при следующих данных: а) $h_к > h_{02} > h_{01}$ или $i_1 > i_2 > i_к$; б) $h_{01} = 0{,}5$ м; $h_{02} = 0{,}66$ м; $h_к = 0{,}26$ м; в) $h_{01} < h_к < h_{02}$; г) $h_{01} = 0{,}4$ м; $h_{02} = 0{,}5$ м; $h_к = 0{,}6$ м.

Ответ: а) $h = h_{01}$; б) $h = h_{02} = 0{,}66$ м; в) образуется гидравлический прыжок; г) $h = h_{01} = 0{,}4$ м.

VI.33. Установить форму свободной поверхности потока после истечения из-под щита (рис. VI.15), если: а) $h_1 < h_к < h_0$; б) $h_1 = 0{,}25$ м; $h_0 = 0{,}4$ м; $h_к = 0{,}5$ м; в) $h_1 = 0{,}45$ м; $h_0 = 0{,}3$ м; $h_к = 0{,}5$ м.

Ответ: а) образуется гидравлический прыжок; б) установится выпуклая кривая подпора типа *IIв*; в) за щитом установится вогнутая кривая спада типа *IIб*.

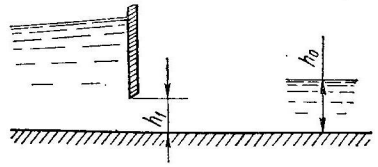


Рис. VI.15

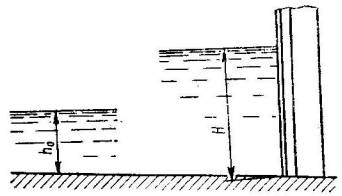


Рис. VI.16

VI.34. Установить форму кривой подпора перед мостом (рис. VI.16), если: а) $H > h_к > h_0$; б) $H = 1{,}2$ м; $h_0 = 0{,}6$ м; $h_к = 0{,}4$ м; в) $H = 1{,}6$ м; $h_0 = 0{,}6$ м; $h_к = 0{,}6$ м.

Ответ: а) образуется гидравлический прыжок; б) установится вогнутая кривая подпора типа *Ia*; в) имеет место кривая (прямая) подпора типа *IIIa*.

VI.35. Установить форму кривой свободной поверхности перед перепадом (рис. VI.17) и, считая, что соблюдается условие плавно

изменяющегося движения, определить глубину потока $h_р$ над его стенкой, если: а) $h_0 < h_1 < h_к$; б) $h_1 = h_0 = 0{,}4$ м; $h_к = 0{,}25$ м; в) $h_1 < h_к < h_0$; г) $i = 0$; $h_1 > h_к$; д) $i = 0$; $h_1 > h_к$; е) $h_1 = 0{,}2$ м; $h_0 = 0{,}4$ м; $h_к = 0{,}5$ м.

Ответ: а) $h_р = h_0$; б) $h_р = h_к = 0{,}25$ м; в) при достаточной длине ступени $h_р = h_к$; г) $h_р = h_к$; д) вогнутая кривая подпора; е) при достаточной длине ступени $h_р = h_0$.

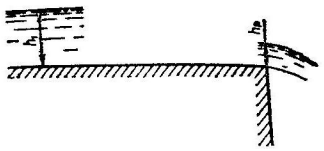


Рис. VI.17

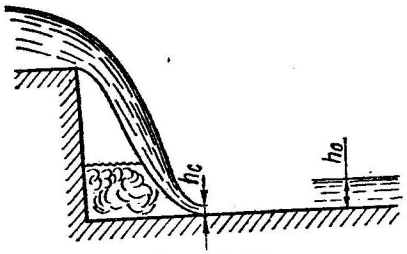


Рис. VI.18

VI.36. Установить форму кривой свободной поверхности после перепада (рис. VI.18), если: а) уклон дна русла в нижнем бьефе $i = 0$; глубина потока в сжатом сечении $h_c < h_к$; б) $i < 0$; $h_c < h_к$; в) $h_c = 0{,}25$ м; $h_0 = 0{,}5$ м; $h_к = 0{,}5$ м; г) $h_c < h_к < h_0$; д) $h_c = 0{,}4$ м; $h_0 = 0{,}3$ м; $h_к = 0{,}6$ м; е) $h_c = 0{,}2$ м; $h_0 = 0{,}3$ м; $h_к = 0{,}6$ м.

Ответ: а) при достаточной длине ступени образуется гидравлический прыжок; б) имеет место гидравлический прыжок; в) кривая подпора типа *IIIв*; г) образуется гидравлический прыжок; д) вогнутая кривая спада типа *IIб*; е) выпуклая кривая подпора типа *IIв*.

§ VI.4. ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОТОКА

Построение кривых подпора или спада при протекании потока заключается в определении расстояния между сечениями, глубины потока в которых известны (либо по условию задачи, либо на основании исследования формы кривой), и должно в итоге обеспечить нахождение глубины потока в любом сечении, расположенном на заданном расстоянии от какого-либо начального сечения, гидравлические элементы потока в котором известны.

Расстояние l_{1-2} между сечениями с глубинами h_1 и h_2 при прямом уклоне дна ($i > 0$) может быть определено несколькими способами.

Способ В. И. Чарномского. Расстояние между сечениями определяется по зависимости

$$l_{1-2} = \frac{Э_2 - Э_1}{i - i_{fср}}, \qquad \text{(VI.31)}$$

где Э — удельная энергия сечения; i — уклон дна русла; $i_{fср}$ — средний уклон трения в пределах рассматриваемого участка.

Применяя способ В. И. Чарномского, следует иметь в виду, что он основан на численном интегрировании основного дифференциального

уравнения неравномерного движения. Поэтому для получения надежных результатов необходимо брать на рассматриваемом участке русла большое количество промежуточных сечений. Тогда длина кривой свободной поверхности между сечениями с глубинами $h_{нач}$ и $h_{кон}$ будет равна сумме расстояний между всеми принятыми сечениями

$$l_{кр} = l_{1-2} + l_{2-3} + \ldots + l_{(n-1)-n},$$

где l_{2-3}, ..., $l_{(n-1)-n}$ определяются аналогично расстоянию l_{1-2}, причем $h_1 = h_{нач}$; $h_n = h_{кон}$.

Такой подход к построению кривой свободной поверхности одновременно уменьшает погрешность, возникающую при замене действительного уклона трения его осредненным значением между двумя смежными сечениями.

Способ Н. Н. Павловского. Применяя этот способ, расстояние между сечениями определяем по формуле

$$l_{1-2} = \frac{П_2 - П_1 - (1 - j_{ср})\,[Ф(П_2) - Ф(П_1)]}{ai}, \qquad \text{(VI.32)}$$

где $П_1$, $П_2$ — относительные расходные характеристики в соответствующих сечениях с глубинами h_1 и h_2; $П_1 = \frac{K_1}{K_0}$; $П_2 = \frac{K_2}{K_0}$;

здесь K_1 и K_2 — расходные характеристики в тех же сечениях ($K_1 = \omega_1 W_1$ и $K_2 = \omega_2 W_2$); K_0 — расходная характеристика в сечении с нормальной глубиной; ω_1 и ω_2 — площади живых сечений; W_1 и W_2 — скоростные характеристики; a — вспомогательная величина;

если $h_1 > h_2$, $a = \frac{П_1 - П_2}{h_1 - h_2}$;

если $h_2 > h_1$, $a = \frac{П_2 - П_1}{h_2 - h_1}$,

$j_{ср}$ — параметр,

$$j_{ср} = \frac{\alpha i}{g} \cdot \frac{W_{ср}^2 B_{ср}}{\omega_{ср}}, \qquad \text{(VI.33)}$$

где $W_{ср}$ — среднее значение скоростной характеристики между сечениями с глубинами h_1 и h_2; $B_{ср}$ — средняя ширина потока по свободной поверхности между теми же сечениями; $\omega_{ср}$ — средняя площадь живого сечения; Ф (П) — функция Н. Н. Павловского, определяемая по таблице приложения 12.

Для горизонтального русла ($i = 0$) формула Н. Н. Павловского (VI.32) примет вид

$$l_{1-2} = \frac{(j_к - 1)\,(П_{к_2} - П_{к_1}) + [Ф(П_{к_2}) - Ф(П_{к_1})]}{a_к i_к}, \qquad \text{(VI.34)}$$

если $j_к = 1$, то

$$l_{1-2} = \frac{Ф(П_{к_2}) - Ф(П_{к_1})}{a_к i_к}, \qquad \text{(VI.35)}$$

где $П_{кn} = \frac{K_n}{K_к}$; K_n — расходная характеристика в рассматриваемом сечении; $K_к$ — расходная характеристика, соответствующая критической глубине; $i_к$ — критический уклон; Ф ($П_{кn}$) — функция

Н. Н. Павловского, определяемая по таблице приложения 13.

$$j_к = \frac{ai_к}{g} \cdot \frac{W^2_{ср} B_{ср}}{\omega_{ср}};$$

$$a_к = \frac{\Pi_{к_2} - \Pi_{к_1}}{h_2 - h_1}. \qquad \text{(VI.36)}$$

Применяя способ Н. Н. Павловского, можно использовать два приема. При первом приеме считают постоянными величинами a и $j_{ср}$ на всем протяжении рассматриваемого участка русла и тогда длина кривой определяется по формулам (VI.32) и (VI.34), причем $h_1 = h_{нач}$ и $h_2 = h_{кон}$. Второй прием дает возможность получить более точные результаты, что достигается разбивкой рассматриваемого участка русла на ряд промежуточных сечений. Общая длина кривой свободной поверхности в этом случае определяется так же, как и при способе В. И. Чарномского.

Для построения кривых свободной поверхности потока в водоводах круглого или параболического сечения можно использовать способ В. И. Чарномского и таблицы относительных величин, составленные для соответствующих сечений в зависимости от степени их наполнения $\Delta = \frac{h}{r}$ или $\Delta = \frac{h}{p}$.

В этом случае при $i > 0$ уравнение (VI.31) приводится к виду

$$l_{1-2} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1 + \Pi_Q (E_2 - E_1)}{1 - \frac{\Psi_0}{\Psi_{ср_{1-2}}}} \cdot \frac{r}{i}, \qquad \text{(VI.37)}$$

где $\Pi_Q = \frac{\alpha Q^2}{gr^5}$ — расходный параметр водовода, не изменяющийся по его длине;

$E = \frac{1}{2(\omega')^2}$ и $\Psi = (\omega')^2 (R')^{4/3}$ — коэффициенты, зависящие от степени наполнения водовода Δ, значения которых приведены в таблицах приложений 1 и 2;

$$\Psi_{ср_{1-2}} = \frac{\Psi_1 + \Psi_2}{2}.$$

Порядок расчета в этом случае следующий:

на основании принципов, изложенных в § VI.3, устанавливается форма кривой свободной поверхности, затем эта кривая разбивается на ряд участков с глубинами $h_{нач} = h_1, h_2, \ldots, h_n = h_{кон}$ и подсчитываются соответствующие степени наполнения $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$.

Для определения длины участка l_{1-2} из таблиц приложения 1 или 2 находят значения E_1 и E_2, Ψ_1 и Ψ_2, соответствующие степеням наполнения Δ_1 и Δ_2, а также значение Ψ_0, соответствующее степени наполнения $\Delta_0 = \frac{h_0}{r}$ при нормальной глубине воды в русле. Затем по формуле (VI.37) находят длину участка l_{1-2}. Аналогично определяют и длины других участков.

Способ В. И. Чарномского может быть использован как при расчете

переходных участков, сопрягающих призматические русла разного поперечного сечения, так и при построении кривых свободной поверхности в непризматических руслах вообще. Построение кривой свободной поверхности в подобных случаях приходится вести методом подбора, последовательно находя глубину потока в сечении, находящемся на некотором расстоянии от сечения в начале или в конце участка сопряжения, глубина в котором известна.

Задачи

VI.37. Построить кривую спада в бетонном лотке ($n = 0{,}017$) трапецоидального поперечного сечения при следующих данных: расход $Q = 2$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; уклон дна русла $i = 0{,}03$; нормальная глубина в лотке $h_0 = 0{,}35$ м; критическая глубина $h_к = 0{,}57$ м (т. е. $i_0 > i_к$); длина лотка $L = 50$ м; перед лотком имеется длинное русло с уклоном дна $i < i_к$.

Р е ш е н и е. Анализируя форму кривых свободной поверхности до и после перелома линии дна, найдем, что глубина в начале лотка $h_{нач} = h_к = 0{,}57$ м. В лотке установится кривая спада типа *II б* от глубины $h_{нач}$ до глубины h_0. Поскольку кривая свободной поверхности асимптотически приближается к линии нормальных глубин, в качестве конечной расчетной глубины следует принимать $h_{кон} = h_0 \pm \Delta h$.

Способ В. И. Чарномского. Вычисляем постоянную для условий расчета величину

$$\frac{\alpha Q^2}{2g} = \frac{1{,}1 \cdot 2^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}224.$$

Основные гидравлические элементы и расчетные величины для сечения с глубиной $h_{нач} = h_к = 0{,}57$ м:

$$\omega_{нач} = (b + mh_{нач}) h_{нач} = (1 + 1{,}5 \cdot 0{,}57)\, 0{,}57 = 1{,}06 \text{ м}^2;$$

$$Э_{нач} = \frac{\alpha Q^3}{2g} \cdot \frac{1}{\omega^2_{нач}} + h_{нач} = \frac{0{,}224}{1{,}06^2} + 0{,}57 = 0{,}77 \text{ м};$$

$$\chi_{нач} = b + h \cdot 2\sqrt{1 + m^2} = 1 + 0{,}57 \cdot 2\sqrt{1 + 1{,}5^2} = 3{,}05 \text{ м};$$

$$R_{нач} = \frac{\omega_{нач}}{\chi_{нач}} = \frac{1{,}06}{3{,}05} = 0{,}35 \text{ м}.$$

По таблице приложения 5 величина $W_{нач} = 28{,}7$ м/с.

Для определения длины кривой спада и построения свободной поверхности потока принимаем глубины в сечениях:

$h_2 = 0{,}52$ м; $h_3 = 0{,}47$ м; $h_4 = 0{,}42$ м; $h_5 = h_0 + \Delta h = 0{,}35 + 0{,}01 = 0{,}36$ м.

Для указанных глубин производим необходимые расчеты, результаты которых сводим в табл. VI.7.

Средний уклон трения на первом участке между сечениями с глубинами $h_{нач}$ и h_2:

$$i_{f_{ср}} = \frac{i_{f_{нач}} + i_{f_2}}{2} = \frac{0{,}0044 + 0{,}0062}{2} = 0{,}0053.$$

Расстояние между начальным и первым промежуточным (с глубиной h_2) сечениями:

$$l_{нач-2} = \frac{Э_2 - Э_{нач}}{i_0 - i_{f_{ср.нач-2}}} = \frac{0{,}78 - 0{,}77}{0{,}03 - 0{,}0053} = 0{,}4 \text{ м}.$$

Таблица VI.7

Расчетные формулы и параметры	Единица измерения	Глубина в сечении h, м				
		0,57	0,52	0,47	0,42	0,36
$\omega = (b + mh)h$	м²	1,06	0,93	0,8	0,68	0,55
$\chi = b + h2\sqrt{1+m^2}$	м	3,05	2,87	2,69	2,51	2,3
$R = \frac{\omega}{\chi}$	м	0,35	0,33	0,3	0,27	0,24
W (по таблице приложения 5)	м/с	28,7	27,3	25,8	24	22,1
ω^2	м⁴	1,12	0,86	0,64	0,46	0,3
$\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$	м	0,2	0,26	0,35	0,49	0,74
$Э = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$	м	0,77	0,78	0,82	0,91	1,1
ωW	м³/с	30,4	25,4	20,6	16,3	12,2
$\frac{Q}{\omega W}$	—	0,066	0,079	0,097	0,123	0,164
$i_f = \left(\frac{Q}{\omega W}\right)^2$	—	0,0044	0,0062	0,0094	0,015	0,027

Аналогично вычисляем средний уклон трения на следующих участках и их длину. Результаты вычислений сводим в табл. VI.8.

Таблица VI.8

Расчетные формулы и параметры	Интервал между сечениями с глубинами			
	$h_{нач}$ и h_2	h_2 и h_3	h_3 и h_4	h_4 и $h_{кон}$
$i_{f\,ср.(n-1)-n} = \frac{i_{fn} - i_{f\,n-1}}{2}$	0,0053	0,0078	0,0122	0,021
$i_0 - i_{fср}$	0,0247	0,0222	0,0178	0,009
$Э_n - Э_{n-1}$	0,01	0,04	0,09	0,19
$l_{(n-1)-n}$	0,4	1,8	5,1	20,1

Длина кривой спада

$$l_{кр} = l_{нач-2} + l_{2-3} + l_{3-4} + l_{4-кон} = 0,4 + 1,8 + 5,1 + 20,1 = 27,4 \text{ м}.$$

Результаты построения кривой свободной поверхности потока приведены на рис. VI.19.

Способ Н. Н. Павловского. Подсчитаем длину кривой при условии, что a и j постоянны на всем протяжении участка кривой спада.

Расходная характеристика K_0 для сечения с нормальной глубиной $h_0 = 0,35$ м

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{2,0}{\sqrt{0,03}} = 11,54 \text{ м}^3/\text{с}.$$

В начальном сечении с глубиной $h_{нач} = h_к = 0,57$ м гидравлические элементы потока: $\omega_{нач} = 1,06$ м²; $\chi_{нач} = 3,05$ м; $R_{нач} = 0,35$ м; $W_{нач} = 28,7$ м/с (см. решение по способу В. И. Чарномского):

$$B_{нач} = b + 2mh_{нач} = 1 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,57 = 2,7 \text{ м};$$

$$K_{нач} = W_{нач}\omega_{нач} = 28,7 \cdot 1,06 = 30,4 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$П_{нач} = \frac{K_{нач}}{K_0} = \frac{30,4}{11,54} = 2,64.$$

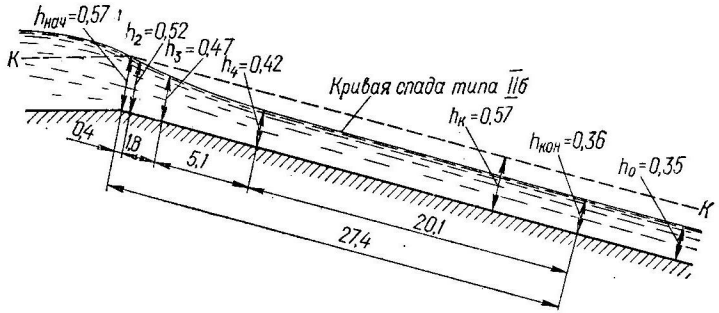


Рис. VI.19

По таблице приложения 12, полученному значению относительной расходной характеристики соответствует функция $Ф(П_{нач}) = 0,399$.

В конечном сечении с глубиной $h_{кон} = h_0 + \Delta h = 0,35 + 0,01 = 0,36$ м гидравлические элементы потока: $\omega_{кон} = 0,55$ м²; $\chi_{кон} = 2,30$ м; $R_{кон} = 0,24$ м; $W_{кон} = 22,1$ м/с (см. решение по способу В. И. Чарномского):

$$B_{кон} = 1 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,36 = 2,08 \text{ м};$$

$$K_{кон} = 22,1 \cdot 0,55 = 12,2 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$П_{кон} = \frac{12,2}{11,54} = 1,06.$$

По таблице приложения 12 устанавливаем, что величине $П_{кон} = 1,06$ соответствует функция $Ф(П_{кон}) = 1,77$.

Вспомогательная величина a на участке между сечениями с глубинами $h_{нач}$ и $h_{кон}$

$$a = \frac{П_{нач} - П_{кон}}{h_{нач} - h_{кон}} = \frac{2,64 - 1,06}{0,57 - 0,36} = 7,52.$$

Вычисляем

$$W_{ср} = \frac{W_{нач} + W_{кон}}{2} = \frac{28,7 + 22,1}{2} = 25,4 \text{ м/с};$$

$$B_{ср} = \frac{B_{нач} + B_{кон}}{2} = \frac{2,7 + 2,08}{2} = 2,39 \text{ м};$$

$$\omega_{ср} = \frac{\omega_{нач} + \omega_{кон}}{2} = \frac{1,06 + 0,55}{2} = 0,8 \text{ м}^2;$$

$$j_{ср} = \frac{a\iota}{g}\frac{W_{ср}^2 B_{ср}}{\omega} = \frac{1,1 \cdot 0,03}{9,81} \cdot \frac{25,4^2 \cdot 2,39}{0,8} = 6,55.$$

Длина кривой спада между сечениями с глубинами $h_{нач} = 0{,}57$ м и $h_{кон} = 0{,}36$ м

$$l_{кр} = \frac{\Pi_{кон} - \Pi_{нач} - (1 - j_{ср})\,[\Phi(\Pi_{кон}) - \Phi(\Pi_{нач})]}{2} =$$

$$= \frac{1{,}06 - 2{,}64 - (1 - 6{,}55)\,(1{,}77 - 0{,}399)}{7{,}52 \cdot 0{,}03} = 26{,}7 \text{ м}.$$

Как видим, результаты подсчета длины кривой свободной поверхности по двум рассмотренным способам оказались весьма близкими.

Для построения кривой свободной поверхности полученных выше данных недостаточно. Необходимо знать глубину потока, по крайней мере, еще в одном каком-нибудь промежуточном сечении (как это и было сделано при использовании способа В. И. Чарномского), расстояние до которого от начального сечения определяется аналогично.

VI.38. Построить кривую спада в бетонном лотке (для средних условий) прямоугольного сечения шириной $b = 1$ м при следующих данных: а) расход $Q = 1$ м³/с; уклон дна лотка $i = 0{,}02$; нормальная глубина в лотке $h_0 = 0{,}3$ м; глубина потока в начальном сечении $h_{нач} = 0{,}48$ м; б) $Q = 0{,}6$ м³/с; $i = 0{,}2$; $h_0 = 0{,}09$ м; $h_{нач} = h_к$; в) $Q = 1{,}6$ м³/с; $i = 0{,}3$; $h_0 = 0{,}16$ м; $h_{нач} = 0{,}6$ м.

VI.39. Определить длину кривой спада в верхнем бьефе водоотводной канавы, за которой устроен перепад (рис. VI.20), если: а) расход $Q = 1$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 0$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}017$; уклон дна ступени $i = 0{,}003$; нормальная глубина в верхнем бьефе $h_0 = 0{,}68$ м; критическая глубина $h_к = 0{,}48$ м; б) $Q = 1$ м³/с; $b = 0{,}5$ м; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}025$; $i = 0{,}005$; $h_0 = 0{,}6$ м; $h_к = 0{,}49$ м; в) $Q = 2$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}03$; $i = 0{,}003$; $h_0 = 0{,}87$ м; $h_к = 0{,}58$ м.

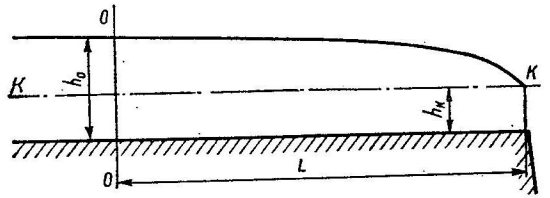


Рис. VI.20

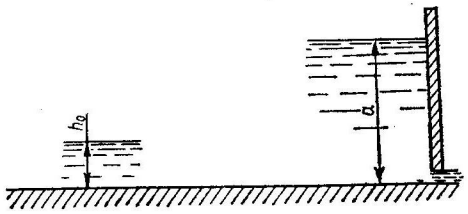


Рис. VI.21

VI.40. Построить кривую подпора в канале трапецоидального сечения, перегороженного щитом (рис. VI.21), если: а) расход $Q = 1$ м³/с; ширина русла по дну $b = 0{,}5$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$; уклон дна канала $i = 0{,}009$; нормальная глубина протекания потока $h_0 = 0{,}52$ м; критическая глубина $h_к = 0{,}49$ м, а уровень воды перед щитом $a = 1$ м; б) $Q = 2$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}02$; $i = 0{,}02$; $h_0 = 0{,}42$ м; $h_к = 0{,}58$ м; $a = 1$ м; в) $Q = 2$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}025$; $i = 0{,}01$; $h_0 = 0{,}58$ м; $h_к = 0{,}58$ м; $a = 1$ м.

VI.41. Канал трапецоидального сечения пересекается автомобильной дорогой, в насыпи которой устроена напорная труба. Определить, на каком расстоянии от трубы глубина воды в канале будет $h = 1$ м и какая глубина установится на расстоянии $l = 10$ м от трубы в случаях, если: а) напор перед трубой $H = 1{,}4$ м; расход $Q = 2$ м³/с; ширина канала по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; уклон дна $i = 0{,}008$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}025$; нормальная глубина протекания воды в канале $h_0 = 0{,}62$ м; б) $H = 1{,}2$ м; $Q = 2$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}009$; $n = 0{,}025$; $h_0 = 0{,}6$ м; в) $H = 1{,}1$ м; $Q = 1$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 0$; $i = 0{,}005$; $n = 0{,}017$ м; $h = 0{,}57$ м.

VI.42. Определить расстояние между двумя сечениями потока в горизонтальном призматическом русле ($i = 0$) при $h_1 = 0{,}2$ м; $h_2 = 0{,}4$ м, если: а) расход $Q = 1{,}6$ м³/с; ширина русла по дну $b = 1$ м; коэффициент заложения откосов $m = 0$; русло укреплено хорошей бутовой кладкой; б) $Q = 1$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 0$; весьма хорошая бетонировка; в) $Q = 2$ м³/с; $b = 1$ м; $m = 1{,}5$; канал — земляной, содержится в сравнительно плохих условиях.

VI.43. Построить кривую спада в круглой бетонной ($n = 0{,}015$) трубе диаметром $D = 2$ м (от глубины $h_{нач} = h_0 + 0{,}01$ м до глубины $h_{кон} = h_к + 0{,}01$ м) при следующих данных: а) расход $Q = 1{,}6$ м³/с; уклон дна трубы $i = 0{,}0008$; б) $Q = 5$ м³/с; $i = 0{,}0017$; в) $Q = 2{,}7$ м³/с; $i = 0{,}0005$.

Указание. При определении нормальной глубины протекания потока следует использовать табл. V.5, а критической глубины — таблицу приложения 1.

VI.44. Построить кривую свободной поверхности в лотке параболического сечения при критической глубине в начале лотка, если: а) параметр $p = 0{,}35$ м; расход $Q = 1{,}17$ м³/с; уклон $i = 0{,}04$; б) $p = 0{,}35$ м; $Q = 1{,}75$ м³/с; $i = 0{,}05$; в) $p = 0{,}2$ м; $Q = 0{,}77$ м³/с; $i = 0{,}06$.

Указание. При определении нормальной глубины протекания потока следует пользоваться табл. V.6, а критической глубины — таблицей приложения 2.

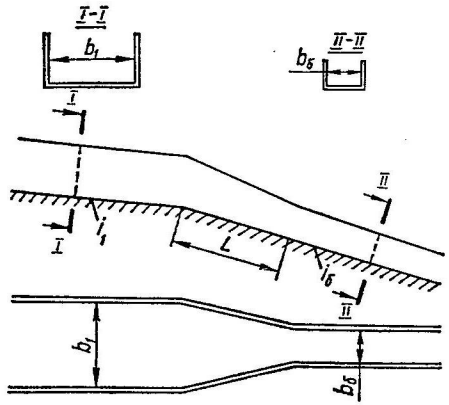


Рис. VI. 22

VI.45. Призматические, бетонные ($n = 0{,}014$), прямоугольного поперечного сечения подводящие русла и быстротоки с различной шириной лотков в свету сопрягаются непризматической вставкой прямоугольного поперечного сечения с таким же, как у быстротока, уклоном дна (рис. VI.22). Построить кривую свободной поверхности на

переходном участке при следующих условиях: а) расход $Q = 0{,}9$ м³/с; ширина подводящего русла $b_1 = 1$ м; уклон дна подводящего русла $i_1 = 0{,}0025$; протяженность переходного участка $L = 4$ м; ширина быстротока $b_б = 0{,}6$ м; уклон дна быстротока и переходного участка $i_б = 0{,}042$; б) $Q = 1{,}2$ м³/с; $b_1 = 1{,}1$ м; $i_1 = 0{,}022$; $L = 6$ м; $b_б = 0{,}8$ м; $i_0 = 0{,}014$; в) $Q = 1{,}5$ м³/с; $b_1 = 1{,}5$ м; $i_1 = 0{,}011$; $L = 8$ м; $b_б = 1$ м; $i_б = 0{,}028$.

Глава VII
ВОДОСЛИВЫ И МАЛЫЕ ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ VII. 1. ВОДОСЛИВЫ

Водослив представляет собой преграду (порог, плотину), через которую переливается вода.

В зависимости от соотношения толщины водосливной стенки и геометрического напора H различают три типа водосливов:

а) водослив с тонкой стенкой, если $\delta < 0{,}67\ H$;

б) водослив практического профиля (криволинейного и полигонального очертаний), если $0{,}67H < \delta < (2 \div 3)\ H$;

в) водослив с широким порогом, если $(2 \div 3)\ H < \delta < (8 \div 10)\ H$.

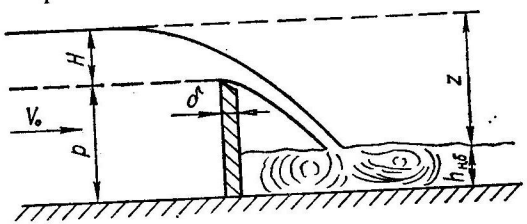


Рис. VII.1

В зависимости от соотношения ширины водосливного отверстия b и ширины подводящего русла B различают водослив с боковым сжатием ($b < B$) и водослив без бокового сжатия ($b = B$).

Область потока перед водосливом (вверх по течению) называется *верхним бьефом*, а область потока за водосливом — *нижним бьефом*.

По характеру протекания воды через водослив различают: *свободные (незатопленные)* водосливы, когда глубина воды в нижнем бьефе не влияет на условия протекания потока (рис. VII.1), и *подтопленные (затопленные)*, когда глубина потока в нижнем бьефе влияет на условия протекания потока через водослив (рис. VII.2).

Водосливы с тонкой стенкой. Прямоугольные водосливы без бокового сжатия рассчитывают по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g}\, H^{3/2} \sigma_з,\ \text{м/с}, \qquad \text{(VII.1)}$$

где m_0 — коэффициент расхода с учетом скорости подхода; H — геометрический напор на водосливе, м; $\sigma_з$ — коэффициент затопления.

Коэффициент расхода m_0 для водослива без бокового сжатия может быть определен по формуле

$$m_0 = 0{,}402 + 0{,}054\,\frac{H}{P}, \qquad \text{(VII.2)}$$

где P — высота водослива, м.

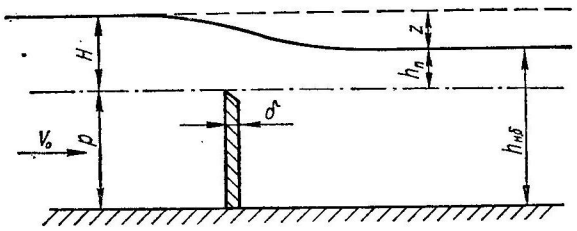


Рис. VII.2

Коэффициент расхода с учетом бокового сжатия определяется по формуле Эгли (для метровых мер):

$$m_0 = \left(0{,}402 + \frac{0{,}0027}{H} - 0{,}03\,\frac{B-b}{B}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{bH}{B(H+P)}\right)^2\right]. \qquad \text{(VII.3)}$$

Коэффициент затопления определяется по формуле

$$\sigma_з = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\,\frac{h_п}{P}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}. \qquad \text{(VII.4)}$$

Водослив будет затопленным, если будут одновременно выполнены такие два условия:

$$h_{н.б} > P \text{ или } h_п = h_{н.б} - P > 0 \text{ и } \frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P}\right)_к,$$

где $h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе; $h_п$ — высота подтопления, т. е. превышение горизонта воды нижнего бьефа над порогом водослива (см. рис. VII.2); z — перепад (разность отметок горизонтов воды); $\left(\frac{z}{P}\right)_к$ — относительный критический перепад.

Значения $\left(\frac{z}{P}\right)_к$ принимаются в зависимости от отношения $\frac{H}{P}$:

$\frac{H}{P}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,5	2	2,5	3
$\left(\frac{z}{P}\right)_к$	1	0,825	0,74	0,7	0,675	0,66	0,67	0,7	0,76	0,85

Расход через треугольный водослив при центральном угле $\beta = 90°$ определяется по формуле (для H в м):

$$Q = 1{,}4H^{5/2},\ \text{м}^3/\text{с}. \qquad \text{(VII.5)}$$

Водосливы практического профиля. В этом случае различают:

а) *безвакуумные водосливы*, очерченные по контуру нижней поверхности падающей струи (криволинейные) (рис. VII.3), или полигонального очертания (прямоугольные, трапецоидальные и т. п.);

б) *вакуумные водосливы,* на сливной поверхности которых наблюдаются зоны с давлением меньше атмосферного (рис. VII.4).

Пропускная способность водосливов практического профиля

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_з\sigma_{сж}, \qquad \text{(VII.6)}$$

где $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (V_0 — скорость подхода в подводящем русле); $\sigma_{сж}$ — коэффициент бокового сжатия.

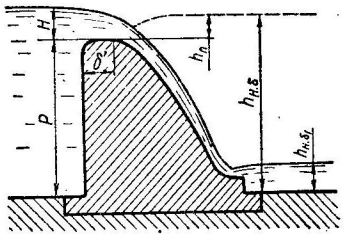


Рис. VII.3

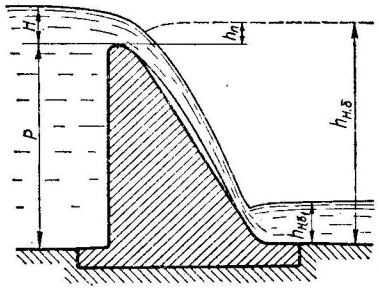


Рис. VII.4

Скоростью подхода V_0 можно пренебречь, если площадь поперечного сечения верхнего бьефа $\Omega_{в.б}$ будет в четыре раза больше площади живого сечения потока над водосливом (т. е. $\Omega_{в.б} > 4bH$).

Для безвакуумных водосливов при $\frac{P}{H} > 2$:

а) если $\frac{\delta'}{H} = 0{,}3$, то $m = 0{,}49 \div 0{,}5$;

б) если $0{,}3 < \frac{\delta'}{H} < 2{,}5$ то

$$m = 0{,}36 + 01\,\frac{2{,}5 - \frac{\delta'}{H}}{1 + \frac{2\delta'}{H}}; \qquad \text{(VII.7)}$$

в) если $\frac{\delta'}{H} > 2{,}5$, то $m = 0{,}36$.

Здесь δ' — ширина гребня водослива от вертикальной напорной грани до начала криволинейной поверхности.

Коэффициент бокового сжатия

$$\sigma_{сж} = 1 - 0{,}1n\zeta \cdot \frac{H_0}{b}, \qquad \text{(VII.8)}$$

где ζ — коэффициент формы береговых устоев и промежуточных быков водослива (рис. VII.5); n — число боковых сжатий (при одном отверстии $n = 2$).

Для водосливов практического профиля условия затопления можно принимать такими же, как и для водослива в тонкой стенке.

Коэффициент затопления $\sigma_з$ принимают в зависимости от отношения $\frac{h_п}{H_0}$:

$\frac{h_п}{H_0}$	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,83	0,86	0,9	0,93	0,96
$\sigma_з$	0,995	0,98	0,97	0,94	0,89	0,84	0,8	0,65	0,5	0,4

Для безвакуумных водосливов прямоугольного профиля (рис. VII.6) коэффициент расхода определяется по формулам:

а) при $\delta > 0{,}6H$

$$m = 0{,}42\left(0{,}7 + 0{,}185\,\frac{H}{\delta}\right); \qquad \text{(VII.9)}$$

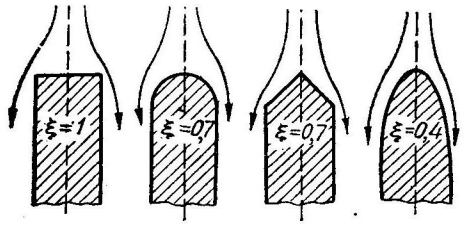


Рис. VII.5

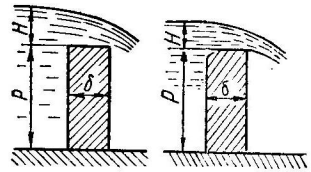


Рис. VII.6

б) в случае закругленного входного ребра и $0{,}5H < \delta < 2H$

$$m = 0{,}44\left(0{,}7 + 0{,}185\,\frac{H}{\delta}\right). \qquad \text{(VII.10)}$$

Для низких водосливов практического профиля полигонального очертания (к которым относятся также водобойные стенки) в руслах прямоугольного сечения коэффициент расхода $m = 0{,}4 \div 0{,}43$.

Водосливы практического профиля трапецоидального сечения в зависимости от их относительной высоты (рис. VII.7) подразделяют на: а) низкие, если $0{,}5 \leqslant \frac{P}{H} \leqslant 2$; б) средние, если $2 < \frac{P}{H} < 3$; в) высокие, если $\frac{P}{H} > 3$.

Коэффициенты расхода для таких трапецоидальных водосливов можно принимать по данным В. А. Большакова и А. Д. Петраша.

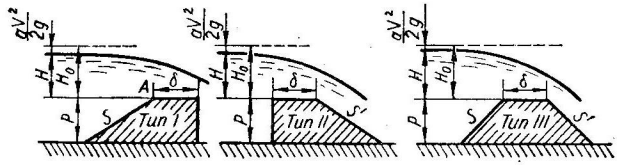


Рис. VII.7

Для низких водосливов типа I и III (рис. VII.7) коэффициент расхода рекомендуется определять по формуле

$$m = \frac{\frac{\delta}{H_0}}{B\frac{\delta}{H_0} - C}. \qquad \text{(VII.11)}$$

Значения параметров B и C, зависящие от котангенса угла наклона верховой грани к горизонту s, следует определять по табл. VII.1.

Формула (VII.11) справедлива при $0{,}4 \leqslant \delta/H \leqslant 2{,}5$.

Для значений $\delta/H_0 < 0{,}4$ коэффициент расхода m следует принимать тот же, что и для $\delta/H_0 = 0{,}4$.

Таблица VII.1

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

Для низких водосливов типа II коэффициент расхода рекомендуется определять по табл. VII.2 в зависимости от $\frac{\delta}{H_0}$ и котангенса угла наклона низовой грани к горизонту s'.

Для водосливов средней высоты при $2 < \frac{P}{H} < 3$ и $s = s' = 1 \div 2$ коэффициент расхода для $\delta/H < 0{,}5$ рекомендуется принимать $m = 0{,}445$, а для $0{,}5 \leqslant \delta/H \leqslant 2$ вычислять по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{4{,}5 + 2\frac{\delta}{H_0}}}. \qquad \text{(VII.12)}$$

Таблица VII.2

s'	Значение коэффициента расхода m при δ/H_0						
	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	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	0,4	0,38	0,36	0,335	0,325	0,325
5	⊗	0,38	0,365	0,35	⊗	⊗	⊗
10	⊗	0,35	—	⊗	⊗	⊗	⊗

Примечания: 1. В графах, помеченных знаком ⊗, коэффициент расхода принимается как для условий водослива с широким порогом.

2. В случае притупления или скругления входного ребра коэффициент расхода следует увеличить на 5—8%

Для высоких водосливов при $P \geqslant 3H$ и $s = s' = 1 \div 2$ коэффициент расхода для $\delta/H < 0{,}5$ принимается постоянным и равен $m = 0{,}445$, а для $0{,}5 < \delta/H < 2$ его значение следует определять по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{4{,}2 + 2{,}5\frac{\delta}{H_0}}}. \qquad \text{(VII.13)}$$

Для вакуумных водосливов коэффициент расхода m определяется по данным Н. П. Розанова, приведенным в справочниках и курсах по гидравлике. В среднем для таких водосливов $m = 0{,}52 \div 0{,}55$. Значения коэффициента затопления, по данным Н. П. Розанова, принимаются в зависимости от отношения $\frac{h_п}{H_0}$:

$\frac{h_п}{H_0}$	−0,15	−0,1	0	+0,1	0,2	0,3	0,4
$\sigma_з$	1	0,999	0,99	0,971	0,94	0,895	0,845
$\frac{h_п}{H_0}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$\sigma_з$	0,788	0,723	0,642	0,538	0,39	0	

Водосливы с широким порогом. Пропускная способность водослива с широким порогом (рис. VII.8) определяется по формуле

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}\sigma_з. \qquad \text{(VII.14)}$$

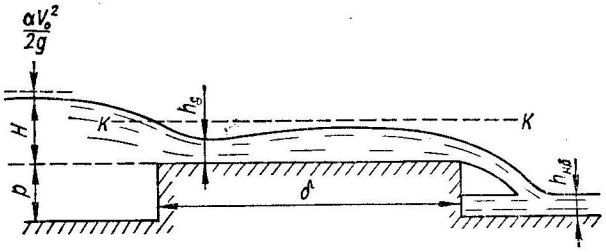


Рис. VII.8

Коэффициент расхода для плавных оголовков $m = 0{,}36 \div 0{,}37$; для неплавных оголовков с учетом бокового сжатия

$$m = 0{,}3 + 0{,}08\nu_в, \qquad \text{(VII.15)}$$

где $\nu_в$ — параметр сжатия потока при входе на водослив, причем $\nu_в = \frac{bH}{\Omega_{в.б}}$, здесь $\Omega_{в.б}$ — площадь живого сечения потока в верхнем бьефе; обычно $\Omega_{в.б} = B(H + P)$.

Водослив с широким порогом становится затопленным, если $\frac{h_п}{H} > 0{,}8$ (рис. VII.9). В общем случае критерий затопления следует записать как $0{,}75 < \frac{h_п}{H} < 0{,}85$, но во многих практических расчетах это отношение заведомо или меньше 0,75, или больше 0,85.

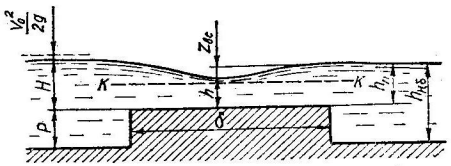


Рис. VII.9

Для затопленных водосливов при слабой степени затопления $\left(\frac{h_п}{H} < 0{,}94\right)$ принимаются следующие значения коэффициента затопления $\sigma_з$:

$\frac{h_п}{H}$	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 $\left(\frac{h_п}{H} > 0{,}94\right)$ пропускная способность водослива с широким порогом по В. В. Смыслову

$$Q = abh_п = \sqrt{2g(H - h_п)} = abh_п\sqrt{2gz}, \qquad \text{(VII.16)}$$

Таблица VII.3

Тип входа на водослив	Значение коэффициента a при $\nu_н$			
	0,1	0,3	0,5	0,7
Неплавный	0,8	1	1,35	1,9
Плавный	0,9	1,1	1,6	2,4

где H — геометрический напор; a — коэффициент, учитывающий перепад восстановления и принимаемый по табл.VII.3 в зависимости от параметра $\nu_н = \frac{bh_п}{\Omega_{н.б}}$, здесь $\Omega_{н.б}$ — площадь живого сечения в отводящем русле; обычно $\Omega_{н.б} = B(h_п + P)$, $z = H - h_п$ — разность отметок верхнего и нижнего бьефов.

Задачи

VII.1. Определить отверстие прямоугольного водослива с тонкой стенкой без бокового сжатия при $Q = 34$ л/с; $H = 0{,}2$ м; $P = 0{,}4$ м, если уровень воды в нижнем бьефе: а) $h_{н.б} = 0{,}3$ м; б) $h_{н.б} = 0{,}5$ м.

Указание. Следует установить, затоплен или незатоплен водослив, а затем из формулы VII.1 определить ширину отверстия, предварительно подсчитав коэффициент расхода.

Ответ: а) $b = 0{,}2$ м; б) $b \approx 0{,}23$ м.

VII.2. Определить напор воды H перед прямоугольным водосливом без бокового сжатия с тонкой стенкой, необходимый для пропуска расхода $Q = 100$ л/с при $b = 1$ м и $P = 1$ м, если уровень воды в нижнем бьефе: а) $h_{н.б} = 0{,}6$ м; б) $h_{н.б} = 1{,}1$ м.

Решение. а) Так как $h_{н.б} < P$, то водослив незатопленный и $\sigma_э = 1$.

Учитывая, что напор H неизвестен, задача решается методом подбора, поэтому коэффициент расхода в первом приближении в соответствии с формулой (VII.2) принимаем $m_0 = 0{,}402$. Тогда

$$H = \left(\frac{Q}{m_0\sqrt{2g}b}\right) = \left(\frac{0{,}1}{0{,}402\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1}\right)^{2/3} = 0{,}146 \text{ м}.$$

Уточним по формуле (VII.2) коэффициент расхода m_0 во втором приближении:

$$m_0 = 0{,}402 + 0{,}054\frac{H}{P} = 0{,}402 + 0{,}054\frac{0{,}146}{1} \approx 0{,}41,$$

тогда напор во втором приближении

$$H = \left(\frac{0{,}1}{0{,}41\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}0}\right) = 0{,}145 \text{ м}.$$

В связи с тем что напор H практически не меняется, дальнейшие приближения производить нецелесообразно. Принимаем напор $H \approx 0{,}15$ м.

Указание. Вариант б) решают с учетом затопления водослива.

Ответ: б) $H \approx 0{,}17$ м.

VII.3. Определить коэффициент расхода m_0, при котором пропускная способность незатопленного прямоугольного водослива без бокового сжатия с тонкой стенкой отверстием $b = 0{,}5$ м и высотой $P = 0{,}8$ м составляет: а) $Q = 0{,}41$ м³/с, при $H = 0{,}56$ м; б) $Q = 0{,}585$ м³/с; при $H = 0{,}7$ м.

Ответ: а) $m_0 = 0{,}44$; б) $m_0 = 0{,}45$.

VII.4. Установить расход воды, пропускаемый треугольным водосливом с центральным углом $\beta = 90°$, если: а) $H = 0{,}3$ м; б) $H = 0{,}6$ м.

Ответ: а) $Q = 0{,}069$ м³/с; б) $Q = 0{,}39$ м³/с.

VII.5. Определить напор воды H перед треугольным водосливом с учетом угла $\beta = 90°$, наобходимый для пропуска расхода: а) $Q = 0{,}5$ м³/с; б) $Q = 1$ м³/с.

Ответ: а) $H = 0{,}66$ м; б) $H = 0{,}87$ м.

VII.6. Установить, во сколько раз возрастет расход при одном и том же напоре H, если заменить треугольный водослив незатопленным прямоугольным водосливом без бокового сжатия отверстием $b = 0{,}4$ м; высотой $P = 0{,}5$ м при: а) $H = 0{,}2$ м; б) $H = 0{,}4$ м.

Ответ: а) в 2,68 раза; б) в 1,41 раза.

VII.7. В прямоугольном канале шириной $b = 0{,}5$ м последовательно установлены два водослива — прямоугольный без бокового сжатия высотой $P_1 = 1$ м и треугольный с углом $\beta = 90°$ и высотой $P_2 = 0{,}6$ м (рис. VII.10). Считая движение потока установившимся, определить расход и напор воды H_1 для прямоугольного водослива, если напор H_2 перед треугольным водосливом: а) $H_2 = 0{,}25$ м; б) $H_2 = 0{,}5$ м.

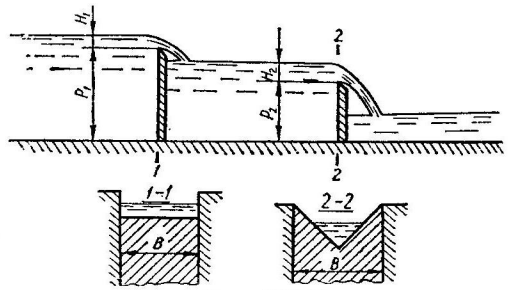


Рис. VII.10

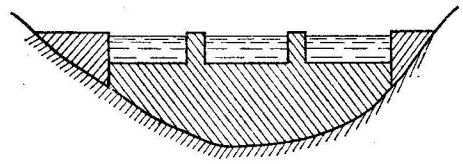


Рис. VII.11

Указание. Напор воды H_1 для прямоугольного водослива находят методом подбора (см. решение задачи VII.2).

Ответ: а) $Q = 0{,}044$ м³/с; $H_1 \approx 0{,}13$ м; б) $Q = 0{,}248$ м³/с; $H_1 \approx 0{,}42$ м.

VII.8. Построить график зависимостей $Q = f(H)$ в пределах изменения расхода от 0 до 100 л/с для незатопленных водосливов в тонкой стенке: прямоугольного без бокового сжатия с $b = 0{,}2$ м, $P = 0{,}4$ м и треугольного с центральным углом $\beta = 90°$. Задачу решить, назначая: а) Q через 20 л/с; б) H через 0,05 м.

Указание. Вариант а) решают аналогично задаче VII.2.

VII.9. Вычислить расход воды для прямоугольного водослива с боковым сжатием при напоре $H = 0{,}5$ м; высоте $P = 0{,}7$ м; ширине отверстия $b = 0{,}5$ м и подводящего канала $B = 2$ м, если: а) $h_{н.б} = 0{,}5$ м; б) $h_{н.б} = 1{,}0$ м.

Ответ: а) $Q = 0{,}305$ м³/с; б) $Q = 0{,}254$ м³/с.

VII.10. Определить расход воды через криволинейный водослив практического профиля с коэффициентом расхода $m = 0{,}45$ и отметками: горизонта верхнего бьефа 14, 21 м, гребня плотины 12 м; дна русла 6 м; отверстием $b = 10$ м, если отметка горизонта воды в нижнем бьефе: а) 13,71 м; б) 10,3 м.

Указание. Скоростью подхода воды и боковым сжатием можно пренебречь как малыми величинами.

Ответ: а) $Q = 58{,}7$ м³/с; б) $Q = 65{,}2$ м³/с.

VII.11. Определить расчетную величину отверстия плотины b_c с учетом сжатия (рис. VII.11) при ширине каждого из пролетов 30 м, напоре 1,5 м и скорости подхода воды к плотине 1 м/с, если очертание устоев и бычков: а) прямоугольное (рис. VII.5) при $\zeta = 1$; б) криволинейное (рис. VII.5) при $\zeta = 0{,}4$.

Указание. Расчетное отверстие плотины b_c определяется как ширина отверстия водослива с учетом бокового сжатия, исходя из формулы (VII.8) и учитывая, что $\sigma_{сж} = \frac{b_c}{b}$,

$$b_c = b - 0{,}01 n \zeta H_0.$$

Ответ: а) $b_c = 89{,}07$ м; б) $b_c = 89{,}63$ м.

VII.12. Многопролетная плотина, очертание бычков и устоев которой плавное, перекрывает русло водотока (с сечением, близким к прямоугольному), расход которого $Q = 1000$ м³/с. При этом напор над плотиной $H = 4{,}5$ м, уровень воды при заданном расходе в нижнем бьефе ниже высоты порога плотины высотой $P = 10$ м и шириной до начала криволинейной поверхности $\delta' = 3$ м. Определить отверстие плотины, если она выполнена как водослив практического профиля: а) безвакуумный; б) вакуумный.

Решение. а) 1. Так как $h_{н.б} < P$, то водослив не затоплен и $\sigma_з = 1$.

2. В связи с тем что ширина водослива неизвестна, расчет производим методом подбора и в первом приближении без учета бокового сжатия

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

где $m = 0{,}36 + 0{,}1\dfrac{2{,}5 - \frac{\delta'}{H_0}}{1 + \frac{2\delta'}{H_0}} = 0{,}36 + 0{,}1\dfrac{2{,}5 - \frac{3}{4{,}5}}{1 + \frac{2 \cdot 3}{4{,}5}} = 0{,}44,$

тогда $b = \dfrac{1000}{0{,}44 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 4{,}5^{3/2}} = \dfrac{1000}{18{,}6} = 54$ м.

Принимая шесть пролетов по 9 м, производим перерасчет с учетом скорости подхода и бокового сжатия.

3. Площадь сечения потока на водосливе $bH = 54 \cdot 4{,}5 = 243$ м², площадь живого сечения $\Omega_{в.б}$ при подходе к плотине глубиной $H + P = 14{,}5$ м и шириной (при толщине бычка 1 м и устоя 2 м) $54 + 5 \cdot 1 + 2 \cdot 2 = 63$ м; $\Omega_{в.б} = 14{,}5 \cdot 63 \approx 915$ м².

В связи с тем что $4bH > \Omega_{в.б}$, учитываем скорость подхода $V_0 = \dfrac{Q}{\Omega_{в.б}} = \dfrac{1000}{915} \approx 1{,}1$ м/с и напор с учетом скорости подхода $H_0 = H + \dfrac{V_0^2}{2g} = 4{,}5 + \dfrac{1{,}1^2}{2 \cdot 9{,}81} = 4{,}56$ м.

4. Коэффициент сжатия по формуле (VII.8):

$$\sigma_{сж} = 1 - 0{,}1 n \zeta \frac{H_0}{b} = 1 - 0{,}1 \cdot 2 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{4{,}56}{9} = 0{,}93.$$

5. Ширина водослива с учетом бокового сжатия, напора и скорости подхода

$$b = \frac{1000}{0{,}44 \cdot 0{,}93\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 4{,}56^{3/2}} = 57 \text{ м}.$$

6. Приняв пять пролетов по 11,5 м, уточняем расчетные данные. Площадь сечения потока на водосливе $bH = 57{,}5 \cdot 4{,}5 \approx 259$ м², площадь живого сечения потока при подходе к плотине

$$\Omega_{в.б} = (H + P)(b + 4 \cdot 1 + 2 \cdot 2) = (4{,}5 + 10)(57{,}5 + 4 + 4) = 955 \text{ м}^2.$$

Скорость подхода $V_0 = \dfrac{Q}{\Omega_{в.б}} = \dfrac{1000}{955} = 1{,}05$ м/с, а напор с учетом скорости подхода $H_0 = H + \dfrac{\alpha V_0^2}{2g} = 4{,}5 + \dfrac{1 \cdot 1{,}05^2}{2 \cdot 9{,}81} = 4{,}56$ м.

7. Коэффициент сжатия $\sigma_{сж} = 1 - 0{,}1 \cdot 2 \cdot 0{,}7 \dfrac{4{,}56}{11{,}5} = 0{,}94$.

В связи с тем что значения H_0 и $\sigma_{сж}$ практически не изменились, дальнейшего уточнения расчетных величин можно не производить, и поэтому окончательно принимаем отверстие плотины $b = 57{,}5$ м (5 пролетов по 11,5 м).

VII.13. Наибольший расход водотока в весенний паводок $Q_1 = 960$ м³/с, а расход ливневого паводка $Q_2 = 600$ м³/с. Установить отметку порога безвакуумного водослива практического профиля (рис. VII.12), бычки и устои которого при входе плавно закруглены, отверстием 70 м (пять пролетов по 14 м), шириной порога водослива $\delta' = 2$ м с таким расчетом, чтобы уровень воды в весенний паводок не превышал отметки 65,4 м, а во время ливневого паводка — отметки 64,6 м, при отметке флютбета 55,8 м, если уровень воды в нижнем бьефе: а) в весенний паводок — 58,6 м; в ливневый паводок — 58,3 м; б) в весенний паводок — 64 м; в ливневый паводок — 60 м.

Указание. Задача решается методом подбора, рассмотренного в задачах VII.2 и VII.12. При этом скоростью подхода можно пренебречь как малой величиной.

VII.14. Определить уровень воды перед безвакуумным водосливом практического профиля (рис. VII.13) отверстием 60 м (шесть пролетов по 10 м), бычки и устои которого плавно закруглены, для пропуска

расхода $Q = 360$ м³/с при коэффициенте расхода $m = 0{,}45$, отметке порога 55,8 м, если отметка воды в нижнем бьефе: а) 56,6 м; б) 54 м.

Указание. См. указание к задаче VII.13.



Рис. VII.12

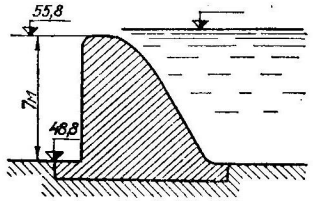


Рис. VII.13

VII.15. Вычислить отверстие водосливной плотины криволинейного профиля с коэффициентом расхода $m = 0{,}45$ для пропуска воды $Q = 300$ м³/с при отметках: верхнего бьефа — 21,37 м; порога водослива — 20 м, если отметка воды в нижнем бьефе: а) 20,87 м; б) 16,35 м.

Указание. Пренебрегая скоростью подхода как малой величиной, следует найти отверстие плотины с последующей разбивкой на пролеты и учетом бокового сжатия (см. решение задачи VII.12).

VII.16. Определить разность уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, разделенных вакуумной водосливной плотиной высотой 2 м, отверстием 20 м, пропускающей расход $Q = 30$ м³/с, если глубина воды в нижнем бьефе: а) $h_{н.б} = 1{,}2$ м; б) $h_{н.б} = 2{,}5$ м.

Указание. Скоростью подхода потока и боковым сжатием пренебречь.

VII.17. Определить расход воды через водослив практического профиля прямоугольного сечения при $\delta = 0{,}8$ м; $b = 5$ м; $P = 3$ м; $H = 0{,}7$ м, если: а) $h_{н.б} = 0{,}8$ м; б) $h_{н.б} = 3{,}5$ м.

Ответ: а) $Q = 4{,}67$ м³/с; б) $Q = 4{,}07$ м³/с.

VII.18. Найти расход воды через незатопленный водослив практического профиля трапецоидального сечения (заложение откосов с обеих сторон 1 : 1) при $\delta = 1{,}2$ м; $b = 10$ м; $H = 1{,}2$ м, если водослив: а) низкий; б) средней высоты; в) высокий.

Ответ: а) $Q = 22{,}1$ м³/с; б) $Q = 22{,}8$ м³/с; в) $Q = 22{,}5$ м³/с.

VII.19. Определить, во сколько раз изменится пропускная способность низкого водослива практического профиля трапецоидального сечения отверстием $b = 10$ м; шириной порога $\delta = 1$ м и напором $H = 2$ м, при изменении коэффициента заложения откосов s от 1 до 10, если он выполнен: а) по типу II; б) по типу III:

Ответ: а) от $m = 0{,}415$ до $m = 0{,}35$; б) от $m = 0{,}424$ до $m = 0{,}394$.

VII.20. Вычислить высоту плотины трапецоидального сечения (с откосами $s = s' = 1{,}5$, шириной поверху $\delta = 0{,}3$ м), которая перегораживает прямоугольный канал $b = 10$ м при бытовой глубине протекания $h_0 = 1$ м и уклоне дна $i_0 = 0{,}0002$, чтобы уровень воды в верхнем бьефе был выше уровня воды нижнего бьефа не более чем на 1 м, а облицовка дна и стенок канала: а) бетонная облицовка среднего качества; б) хорошая сухая кладка.

Решение. а) 1. Расход воды в канале определяем из условий начального равномерного движения, приняв коэффициент шероховатости $n = 0{,}014$ (см. таблицу приложения 4):

$$Q = \omega V = \omega W \sqrt{i_0},$$

где $\omega = bh = 10 \cdot 1 = 10$ м²; $\chi = b + 2h = 10 + 2 = 12$ м;

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{10}{12} = 0{,}84 \text{ м};$$

$W = 63{,}5$ (см. таблицу приложения 5),

$$V = W\sqrt{i_0} = 63{,}5\sqrt{0{,}0002} = 0{,}9 \text{ м/с}.$$

Тогда искомый расход $Q = \omega V = 10 \cdot 0{,}9 = 9$ м³/с.

2. В связи с тем что коэффициент расхода m зависит от соотношения δ/H_0, а величина H неизвестна, то задачу решаем методом подбора.

Принимая $H = 0{,}5$ м, устанавливаем, что $\frac{\delta}{H} = \frac{0{,}3}{0{,}5} = 0{,}6$ м, а высота плотины $P = h_{в.б} - H$, где $h_{в.б} = h_{н.б} + 1{,}0$ м $= 1 + 1 = 2$ м и $P = 2 - 0{,}5 = 1{,}5$ м; следовательно, $\frac{P}{H} = \frac{1{,}5}{0{,}5} = 3$, т. е. плотина является высоким водосливом.

Скорость подхода потока

$$V_0 = \frac{Q}{\Omega_{в.б}} = \frac{Q}{h_{в.б}b} = \frac{9}{2 \cdot 10} = 0{,}45 \text{ м/с},$$

так как $V_0 < 0{,}5$ м/с, то скоростным напором $\frac{\alpha V_0^2}{2g}$ пренебрегаем как весьма малым, и тогда $H_0 \approx H$.

Коэффициент расхода m определяем по формуле (VII.13):

$$m = \frac{1}{\sqrt{4{,}2 + 2{,}5\frac{\delta}{H_0}}} = \frac{1}{\sqrt{4{,}2 + 2{,}5\frac{0{,}3}{0{,}5}}} = 0{,}42.$$

Искомый напор

$$H = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{9}{0{,}42 \cdot 10\sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 0{,}62 \text{ м}.$$

В связи с тем что расхождение между принятым и полученным напором большое, производим перерасчет.

3. Принимая $H = 0{,}6$ м, получим, что

$$\frac{\delta}{H} = \frac{0{,}3}{0{,}6} = 0{,}5; \quad P = 2 - 0{,}6 = 1{,}4 \text{ м и } \frac{P}{H} = \frac{1{,}4}{0{,}6} = 2{,}34,$$

т. е. плотина является водосливом средней высоты, и коэффициент расхода определяем по формуле (VII.12) $m = \frac{1}{\sqrt{4{,}5 + 2 \cdot 0{,}5}} = 0{,}43$ и соответственно $H = \left(\frac{0{,}9}{0{,}43 \cdot 10\sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 0{,}61$ м.

В связи с тем что расхождение между принятым и полученным в расчете напором незначительно, окончательно принимаем $H = 0{,}6$ м и $P = h_{в.б} - H = 2 - 0{,}6 = 1{,}4$ м.

VII.21. Определить пропускную способность водослива с широким порогом при плавном входе без бокового сжатия при $P = 1$ м, $H = 0{,}6$ м, $b = 2$ м, если уровень воды в нижнем бьефе: а) $h_{н.б} = 0{,}55$ м; б) $h_{н.б} = 1{,}54$; в) $h_{н.б} = 1{,}58$ м.

VII.22. Найти отметку уровня воды в верхнем бьефе для пропуска расхода воды $Q = 1$ м³/с через водослив с широким порогом с неплавным входом при $P = 1$ м: $b = 3$ м; $B = 5$ м; отметке дна у водослива 59 м, если уровень воды в нижнем бьефе: а) $h_{н.б} = 0{,}3$; б) $h_{н.б} = 1{,}3$ м.

VII.23. Сравнить пропускную способность водосливов без бокового сжатия (при $P = 1$ м и $H = 0{,}5$ м): 1) прямоугольного в тонкой стенке отверстием $b = 0{,}5$ м; 2) треугольного в тонкой стенке с $\beta = 90°$; 3) вакуумного криволинейного очертания с $b = 0{,}5$ м и $\delta' = 0{,}4$ м; 4) безвакуумного криволинейного очертания с $b = 0{,}5$ м и $\delta' = 0{,}4$ м; 5) безвакуумного прямоугольного очертания с $b = 0{,}5$ м и $\delta' = 0{,}4$ м; 6) практического профиля трапецоидального сечения с $b = 0{,}5$ м и $\delta' = 0{,}4$ м; 7) с широким порогом отверстия $b = 0{,}5$ м, если: а) $h_{н.б} = 0{,}5$ м; б) $h_{н.б} = 1{,}4$ м.

§ VII.2. МАЛЫЕ МОСТЫ

К *малым мостам* относятся мосты, полная длина которых не превышает 25 м. Малые мосты, согласно действующим нормам и стандартам, принимаются с расстоянием в свету между опорами (отверстием): 2; 3; 4; 5; 6; 7,5; 10; 12,5; 15; 20 м.

Таблица VII.4

m	$M = m\sqrt{2g}$	$\sqrt[3]{2m^2}$	k	N	a	Ψ	ψ^{r^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	0,8	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

Гидравлический расчет малых мостов состоит из расчета входного и выходного участков. В данном параграфе рассматривается только расчет входного участка, при котором определяется отверстие и выбирается тип укрепления подмостового русла.

Расчет выходного участка, задачей которого является определение глубины и скорости потока на выходе из сооружения и решение вопроса о защите его от размыва со стороны нижнего бьефа, рассматривается в § VIII.2.

В зависимости от соотношения между глубиной воды в нижнем бьефе и напором воды перед мостом различают *свободное (незатопленное)* и *несвободное (затопленное)* протекание потока в подмостовом русле.

Условие затопления может быть записано в таком виде:

$$h_{н.б} > NH, \qquad \text{(VII.17)}$$

где N — критерий затопления, принимаемый по табл. VII.4 в зависимости от m; $h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе, которая при отсутствии подпора принимается равной бытовой глубине h_0 в нестесненном русле.

Если $h_{н.б} < NH$, то подмостовое русло работает по схеме незатопленного водослива с широким порогом; если $h_{н.б} > NH$, то по схеме затопленного водослива.

Примечание. Большие значения m принимаются при больших напорах.

Коэффициент расхода m для малых мостов принимается по табл. VII.5.

Таблица VII.5

Типы устоев	Значение m
Облегченные системы Н. А. Словинского	0,32
С откосными крыльями	0,35
С обратными стенками и конусами	0,32—0,36

При гидравлическом расчете отверстий малых мостов обычно принимают две расчетные схемы протекания потока.

Первая расчетная схема (рис. VII.14) обобщает формы кривых свободной поверхности потоков в условиях свободного протекания в пределах подмостового русла, когда в конце входного участка устанавливается глубина h_1 (менее критической), которую принимают в качестве расчетной и определяют из формулы

$$h_р = h_1 = kH, \qquad \text{(VII.18)}$$

где k принимают по табл. VII.4.

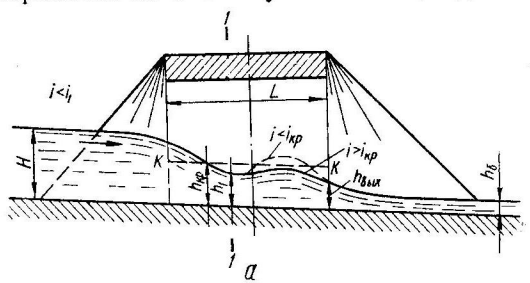


Рис. VII.14

Вторая расчетная схема (рис. VII.15) обобщает формы кривых свободной поверхности потоков, когда подмостовое русло работает по схеме затопленного водослива. При такой схеме в конце входного участка устанавливается глубина h_1, которая имеет значение больше критической, но меньше бытовой глубины потока в нестесненном русле. Глубина h_1 принимается за расчетную глубину и определяется из формулы

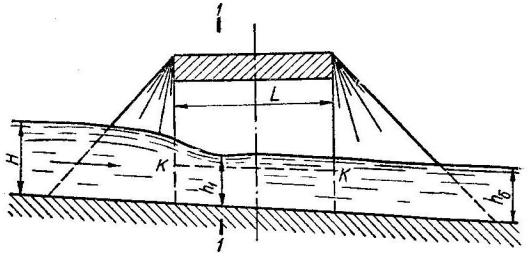


Рис. VII.15

$$h_р = h_1 = k_п H, \qquad \text{(VII.19)}$$

где $k_п$ принимается по данным Я. В. Хомяка (таблица приложения 14).

Для всех расчетных схем пропускная способность малых мостов определяется по формуле

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H^{3/2}\sigma_з, \qquad \text{(VII.20)}$$

откуда отверстие моста

$$b = \frac{Q}{m\sqrt{2g}\,H^{3/2}\sigma_з}. \qquad \text{(VII.21)}$$

При расчетах отверстий возможны два случая.

В первом случае известными являются расход, тип устоев, бытовая глубина (которая определяется по методам, изложенным в § V.4) и напор воды перед мостом. В результате расчета должны быть определены размеры отверстия сооружения и подобран тип укрепления подмостового русла.

Во втором случае известными являются расход, тип устоев, бытовая глубина и допускаемая скорость в расчетном сечении.

Расчетом должны быть определены отверстие и напор воды перед мостом, а также проверено соответствие принятого типа укрепления расчетным скоростям течения. При заданной допускаемой скорости $V_{доп}$ напор H может быть определен по формуле

$$H = \frac{\Psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}}, \qquad \text{(VII.22)}$$

где значения коэффициентов Ψ^2, $\sqrt[3]{2m^2}$ принимаются по табл. VII.4, а коэффициент затопления $\sigma_з$ — по таблице приложения 14.

Задачи

VII.24. Определить отверстие моста и подобрать тип укрепления подмостового русла при следующих данных: $Q = 19{,}8$ м³/с; устои моста с откосными крыльями; $h_0 = 0{,}5$ м; напор воды перед мостом должен быть не более 1,8 м.

Решение. 1. По табл. VII.4 и VII.5 определяем $m = 0{,}35$ и $N = 0{,}8$. Тогда $NH = 0{,}8 \cdot 1{,}8 = 1{,}44$ м. Так как $h_0 < NH$ (0,5 < 1,44), то подмостовое русло не затоплено.

2. Определяем отверстие моста при $\sigma_з = 1$:

$$b = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H^{3/2}} = \frac{19{,}8}{0{,}35\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}8^{3/2}} = 5{,}3 \text{ м}.$$

Округляем полученную величину в бóльшую сторону до стандартного значения и принимаем $b_1 = 6$ м.

3. Новое значение напора воды перед мостом

$$H_1 = H\sqrt[3]{\left(\frac{b}{b_1}\right)^2} = 1{,}8\sqrt[3]{\left(\frac{5{,}3}{6{,}0}\right)^2} = 1{,}64 \text{ м}.$$

Проверяя условие затопления по значению H_1, находим, что $NH_1 = 0{,}8 \cdot 1{,}64 = 1{,}31$ м, т. е. условие $h_0 < NH$ не изменилось в результате уменьшения напора.

4. По табл. VII.4 находим, что $k = 0{,}52$ м, тогда глубина в расчетном сечении

$h_р = kH_1 = 0{,}52 \cdot 1{,}64 = 0{,}85$ м, а скорость в расчетном сечении

$$V_р = \frac{Q}{b_1 \cdot h_р} = \frac{19{,}8}{6 \cdot 0{,}85} = 3{,}9 \text{ м/с}.$$

5. По таблице приложения 3 устанавливаем, что при $V_р = 3{,}9$ м/с и $h_р = 0.85$ м подмостовое русло должно быть укреплено мощением из камня размером 25 см на слое щебня 10 см.

VII.25. Определить отверстие и напор воды перед мостом, если $Q = 16$ м³/с; $V_{доп} = 4$ м/с; $h_0 = 0{,}72$ м; устои моста системы Н. А. Словинского.

Решение. 1. По табл. VII.4 и VII.5 определяем $m = 0{,}32$, $N = 0{,}84$, $\Psi^2 = 0{,}58$. Напор воды для этого случая расчета можно определить, если принять $\sigma_з = 1$, из формулы

$$H = \frac{\Psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{0{,}58 \cdot 4{,}0^2}{1^2 \cdot 9{,}81\sqrt[3]{2 \cdot 0{,}32^2}} = 1{,}6 \text{ м},$$

тогда $NH = 0{,}84 \cdot 1{,}6 = 1{,}34$ м и $h_0 < NH$ (0,72 < 1,34), т. е. подмостовое русло является незатопленным и значение $\sigma_з = 1$ принято правильно.

2. Определив отверстие моста $b = \frac{Q}{\sigma_з m\sqrt{2g}H^{3/2}} = \frac{16}{1 \cdot 0{,}32 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}6^{3/2}} = 5{,}50$ м, принимаем ближайшее стандартное $b_1 = 6$ м.

3. Новое значение напора воды перед мостом

$$H_1 = H\sqrt[3]{\left(\frac{b}{b_1}\right)^2} = 1{,}6\sqrt[3]{\left(\frac{5{,}5}{6{,}0}\right)^2} = 1{,}51 \text{ м}.$$

Условие затопления не изменилось в результате уменьшения напора: $h_0 < NH_1$ (0,72 < 0,84 · 1,51).

4. По табл. VII.4 устанавливаем, что $k = 0{,}45$ и $h_р = kH_1 = 0{,}45 \cdot 1{,}51 = 0{,}68$ м, а скорость $V_р = \frac{Q}{h_р b_1} = \frac{16}{0{,}68 \cdot 6} = 3{,}9$ м/с.

Таким образом, условие $V_р < V_{доп}$ выдержано.

Тип укрепления подмостового русла — мощение из камня размером 25 см на слое щебня 10 см (см. таблицу приложения 3).

VII.26. Определить отверстие моста и подобрать тип укрепления подмостового русла для условий задачи VII.24, если $h_0 = 1{,}75$ м.

Решение. 1. По табл. VII.4 и VII.5 устанавливаем, что $m = 0{,}35$ и $N = 0{,}8$. Тогда $NH = 0{,}8 \cdot 1{,}8 = 1{,}44$ м. Так как $h_0 > NH$ (1,75 > 1,44), то подмостовое русло затоплено.

2. Определяется степень затопления $n = \frac{h_0}{H} = \frac{1{,}75}{1{,}8} = 0.97$.

По таблице приложения 14 можно установить, что при $n = 0{,}97$ и $m = 0{,}35$ коэффициент затопления $\sigma_з = 0{,}45$.

3. Отверстие моста $b = \frac{Q}{\sigma_з m\sqrt{2g}H^{3/2}} = \frac{19{,}8}{0{,}45 \cdot 0{,}35\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}8^{3/2}} = 12{,}4$ м округлим до стандартного $b_1 = 12{,}5$ м.

4. Для определения нового значения напора H_1 подсчитывается вспомогательная функция

$$\theta = \frac{H\sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b_1}\right)^2}}{h_0} = \frac{1{,}8 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{12{,}4 \cdot 0{,}45}{12{,}5}\right)^2}}{1{,}75} = 0{,}6.$$

По таблице приложения 14 при $m = 0{,}35$ и $\theta = 0{,}6$ устанавливаем, что $n_1 = 0{,}97$ и $\sigma_з = 0{,}45$. В связи с тем что отверстие моста округлено в незначительной степени, n и $\sigma_з$ не изменились, т. е. практически не изменился напор воды перед мостом, и можно принять $H_1 = 1{,}8$ м.

При иных значениях n и $\sigma_з$ новое значение напора следует подсчитывать по правилам, изложенным в задаче VII.27.

5. Определим глубину потока в расчетном сечении, предварительно установив, что $k_п = 0{,}94$ (при $m = 0{,}35$ и $n = 0{,}97$ по таблице приложения 14):

$$h_р = k_п H = 0{,}94 \cdot 1{,}8 = 1{,}69 \text{ м}.$$

Расчетная скорость $V_п = \frac{Q}{b_1 h_р} = \frac{19{,}8}{12{,}5 \cdot 1{,}69} = 0{,}94$ м/с.

6. По данным расчета может быть принят тип укрепления подмостового русла — одерновка плашмя.

VII.27. Определить отверстие моста и напор воды перед мостом для условий задачи VII.25, если $h_0 = 1{,}6$ м.

Р е ш е н и е. 1. По табл. VII.4 и VII.5 устанавливаем, что $m = 0{,}32$; $N = 0{,}84$ и $\Psi^2 = 0{,}58$.

2. Принимая в первом приближении $\sigma_з = 1$, определяем

$$H = \frac{\Psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{0{,}58 \cdot 4^2}{1^2 \cdot 9{,}81 \sqrt[3]{2 \cdot 0{,}32^2}} = 1{,}6 \text{ м}.$$

Тогда $NH = 0{,}84 \cdot 1{,}6 = 1{,}34$ м и $h_0 > NH$ $(1{,}6 > 1{,}34)$, т. е. подмостовое русло затоплено, и напор H должен быть пересчитан.

3. Определяем наибольшую возможную скорость в подтопленном подмостовом русле по формуле

$$V_{max} = \left(\frac{g \cdot h_0 \sqrt[3]{2m^2}}{N}\right)^{1/2} = \left(\frac{9{,}81 \cdot 1{,}6 \sqrt[3]{2 \cdot 0{,}32^2}}{0{,}84}\right)^{1/2} = 3{,}3 \text{ м/с}.$$

Так как $V_{max} < V_{доп}$ $(3{,}3 < 4)$, то в расчет принимаем скорость $V_{max} = 3{,}3$ м/с, если $V_{max} > V_{доп}$, то в расчет надо принимать $V_{доп}$.

4. Для вычисления действительного напора определяем сначала вспомогательную функцию

$$\Theta_1 = \frac{V_р^2}{h_0} = \frac{3{,}3^2}{1{,}6} = 6{,}9$$

и по таблице приложения 14 для $m = 0{,}32$ устанавливаем, что при $\Theta_1 = 6{,}9$ $\sigma_з = 1$; $n = 0{,}84$ и $\Psi^2 = 1$.

Подсчитаем действительный напор

$$H = \frac{\Psi^2 V_р^2}{\sigma_з^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{1^2 \cdot 3{,}3^2}{1^2 \cdot 9{,}81 \sqrt[3]{2 \cdot 0{,}32^2}} = 1{,}9 \text{ м}.$$

5. Отверстие моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_з m \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{16}{1 \cdot 0{,}32 \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}9^{3/2}} = 4{,}2 \text{ м}.$$

Округляем до стандартного $b_1 = 5$ м.

6. Для установления нового напора H_1 вычислим вспомогательную функцию

$$\Theta = \frac{H\sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b_1}\right)^2}}{h_0} = \frac{1{,}9 \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5}\right)^2}}{1{,}6} = 1{,}06.$$

По таблице приложения 14 при $m = 0{,}32$ и $\Theta = 1{,}06$ находим $n = 0{,}88$ и $\sigma_з' = 0{,}9$, тогда

$$H_1' = H\sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_з}{b\sigma_з'}\right)^2} = 1{,}9 \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5 \cdot 0{,}9}\right)^2} = 1{,}79 \text{ м}.$$

Так как $n_1 = \frac{h_0}{H_1'} = \frac{1{,}6}{1{,}79} = 0{,}895$ и $n \neq n_1$ $(0{,}88 \neq 0{,}895)$, то принимаем $n_1 = 0{,}9$, и тогда $\sigma_з'' = 0{,}84$, а напор

$$H_1'' = H_1' \sqrt[3]{\left(\frac{b \cdot \sigma_з}{b_1 \sigma_з''}\right)^2} = 1{,}79 \sqrt[3]{\left(\frac{4{,}2 \cdot 1}{5 \cdot 0{,}84}\right)^2} = 1{,}78 \text{ м}.$$

Устанавливаем, что $n_1' = \frac{h_0}{H_1'} = \frac{1{,}6}{1{,}78} = 0{,}9$, и так как $n_1' = n_1$, убеждаемся в правильности вычисления напора воды перед мостом и принимаем $H = 1{,}78$ м.

Условие затопления выдержано: $h_0 > NH$ $(1{,}6 > 0{,}84 \cdot 1{,}78)$.

7. Глубина в расчетном сечении, если $k_п = 0{,}74$ (при $n = 0{,}9$ и $m = 0{,}32$),

$$h_р = k_п = H_1 = 0{,}74 \cdot 1.78 = 1{,}31 \text{ м}.$$

Скорость в расчетном сечении $V_р = \frac{Q}{h_р b_1} = \frac{16}{1{,}31 \cdot 5} = 2{,}42$ м/с.

Таким образом, условие $V_р < V_{доп}$ выдержано.

VII.28. Определить отверстие моста и подобрать тип укрепления подмостового русла при $Q = 68$ м³/с, $H = 2$ м, устоях с откосными крыльями, если: а) $h_0 = 1{,}8$ м; б) $h_0 = 1{,}2$ м.

VII.29. Произвести гидравлический расчет отверстия малого моста при $Q = 18$ м³/с; $V_{доп} = 3{,}5$ м/с; устоях с обратными стенками и конусами, если: а) $h_0 = 0{,}62$ м; б) $h_0 = 1{,}1$ м.

VII.30. Произвести гидравлический расчет отверстия малого моста при $Q = 21{,}8$ м³/с; коэффициенте расхода $m = 0{,}34$ (напор воды перед мостом не должен быть более 1,8 м), если: а) $h_0 = 0{,}8$ м; б) $h_0 = 1{,}6$ м.

VII.31. Определить отверстие моста и установить напор воды перед мостом при $Q = 35$ м³/с; $V_{доп} = 3{,}5$ м/с; устоях системы Н. А. Словинского, если: а) $h_0 = 1{,}15$ м; б) $h_0 = 0{,}5$ м.

VII.32. Найти глубину и среднюю скорость потока в расчетном сечении подмостового русла при $Q = 23$ м³/с; $H = 1{,}7$ м; устоях с откосными крыльями, если: а) $h_0 = 0{,}5$ м; б) $h_0 = 1{,}5$ м.

VII.33. Определить глубину потока в выходном сечении моста, когда его отверстие работает по схеме незатопленного водослива, при $H = 1{,}4$ м; устоях с обратными стенками и конусами, если: а) $Q = 16$ м³/с; б) $Q = 32$ м³/с.

§ VII.3. ДОРОЖНЫЕ ТРУБЫ

Дорожные водопропускные трубы могут быть круглого и прямоугольного сечений. Согласно нормативным данным дорожные трубы имеют такие стандартные отверстия:

круглые — 0,75; 1; 1,25; 1,5 и 2 м;

прямоугольные: одноочковые — 2; 2,5 и 3 м; двухочковые — 2 × 2,2; 2 × 2,7 и 2 × 3,2 м.

Пропускная способность многоочковых (двухочковых, трехочковых) труб равна суммарной пропускной способности соответствующего количества одноочковых труб.

Гидравлический расчет дорожных водопропускных труб заключается в расчете входного и выходного участков (см. § VIII.2).

В настоящем параграфе рассматривается расчет входного участка, целью которого является определение отверстия трубы.

Здесь приводятся расчеты для незатопленных труб, т. е. при $h_{н.б} < 1{,}25\,h_к$. При затоплении трубы ($h_{н.б} \geqslant 1{,}25\,h_к$) протекание потока в ней зависит от уровня воды в нижнем бьефе. Такие случаи возможны только при устройстве безнапорных труб, расположенных на участке подпора, что встречается редко, и поэтому не рассматриваются.

По режиму работы трубы разделяют на безнапорные, полунапорные и напорные.

Безнапорный режим бывает при

$$H < 1{,}2h_{тр}, \qquad \text{(VII.23)}$$

где H — напор воды перед трубой; $h_{тр}$ — высота (или диаметр) трубы.

При безнапорном движении поток имеет свободную поверхность по всей длине трубы (рис. VII.16).

Полунапорный режим бывает при условии $H > 1{,}2\,h_{тр}$; в этом случае вход в трубу становится затопленным, за ним характерно наличие

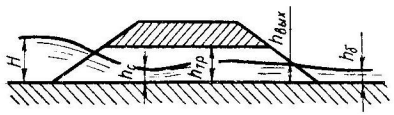


Рис. VII.16

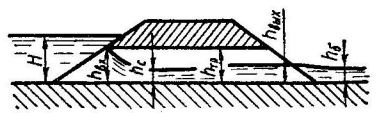


Рис. VII.17

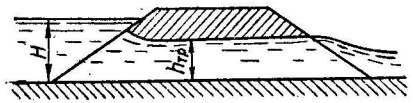


Рис. VII.18

сжатого сечения с глубиной меньше критической (рис. VII.17).

Напорный режим бывает в трубах с обтекаемыми оголовками, а также в случае применения специальных открылков к необтекаемым оголовкам при двух условиях:

$$H > 1{,}4h_{тр} \text{ и } i < i_f, \qquad \text{(VII.24)}$$

где i — уклон дна трубы; i_f — уклон трения, $i_f = \frac{Q}{\omega^2 W^2}$.

При напорном режиме поперечное сечение по всей длине трубы полностью заполняется водой; в этом случае трубы обладают наибольшей пропускной способностью (рис. VII.18).

Безнапорные трубы (любой формы поперечного сечения) могут быть рассчитаны по формуле проф. А. А. Угинчуса:

$$Q = mb_к \sqrt{2g}\, H_0^{3/2}, \qquad \text{(VII.25)}$$

где $m = 0{,}36$ при $H < 0{,}6d$ и $m = 0{,}335$ при $H > 0{,}6d$ для раструбных оголовков; $m = 0{,}305$ — для воротниковых оголовков; $m = 0{,}31$ — для портальных оголовков; $b_к$ — средняя ширина потока в сечении с критической глубиной,

$$b_к = \frac{\omega_к}{h_к};$$

H_0 — полный напор (с учетом скоростного напора).

Отверстия безнапорных труб рассчитывают методом подбора на основании допускаемой скорости, исходя из предельной степени наполнения $s_0 = \frac{H}{h_{тр}}$, которая определяется нормами.

Гидравлический расчет отверстий прямоугольных безнапорных труб проводится аналогично расчету отверстий малых мостов (§ VII.2), так как в обоих случаях справедливы одни и те же расчетные схемы протекания потока в сооружении. Следовательно, подробно рассмотренная в § VII.2 методика расчета отверстий малых мостов полностью применима и в данном случае.

Кроме того, при больших длине и уклоне, обычно при $i_{тр} > i_к$, для прямоугольных безнапорных труб возможна также расчетная схема (рис. VII.19), которая обобщает такие формы кривых свободной поверхности незатопленных потоков, когда в конце входного участка (сечение 1—1) устанавливается глубина h_1 меньше критической $h_{кр.тр}$, но больше нормальной $h_{0тр}$ (в трубе).

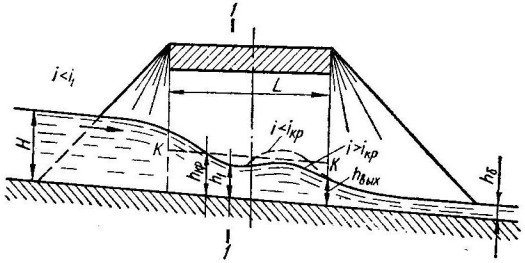


Рис. VII.19

Такая схема существует при условии

$$i_{тр} > i_1, \qquad \text{(VII.26)}$$

где i_1 — уклон, соответствующий равномерному движению потока с глубиной h_1, определяемой по формуле (VII.19).

За расчетную глубину принимают нормальную глубину воды в трубе $h_{0тр}$, соответствующую уклону $i_{тр}$. Порядок расчета отверстия такой же, как и для первой расчетной схемы (см. § VII.2). Скорость в расчетном сечении $V_р = \frac{Q}{b_1 h_{0тр}}$ должна быть увязана с устойчивостью выходного участка за сооружением.

Учитывая, что отверстия труб должны быть стандартными, подбирать их можно по таблицам пропускной способности для круглых (таблица приложения 15) и прямоугольных (таблица приложения 16) труб, причем расход для последних приведен на 1 м ширины отверстия в м³/с.

Расчет отверстий безнапорных труб по этим таблицам производится подбором диаметра (d) или высоты трубы ($h_{тр}$), напора воды перед трубой и скорости протекания потока для соответствующего расчетного расхода. Таблицы построены в предположении равенства уклонов трубы и критического для соответствующего расчетного расхода, заданного или установленного гидрологическими расчетами.

Полунапорные трубы рассчитывают по формуле Н. П. Розанова:

$$Q = \mu_0 \omega \sqrt{2g(H_0 - \eta h_{тр})} \qquad \text{(VII.27)}$$

или для круглых труб с учетом уклона i:

$$Q = \mu_0 \omega \sqrt{2g[H - (0{,}708 - 2i)d]}, \qquad \text{(VII.28)}$$

где μ_0 — коэффициент расхода для неплавных оголовков (воротниковые, портальные), $\mu_0 = 0{,}59 \div 0{,}62$, для более плавных (типа раструбного) $\mu_0 = 0{,}65 \div 0{,}67$; η — отношение некоторой «определяющей» условной глубины к диаметру трубы; для неплавных оголовков $\eta = 0{,}72 \div 0{,}73$; для более плавных $\eta = 0{,}74$.

Отверстия по формулам (VII.27) и (VII.28) подбирают по допускаемой скорости течения.

При расчете полунапорных труб можно также пользоваться таблицами пропускной способности, которые позволяют быстро подобрать стандартные трубы.

Скорости в таблицах приложений 15 и 16 определены для безнапорных и полунапорных труб только в сечении с критической глубиной, а поэтому проверочный расчет скорости в выходном сечении (т. е. расчет выходного участка) необходим во всех случаях.

Напорные трубы рассчитывают по формулам:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H + il - \eta d)}, \qquad \text{(VII.29)}$$

где $\eta = 0{,}85$; l — длина трубы;

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda \frac{l}{d}}}. \qquad \text{(VII.30)}$$

Отверстия следует рассчитывать в зависимости от допускаемых скоростей течения методом подбора. Для облегчения расчета следует пользоваться таблицами пропускной способности труб (таблицы приложений 15, 16), с помощью которых можно быстро подобрать стандартное отверстие трубы с обтекаемым оголовком.

Задачи

VII.34. Рассчитать круглую железобетонную трубу стандартного отверстия для пропуска расхода $Q = 8$ м³/с в условиях безнапорного (при предельной степени наполнения $s_0 = 0{,}95$), полунапорного и напорного режимов. Расчет произвести, используя таблицу пропускной способности труб.

Р е ш е н и е. 1. Пользуясь таблицей приложения 15, устанавливаем, что для пропуска расхода 8 м³/с могут быть применены одноочковые трубы:

а) в условиях безнапорного режима — одна труба $d = 2$ м, при $H = 2{,}34$ м и скорости в трубе $V = 3{,}6$ м/с;

б) в условиях напорного режима (при обтекаемых оголовках) — одна труба $d = 1{,}5$ м, при $H = 2{,}64$ м и $V = 4{,}5$ м/с.

Условия безнапорного режима (для 1а) удовлетворяются, но предельная степень наполнения больше расчетной $\frac{H}{d} = \frac{2{,}34}{2} > s_0 = 0{,}95$, поэтому для выполнения условий задачи следует принимать многоочковые трубы.

2. Если принять двухочковые трубы для расчетного расхода $Q_р = \frac{Q}{2} = 4$ м³/с, то возможны такие решения:

а) безнапорный режим при $d = 2$ м; $H = 1{,}53$ м и $V = 2{,}7$ м/с (условие $\frac{H}{d} = \frac{1{,}53}{2} < s_0 = 0{,}95$ выдержано);

б) полунапорный режим при $d = 1{,}5$; $H = 1{,}75$ м и $V = 3{,}1$ м/с;

в) напорный режим при $d = 1{,}25$ м; $H = 1{,}84$ м и $V = 3{,}2$ м/с.

3. Если принять трехочковые трубы для расчетного расхода $Q_р = Q/3 = 2{,}66$ м³/с, то могут быть следующие режимы:

а) безнапорный режим при $d = 1{,}5$ м; $H = 1{,}36$ м; $V = 2{,}5$ м/с (условие $\frac{H}{d} = \frac{1{,}36}{1{,}5} = 0{,}9 < s_0$ выдержано);

б) полунапорный режим при $d = 1{,}25$ м; $H = 1{,}56$ м; $V = 3{,}1$ м/с;

в) напорный режим при $d = 1$ м; $H = 1{,}58$ м; $V = 3{,}2$ м/с.

4. Таким образом, в расчет можно принять любое решение, кроме 1а, в котором степень наполнения не выдержана.

VII.35. Рассчитать аналитическим методом отверстие напорной трубы (с обтекаемым оголовком) для пропуска расхода $Q = 6$ м³/с. Условие $i < i_f$ выполнено ($i = 0{,}003$). Для расчета принять: $\zeta_{вх} = 0{,}1$, $\lambda = 0{,}025$; $V_{доп} = 4$ м/с.

Р е ш е н и е. 1. Живое сечение потока в трубе

$$\omega = \frac{Q}{V_{доп}} = \frac{6}{4} = 1{,}5 \text{ м}^2.$$

Принимая круглую двухочковую трубу, найдем ее диаметр

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi n}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}5}{3{,}14 \cdot 2}} = 0{,}98 \text{ м}.$$

Принимаем $d = 1$ м.

2. Определяем коэффициент расхода μ по формуле (VII.30), приняв $l = 20$ м

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda \frac{l}{d}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}10 + 0{,}025 \frac{20}{1}}} = 0{,}795.$$

3. Находим напор воды перед трубой из формулы (VII.29):

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2 \omega^2 2g} + \eta d - il = \frac{3^2}{0{,}795^2 \cdot 0{,}75^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} + 0{,}85 \cdot 1 - 0{,}003 \cdot 20 = 2{,}08 \text{ м}.$$

Проверяем длину трубы: $l = 2(H + 0{,}5)\, m + B$.

При ширине земляного полотна $B = 12$ м и $m = 1{,}5$

$$l = 2(2{,}08 + 0{,}5)\, 1{,}5 + 12 \approx 20 \text{ м}.$$

Коэффициент расхода не пересчитывается, так как длина трубы $l = 20$ м принята правильно, а напор воды перед трубой $H = 2{,}08$ м (если считать, что в выходном сечении $\eta = 1$, то $H = 2{,}23$ м).

VII.36. Определить пропускную способность безнапорной круглой трубы $d = 1{,}5$ м (напор воды перед трубой не должен превышать 2,2 м), если тип оголовка раструбный.

Указание. Расчет произвести аналитическим методом и с использованием таблицы пропускной способности труб.

VII.37. Произвести расчет напорных труб (круглой и прямоугольной) с обтекаемым оголовком для пропуска расхода 3,9 м³/с, при допускаемой скорости 4 м/с. Условие $i < i_f$ выполнено; $i = 0{,}006$; $\zeta_{вх} = 0{,}1$; $\lambda = 0{,}025$. Задачу решить: а) аналитическим методом; б) с использованием таблицы пропускной способности труб.

VII.38. Рассчитать круглую и прямоугольную полунапорные трубы для пропуска расхода $Q = 5$ м³/с при допускаемой скорости потока не более 3,5 м/с, если: а) $i = 0{,}015$; б) $i = 0{,}0015$.

Указание. Решение произвести аналитическим методом.

VII.39. Произвести гидравлические расчеты круглых труб для пропуска расходов $Q_1 = 1{,}35$ м³/с; $Q_2 = 2$ м³/с; $Q_3 = 4$ м³/с; $Q_4 = 5$ м³/с; $Q_5 = 10$ м³/с. Режимы работы труб могут быть разными, но диаметр должен быть для всех одинаков, допускаемая скорость не более 4 м/с. При расчете принять $i_1 = 0{,}01$; $i_2 = 0{,}02$; $i_3 = 0{,}03$; $i_4 = 0{,}02$; $i_5 = 0{,}03$; ($i_к = 0{,}012$). Расчет произвести: а) аналитическим методом; б) с использованием таблицы пропускной способности.

VII.40. Рассчитать трубы с раструбным оголовком для пропуска расхода $Q = 15$ м³/с при условии, что напор воды перед ними не должен превышать 2,5 м; $V_{доп} = 4$ м/с; уклон труб $i = 0{,}002$, если сечение трубы: а) круглое; б) прямоугольное.

Указание. Расчет произвести аналитическим методом и с использованием таблицы пропускной способности.

VII.41. Рассчитать полунапорные трубы для пропуска расходов $Q_1 = 0{,}4$ м³/с; $Q_2 = 2$ м³/с; $Q_3 = 4$ м³/с и $Q_4 = 5$ м³/с с помощью таблиц пропускной способности, если трубы: а) круглые; б) прямоугольные.

VII.42. Определить пропускную способность трубы с портальным оголовком $d = 1{,}5$ м, если напор воды перед трубой не более 2,5 м; допускаемая скорость не более 4 м/с; уклон $i = 0{,}008$. Расчет произвести: а) аналитическим методом; б) с использованием таблицы пропускной способности труб.

VII.43. Определить, используя таблицу приложения 15, пропускную способность трубы $d = 1$ м при допускаемой скорости не более 4 м/с, если труба имеет: а) необтекаемый оголовок в условиях безнапорного режима; б) обтекаемый оголовок в условиях напорного режима; в) необтекаемый оголовок в условиях полунапорного режима.

VII.44. Определить высоту насыпи при устройстве трубы $d = 1{,}25$ м с раструбным оголовком для пропуска воды с расходом $Q = 3$ м³/с при уклоне $i = 0{,}01$. Расчет произвести: а) аналитическим методом; б) с использованием графиков пропускной способности труб.

Указание. Отметка бровки земляного полотна должна быть на 0,5 м выше горизонта подпертых вод перед трубой.

§ VII.4. УЧЕТ АККУМУЛЯЦИИ ПРИ РАСЧЕТЕ ОТВЕРСТИЙ МАЛЫХ МОСТОВ И ДОРОЖНЫХ ТРУБ

Аккумуляция (временное накопление воды перед сооружением с образованием пруда) позволяет пропустить тот же объем стока воды за более продолжительный период. В связи с этим значение расчетного расхода уменьшается и для его пропуска требуется меньшее отверстие искусственного сооружения.

Объем аккумулированной воды $W_{ак}$, временно накопившейся перед сооружением, можно определить по формуле

$$W_{ак} = \frac{1}{3} k_ф H^3, \qquad \text{(VII.31)}$$

где $k_ф$ — коэффициент формы лога;

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2}\right)\frac{1}{i_л}, \qquad \text{(VII.32)}$$

где i_1, i_2 — уклоны склонов лога; $i_л$ — уклон лога.

Расход воды, который действительно пропускает отверстие малого моста или дорожной трубы при расчетном напоре H перед сооружением, называется *сбросным* ($Q_{сб}$).

В общем случае сбросной расход определяется в виде

$$Q_{сб} = \varphi_а Q_р, \qquad \text{(VII.33)}$$

где $\varphi_а$ — коэффициент аккумуляции, $\varphi_а < 1$; $Q_р$ — расчетный расход по принятому гидрографу стока.

В соответствии с нормативными требованиями в расчет всегда следует принимать $\varphi_а \geqslant 0{,}33$, так как должно соблюдаться условие $Q_{сб} \geqslant \frac{1}{3} Q_р$.

По данным проф. Ю. Н. Даденкова, учет аккумуляции воды имеет смысл, если коэффициент формы лога

$$k_ф \geqslant \frac{W}{2H^3}, \qquad \text{(VII.34)}$$

где W — общий объем стока воды.

Для расчета отверстий чаще всего применяют аналитические (Ю. Н. Даденкова, П. Е. Зубрия) и графоаналитический (Минтрансстроя) методы.

Расчеты отверстий малых мостов. *Аналитический метод Ю. Н. Даденкова* сводится к определению отверстия моста с учетом аккумуляции по следующей зависимости:

$$b = \frac{1}{m\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{2k_ф Q_р}{3a_р t_1}}, \qquad \text{(VII.35)}$$

где $a_р$ — коэффициент, принимаемый по табл. VII.6 в зависимости

от вспомогательной величины $e = \frac{2W_{ак}}{W}$; $t_1 = \frac{W}{Q_р}$ — период возрастания притока воды.

Коэффициент аккумуляции $\varphi_а$ для определения сбросного расхода (см. формулу (VII.33)) принимают в зависимости от η:

η	5,8	2,8	1,6	0,95	0,6	0,37	0,24	0,19	0,15	0,017	0,008	0,001
$\varphi_а$	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5	0,4	0,3

Таблица VII.6

a	φ	e	a	φ	e	a	φ	e
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

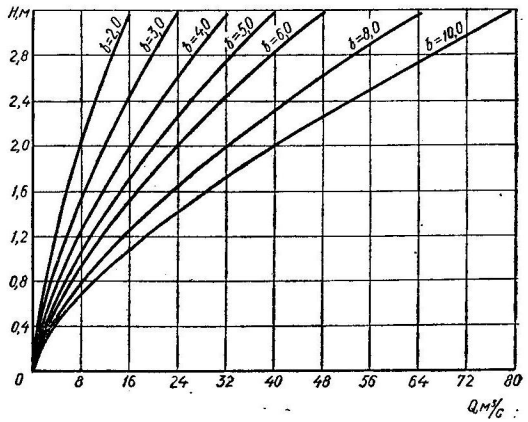


Рис. VII.20

Графоаналитический метод Минтрансстроя основан на использовании графика пропускной способности малых мостов (рис. VII.20) путем наложения на него аккумулятивной кривой $Q_{сб} = f(H)$.

Приведенный график пропускной способности малых мостов составлен для $M = m\sqrt{2g} = 1{,}42$, т. е. при $m = 0{,}32$.

При этом коэффициент аккумуляции $\varphi_а$ обычно пдсчоитывается по формуле Д. И. Кочерина:

$$\varphi_а = 1 - \frac{W_{ак}}{W}. \qquad \text{(VII.36)}$$

Точки пересечения функции $Q_{сб} = f(H)$ с кривыми пропускной способности определяют возможные решения по расчету отверстия моста с учетом аккумуляции.

Данный метод дает наглядное представление о взаимосвязи напоров воды и отверстий моста и позволяет выбрать наиболее целесообразный вариант.

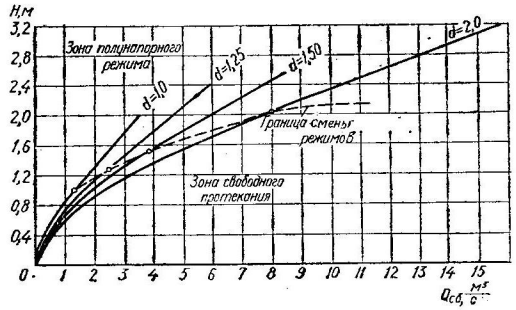


Рис. VII.21

Зависимость (VII.36) дает удовлетворительные результаты лишь при треугольной форме гидрографа. Учитывая, что в настоящее время построение криволинейных гидрографов осуществляется при помощи ЭВМ, то для таких случаев рекомендуется коэффициент аккумуляции $\varphi_а$ определять по зависимости

$$\varphi_а = 1 - \frac{W_{ак}}{0{,}7 \cdot W}. \qquad \text{(VII.37)}$$

Расчеты отверстий круглых труб. Дорожные трубы при безнапорном и полунапорном режимах рассчитывают графоаналитическим методом Минтрансстроя, а при напорном режиме — по методу Киевского автомобильно-дорожного института (разработан П. Е. Зубрием).

Принцип расчета *по графоаналитическому методу* тот же, что и для малых мостов, но с использованием графика пропускной способности круглых труб (рис. VII.21).

Аналитический метод П. Е. Зубрия сводится к определению коэффициента аккумуляции $\varphi_а$ при помощи вспомогательной величины η:

$$\eta = \frac{3W}{k_ф z^3}, \qquad \text{(VII.38)}$$

где z — свободный напор воды определяется по зависимости

$$z = H + il - 0{,}85d, \qquad \text{(VII.39)}$$

l — длина трубы.

В зависимости от величины η определяется коэффициент аккумуляции $\varphi_а$.

Площадь живого сечения и диаметр трубы определяются так же, как в общем случае для напорных труб, но только с учетом сбросного расхода $Q_{сб}$.

Последовательность расчетов по этим методам рассмотрена в численных решениях задач VII.45, VII.46 и VII.47.

Задачи

VII.45. Определить отверстие малого моста с учетом аккумуляции, если $i_1 = i_2 = 0{,}01$; $i_л = 0{,}005$; расчетный расход ливневых вод $Q_р = 17{,}8$ м³/с; соответствующий объем стока $W = 128$ тыс. м³; допустимый напор воды перед сооружением $H = 1{,}8$ м; коэффициент расхода $m = 0{,}35$. Расчет произвести: а) аналитическим методом; б) графоаналитическим методом.

Р е ш е н и е. а) *Аналитический метод Ю. Н. Даденкова.*

1. Определяем объем воды $W_{ак}$ при $H = 1{,}8$ м:

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2}\right)\frac{1}{i_л} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{0{,}01} + \frac{1}{0{,}01}\right)\frac{1}{0{,}005} = 20\,000;$$

$$W_{ак} = \frac{1}{3}k_ф H^3 = \frac{1}{3}\,20\,000 \cdot 1{,}8^3 = 39 \text{ тыс м}^3.$$

2. Вычисляем вспомогательную величину e:

$$e = \frac{2W_{пр}}{W} = \frac{2 \cdot 39\,000}{128\,000} = 0{,}61$$

и по табл. VII.6 устанавливаем для $e = 0{,}61$ значение $a_р = 1{,}54$.

Если при расчетах получается $e > 1{,}27$, то принимают предельное значение $a_р = 12$, а затем пересчитывают напор H по значению сбросного расхода $Q_{сб}$.

3. Вычисляем период возрастания притока воды

$$t_1 = \frac{W}{Q_р} = \frac{128\,000}{17{,}8} = 7200 \text{ с}.$$

4. Определяем отверстие моста с учетом аккумуляции

$$b = \frac{1}{m\sqrt{2g}}\sqrt{\frac{2k_ф Q_р}{3a_р t_1}} = \frac{1}{0{,}35\sqrt{19{,}62}}\sqrt{\frac{2 \cdot 20\,000 \cdot 17{,}8}{3 \cdot 1{,}54 \cdot 7200}} = 2{,}98 \text{ м}.$$

и округляем до стандартного $b_1 = 3$ м.

5. Так как $b \approx b_1$ ($2{,}98 \approx 3$ м), то нет необходимости дальше уточнять напор перед мостом. Если величина округления b до b_1 будет значительной, необходимо вычислить вспомогательную величину a_0 по формуле

$$a_0 = \frac{k_ф Q_р}{1{,}5m^2\sqrt{2g}b^2 t_1}.$$

Зная a_0, по табл. VII.6 находим коэффициент аккумуляции $\varphi_а$, а затем сбросный расход $Q_{сб} = \varphi_а Q_р$ и вычисляем действительный напор воды перед сооружением

$$H_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_{сб}}{m\sqrt{2g}b_1}\right)^2}.$$

6. Определение скорости в расчетном сечении и подбор типа укрепления подмостового русла производят так же, как и при обычных расчетах малых мостов (см. § VII.2).

б) *Графоаналитический метод Минтрансстроя*

1. Назначаем ряд напоров воды H и последовательно определяем: объем аккумулированной воды $W_{ак}$ по зависимости (VII.36) и сбросный расход $Q_{сб}$ по (VII.33):

H, м	0,5	1,0	1,5	2	2,5
$W_{ак}$, тыс. м³	0,835	6,7	22,6	53,5	104
$Q_{сб}$, м³/с	17,6	16,9	14,5	10,2	3,4

2. Зависимость $Q_{сб} = f(H)$ наносим на график пропускной способности малых мостов (рис. VII.20). Точки пересечения функции $Q_{сб} = f(H)$ с кривыми пропускной способности (рис. VII.22) определяют возможные решения по расчету отверстия моста, при этом:

b, м	2	3	4	5	7,5
H, м	2,15	1,82	1,75	1,6	1,3
$Q_{сб}$, м³/с	8,7	11	12,8	13,8	16

3. Из условия ограничения напора $H = 1{,}8$ м принимаем отверстие малого моста $b = 3$ м и $Q_{сб} = 11$ м³/с.

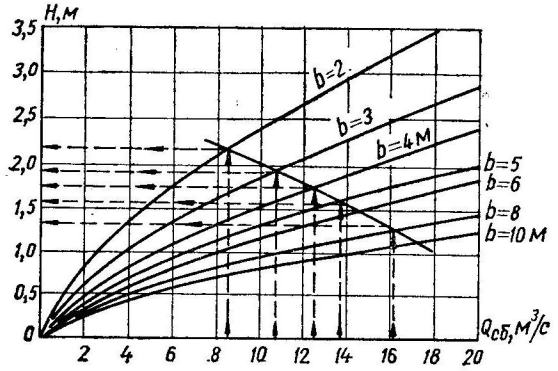


Рис. VII.22

4. Скорость в расчетном сечении подмостового русла с учетом зависимости (VII.18)

$$V_р = \frac{Q_{сб}}{bkH} = \frac{11}{3 \cdot 0{,}52 \cdot 1{,}8} = 3{,}93 \text{ м/с}.$$

Коэффициент $k = 0{,}52$ принят по табл. VII.4 для заданного в условии задачи $m = 0{,}35$.

При $V_р = 3{,}93$ м/с и $h_р = kH = 0{,}52 \cdot 1{,}8 = 0{,}94$ м подмостовое русло должно быть укреплено мощением из камня размером 25 см на слое щебня 10 см.

VII.46. Произвести гидравлический расчет круглой дорожной трубы с необтекаемым оголовком при $Q_р = 12$ м³/с; $W = 30$ тыс. м³; $i_л = 0{,}025$; $i_1 = i_2 = 0{,}022$ графоаналитическим методом.

Р е ш е н и е. При расчете используется график пропускной способности труб (рис. VII.21).

1. Производим расчет для установления зависимости $Q_{сб} = f(H)$.

Коэффициент формы лога $k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2}\right)\frac{1}{i_л} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{0{,}022} + \frac{1}{0{,}022}\right) \times$

$\times \frac{1}{0{,}025} = 1820.$

Объем аккумулированной воды $W_{ак} = \frac{1}{3}k_ф H^3$, коэффициент аккумуляции $\varphi_а = 1 - \frac{W_{ак}}{W}$, сбросной расход $Q_{сб} = \varphi_а Q_р$.

Данные подсчета:

H, м	1	1,5	2	2,5	3	3,2
$W_{ак}$, тыс. м³	0,607	2,05	4,86	9,5	16,4	19,8
	0,98	0,93	0,84	0,68	0,45	0,34
$Q_{сб}$, м³/с	11,8	11,1	10,1	8,05	5,4	4,08
$^1/_2\ Q_{сб}$, м³/с	5,9	5,55	5,05	4,025	2,7	2,04

2. По данным подсчета строим зависимости $Q_{сб} = f_1(H)$ (для одноочковых труб) и $\frac{1}{2} Q_{сб} = f_2(H)$ (для двухочковых труб) на графике пропускной способности (рис. VII.21).

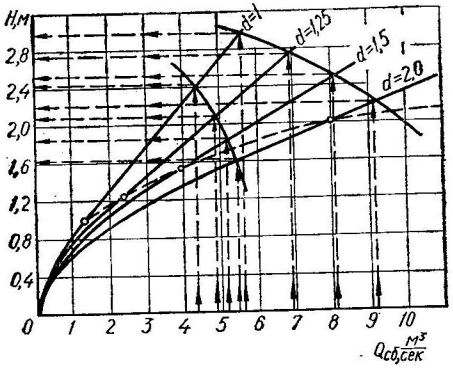


Рис. VII.23

Возможные решения по расчету труб с учетом аккумуляции приведены в табл. VII.8 (см. рис. VII.23).

Таблица VII.7

d, м	H, м		$Q_{сб}$, м³/с	
	d	$2d$	d	$2d$
1	—	2,9	—	2,9
1,25	3,13	2,56	4,5	4
1,5	2,9	2,13	6	4,8
2	2,38	1,78	8,6	5,4

В табл. VII.8 под обозначением $2d$ имеется в виду устройство двухочковой трубы указанного диаметра.

3. Окончательный выбор трубы зависит от конкретных условий проектирования.

VII.47. Рассчитать напорную трубу с обтекаемым оголовком, если $Q_р = 11{,}4$ м³/с; $W = 27{,}87$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}02$; $i_л = 0{,}02$; напор воды перед трубой $H \leqslant 3{,}3$ м.

Р е ш е н и е. Расчет производим аналитическим методом П. Е. Зубрия в такой последовательности:

1. Коэффициент формы лога

$$k_ф = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2}\right)\frac{1}{i_л} = \frac{1}{2}\,\frac{1}{0{,}02}\left(\frac{1}{0{,}02} + \frac{1}{0{,}02}\right)\frac{1}{0{,}02} = 2500.$$

2. Свободный напор воды $z = H + il - 0{,}85d$. Принимая ориентировочно $d = 1{,}5$ м и длину трубы $l = 25$ м, находим $z = 3{,}3 + 0{,}02 \cdot 25 - 0{,}85 \cdot 1{,}5 = 2{,}53$ м.

3. Вычисляем вспомогательную величину $\eta = \frac{3W}{k_ф \cdot z^3} = \frac{3 \cdot 27\,870}{2500 \cdot 2{,}53^3} = 2{,}02$.

Для найденного значения η устанавливаем, что коэффициент аккумуляции $\varphi_a = 0{,}86$.

4. Определяем сбросной расход $Q_{сб} = \varphi \cdot Q_р = 0{,}86 \cdot 11{,}4 = 9{,}8$ м³/с.

5. Площадь живого сечения трубы $\omega = \frac{Q_{сб}}{\mu\sqrt{2gz}}$.

Коэффициент расхода μ напорной трубы при обтекаемых оголовках ориентировочно можно принять равным 0,8—0,9 (более подробно см. § VII.3, зависимость VII.30)). Следовательно,

$$\omega = \frac{9{,}8}{0{,}8\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 2{,}53}} = 1{,}73 \text{ м}^2,$$

а диаметр трубы $d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}73}{3{,}14}} = 1{,}48$ м.

Принимаем $d = 1{,}5$ м. При двухочковой трубе площадь живого сечения уменьшится вдвое (можно принять $2d$ по 1 м и сделать пересчет на $d = 1$ м) и т. п.

VII.48. Определить отверстие малого моста, если $Q_р = 53$ м³/с; $W = 310$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}008$; $i_л = 0{,}006$; $m = 0{,}34$; $h_0 = 0{,}72$ м; допустимый напор воды перед мостом $H = 2$ м: а) аналитическим методом; б) графоаналитическим методом.

VII.49. Определить отверстие малого моста, если: $Q_р = 16{,}6$ м³/с; $W = 37$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}013$; $i_л = 0{,}003$; $h_0 = 0{,}64$ м; $m = 0{,}32$; допустимый напор воды $H = 1{,}3$ м: а) аналитическим методом; б) графоаналитическим методом.

VII.50. Определить отверстие малого моста, если $Q_р = 22{,}4$ м³/с; $W = 64$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}006$; $i_л = 0{,}005$; $h_0 = 0{,}5$ м; $m = 0{,}32$; допустимый напор воды $H = 1{,}5$ м: а) аналитическим методом; б) графоаналитическим методом.

VII.51. Определить отверстие малого моста, если: $Q_р = 23$ м³/с; $W = 90$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}007$; $i_л = 0{,}004$; $h_0 = 0{,}4$ м; $m = 0{,}32$; допустимый напор воды перед мостом $H = 1$ м: а) аналитическим методом; б) графоаналитическим методом.

VII.52. Рассчитать отверстие круглой трубы с учетом аккумуляции, если $Q_р = 22$ м³/с; $W = 73$ тыс. м³; $i_1 = i_2 = 0{,}01$; $i_л = 0{,}008$; напор воды перед трубой не больше 3 м, а труба работает в условиях: а) безнапорного режима при $s_0 = 0{,}9$; б) полунапорного режима; в) напорного режима.

VII.53. Определить высоту насыпи у напорной трубы $d = 1$ м для образования временного пруда перед сооружением при условии, что значение β не больше 0,35, а максимальный расход ливневых вод $Q_р = 4{,}7$ м³/с, если: а) $i = 0{,}01$; б) $i = 0{,}005$.

У к а з а н и е. Для данного значения η следует установить коэффициент аккумуляции φ_a, затем по формуле (VII.33) определить сбросной расход $Q_{сб}$, найти свободный напор z из условия $Q_{сб} = \mu\omega\sqrt{2gz}$ и напор воды H перед трубой по формуле (VII.39), высота насыпи $H_{нас} = H + 0{,}5$ м (см. задачу VII.46).

VII.54. Рассчитать отверстие круглой трубы с учетом аккумуляции для $Q_р = 9$ м³/с; $W = 31$ тыс. м³, чтобы напор воды перед трубой был не больше 1,8 м, если: а) $i_1 = i_2 = 0{,}016$; $i_л = i_{тр} = 0{,}004$; б) $i_1 = i_2 = 0{,}01$; $i_л = i_{тр} = 0{,}0004$.

VII.55. Рассчитать отверстие круглой трубы с учетом аккумуляции для $Q_р = 14$ м³/с; $W = 27$ тыс. м³ при $H \leqslant 2$ м, если: а) $i_1 = i_2 = 0{,}022$ и $i_л = i_{тр} = 0{,}012$; б) $i_1 = i_2 = 0{,}01$; $i_л = i_{тр} = 0{,}005$.

§ VII.5. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЩИТА

При истечении из-под щита его отверстие может быть *незатопленным* (свободное истечение), если за ним наблюдается отогнанный прыжок (рис. VII.24) или отводящий канал имеет уклон $i \geqslant i_к$, и *затопленным*, если сопряжение вытекающей из-под щита струи будет происходить по форме затопленного прыжка (рис. VII.25).

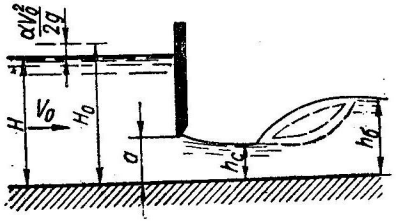


Рис. VII.24

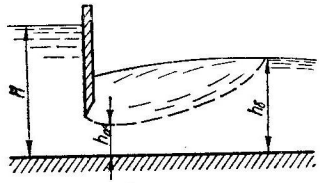


Рис. VII.25

Расход при свободном истечении из отверстия прямоугольной формы определяется по формуле

$$Q = \varphi \varepsilon a b \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon a)}, \qquad \text{(VII.40)}$$

где φ — коэффициент скорости; ε — коэффициент вертикального сжатия; a — открытие щита (затвора); b — ширина отверстия; H_0 — полный напор; $\varepsilon a = h_c$) — глубина в сжатом сечении.

Таблица VII.8

$\frac{a}{H}$	ε	$\Phi(\tau_c)$	$\tau_c = \varepsilon\frac{a}{H}$
0,1	0,615	0,264	0,061
0,2	0,62	0,514	0,124
0,3	0,625	0,75	0,188
0,4	0,63	0,967	0,252
0,5	0,645	1,182	0,323
0,6	0,66	1,364	0,395
0,7	0,69	1,538	0,482
0,75	0,705	1,611	0,529

Значение коэффициента скорости φ принимается для щитового отверстия без порога 0,95—1.

Коэффициент вертикального сжатия ε определяется по табл. VII.8 в соответствии с теоретическим решением Н. Е. Жуковского.

Для облегчения расчета при решении основных задач предложен ряд методов, основанных на использовании таблиц и графиков.

В табл. VII.8 приведены значения $\tau_c = \frac{h_c}{H} = \varepsilon\frac{a}{H}$ и $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi H_0^{3/2}}$ в зависимости от $\frac{a}{H}$, принимая $H = H_0$.

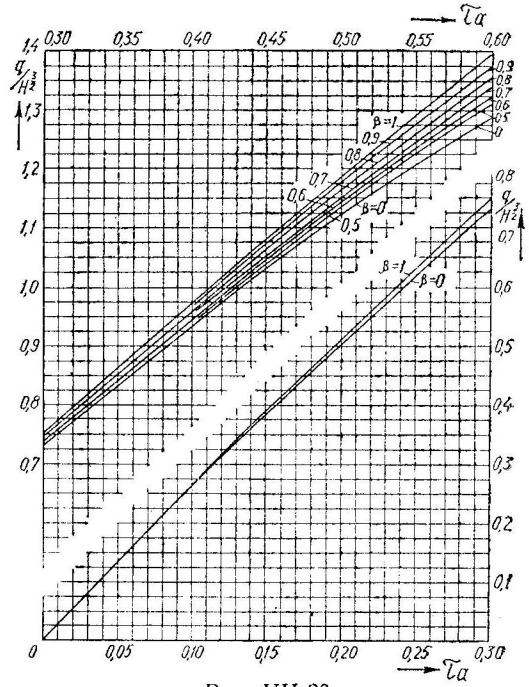


Рис. VII.26

На графике (рис. VII.26) представлены кривые $\frac{q}{H^{3/2}} = \Phi(\tau_c)$, отвечающие отношению $\beta = \frac{b}{B}$ (B — ширина подводящего русла). По оси абсцисс графика отложены значения $\tau_a = \frac{a}{H}$, по оси ординат — соответствующие значения функции $\frac{q}{H^{3/2}}$ (q — удельный расход, равный $\frac{Q}{b}$). Правила пользования табл. VII.8 и графиком (рис. VII.26) приводятся при решении задач.

Расход при несвободном истечении из отверстия прямоугольной формы можно определить по зависимости

$$Q = \mu b a \sqrt{2g(H_0 - h_z)}, \qquad \text{(VII.41)}$$

где h_z — глубина в сжатом сечении за щитом при его затоплении, определяемая по формуле

$$h_z = \sqrt{h_б^2 - \frac{2q^2}{g}\frac{h_б - h_c}{h_б h_c}}, \qquad \text{(VII.42)}$$

или

$$h_z = \sqrt{h_б^2 - M\left(H_0 - \frac{M}{4}\right)} + \frac{M}{2}, \qquad \text{(VII.43)}$$

где

$$M = 4\mu^2 a^2 \frac{h_б - h_c}{h_б h_c}. \qquad \text{(VII.44)}$$

Коэффициент расхода $\mu = \varepsilon\varphi$.

Зависимостью (VII.41) следует пользоваться при подтопленном отверстии в том случае, если $\Delta z = H_0 - h_б > \Delta z_к$, где

$$\Delta z_к = \frac{h_к}{1{,}65\varphi^2}, \qquad \text{(VII.45)}$$

или, если $h_б < 2{,}5\,a$ и открытие затвора относительно небольшое

$$a < (0{,}15 \div 0{,}2)\,H_0.$$

Если эти условия не соблюдаются, то расчет можно вести по формуле

$$Q = \mu ab\sqrt{2g\,(H_0 - h_б)}, \qquad \text{(VII.46)}$$

где $h_б$ — бытовая глубина. При этом коэффициент расхода определяется по формуле С. В. Соколова:

$$\mu = 0\,6 + 0{,}5\frac{a}{h_б}, \qquad \text{(VII.47)}$$

которая применяется при соблюдении условия

$$0{,}1 < \frac{a}{h_б} < 0{,}75.$$

Задачи

VII.56. Определить расход Q при истечении из-под щита, установленного в канале прямоугольного сечения, если $H = 1{,}5$ м; $a = 0{,}45$ м; $b = 2$ м; скорость подхода $V_0 = 0{,}8$ м/с; $h_0 = 0{,}75$ м.

Р е ш е н и е. а) *Аналитическое.* 1. Находим $\frac{a}{H} = \frac{0{,}45}{1{,}5} = 0{,}3$ и по табл. VII.8 определяем значение $\varepsilon = 0{,}625$. Глубина в сжатом сечении за щитом

$$h_c = \varepsilon a = 0{,}45 \cdot 0{,}625 = 0{,}28 \text{ м}.$$

2. Предполагая, что истечение свободное, определяем расход Q по формуле (VII.40), приняв $\varphi = 0{,}98$: $Q = 0{,}98 \cdot 2 \cdot 0{,}28 \cdot 4{,}43\sqrt{1{,}5 + \frac{0{,}8^2}{19{,}6} - 0{,}28} = 2{,}73$ м³/с.

3. Для выяснения формы истечения определим большую сопряженную глубину

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 2{,}73^2}{9{,}81 \cdot 2^2}} = 0{,}57 \text{ м};$$

тогда

$$h_c'' = 0{,}5h_c\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_c^3}} - 1\right) = 0{,}5 \cdot 0{,}28\left(\sqrt{1 + 8\left(\frac{0{,}57}{0{,}28}\right)^3} - 1\right) = 1 \text{ м}.$$

Так как $h_c'' > h_б$, то сопряжение происходит по типу отогнанного прыжка, т. е. истечение свободное и для определения расхода формула (VII.40) принята правильно.

б) *С использованием табл. VII.8.*

Высчитываем величину

$$\tau_c = \varepsilon\frac{a}{H} = 0{,}625 \cdot \frac{0{,}45}{1{,}5} = 0{,}188.$$

По табл. VII.8 определяем $\Phi(\tau_c) = 0{,}75$. Зная, что $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi H_0^{3/2}}$, определим $q = \Phi(\tau_c)\,\varphi H_0^{3/2}$.

Искомый расход

$$Q = b\Phi(\tau_c) \cdot \varphi H_0^{3/2} = 2 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}98 \cdot 1{,}53^{3/2} = 2{,}74 \text{ м}^3/\text{с}.$$

в) *С помощью графика* (рис. VII.26).

Вспомогательная величина

$$\tau_a = \frac{a}{H} = \frac{0{,}45}{1{,}5} = 0{,}3;$$

по этому значению с помощью графика (рис. VII.26) находим отношение $\frac{q}{H^{3/2}} = 0{,}75$, откуда

$$Q = b0{,}75 \cdot H^{3/2} = 2 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}5^{3/2} = 2{,}73 \text{ м}^3/\text{с}.$$

VII.57. Определить расход Q при истечении из-под щита, установленного в канале прямоугольного сечения, если $H_0 = 1{,}5$ м; $a = 0{,}45$ м; $b = 2$ м; $h_б = 1$ м.

Р е ш е н и е. 1. Находим $\frac{a}{H_0} = \frac{0{,}45}{1{,}5} = 0{,}3$ и по табл. VII.8 определяем значение $\varepsilon = 0{,}625$.

Глубина в сжатом сечении за щитом $h_c = 0{,}625 \cdot 0{,}45 = 0{,}28$ м.

2. Определяем сопряженную глубину h_c'' по таблице приложения 18, для чего вычисляем $\tau_c = \frac{h_c}{H_c} = \frac{0{,}28}{1{,}5} = 0{,}186$.

Определив τ_c, по таблице приложения 18 при $\varphi = 0{,}95$ находим $\tau_c'' = 0{,}654$, откуда $h_c'' = \tau_c'' H_0 = 0{,}654 \cdot 1{,}5 = 0{,}98$ м. Сравнивая h_c'' с бытовой глубиной $h_б$, убеждаемся, что прыжок затоплен, так как $h_c'' = 0{,}98 < h_б = 1$.

3. Высчитываем расход Q по формуле

$$Q = \mu ba\sqrt{2g\,(H_0 - hz)}. \qquad \text{(VII.41)}$$

Приняв $\varphi = 0{,}95$, определяем коэффициент расхода

$$\mu = \varepsilon\varphi = 0{,}625 \cdot 0{,}95 = 0{,}595.$$

Тогда

$$M = 4\mu^2 a^2 \frac{h_б - h_c}{h_б h_c} = 4 \cdot 0{,}595^2 \cdot 0{,}45^2 \frac{1 - 0{,}28}{1 \cdot 0{,}28} = 0{,}735.$$

Глубина за щитом, определяемая по формуле (VII.43),

$$h_z = \sqrt{1^2 - 0{,}735\left(1{,}5 - \frac{0{,}735}{4}\right)} + \frac{0{,}735}{2} = 0{,}55 \text{ м}.$$

Расход

$$Q = 0{,}595 \cdot 2 \cdot 0{,}45\sqrt{2g\,(1{,}5 - 0{,}55)} = 2{,}32 \text{ м}^3/\text{с}.$$

4. Проверяем правильность расчетов, для чего определяем

$$\Delta z_к = \frac{h_к}{1{,}65\varphi^2};$$

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 2{,}32^2}{9{,}81 \cdot 2^2}} = 0{,}53 \text{ м};$$

$$\Delta z_к = \frac{0{,}53}{1{,}65 \cdot 0{,}95^2} = 0{,}36 \text{ м}.$$

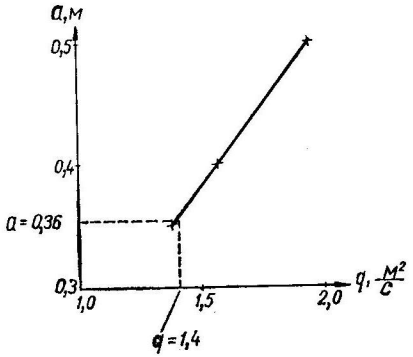


Рис. VII.27

Так как $\Delta z_к = 0{,}36 < \Delta z = 1{,}5 - 1{,}0 = 0{,}5$ м, то расчет произведен верно и истечение из-под щита будет подтопленным.

VII.58. Определить открытие затвора, установленного в канале прямоугольной формы для пропуска расхода $Q = 4{,}2$ м³/с, если $H_0 = 2{,}5$ м; $b = 3$ м; истечение свободное; $\varphi = 0{,}95$.

Р е ш е н и е. а) *Способом подбора по формуле*

$$q = \varphi \varepsilon a \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon a)},$$

где расход $q = \frac{Q}{b} = 1{,}4$ м²/с.

Задаваясь различными значениями a, определяем расход q, приняв $H_0 = H$. Результаты расчета сводим в табл. VII.9.

Таблица VII.9

a, м	$\frac{a}{H}$	ε	εa, м	$H_0 - \varepsilon a$, м	$q = 4{,}21 \cdot \varepsilon a \sqrt{H_0 - \varepsilon a}$, м²/с
0,5	0,2	0,62	0,31	2,19	1,93
0,4	0,16	0,618	0,25	2,25	1,56
0,35	0,14	0,617	0,22	2,28	1,37

По данным табл. VII.9 строим график (рис. VII.27), откуда находим величину $a = 0{,}36$ м.

б) При помощи табл. VII.8 высчитываем значение $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi H^{3/2}} = \frac{1{,}4}{0{,}95 \cdot 2{,}5^{3/2}} = 0{,}373$.

По табл. VII.8 находим $\frac{a}{H} = 0{,}146$, тогда открытие затвора $a = 0{,}146 \cdot H = 0{,}36$ м.

в) С помощью графика (рис. VII.26) определим величину $\frac{q}{H^{3/2}} = \frac{1{,}4}{2{,}5^{3/2}} = 0{,}356$. По графику находим $\tau_a = 0{,}14$, откуда открытие затвора $a = 0{,}14 \cdot 2{,}5 = 0{,}35$ м.

VII.59. Определить напор H перед затвором, установленным в канале, если $q = 1{,}2$ м²/с; $a = 0{,}4$ м; $h_б = 1{,}2$ м.

Р е ш е н и е. Задачу решаем способом подбора.

1. Задавшись напором $H = 1{,}6$ м, найдем расход q; для этого определяем $\frac{a}{H} = \frac{0{,}4}{1{,}6} = 0{,}25$; по табл. VII.8 находим $\varepsilon = 0{,}622$, глубина в сжатом сечении $h_c = 0{,}622 \cdot 0{,}4 = 0{,}25$ м.

2. Сопряженная глубина h_c'' определяется по таблице приложения 18, для чего вычисляем $\tau_c = \frac{h_c}{H} = \frac{0{,}25}{1{,}6} = 0{,}155$. Определив τ_c по таблице приложения 18, при $\varphi = 0{,}95$ находим $\tau_c'' = 0{,}614$, откуда $h_c'' = \tau_c'' H = 0{,}614 \cdot 1{,}6 = 0{,}98$ м.

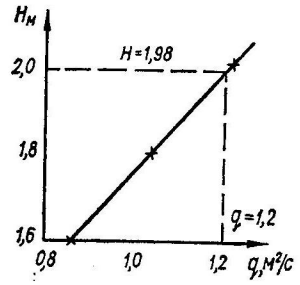


Рис. VII.28

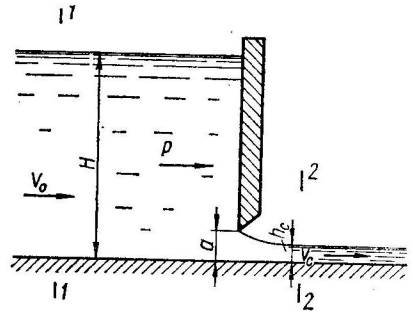


Рис. VII.29

Сравнивая h_c'' с бытовой глубиной $h_б$, убеждаемся, что прыжок затоплен, так как $1{,}2 > 0{,}98$.

3. Высчитываем расход q по формуле

$$q = \mu a \sqrt{2g(H_0 - h_б)}.$$

Определяем μ:

$$\mu = 0{,}6 + 0{,}5\frac{a}{h_б} = 0{,}6 + 0{,}5 \cdot \frac{0{,}4}{1{,}2} = 0{,}77,$$

тогда $q = 0{,}77 \cdot 0{,}4 \cdot 4{,}43\sqrt{1{,}6 - 1{,}2} = 0{,}86$ м²/с.

Дальнейший расчет сводим в табл. VII.10.

Таблица VII.10

H, м	$\frac{a}{H}$	ε	h_c, м	h_c'', м	q, м³/с	Примечание
1,8	0,22	0,62	0,26	1,08	1,06	Истечение затопленное
2	0,2	0,62	0,25	1,13	1,22	То же

По полученным данным строим график (рис. VII.28), по которому определяем $H = 1{,}98$ м.

Так как скорость подхода невелика $v_0 \approx 0{,}6$ м/с и скоростной напор составляет около 1% полученного напора, то геометрический напор можно принять равным полному напору $H = H_0$.

VII.60. Определить силу давления текущей воды на щит по условию задачи VII.56.

Р е ш е н и е. Для определения силы давления на щит выделим сечениями *1—1* и *2—2* участок, включающий щит (рис. VII.29), и применим к этому участку закон количества движения $mV_2 - mV_1 = \Delta P \Delta t$. Приращение количества движения рассматриваемой системы в единицу времени будет равно $\frac{\gamma}{g} bh_c V_c^2 - \frac{\gamma}{g} bHV_0^2$, где bh_c и bH — площади живых сечений; V_c и V_0 — средние скорости в этих сечениях.

Силами, вызывающими изменение количества движения, будут силы давления в сечениях потока P_1 и P_2 и реакция со стороны щита R, равная силе давления текущей воды на щит P. Силами трения пренебрегаем. Учитывая, что сечения взяты до и после щита в условиях плавно изменяющегося движения, можно принять, что

$$P_1 = \frac{\gamma bH^2}{2} \quad \text{и} \quad P_2 = \frac{\gamma bh_c^2}{2}.$$

Тогда уравнение количества движения применительно к данному случаю запишется в виде

$$\frac{\gamma bh_c V_c^2}{g} - \frac{\gamma bHV_0^2}{g} = \frac{\gamma bH^2}{2} - \frac{\gamma bh_c^2}{2} - R.$$

Отсюда находим величину

$$R = b\gamma\left(\frac{HV_0^2 - h_c V_c^2}{g} + \frac{H^2 - h_c^2}{2}\right).$$

Высчитываем скорость в сжатом сечении

$$V_c = \frac{Q}{\omega_c} = \frac{2{,}73}{2 \cdot 0{,}28} = 4{,}87 \text{ м/с}.$$

Определим величину R, равную силе давления P:

$$R = 2 \cdot 1\left(\frac{1{,}5 \cdot 0{,}8^2 - 0{,}28 \cdot 4{,}87^2}{9{,}81} + \frac{1{,}5^2 - 0{,}28^2}{2}\right) = 8{,}36 \text{ кН } (0{,}85 \text{ тс}).$$

VII.61. Определить расход при истечении из-под щита, установленного в канале прямоугольного сечения при $H_0 = 2{,}5$ м; $a = 0{,}5$ м; $b = 4$ м; если глубина воды в нижнем бьефе: а) $h_б = 1{,}7$ м; б) $h_б = 0{,}9$ м.

VII.62. Определить расход при истечении из-под щита при $H = 2$ м; $a = 0{,}3$ м; $b = 2$ м, если глубина воды в нижнем бьефе: а) $h_б = 0{,}5$ м; б) $h_б = 1{,}5$ м.

У к а з а н и е. При решении следует определить расход (см. задачу VII.56) в первом приближении, а затем скорость подхода и уточнить расход во втором приближении; расчет заканчивается при незначительных отклонениях в величинах расхода.

VII.63. Определить открытие затвора a для пропуска расхода $Q = 5{,}5$ м³/с, установленного в канале при $H_0 = 2{,}5$ м; $\varphi = 0{,}95$; $h_б = 0{,}9$ м, если ширина канала: а) $b = 5$ м; б) $b = 2$ м.

VII.64. Определить напор перед щитом для пропуска расхода $Q = 4$ м³/с при $b = 4$ м; $\varphi = 0{,}95$; $h_б = 0{,}95$ м, если открытие щита: а) $a = 0{,}4$ м; б) $a = 0{,}25$ м.

VII.65. Определить ширину отверстия при истечении из-под щита для пропуска расхода $Q = 6$ м³/с при $H = 3$ м, $\varphi = 0{,}95$; $a = 0{,}6$ м, если бытовая глубина: а) $h_б = 1$ м; б) $h_б = 2$ м.

VII.66. Определить открытие затвора a для пропуска расхода $Q = 5{,}4$ м³/с при $H_0 = 3$ м; $\varphi = 0{,}95$; $b = 4{,}5$ м, если глубина воды в нижнем бьефе: а) $h_б = 1$ м; б) $h_б = 2$ м.

VII.67. Определить напор перед щитом для пропуска расхода $Q = 8{,}52$ м³/с при $b = 4$ м; $a = 0{,}6$ м, если глубина воды в нижнем бьефе: а) $h_б = 0{,}8$ м; б) $h_б = 1{,}9$ м.

VII.68. Определить расход при истечении из-под щита при ширине подводящего русла $B = 3$ м; $H_0 = 1{,}7$ м; $a = 0{,}6$ м; $b = 2{,}4$ м, если бытовая глубина: а) $h_б = 1{,}5$ м; б) $h_б = 0{,}8$ м.

У к а з а н и е. При свободном истечении задачу следует решать при помощи графика (рис. VII.26).

VII.69. Определить силу давления текущей воды на щит, установленный в канале прямоугольного сечения при $H = 2$ м; $a = 0{,}4$ м; $h_б = 0{,}8$ м, если ширина канала: а) $b = 3$ м; б) $b = 2$ м.

У к а з а н и е. См. задачи VII.56 и VII.60.

СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ
Глава VIII

§ VIII.1. ФОРМЫ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

Сопряжение струи с потоком в нижнем бьефе может принимать различные формы в зависимости от соотношения между гидравлическими элементами потока до и после сооружения. Так, например, в нижнем бьефе может возникнуть донный режим с наибольшими скоростями

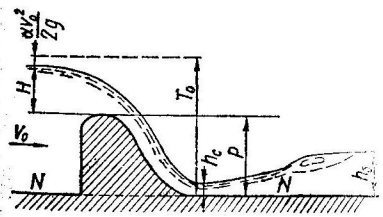


Рис. VIII.1

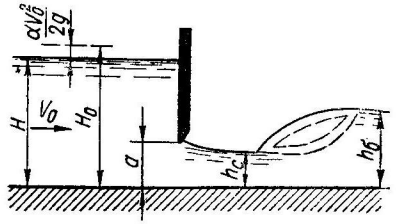


Рис. VIII.2

у дна отводящего русла или поверхностный режим с наибольшими скоростями вблизи свободной поверхности потока.

Донный режим при сопряжении бьефов может возникнуть за стенкой падения в перепадах (см. § IX.1), за быстротоком (см. § IX.2), при переливе через водослив и т. д.

Для выяснения основных форм сопряжения бьефов при донном режиме рассмотрим для примера сопряжение струи, переливающейся через водослив или истекающей из-под щита (рис. VIII.1 и VIII.2).

В одном и другом случаях струя оказывается прижатой ко дну отводящего русла и на некотором расстоянии от водослива или щита образует сжатое сечение с глубиной потока h_c.

Если в нижнем бьефе бурное состояние потока ($h_б < h_к$), то сопряжение потоков произойдет плавно без гидравлического прыжка: в виде кривой подпора типа *IIв*, если глубина потока в сжатом сечении h_c меньше бытовой глубины в нижнем бьефе $h_б$, или в виде кривой спада типа *IIб* (см. § VI.3) от глубины h_c до глубины $h_б$.

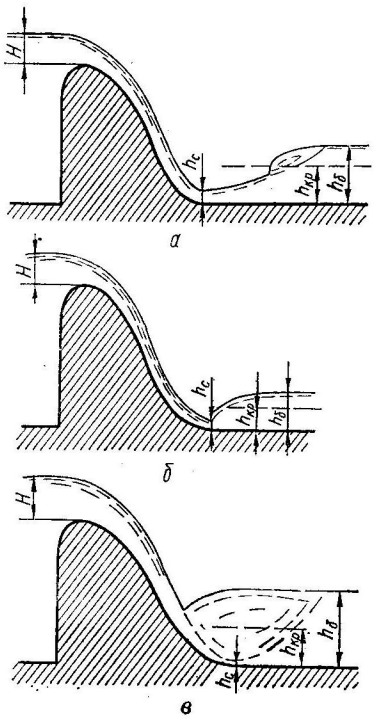


Рис. VIII.3

При спокойном состоянии потока в отводящем русле ($h_б > h_к$) переход от h_c к бытовой глубине $h_б$ возможен только с помощью гидравлического прыжка (см. § VI.2). В этом случае в сжатом сечении наблюдается наибольшая скорость потока и наименьшая глубина потока h_c.

При известной глубине в сжатом сечении h_c сопряженная ей глубина h_c'' определяется способами, описанными в § VI.2. При сравнении h_c'' с реально существующей бытовой глубиной $h_б$ возможны три случая.

Если $h_c'' > h_б$, то сопряжение бьефов происходит по типу отогнанного прыжка (рис. VIII.3, *а*).

Если $h_c'' = h_б$, то сопряжение бьефов происходит по типу прыжка в сжатом сечении (рис. VIII.3, *б*).

Если $h_c'' < h_б$, то сопряжение бьефов происходит по типу покрытой струи или затопленного прыжка (рис. VIII.3, *в*).

Можно установить форму сопряжения бьефов также таким образом. По известной бытовой глубине потока в нижнем бьефе $h_б$ определяется ей сопряженная (меньшая) глубина $h_б'$ способами, изложенными в § VI.2. При сравнении глубины $h_б'$ с реально существующей глубиной

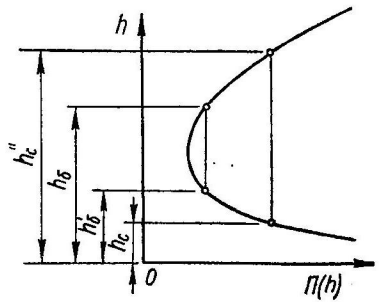


Рис. VIII.4

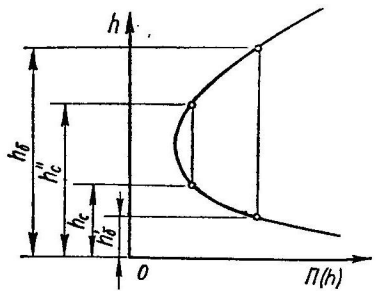


Рис. VIII.5

потока h_c также возможны три случая: 1) $h_б' > h_c$; 2) $h_б' < h_c$; 3) $h_б' = h_c$.

Как следует из графика прыжковой функции (рис. VIII.4), в первом случае h_c'' будет больше, чем $h_б$, т. е. получается отогнанный прыжок.

Во втором случае при $h_б' < h_c$ наблюдается затопленный прыжок, так как $h_c'' < h_б$ (рис. VIII.5).

В третьем случае при $h_б' = h_c$ прыжок образуется в сжатом сечении.

Глубина в сжатом сечении h_c, необходимая, как показано выше, для установления формы сопряжения бьефов, может быть определена способом подбора из уравнения

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\varphi^2\omega_c^2} \qquad \text{(VIII.1)}$$

или

$$Q = \varphi\omega_c\sqrt{2g(T_0 - h_c)}, \qquad \text{(VIII.2)}$$

где φ — коэффициент скорости; ω_c — площадь потока в сжатом сечении; T_0 — удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа; h_c — глубина в сжатом сечении.

Если русло в нижнем бьефе имеет прямоугольную форму, то уравнения (VIII.1) и (VIII.2) принимают такой вид:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_c^2}; \qquad \text{(VIII.3)}$$

$$q = \varphi h_c\sqrt{2g(T_0 - h_c)}, \qquad \text{(VIII.4)}$$

где q — удельный расход.

Коэффициент φ в зависимости от схемы сооружения можно принимать по данным Н. Н. Павловского:

Истечение из отверстия непосредственно в атмосферу	1—0,97
Истечение из донных отверстий	1—0,95
Водосливы плавных форм без щитов с гладкой сливной поверхностью:	
при малой длине сливной поверхности	1
при средней длине сливной поверхности	0,95
при большой длине сливной поверхности	0,9
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

Для облегчения решения уравнений (VIII.2) и (VIII.4) предложен ряд методов, основанных на использовании графиков и таблиц.

Способ И. И. Агроскина. Вначале определяем $T_0 = P + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$, а затем вычисляем вспомогательную функцию $\Phi(\tau_c) = \frac{\sqrt{\alpha}\,q}{T_0^{3/2}}$. При помощи таблицы приложения 18 по вычисленной величине $\Phi(\tau_c)$

можно определить относительную глубину $\tau_в = \frac{h_c}{T_0}$. Зная величину τ_c, находим глубину в сжатом сечении $h_c = \tau_c T_0$.

По этой таблице в зависимости от T_0 и φ можно определить $\tau_c = \frac{h_c}{T_0}$, откуда $h_c'' = \tau_c'' T_0$.

Графоаналитический способ А. Н. Рахманова. Вычисляем $T_0 = P + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$, после чего определяем вспомогательные величины $A = \frac{\sqrt{\alpha} Q}{\varphi b T_0^{3/2}}$ и $B = \frac{m T_0}{b}$.

Рис. VIII.6 поясняет график приложения 19. Наклонная прямая *ab* отвечает найденному значению A, а кривая *cd* отвечает вычисленно-

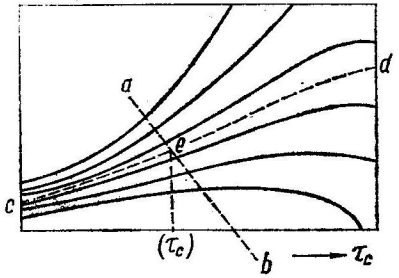


Рис. VIII.6

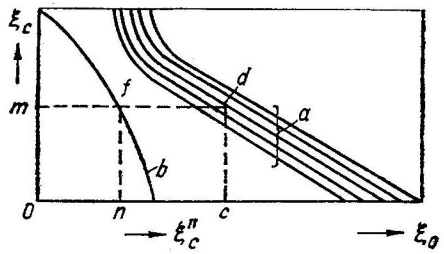


Рис. VIII.7

му значению B. Абсцисса точки пересечения линий *ab* и *cd* (точка *e*) дает величину τ_c, зная которую, можно определить глубину в сжатом сечении $h_c = \tau_c T_0$.

Для русла прямоугольной формы глубина в сжатом сечении определяется по графику приложения 20. Схема пользования графиком приведена на рис. VIII.7.

Глубина в сжатом сечении $h_c = \xi_c h_к$. Величина ξ_c определяется ординатой *от* точки *d*, которая лежит на пересечении вертикальной прямой *cd* $\left(oc$ — абсцисса значения $\xi_0 = \frac{T_0}{h_к}\right)$, и кривой графика, отвечающей заданному значению коэффициента φ.

По тому же графику может быть определена сопряженная глубина $h_c'' = \xi_c'' h_к$.

Глубина в сжатом сечении при истечении из-под щита

$$h_c = \varepsilon a, \qquad \text{(VIII.5)}$$

где a — открытие щита; ε — коэффициент вертикального сжатия, значения которого приведены в § VII.5.

В случае перелива потока через плотину с вертикальным уступом при малом уклоне дна отводящего русла и при $h_c'' < h_б$ возможно сопряжение в виде поверхностного прыжка.

Поверхностный прыжок может быть двух видов:

1. Свободный поверхностный прыжок, характеризуемый донным вальцем (рис. VIII.8).

2. Затопленный поверхностный прыжок с донным и поверхностным вальцами (рис. VIII.9).

Свободный поверхностный прыжок образуется при определенной глубине нижнего бьефа, которую в дальнейшем будем обозначать $h_{б_1}$. Начало образования свободного поверхностного прыжка А. А. Сабанеев назвал *первым критическим режимом*. Переход от свободного

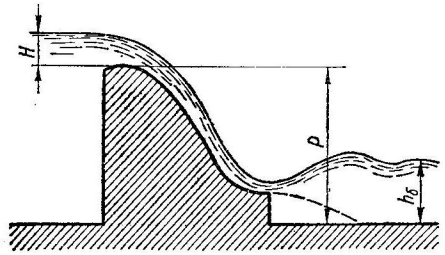


Рис. VIII.8

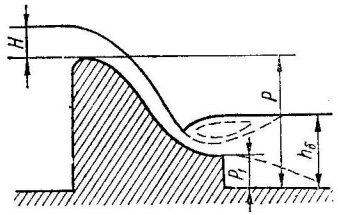


Рис. VIII.9

поверхностного прыжка к затопленному называется *вторым критическим режимом*. Глубину в нижнем бьефе, отвечающую этому переходу, обозначим $h_{б_2}$. При $h_{б_1} < h_б < h_{б_2}$ наблюдается свободный поверхностный прыжок, а при $h_{б_2} < h_б$ возникает затопленный поверхностный прыжок.

Рассмотрим случай, когда поверхность уступа горизонтальна.

Глубина $h_{б_1}$, отвечающая первому критическому режиму, может быть определена из уравнения

$$\frac{2q^2}{gh} + \left(T_0 - \frac{q^2}{2q\varphi^2 h^2}\right)^2 = \frac{2q^2}{gh_{б_1}} + h_{б_1}^2, \qquad \text{(VIII.6)}$$

где h — глубина на уступе; q — расход на единицу ширины потока; T_0 — удельная энергия потока в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа; φ — коэффициент скорости.

Глубина $h_{б_2}$, отвечающая второму критическому режиму, может быть определена по зависимости

$$h_{б_2} = 0{,}96p_1 + 2{,}3h_к + 1{,}96\frac{P_1}{P - P_1}(H_0 - 1{,}75h_к), \qquad \text{(VIII.7)}$$

где P_1 — высота уступа; P — высота плотины; H_0 — напор над гребнем водослива с учетом скорости подхода.

Высоту уступа можно определить по уравнению

$$P_1 = T_0 - h - \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2}. \qquad \text{(VIII.8)}$$

Рассмотренные критерии форм сопряжения потоков в нижнем бьефе справедливы и для случая резкого изменения уклона дна русла водотока. При этом определяем критическую и нормальные глубины потока на обоих участках русла (до и после перелома уклона).

Обозначим через h_{01} нормальную глубину на первом участке, а через h_{02} — нормальную глубину на втором участке. Критическая глубина

$h_к$ не зависит от уклона дна водотока и остается одинаковой на всем его протяжении.

Рассмотрим сопряжение потоков при резком изменении уклона дна канала в случае, если на первом участке поток находится в бурном состоянии ($i_1 > i_к$), а на втором — в спокойном ($i_2 < i_к$).

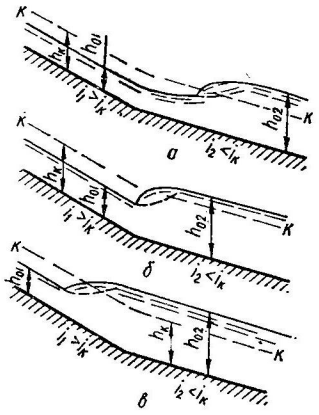


Рис. VIII.11

Приняв нормальную глубину на первом участке за конечную, находим ее сопряженную h''_{01} и сравниваем с h_{02}.

При сравнении h''_{01} и h_{02} возможны три случая. В первом случае ($h''_{01} > h_{02}$) получается отогнанный прыжок (рис. VIII.10, *а*), во втором случае ($h''_{01} = h_{02}$) прыжок образуется в сечении, где наблюдается перелом (рис. VIII.10, *б*), в третьем случае ($h''_{01} < h_{02}$) произойдет сопряжение с надвинутым прыжком (рис. VIII.10, *в*). Как следует из приведенного анализа, при резком изменении дна водотока сопряжение бурного и спокойного водотоков происходит в форме гидравлического прыжка. В остальных случаях резкого изменения дна водотока сопряжение происходит плавно с помощью кривых свободной поверхности потока. Формы беспрыжкового сопряжения бьефов при различных соотношениях i_1, i_2 и $i_к$ подробно рассмотрены в § VI.3.

Задачи

VIII.1. Определить форму сопряжения бьефов при переливе воды через плотину практического профиля высотой со стороны нижнего бьефа $P = 4{,}5$ м, пропускающую расход $Q = 310$ м³/с, при ширине рабочей части $b = 50$ м, коэффициенте расхода $m = 0{,}49$, коэффициенте скорости $\varphi = 0{,}98$, если глубина воды за плотиной $h_б = 3$ м.

Р е ш е н и е. Расход на единицу ширины плотины

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{310}{50} = 6{,}2 \text{ м}^2/\text{с}.$$

Полный напор над гребнем водослива

$$H_0 = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{6{,}2}{0{,}49\sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 1{,}93 \text{ м}.$$

Удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа $T_0 = P + H_0 = 4{,}5 + 1{,}93 = 6{,}43$ м.

Глубину в сжатом сечении находим различными способами:

а) *Способ подбора по уравнению (VIII.4).* Задаваясь различными значениями h_c, определяем расход q. Данные расчета сводим в табл. VIII.1.

Глубину в сжатом сечении принимаем $h_c = 0{,}6$ м, так как удельные расходы в этом случае примерно одинаковы ($q \approx 6{,}2$ м²/с).

Таблица VIII.1

h_c, м	$T_0 - h_c$, м	$\sqrt{T_0 - h_c}$, м$^{1/2}$	$V_c = \varphi\sqrt{2g(T_0 - h_c)}$, м/с	$q = V_c h_c$, м²/с
0,5	5,93	2,43	10,55	5,27
0,6	5,83	2,41	10,45	6,27

Критическая глубина $h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 6{,}2^2}{9{,}81}} = 1{,}63$ м, а сопряженная глубина $h''_c = 0{,}5h_c\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_c^3}} - 1\right) = 0{,}5 \cdot 0{,}6\left(\sqrt{1 + 8\frac{1{,}63^3}{0{,}6^3}} - 1\right) = 3{,}48$ м.

Так как $h_б < h''_c$, то сопряжение бьефов будет происходить по типу отогнанного прыжка.

б) *Способ А. М. Рахманова.* Значение $\xi_0 = \frac{T_0}{h_к} = \frac{6{,}43}{1{,}63} = 3{,}94$.

По графику приложения 20, зная ξ_0, определяем ξ_c и ξ''_c при $\varphi = 0{,}98$; $\xi_c = \frac{h_c}{h_к} = 0{,}38$; $\xi''_c = \frac{h''_c}{h_к} = 2{,}13$.

Глубина в сжатом сечении $h_c = 0{,}38 \cdot 1{,}63 = 0{,}62$ м; глубина, сопряженная с глубиной в сжатом сечении, $h''_c = 2{,}13 \cdot 1{,}63 = 3{,}48$ м.

Так как $h_б < h''_c$, возникает отогнанный прыжок.

в) *Способ И. И. Агроскина.* Зная величину T_0, находим $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi T^{3/2}} = \frac{6{,}2}{0{,}92 \cdot 6{,}43^{3/2}} = 0{,}29$.

Зная величину $\Phi(\tau_c)$ и коэффициент φ, по таблице приложения 18 определяем $\tau_c = 0{,}094$ и $\tau''_c = 0{,}54$. Отсюда $h_c = 0{,}094 \cdot 6{,}43 = 0{,}6$ м и $h''_c = 0{,}54 \cdot 6{,}43 = 3{,}47$ м.

Так как $h_б < h''_c$, возникает отогнанный прыжок.

VIII.2. Выяснить возможность возникновения поверхностного прыжка при переливе потока через водосливную плотину и определить высоту уступа с горизонтальной поверхностью для создания свободного поверхностного прыжка, если $q = 11{,}2$ м²/с; $P = 20$ м; $H_0 = 3{,}4$ м; $h_б = 11$ м.

Р е ш е н и е. 1. Выясним возможность возникновения поверхностного режима. Для этого определяем глубину в сжатом сечении и ей сопряженную:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 11{,}2^2}{9{,}81}} = 2{,}41 \text{ м}; \quad T_0 = P + H_0 = 20 + 3{,}4 = 23{,}4 \text{ м};$$

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_к} = \frac{23{,}4}{2{,}41} = 9{,}7 \text{ м}.$$

По графику приложения 20, зная ξ_0, определим ξ_c и ξ''_c при $\varphi = 0{,}95$; $\xi_c = \frac{h_c}{h_к} = 0{,}24$; $\xi''_c = \frac{h''_c}{h_к} = 2{,}75$. Тогда глубина в сжатом сечении

$h''_c = 2{,}75 \cdot 2{,}41 = 0{,}58$ м; а сопряженная ей глубина в сжатом сечении $h''_c = 2{,}75 \cdot 2{,}41 = 6{,}63$ м.

Так как $h''_c < h_б$, то поверхностный режим возможен.

2. Определим высоту уступа и глубину потока над уступом.

Для создания поверхностного прыжка принимаем, что $h_{б_1} = h_б$. Подставив в уравнение (VIII.6) известные величины, способом подбора находим глубину потока над уступом h:

$$\frac{2 \cdot 11{,}2^2}{9{,}81h} + \left(23{,}4 - \frac{11{,}2^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}95^2 \cdot h^2}\right)^2 = \frac{2 \cdot 11{,}2^2}{9{,}81 \cdot 11} + 11^2;$$

$$\frac{25{,}4}{h} + \left(23{,}4 - 7{,}1 \cdot \frac{1}{h^2}\right) = 123{,}32.$$

Глубину h можно принять равной 0,71 м.

Высота уступа $p_1 = T_0 - h - \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2} = 23{,}4 - 0{,}71 - \frac{11{,}2^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}95^2 \cdot 0{,}71^2} = 8{,}8$ м.

VIII.3. Определить форму сопряжения потока в прямоугольном канале при резком изменении уклона дна с $i_1 = 0{,}07$ на $i_2 = 0{,}0035$, если: $Q = 7{,}2$ м³/с; $n = 0{,}017$; $b = 2$ м.

Р е ш е н и е. Выясним состояние потока до и после перелома.

Для этого определяем критическую и нормальные глубины.

Критическая глубина

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

где $q = \frac{Q}{b} = \frac{7{,}2}{2} = 3{,}6$ м²/с, тогда $h_к = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 3{,}6^2}{9{,}81}} = 1{,}13$ м.

Нормальную глубину на первом участке находим способом подбора (см. § V.3); после нескольких попыток принимаем $h_{01} = 0{,}5$ м и тогда $\omega_1 = bh_{01} = 2 \cdot 0{,}5 = 1$ м²;

$\chi_1 = b + 2h_{01} = 2 + 2 \cdot 0{,}5 = 3$ м; $R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{1}{3} = 0{,}33$ м; $W_1 = 27{,}25$ м/с;

$Q = \omega_1 W_1 \sqrt{i_1} = 1{,}0 \cdot 27{,}25 \sqrt{0{,}07} = 7{,}22$ м³/с.

Сравнивая расход, полученный по формуле, с заданным расходом, убеждаемся, что расхождение меньше 5%, следовательно, $h_{01} = 0{,}5$ м принято верно.

Определяем нормальную глубину на втором участке.

После нескольких попыток принимаем $h_{02} = 1{,}5$ м и тогда

$$\omega_2 = bh_{02} = 2 \cdot 1{,}5 = 3 \text{ м}^2, \quad \chi_2 = b + 2h_{02} = 2 + 2 \cdot 1{,}5 = 6 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{\omega_2}{\chi_2} = \frac{3}{5} = 0{,}6 \text{ м}; \quad W_2 = 41{,}6 \text{ м/с};$$

$$Q = \omega_2 W_2 \sqrt{i_2} = 3 \cdot 41{,}6 \sqrt{0{,}0035} = 7{,}21 \text{ м}^3/\text{с}$$

(расчетное значение $Q = 7{,}2$ м³/с, так как расхождение с расходом, полученным по формуле, меньше 5%, следовательно, $h_{02} = 1{,}5$ м принято верно).

Нормальная глубина h_{01} на первом участке меньше критической глубины $h_к$, а на втором участке h_{02} больше критической глубины $h_к$, следовательно, водоток до перелома находится в бурном состоянии, а после перелома—в спокойном. Переход из бурного состояния потока в спокойное может произойти только в форме гидравлического прыжка.

Определим местоположение прыжка.

Для этого находим глубину h''_{01}, сопряженную с глубиной h_{01},

$$h''_{01} = 0{,}5\, h_{01}\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_{01}^3}} - 1\right) = 0{,}5 \cdot 0{,}5\left(\sqrt{1 + 8\left(\frac{1{,}13}{0{,}5}\right)^3} - 1\right) = 2{,}16 \text{ м}.$$

Сравним найденную сопряженную глубину $h''_{01} = 2{,}16$ м с нормальной глубиной второго участка $h_{02} = 1{,}5$ м. Так как $h''_{01} > h_{02}$, то при сопряжении после перелома образуется отогнанный прыжок.

VIII.4. Определить форму сопряжения потока в русле прямоугольного сечения при расходе $q = 3{,}6$ м²/с и глубине в сжатом сечении $h_c = 0{,}4$ м, если бытовая глубина в русле: а) $h_б = 3{,}5$ м; б) $h_б = 1{,}8$ м.

VIII.5. Найти форму сопряжения потока при постоянной бытовой глубине в отводящем канале, расходе $q = 8{,}5$ м²/с и $h_б = 4{,}5$ м, если глубина в сжатом сечении: а) $h_c = 0{,}4$ м; б) $h_c = 0{,}8$ м.

VIII.6. Установить форму сопряжения потока в канале прямоугольного сечения при расходе $q = 12$ м²/с и глубине в сжатом сечении $h_c = 0{,}8$ м, если бытовая глубина в канале: а) $h_б = 2$ м; б) $h_б = 0{,}9$ м.

VIII.7. Определить форму сопряжения потока в бетонированном канале трапецоидального сечения при расходе $Q = 28$ м³/с; коэффициенте откоса $m = 1$; ширине по дну $b = 6{,}3$ м и глубине в сжатом сечении $h_c = 0{,}3$ м, если бытовая глубина в канале: а) $h_б = 2{,}4$ м; б) $h_б = 4$ м.

VIII.8. Найти форму сопряжения бьефов при переливе воды через плотину практического профиля при следующих данных: $q = 4{,}95$ м²/с; $P = 5$ м; $m = 0{,}48$; $\varphi = 0{,}95$; если бытовая глубина: а) $h_б = 3{,}5$ м; б) $h_б = 1{,}3$ м.

VIII.9. Определить форму сопряжения бьефов за водосливной плотиной шириной $b = 100$ м и высотой $P = 5$ м, установленной в реке с расходом $Q = 495$ м³/с, если бытовая глубина в отводящем русле: а) $h_б = 2$ м; б) $h_б = 1$ м.

VIII.10. Установить форму сопряжения бьефов в отводящем канале прямоугольного сечения, в котором устроен перепад, входная часть которого представляет собой водослив с широким порогом, при $q = 6{,}5$ м²/с; $P = 2{,}5$ м; $\varphi = 0{,}95$, если: а) $h_б = 1{,}25$ м; б) $h_б = 2{,}2$ м.

VIII.11. Определить форму сопряжения бьефов при переливе воды через водобойную стенку высотой $P = 2$ м ($m = 0{,}45$; $\varphi = 0{,}95$), установленную в русле прямоугольной формы с расходом $q = 9{,}75$ м²/с, если: а) $h_б = 2{,}8$ м; б) $h_б = 3{,}8$ м.

VIII.12. Найти форму сопряжения бьефов в бетонном лотке трапецоидального сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1{,}5$; уклоном дна $i < i_к$; шириной по дну $b = 5$ м; расходом $Q = 12$ м³/с; перепадом высотой $P = 3$ м, если глубина потока при равномерном движении в отводящем лотке (такого же поперечного сечения) составляет: а) $h_б = 1$ м; б) $h_б = 2$ м.

VIII.13. Определить форму сопряжения бьефов после щита прямоугольной формы с открытием $a = 0{,}5$ м; напором $H = 1$ м, установленного в канале трапецоидального сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1$; шириной по дну $b = 5$ м, пропускающего расход

$Q = 5{,}5$ м³/с в отводящем канале того же сечения, глубина в котором: а) $h_б = 0{,}6$ м; б) $h_б = 0{,}3$ м.

VIII.14. Определить форму сопряжения бьефов при истечении струи из-под щита в канал прямоугольного сечения с удельным расходом $q = 1{,}93$ м²/с, при открытии щита $a = 0{,}5$ м, напоре перед щитом $H = 2{,}5$ м, если глубина воды в отводящем русле: а) $h_б = 1{,}8$ м; б) $h_б = 0{,}7$ м.

VIII.15. Установить форм усопряжения бьефов при переливе потока через водосливную плотину высотой $P = 20$ м с вертикальным уступом при пропуске: а) минимального и б) максимального расходов, если $q_{min} = 4$ м²/с и глубина в нижнем бьефе $h_{б_{min}} = 2{,}8$ м; $q_{max} = 8$ м²/с и глубина в нижнем бьефе $h_{б_{max}} = 6$ м.

VIII.16. Определить, при пропуске каких расходов и глубинах в нижнем бьефе возможно возникновение поверхностного прыжка при переливе потока через водосливную плотину с вертикальным уступом. Дано $q_1 = 1{,}2$ м²/с; $q_2 = 2$ м²/с; $q_3 = 4$ м²/с; $q_4 = 6{,}5$ м²/с; $h_{б_1} = 1{,}4$ м; $h_{б_2} = 2{,}2$ м; $h_{б_3} = 3{,}9$ м; $h_{б_4} = 5{,}5$ м, если: а) высота плотины $P = 15$ м; б) высота плотины $P = 10$ м.

VIII.17. Выяснить форму сопряжения потока в бетонном канале в случае резкого изменения уклона дна с $i_1 = 0{,}08$ на $i_2 = 0{,}0003$ при расходе $Q = 32$ м³/с; ширине канала по дну $b = 6$ м, если коэффициент заложения откоса: а) $m = 1{,}5$; б) $m = 0$.

VIII.18. Установить форму сопряжения потока в бетонном канале в случае резкого изменения уклона дна канала с $i_1 = 0{,}12$ до $i_2 = 0{,}0004$ при расходе $Q = 2{,}5$ м²/с; ширине $b = 1$ м, если коэффициент заложения откоса: а) $m = 1$; б) $m = 0$.

VIII.19. Определить, как изменится форма сопряжения потока в бетонном канале шириной по дну $b = 0{,}8$ м в случае резкого перелома ($i_1 = 0{,}06$ и $i_2 = 0{,}003$) при изменении расхода воды от 0,3 м³/с до 3 м³/с, если: а) канал прямоугольного сечения ($m = 0$); б) канал трапецоидального сечения ($m = 2$).

§ VIII.2. РАСЧЕТЫ ВЫХОДНЫХ УЧАСТКОВ ЗА МАЛЫМИ ВОДОПРОПУСКНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

Задача расчета выходного участка за малыми мостами и дорожными трубами заключается в обеспечении условий, предотвращающих размыв сооружения со стороны нижнего бьефа. Расчет сводится к анализу форм сопряжения потока, анализу возможных местных размывов и учету наиболее опасного из них, выбору типа и размеров укрепления нижнего бьефа (детальные расчеты выходных участков рассмотрены в специальной литературе — см. общие руководства).

Формы сопряжения потока за сооружением определяются соотношением между глубинами потока на выходе и бытовой в условиях нестесненного русла.

Для незатопленных малых мостов, безнапорных и полунапорных труб глубину потока на выходе принимают: $h_{вых} = (0{,}7 + 0{,}8)\, h_к$, если уклон дна сооружения $i_{соор}$ меньше критического уклона $i_к$ (поток

в спокойном состоянии); $h_{вых} = (0{,}7 \div 0{,}8)\, h_0$ или $h_{вых} = h_0$, если уклон больше критического, т. е. $i_{соор} > i_к$ (поток в бурном состоянии).

Для незатопленных напорных труб глубину потока на выходе принимают $h_{вых} = h_{тр}$ (или d — для круглых труб), ряд авторов рекомендуют принимать $h_{вых} = 0{,}85\, h_{тр}$ (или d).

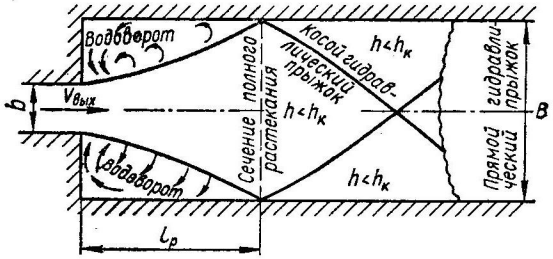


Рис. VIII.11

При подтоплении выходного сечения сооружения со стороны нижнего бьефа глубину потока на выходе $h_{вых}$ принимают равной глубине в нижнем бьефе $h_{н.б}$.

Скорости потока на выходе $V_{вых}$ подсчитывают по установленной глубине $h_{вых}$ с учетом формы сечения подмостового русла или трубы.

В общем случае значения h_0, $h_к$ и $i_к$ определяются в соответствии с указаниями, изложенными в § V.4 и VI.1. При расчете подмостовых русел коэффициент шероховатости n принимается в зависимости от типа укрепления по таблице приложения 4. Для железобетонных труб можно принимать такие осредненные значения коэффициентов шероховатости: при гладкой, весьма тщательной отделке поверхности, хорошо выполненных швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0{,}012$; при не вполне ровно затертой поверхности, удовлетворительно выполненных швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0{,}014$; при шероховатой поверхности трубы, удовлетворительно выполненных швах и наличии песка и гравия на дне $n = 0{,}016$.

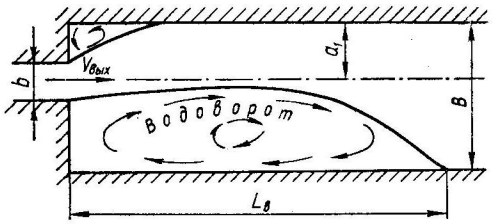


Рис. VIII.12

С целью упрощения подсчетов $h_{вых}$ и $V_{вых}$ для круглых стандартных дорожных труб диаметром 1; 1,25; 1,5 и 2 м можно использовать таблицу приложения 17, порядок расчета с помощью которых рассмотрен в задачах.

В зависимости от значения бытовой глубины потока в условиях нестесненного отводящего русла за сооружением возможны три формы сопряжения потока: свободное растекание (рис. VIII.11), если $h_б \leqslant h_{пр}$ (иногда с запасом принимают $h_б \leqslant 0{,}85\, h_{пр}$); несвободное растекание, если $h_б > h_{пр}$ (или $h_б > 0{,}85\, h_{пр}$) и сбойное течение (рис. VIII.12),

если $h_б > (5 \div 6)\ 0{,}85\ h_{пр}$; по типу покрытой струи или «затопленного» прыжка (рис. VIII.13), если $h_б > h''_{вых}$, где $h''_{вых}$ — глубина, сопряженная с глубиной $h_{вых}$ и определяемая по зависимости (VI.15) или (VI.17).

Предельная глубина воды в нижнем бьефе $h_{пр}$ определяется по табл. VIII.2 для известных, $Fr_{вых}$ и B/b. При этом число Фруда на выходе из

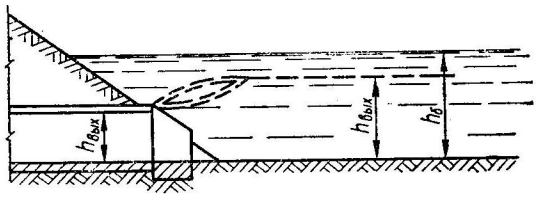


Рис. VIII.13

сооружения $Fr_{вых} = \dfrac{V^2_{вых}}{gh_{вых}}$; b — отверстие сооружения, а B — ширина отводящего русла.

Обычно выходной участок за сооружением планируют в виде прямоугольного русла шириной $B = (2 \div 3)\ b$ для малых мостов и $B = (5 \div 7)\ d$ (или b) — для труб.

Для малых дорожных водопропускных сооружений наиболее характерной является схема свободного растекания потока. Скорости и глубины потока в области растекания можно определить по графику

Таблица VIII.2

$\sqrt{Fr_{вых}}$	$h_{пр}/h_к$ при 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	2,85	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

И. А. Шеренкова (рис. VIII.14), 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, а значение β = 50% соответствует оси потока.

Линии равных относительных глубин проведены для разных значений $s = \dfrac{h}{h_{вых}}$ (через каждые 0,1), где h — глубина в любой точке растекающегося потока, тогда

$$h = sh_{вых}, \qquad \text{(VIII.9)}$$

а скорость в данной точке потока

$$u = \sqrt{Fr_{вых} + 2(1 - s)]\ gh_{вых}}. \qquad \text{(VIII.10)}$$

Расстояние $l_р$ (рис. VIII.11) от выходного сечения до сечения полного растекания можно определить по формуле Г. А. Лилицкого для $B/b \leqslant 10$:

$$l_р = (0{,}15Fr_{вых} + 0{,}27)(B - b). \qquad \text{(VIII.11)}$$

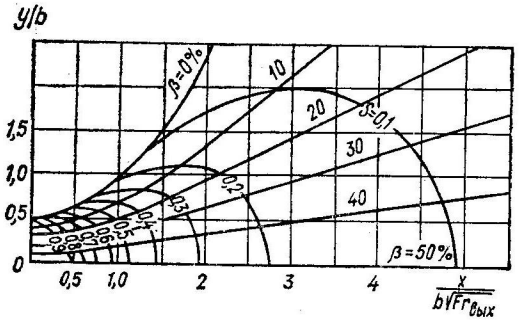


Рис. VIII.14

Если поток в отводящем русле находится в спокойном состоянии, то переход от бурного состояния к спокойному происходит в виде гидравлического прыжка.

При сбойном течении (рис. VIII.12) длину участка расширения транзитной струи $l_в$ до бытовых условий или длину большого водоворота определяют по формуле

$$l_в = (B - b)\, f\left(\frac{a_1}{b}\right) \lg \frac{2a_1}{b}, \qquad \text{(VIII.12)}$$

где a_1 — расстояние от оси сооружения до ближайшего откоса спланированного отводящего русла, для симметричного русла $a_1 = B/2$;

значение функции $f\ (a_1/b)$ определяют в зависимости от отношения a_1/b:

a_1/b	0,75	1	1,5	2	2,5
$f\ (a_1/b)$	46	30,7	19,4	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 до рассматриваемого сечения x от сооружения к длине большого водоворота $l_в$:

x/l_b	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

На выходных участках за сооружениями могут быть следующие три вида местных размывов в зависимости от формы сопряжения потока за сооружением:

1. Вследствие превышения максимальной скорости над допускаемой $V_{доп}$ для неукрепленных русел глубина размыва составляет при

свободном (безпрыжковом) растекании потока

$$\Delta_1 = h_0\left(\frac{V_{max}}{V_{доп}} - 1\right). \qquad \text{(VIII.13)}$$

2. Глубина размыва при переходе из бурного состояния в спокойное может быть определена по формуле

$$\Delta_2 = h_{р_2} - h_б = 1{,}85h'' - h_б, \qquad \text{(VIII.14)}$$

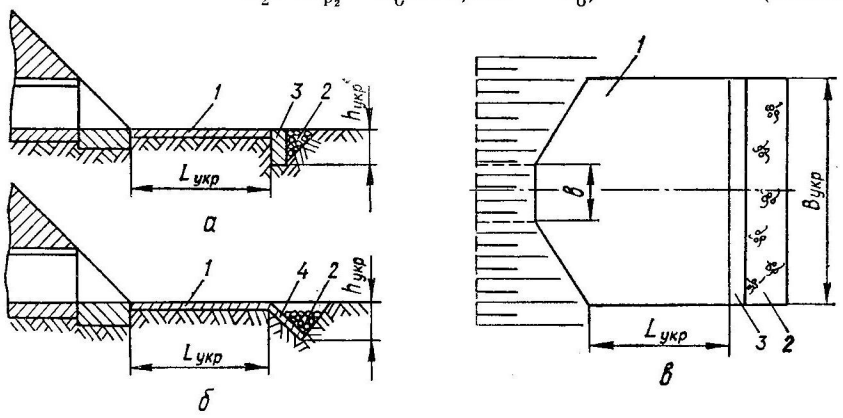


Рис. VIII.15

1 — укрепление; *2* — каменная наброска; *3* — вертикальный уступ («зуб»); *4* — предохранительный откос.

где h'' — бóльшая из сопряженных глубин, обычно $h'' = h_б$, тогда

$$\Delta_2 = 0{,}85h_б. \qquad \text{(VIII.15)}$$

3. При наличии сбойного течения глубина местного размыва

$$\Delta_3 = 1{,}5h_б. \qquad \text{(VIII.16)}$$

В расчет принимается наибольшее значение из возможных глубин местного размыва в каждом конкретном случае.

Укрепление отводящего русла за сооружением производится в том случае, когда скорость потока на выходе $V_{вых}$ превышает допускаемую $V_{доп}$ для неукрепленного грунта в бытовых условиях в 1,2 раза, т. е. $V_{вых} \geqslant 1{,}2\ V_{доп}$.

В последнее время чаще всего применяют конструкции укрепления с вертикальным уступом («зубом») или с предохранительным откосом, представленные на рис. VIII.15. Глубину заложения концевой части укрепления $h_{укр}$ назначают по глубине наиболее опасного (расчетного) $\Delta_р$ вида местного размыва при условии

$$h_{укр} \geqslant 1{,}33\Delta_р. \qquad \text{(VIII.17)}$$

Ширина укрепления $B_{укр}$ (см. рис. VIII.15, *в*) может быть равна ширине спланированного выходного участка русла B, при этом, как отмечено выше, для малых мостов $B_{укр} = (2 \div 3)\ b$, а для круглых труб $B_{укр} = (5 \div 7)\ d$. Для условий свободного растекания также рекомендуется следующая зависимость:

$$B_{укр} = b + 2l_р. \qquad \text{(VIII.18)}$$

Длина укрепления за выходом для условий свободного растекания $L_{укр} = l_р$ (см. рис. VIII.15, *в*) при сбойном течении

$$L_{укр} = \frac{B - b}{2}. \qquad \text{(VIII.19)}$$

В последнее время ряд авторов рекомендуют принимать минимальную длину укрепления для труб

$$L_{укр} = (2 \div 3)\ d. \qquad \text{(VIII.20)}$$

Тип укрепления принимают по таблице приложения 3 в зависимости от расчетных значений скорости $V_{расч}$ и глубины потока $h_{расч}$. При свободном растекании в качестве расчетного можно принять сечение полного растекания потока и с помощью графика И. А. Шеренкова определить для него $V_{расч}$ и $h_{расч}$. Для сбойного течения можно принимать $V_{расч} = V_{вых}$. В случае затопленного прыжка расчетные значения скорости и глубины принимают в соответствии с характеристикой потока за сооружением.

Обычно укрепление выходного участка производится бетонными или железобетонными плитами, в соответствии с рекомендациями табл. VIII.3.

Таблица VIII.3

Скорость, м/с	Конструкции	
	для типового применения	для опытного применения
Меньше 3,5	Монолитные бетонные плиты размерами 2×3 в плане толщиной 8—10 см без арматуры	Сборные железобетонные плиты размерами 1×1 м в плане толщиной 10 см
От 3,5 до 5	Монолитные бетонные плиты размерами 2×3 в плане толщиной 8—10 см с арматурной сеткой	Сборные железобетонные пласты типа «ласточкино гнездо» толщиной 10 см
Больше 5	Тюфяк из монолитных или сборных железобетонных плит размером 1×1 м в плане	

При глубинах местного размыва больше 1—1,5 м следует устраивать гасители энергии различного вида, расчет которых рассмотрен в § VIII.3.

Задачи

VIII.20. Произвести расчет выходного участка за малым мостом при $b = 6$ м; $Q = 19{,}8$ м³/с; $h_0 = 0{,}85$ м; подмостовое русло укреплено мощением (см. задачу VII.24), если $i_м = i_0 = 0{,}004$; грунт отводящего русла суглинок (среднеплотный).

Р е ш е н и е. 1. Установим глубину $h_{вых}$ и скорость $V_{вых}$ потока на выходе из сооружения.

Критическая глубина в подмостовом русле

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 19{,}8^2}{9{,}81 \cdot 6^2}} = 1{,}07 \text{ м}.$$

Элементы потока при критической глубине:

$$\omega_к = bh_к = 6 \cdot 1{,}7 = 6{,}42 \text{ м}^2;$$

$$\chi_к = b + 2h_к = 6 + 2 \cdot 1{,}07 = 8{,}14 \text{ м};$$

$$R_к = \frac{\omega_к}{\chi_к} = \frac{6{,}42}{8{,}14} = 0{,}79 \text{ м}.$$

Принимая $n = 0{,}02$ (для мощения) по таблице приложения 4, устанавливаем, что $W_к = 42{,}6$, тогда значение критического уклона

$$i_к = \left(\frac{Q}{\omega_к W_к}\right)^2 = \left(\frac{19{,}8}{6{,}42 \cdot 42{,}6}\right)^2 = 0{,}0053.$$

Так как $i_м < i_к$, то глубина $h_{вых} = 0{,}7\ h_к = 0{,}7 \cdot 1{,}07 = 0{,}75$ м.

Скорость $V_{вых} = \frac{Q}{bh_{вых}} = \frac{19{,}8}{6 \cdot 0{,}75} = 4{,}4$ м/с.

2. По табл. VIII.2 устанавливаем предельную глубину потока $h_{пр}$ для данного числа $Fr_{вых}$:

$$Fr_{вых} = \frac{V^2_{вых}}{gh_{вых}} = \frac{4{,}4^2}{9{,}81 \cdot 0{,}75} = 2{,}54,$$

а следовательно, $\sqrt{Fr_{вых}} = 2{,}54 = 1{,}58$.

Принимая за сооружением выходной участок спланированным в виде русла прямоугольного сечения с $B/b = 2$, устанавливаем, что $\frac{h_{пр}}{h_к} = 1{,}6$ и, следовательно, $h_{пр} = 1{,}6\ h_к = 1{,}6 \cdot 1{,}07 = 1{,}71$ м.

3. Определим форму сопряжения потока за сооружением. Так как $0{,}85 < 0{,}85 \times 1{,}7 = 1{,}44$ м, то $h_0 < 0{,}85\ h_{пр}$, и имеет место свободное растекание потока.

4. Расстояние до сечения полного растекания $l_р$ определим по формуле (VIII.11) при условии $B = 2b = 2 \cdot 6 = 12$ м: $l_р = (0{,}15Fr_{вых} + 0{,}27)\ (B - b) = 1\ (0{,}15 \times 2{,}54 + 0{,}27) \times (12 - 6) = 3{,}9$ м.

Глубину и скорость потока в точках сечения полного растекания определим по графику рис. VIII.14 при условии $x = l_р$ и, следовательно,

$$\frac{l_р}{b\sqrt{Fr_{вых}}} = \frac{3{,}9}{6\sqrt{2{,}54}} = 0{,}41.$$

Для выбора расчетной (наибольшей) скорости расчет произведем для трех точек сечения: по оси потока $y/b = 0$, крайней струйки $y/b = 0{,}5$ и промежуточной $y/b = 0{,}25$. Тогда по графику рис. VIII.14 получим: $s = 0{,}92$ при $y/b = 0$; $s = 0{,}9$ при $y/b = 0{,}25$ и $s = 0{,}7$ при $y/b = 0{,}5$.

По зависимости (VIII.9) и (VIII.10) определяем соответствующие глубины и скорости в принятых точках сечения полного растекания:

осевой — $h = sh_{вых} = 0{,}92 \cdot 0{,}75 \approx 0{,}7$ м;

$$u = \sqrt{[Fr_{вых} + 2\,(1 - s)]\,gh_{вых}} =$$

$$= \sqrt{[2{,}54 + 2\,(1 - 0{,}92)]\,9{,}81 \cdot 0{,}75} = 4{,}3 \text{ м/с};$$

промежуточной — $h = 0{,}9 \cdot 0{,}75 \approx 0{,}67$ м;

$$u = \sqrt{[2{,}54 + 2\,(1 - 0{,}9)]\,9{,}81 \cdot 0{,}75} = 4{,}33 \text{ м/с};$$

крайней струйки — $h = 0{,}7 \cdot 0{,}75 = 0{,}52$;

$$u = \sqrt{[2{,}54 + 2\,(1 - 0{,}7)]\,9{,}81 \cdot 0{,}75} = 4{,}6 \text{ м/с}.$$

Сравнивая значения полученных скоростей и $V_{вых}$, за расчетное значение принимаем наибольшую скорость, т. е. $V_{расч} = 4{,}6$ м/с.

5. Установим состояние потока в бытовых условиях отводящего русла, спланированного в виде прямоугольного сечения с $B = 12$ м и $i_0 = 0{,}004$.

Критическая глубина

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 19{,}8^2}{9{,}81 \cdot 12^2}} = 0{,}67 \text{ м}.$$

Так как $h_0 > h_к = (0{,}85 \text{ м} > 0{,}67 \text{ м})$, то поток находится в спокойном состоянии. Отметим, что если h_0 не задано, то состояние потока в отводящем русле устанавливается по правилам § VI.1 при известных коэффициенте шероховатости и уклоне дна лога. Численный пример рассмотрен в задаче VIII.21.

6. Учитывая, что на выходе из сооружения поток находится в бурном состоянии, а при бытовой глубине — в спокойном, возможен местный размыв за счет гидравлического прыжка. Принимая $h'' = h_0$, находим по формуле (VIII.15) глубину местного размыва

$$\Delta_2 = 0{,}85 \cdot h_0 = 0{,}85 \cdot 0{,}85 = 0{,}73 \text{ м}.$$

7. Конструкцию укрепления принимаем с вертикальным «зубом», заглубление которого по зависимости (VIII.17) составляет $h_{укр} = 1{,}33 \cdot \Delta_р = 1{,}33 \cdot 0{,}73 \approx 1$ м. Длину укрепления $L_{укр}$ принимаем равной $l_р$, т. е. $L_{укр} \approx 4$ м. Ширину укрепления принимаем равной ширине отводящего русла, т. е.

$$B_{укр} = B = 12 \text{ м},$$

что согласуется с результатами расчета по зависимости (VIII.18).

Укрепление участка для расчетной скорости $V = 4{,}6$ м/с принимаем, по рекомендациям табл. VIII.2, монолитными бетонными плитами размером 2×3 м в плане, толщиной 8—10 см с арматурной сеткой.

VIII.21. Произвести расчет выходного участка за круглой железобетонной трубой $d = 2$ м, если $Q = 4$ м³/с; режим работы безнапорный; внутренняя поверхность трубы не вполне ровная при удовлетворительно устроенных швах и отсутствии песка и гравия на дне; уклон лога $i_0 = 0{,}01$; грунт отводящего русла суглинок (среднеплотный).

Решение. 1. Определим глубину $h_{вых}$ и скорость $V_{вых}$ потока на выходе из трубы, принимая уклон трубы равным уклону лога, т. е. $i_{тр} = i_0$.

Расходная характеристика

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = \frac{4}{0{,}01} = 40 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Принимая для заданной поверхности $n = 0{,}014$, по таблице приложения 17 для $d = 2$ м по n и K_0 находим, что $h_0 = 0{,}73$ м. По той же таблице, полагая $Q = Q_к$, устанавливаем, что $h_к = 0{,}98$ м. В связи с тем что $h_0 < h_к$, поток находится в бурном состоянии и, следовательно, $h_{вых} = 0{,}7h_0 = 0{,}7 \cdot 0{,}73 = 0{,}52$ м и соответственно $\omega = 0{,}63$ м² (см. таблицу приложения 17). Скорость потока на выходе

$$V_{вых} = \frac{Q}{\omega_{вых}} = \frac{4}{0{,}63} = 6{,}3 \text{ м/с}.$$

Устанавливаем предельную глубину потока $h_{пр}$ для данного числа $Fr_{вых}$, определяемого по формуле

$$Fr_{вых} = \frac{V^2_{вых}}{gh_{вых}} = \frac{6{,}3^2}{9{,}81 \cdot 0{,}52} = 7{,}8$$

следовательно, $\sqrt{Fr_{вых}} = \sqrt{7{,}8} = 2{,}78$.

Принимая за сооружением выходной участок, спланированный в виде русла прямоугольного сечения с $B/d = 5$, по табл. VIII.2 находим, что $\frac{h_{пр}}{h_к} = 2{,}6$ и, следовательно,

$$h_{пр} = 2{,}6h_к = 2{,}6 \cdot 0{,}98 = 2{,}54 \text{ м}.$$

3. Для определения формы сопряжения потока за трубой предварительно установим состояние потока в отводящем русле (см. § VI.1) при $B = 5d = 5 \cdot 2 = 10$ м, $i_0 = 0{,}01$ и коэффициенте шероховатости для неукрепленного земляного русла $n = 0{,}0275$ (см. таблицу приложения 4):

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 4^2}{9{,}81 \cdot 10^2}} = 0{,}26 \text{ м};$$

$$\omega_к = h_к B = 0{,}26 \cdot 10 = 2{,}6 \text{ м}^2;$$

$$\chi_к = B + 2h_к = 10 + 2 \cdot 0{,}26 = 10{,}52 \text{ м};$$

$$R_к = \frac{\omega_к}{\chi_к} = \frac{2{,}6}{10{,}52} = 0{,}25 \text{ м}.$$

Для $n = 0{,}0275$ и $R = 0{,}25$ по таблице приложения 5 находим, что $W_к = 12{,}7$ м/с, а значение критического уклона

$$i_к = \left(\frac{Q}{\omega_к W_к}\right)^2 = \left(\frac{4}{2{,}6 \cdot 12{,}7}\right)^2 = 0{,}015.$$

Нормальную (бытовую) глубину потока для выходного участка в нестесненном русле находим методом подбора. После ряда попыток назначаем $h = 0{,}3$ м и тогда

$$\omega = Bh = 10 \cdot 0{,}3 = 3 \text{ м}^2;$$

$$\chi = B + 2h = 10 + 2 \cdot 0{,}3 = 10{,}6 \text{ м};$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{3}{10{,}6} = 0{,}28 \text{ м}.$$

По таблице приложения 5 для $n = 0{,}0275$ и $R = 0{,}28$ величина $W = 13{,}8$ и, следовательно, расход $Q = \omega W \sqrt{i_0} = 3 \cdot 13{,}8\sqrt{0{,}01} = 4{,}14$ м³/с.

Так как расхождение между подсчитанным и заданным значениями Q меньше 5%, то $h_0 = h = 0{,}3$ м.

В связи с тем что $h_0 > h_к$ (0,3 > 0,26) и $i_0 < i_к$ (0,01 < 0,015), в отводящем русле поток находится в спокойном состоянии.

4. Определим форму сопряжения потока за трубой. Так как 0,3 м $< 0{,}85 \times 2{,}54 = 2{,}4$ м, то $h_0 < 0{,}85\, h_{пр}$ и имеет место свободное беспрыжковое растекание потока от $h_{вых} = 0{,}52$ м до $h_0 = 0{,}3$ м. За расчетное значение принимаем скорость на выходе из трубы, т. е. $V_{расч} = V_{вых} = 6{,}3$ м/с.

5. В связи с тем что гидравлический прыжок отсутствует, местный размыв возможен только вследствие превышения скорости потока в бытовых условиях над допускаемой для неукрепленного русла. Значение $V_{доп} = 0{,}7$ м/с устанавливаем по таблице приложения 3 для среднеплотного суглинка, а $V_{max} = V_0 = \frac{Q}{\omega} = \frac{4}{3} \approx 1{,}35$. Глубину местного размыва определяем по формуле (VIII.13):

$$\Delta_1 = h_0\left(\frac{V_{max}}{V_{доп}} = 1\right) = 0{,}3\left(\frac{1{,}35}{0{,}7} - 1\right) \approx 0{,}6 \text{ м}.$$

6. Конструкцию укрепления принимаем с вертикальным «зубом», заглубление которого по зависимости (VIII.17) составляет $h_{укр} = 1{,}33 \cdot 0{,}6 \approx 0{,}8$ м.

Длину укрепления определяем по формуле (VIII.20):

$$L_{укр} = 2d = 2 \cdot 2 = 4 \text{ м}.$$

Ширину укрепления принимаем равной ширине отводящего русла $B = 5d = 5 \cdot 2 = 10$ м.

Тип укрепления выходного участка для $V_{расч} = 6{,}3$ м/с принимаем по рекомендациям табл. VIII.3 в виде тюфяка из монолитных или сборных железобетонных плит размером 1 × 1 м в плане.

VIII.22. Установить глубину и скорость потока на выходе из трубы диаметром $d = 1$ м при расчетном расходе $Q = 0{,}85$ м³/с для не вполне ровно затертой поверхности трубы, при удовлетворительных швах, отсутствии песка и гравия на дне трубы, если: а) $i_{тр} = 0{,}002$; б) $i_{тр} = 0{,}026$.

VIII.23. Рассчитать выходной участок за круглой трубой $d = 2$ м; $Q = 2$ м³/с; режим работы безнапорный; внутренняя поверхность трубы шероховатая при наличии песка и гравия на дне; грунт отводящего русла среднеплотный суглинок, если: а) $i_0 > i_к$ ($i_0 = 0{,}03$); б) $i_0 < i_к$ ($i_0 = 0{,}003$).

VIII.24. Рассчитать выходной участок за круглой трубой $d = 1$ м; $Q = 1{,}8$ м³/с; режим работы полунапорный; внутренняя поверхность тщательно отделана при хорошо выполненных швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы; грунт отводящего русла лессовидный, если: а) $i_0 > i_к$ ($i_0 = 0{,}02$); б) $i_0 < i_к$ ($i_0 = 0{,}003$).

VIII.25. Рассчитать выходной участок за круглой трубой $d = 1{,}5$ м; $Q = 5$ м³/с; режим работы напорный; внутренняя поверхность не вполне ровно затерта при удовлетворительно устроенных швах и отсутствии песка и гравия на дне, грунт отводящего русла гравий 5 ÷ 10 мм, если: а) $i_0 > i_к$ ($i_0 = 0{,}02$); б) $i_0 < i_к$ ($i_0 = 0{,}003$).

VIII.26. Определить глубину и скорость потока на выходе из малого моста, если $b = 3$ м; $Q = 10{,}5$ м³/с; $H = 1{,}72$ м; подмостовое русло укреплено мощением, если: а) $i_0 = 0{,}002$; б) $i_0 = 0{,}02$.

Указание. При решении задач нормальная (бытовая) глубина воды за мостом h_0 определяется так же, как и в задаче VIII.21.

VIII.27. Установить форму сопряжения потока за малым мостом при $b = 6$ м; $H = 1{,}51$ м, $Q = 16$ м³/с; устои моста системы Н. А. Словинского; подмостовое русло укреплено мощением, если: а) $i_0 = 0{,}004$; $h_0 = 0{,}70$ м; б) $i_0 = 0{,}002$; $h_0 = 1{,}4$ м.

VIII.28. Рассчитать выходной участок за малым мостом при $b = 5$ м; $Q = 15$ м³/с; $H = 1{,}6$ м; подмостовое русло укреплено мощением; грунт отводящего русла среднеплотный суглинок, если: а) $i_0 = 0{,}002$; б) $i_0 = 0{,}02$.

VIII.29. Рассчитать выходной участок за малым мостом при $b = 3$ м (см. задачу VII.45); $Q_{сб} = 11$ м³/с; $H = 1{,}8$ м; подмостовое русло укреплено мощением; грунт отводящего русла среднеплотный суглинок, если: а) $i_0 = 0{,}002$; $h_0 = 0{,}8$ м; б) $i_0 = 0{,}004$; $h_0 = 0{,}5$ м.

§ VIII.3. ГАСИТЕЛИ ЭНЕРГИИ

Гасители энергии в виде водобойного колодца, водобойной стенки и комбинированного водобойного колодца проектируют при сопряжении бьефов по типу отогнанного прыжка (т. е. при $h''_с > h_б$ или $h_б > h_с$, см. § VIII.1).

Гидравлический расчет водобойного колодца (рис. VIII.16) сводится к определению его глубины и длины. Глубина водобойного колодца d может быть определена по зависимости

$$d = \sigma h_c'' - h_б - \Delta z, \qquad \text{(VIII.21)}$$

где Δz — перепад в выходной части водобойного колодца; σ — коэффициент запаса, равный 1,05—1,1.

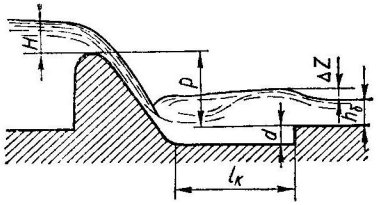


Рис. VIII.16

Величина Δz может быть определена по формуле

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_б^2}, \qquad \text{(VIII.22)}$$

где φ — коэффициент скорости, близкий к единице.

Глубина колодца определяется способом подбора. Расчет начинается с определения глубины в сжатом сечении h_c (см. § VIII.1) и ей сопряженной h_c'' (см. § VI.2). Часто при определении глубины колодца сопряженную глубину вычисляют по формуле подпертого прыжка, которая для прямоугольного русла имеет вид

$$h_c'' = \sqrt{h_c^2 + \frac{2\alpha q}{g}(V_c - V_2)}, \qquad \text{(VIII.23)}$$

где V_c — скорость в сжатом сечении; V_2 — скорость при выходе из колодца.

$$V_2 = \frac{q}{h_б + \Delta z}. \qquad \text{(VIII.24)}$$

Установив значение h_c'' и пренебрегая в первом приближении величиной Δz, определяют по зависимости (VIII.21) глубину колодца d. После этого находят h_c с учетом глубины колодца и расчет повторяют до совпадения d, назначенного и полученного по зависимости (VIII.21).

Длина водобойного колодца

$$l_к = l_c + \beta l_п, \qquad \text{(VIII.25)}$$

где $l_п$ — длина свободного гидравлического прыжка (см. § VI.2); β — коэффициент, принимаемый обычно равным 0,7—0,8; l_c — расстояние от сооружения до сжатого сечения (длина полета или отлета струи) за водобойной стенкой, которое в ряде случаев определяется по формуле

$$l_c = 1{,}33\sqrt{H_0(P + 0{,}3H_0)}, \qquad \text{(VIII.26)}$$

где P — высота падения струи.

Для облегчения расчета водобойных колодцев предложен ряд методов с использованием графиков и таблиц.

Порядок расчета по способу М. Д. Чертоусова следующий. Глубина водобойного колодца в первом приближении

$$d_0 = (\xi_0' - \xi_0) h_к, \qquad \text{(VIII.27)}$$

где

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_к}, \quad \text{а} \quad \xi_0' = \frac{T_0 + d_0}{h_к}.$$

Величина ξ_0' определяется по графику приложения 21 в зависимости от коэффициента φ и ξ_z',

$$\xi_z' = \frac{z_0 - \Delta z}{h_к},$$

где $z_0 = T_0 - h_0$ (T_0 — удельная энергия потока в верхнем бьефе относительно плоскости сравнения, проведенной через дно нижнего бьефа).

Глубина колодца d с учетом коэффициента запаса σ

$$d = \sigma d_0 + (\sigma - 1) h_б. \qquad \text{(VIII.28)}$$

Гидравлический расчет водобойной стенки сводится к определению ее высоты и расстояния от сооружения до стенки.

Высота водобойной стенки c (рис. VIII.17) может быть определена по зависимости

$$c = \sigma h_c'' - H, \qquad \text{(VIII.29)}$$

где H — напор на водобойной стенке.

Напор над стенкой H_0 определяется из формулы водослива

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

где коэффициент расхода для водобойной стенки обычно принимается $m = 0{,}42$ (см. § VII.1).

Вычислив H_0, находим

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g},$$

где V_0 — скорость потока перед стенкой;

$$V_0 = \frac{q}{\sigma h_c''}.$$

После определения высоты первой стенки необходимо проверять форму сопряжения бьефов за ней. В случае отогнанного прыжка проектируется еще одна стенка, расчет которой такой же (см. задачу VIII.31). Если же за стенкой получается затопленный прыжок и $h_б > c$, то водобойная стенка будет работать, как затопленный водослив, что и следует учитывать в расчетах (см. задачу VIII.31). Расстояние от сооружения до водобойной стенки определяется по формуле (VIII.25).

Комбинированный водобойный колодец (рис. VIII.18) состоит из углубленной части в дне водобоя и водобойной стенки. Глубина колодца d и высота водобойной стенки c смогут быть определены из зависимости

$$H_1 + c + d = \sigma h_c'', \qquad \text{(VIII.30)}$$

где h_c'' — сопряженная глубина прыжка в комбинированном колодце; H_1 — напор над водобойной стенкой.

В формулу (VIII.30) входят две неизвестные величины; задавшись одной из них, можно найти другую (например, задавшись глубиной колодца d, можно найти высоту стенки c). Часто при решении задач неизвестными оказываются и c и d. В этом случае находят высоту стенки c из условия, чтобы за стенкой не получился отогнанный прыжок.

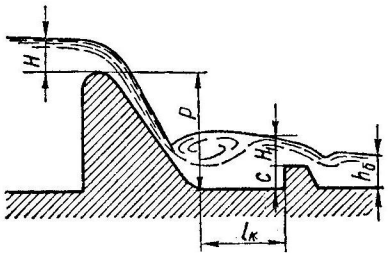


Рис. VIII.17

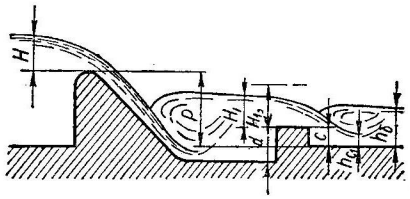


Рис. VIII.18

Поэтому сжатую глубину за стенкой определяют, как сопряженную с бытовой. Зная сжатую глубину за стенкой и скорость, можно определить удельную энергию потока перед стенкой из формулы

$$V_c = \varphi \sqrt{2g(T_{0_{ст}} - h_c)}, \qquad \text{(VIII.31)}$$

где $T_{0_{ст}}$ — полная удельная энергия перед стенкой.

Высоту стенки определяют из условия $c = T_{0_{ст}} - H_{0_{ст}}$, где напор над стенкой $H_{0_{ст}}$ найден по формуле водослива. Полученную высоту стенки округляют в сторону уменьшения, а глубину колодца определяют по зависимости (VIII.30).

Задачи

VIII.30. Определить размеры водобойного колодца в нижнем бьефе водосливной плотины при следующих данных: $q = 6{,}2$ м²/с; $H_0 = 1{,}93$ м; $P = 4{,}5$ м; $m = 0{,}49$; $\varphi = 0{,}98$; $h_б = 3$ м; $h_к = 1{,}63$ м;

Р е ш е н и е. а) *Способ подбора.* 1. Устанавливаем, что при переливе через плотину соблюдается условие $h_c'' > h_б$ и происходит сопряжение бьефов с отогнанным прыжком (см. задачу VIII.1).

2. Глубину колодца определяем по формуле (VIII.21), предварительно найдя значение $\Delta z = \dfrac{q^2}{2g\varphi^2 h_б^2} = \dfrac{6{,}2^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}98^2 \cdot 3^2} = 0{,}36$ м;

h_c'' — будет равно 3,48 м (см. задачу VIII.1).

Глубина колодца в первом приближении $d = \sigma h_c'' - h_б - \Delta z = 1{,}1 \cdot 3{,}48 - 3 - 0{,}36 = 0{,}47$ м. Примем $d = 0{,}5$ м.

3. Определим глубину колодца во втором приближении, для чего найдем величины h_c и h_c''. При наличии колодца высота падения струи увеличивается и тогда удельная энергия $T_0 = P + H_0 + d = 4{,}5 + 1{,}93 + 0{,}5 = 6{,}93$ м; затем находим $\xi_0 = \dfrac{T_0}{h_к} = \dfrac{6{,}93}{1{,}63} = 4{,}25$; по графику приложения 20, зная значения ξ_0, определяем

ξ_c и ξ_c'' при $\varphi = 0{,}98$;

$$\xi_c = \frac{h_c}{h_к} = 0{,}36; \quad \xi_c'' = \frac{h_c''}{h_к} = 2{,}18,$$

откуда $h_c = 0{,}36 \cdot 1{,}63 = 0{,}59$ м и $h_c'' = 2{,}18 \cdot 1{,}63 = 3{,}55$ м; следовательно, глубина колодца во втором приближении $d = 1{,}1 \cdot 3{,}55 - 3 - 0{,}36 = 0{,}55$ м.

4. Глубина колодца в третьем приближении получается близкой к 0,55 м. Поэтому практически глубину колодца принимаем 0,55 м.

5. Длину колодца определяем по формуле (VIII.25), причем $l_c = 0$, так как поток стекает по водосливной плотине, в конце которой и находится сечение с глубиной h_c (см. рис. VIII.1).

Длину прыжка определяем по формуле Н. Н. Павловского: $l_п = 2{,}5\,(1{,}9h_c'' - h_c) = 2{,}5\,(1{,}9 \cdot 3{,}55 - 0{,}59) = 15{,}38$ м;

$l_к = \beta l_п = 0{,}7 \cdot 15{,}38 = 10{,}8$ м;

практически можно принять $l_к = 11$ м.

б) *Способ М. Д. Чертоусова.* Определяем величину $\xi_z' = \dfrac{z_0 - \Delta z}{h_к}$, предварительно найдя значение $z_0 = T_0 - h_б = P + H_0 - h_б = 6{,}43 - 3 = 3{,}43$ м, тогда $\xi_z' = \dfrac{3{,}43 - 0{,}36}{1{,}63} = 1{,}87$.

По графику приложения 21 при $\varphi = 0{,}9$ находим $\xi_0' = 4{,}18$; $\xi_0 = \dfrac{T_0}{h_к} = 3{,}94$.

Глубина водобойного колодца $d = (\xi_0' - \xi_0) \cdot h_к = (4{,}18 - 3{,}94) \cdot 1{,}63 = 0{,}39$ м.

Введя в расчет запас, получим $d = \sigma d_0 + (\sigma - 1) h_б = 1{,}05 \cdot 0{,}39 + (1{,}05 - 1) \cdot 3 = 0{,}56$ м.

VIII.31. Определить размеры водобойной стенки, если при переливе воды через водосливную плотину образуется отогнанный прыжок при следующих данных: $q = 14$ м²/с; $h_б = 4$ м; $h_c = 1{,}1$ м; $h_к = 272$ м.

Р е ш е н и е. 1. Определяем большую сопряженную глубину

$$h_c'' = 0{,}5h_c\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_c^3}} - 1\right) = 0{,}5 \cdot 1{,}1\left(\sqrt{1 + 8\left(\frac{2{,}72}{1{,}1}\right)^3} - 1\right) = 5{,}32 \text{ м}.$$

Затем высчитываем напор над стенкой, приняв коэффициент расхода $m = 0{,}42$,

$$H_0 = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{14}{0{,}42\sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 3{,}85 \text{ м}.$$

Определяем скорость подхода

$$V_0 = \frac{q}{\sigma h_c''} = \frac{14}{1{,}1 \cdot 5{,}32} = 2{,}32 \text{ м/с}.$$

Находим $H = H_0 - \dfrac{\alpha V_0^2}{2g} = 3{,}85 - \dfrac{1{,}1 \cdot 2{,}32^2}{2 \cdot 9{,}81} = 3{,}53$ м.

Высота стенки $c_1 = \sigma h_c'' - H = 1{,}1 \cdot 5{,}32 - 3{,}53 = 2{,}32$ м.

Принимаем высоту стенки $c_1 = 2{,}4$ м.

2. Проверяем форму сопряжения бьефов за стенкой, для чего определяем h_c'', но сначала находим

$$T_{0_{ст}} = = c_1 + H_0 = 2{,}4 + 3{,}85 = 6{,}25 \text{ м и } \xi_0 = \frac{6{,}25}{2{,}72} = 2{,}3 \text{ м}.$$

Затем по графику приложения 20 при $\varphi = 0{,}95$ определяем величину $\xi''_c = 1{,}62$. Зная величину ξ''_c, определяем

$$h''_c = \xi''_c h_к = 1{,}62 \cdot 2{,}72 = 4{,}4 \text{ м}.$$

За стенкой получается отогнанный прыжок, так как $h_б < h''_c$. Поэтому проектируем еще одну стенку (рис. VIII.19).

3 Определяем высоту второй стенки. Скорость подхода $V_0 = \frac{q}{\sigma h''_c} = \frac{14}{1{,}1 \cdot 4{,}4} = 2{,}9$ м/с; геометрический напор $H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 3{,}85 - \frac{1{,}1 \cdot 2{,}9^2}{2 \cdot 9{,}81} = 3{,}38$ м.

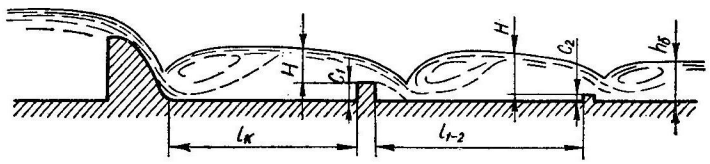


Рис. VIII.19

Высота стенки $c_2 = \sigma h''_c - H = 1{,}1 \cdot 4{,}4 - 3{,}38 = 1{,}46$ м.

Принимаем $c_1 = 1{,}5$ м.

4. Выясняем форму сопряжения за второй стенкой. Для этого определяем h''_c в зависимости от ξ_0 (график приложения 20):

$$T_0 = c_2 + H_0 = 1{,}5 + 3{,}85 = 5{,}85 \text{ м, откуда}$$

$$\xi_0 = \frac{5{,}35}{2{,}72} = 1{,}96 \text{ м}.$$

По графику величина ξ''_c получается равной 1,45, откуда

$$h''_c = \xi_c h_к = 1{,}45 \cdot 2{,}72 = 3{,}93 \text{ м}.$$

Сравнивая h''_c и $h_б$, убеждаемся, что за стенкой получается затопленный прыжок ($h''_c < h_б$).

5. Так как высота стенки $c_2 < h_б$, то стенка будет работать по схеме затопленного водослива. Определим напор над стенкой с учетом затопления водослива.

При $\frac{h_п}{H} = \frac{h_б - c_2}{H} = \frac{4 - 1{,}5}{3{,}38} = 0{,}74$ коэффициент затопления водослива $\sigma_э = 0{,}831$ (см. § VII.1). Тогда напор над стенкой

$$H_0 = \left(\frac{q}{\sigma_э m \sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{14}{0{,}831 \cdot 0{,}42 \sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 4{,}34 \text{ м}.$$

Так как напор над стенкой изменился, определяем высоту стенки во втором приближении, для чего сначала находим

$$H - H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 4{,}34 - \frac{1{,}1 \cdot 2{,}9^2}{2 \cdot 9{,}81} = 3{,}87 \text{ м}.$$

Тогда высота стенки $c_2 = \sigma h''_c - H = 1{,}1 \cdot 4{,}4 - 3{,}87 = 0{,}97$ м.

Принимаем высоту стенки $c_2 = 1$ м.

6. Определяем высоту стенки в третьем приближении, учитывая изменение коэффициента затопления водослива, зависящего от напора H и высоты стенки. При

$\frac{h_п}{H} = \frac{h_б - c_2}{H} = \frac{4 - 1}{3{,}87} = 0{,}78$ коэффициент затопления водослива $\sigma_э = 0{,}796$.

Тогда напор над стенкой $H_0 = \left(\frac{14}{0{,}796 \cdot 0{,}42 \sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 4{,}49$ м.

Геометрический напор

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 4{,}49 - \frac{1{,}1 \cdot 2{,}9^2}{2 \cdot 9{,}81} = 4{,}02 \text{ м}.$$

Высота стенки

$$c_2 = \sigma h''_c - H = 1{,}1 \cdot 4{,}4 - 4{,}02 = 0{,}82 \text{ м}.$$

Принимаем высоту стенки $c_2 = 0{,}8$ м.

7. Определяем высоту стенки в четвертом приближении. В данном случае $\sigma_э = 0{,}78$. Тогда

$$H_0 = \left(\frac{14}{0{,}78 \cdot 0{,}42 \sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 4{,}53 \text{ м};$$

$$H = 4{,}53 - \frac{1{,}1 \cdot 2{,}9^2}{2 \cdot 9{,}81} = 4{,}06 \text{ м}.$$

Высота стенки $c_2 = 1{,}1 \cdot 4{,}4 - 4{,}06 = 0{,}78$ м.

Ввиду того что высота стенки в четвертом приближении незначительно отличается от высоты стенки в третьем приближении, принимаем окончательно высоту второй стенки $c_2 = 0{,}8$ м.

8. Определяем расстояние от водослива до первой стенки по формуле (VIII.25), принимая $l_c = 0$, а длину свободного прыжка по формуле Н. Н. Павловского (см. § VII.2):

$$l_к = 0{,}8 \cdot 2{,}5\,(1{,}9h''_c - h_c) = 2\,(1{,}9 \cdot 5{,}32 - 1{,}1) \approx 18 \text{ м}.$$

9. Найдем расстояние между первой и второй стенкой. Для этого высчитаем дальность отлета струи по формуле (VIII.26):

$$l_c = 1{,}33 \sqrt{3{,}85\,(2{,}4 + 0{,}3 \cdot 3{,}85)} = 4{,}92 \text{ м}.$$

Длина прыжка будет

$$l_п = 2{,}5\,(1{,}9h''_c - h_c) = 2{,}5\,(1{,}9 \cdot 4{,}4 - 1{,}53) \approx 17 \text{ м}.$$

Расстояние между стенками подсчитываем по формуле (VIII.25), приняв $\beta = 1$:

$$l_{1-2} = 4{,}92 + 17{,}0 \approx 22 \text{ м}.$$

VIII.32. Определить размеры комбинированного водобойного колодца при переливе воды через плотину практического профиля при следующих данных: $Q = 310$ м³/с; $H_0 = 1{,}93$ м; $b = 50$ м; $P = 4{,}5$ м; $m = 0{,}49$; $h_б = 2{,}5$ м; $h_к = 1{,}63$ м; коэффициенты скорости: для стенки $\varphi = 0{,}95$; для плотины $\varphi = 0{,}98$.

Решение. 1. Определяем глубину h_c за стенкой как сопряженную с глубиной $h_б$:

$$h_c = 0{,}5h_б\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_б^3}} - 1\right) = 0{,}5 \cdot 2{,}5\left(\sqrt{1 + 8\frac{1{,}63^3}{2{,}5^3}} - 1\right) = 1 \text{ м}$$

Находим скорость в сжатом сечении

$$V_c = \frac{Q}{h_c b} = \frac{310}{1 \cdot 50} = 6{,}2 \text{ м/с}.$$

Но скорость в сжатом сечении можно определить и по формуле $V_c = \varphi\sqrt{2g(T_0 - h_c)}$, откуда получаем значение

$$T_0 = h_c + \frac{V_c^2}{\varphi^2 2g} = 1 + \frac{6{,}2^2}{0{,}95^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} = 3{,}27 \text{ м}.$$

Напор над стенкой

$$H_{01} = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{6{,}2}{0{,}45 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}}\right)^{2/3} = 2{,}16 \text{ м}.$$

2. Высота стенки $c = T_0 - H_{01} = 3{,}27 - 2{,}16 = 1{,}11$ м.

Чтобы добиться за стенкой затопленного прыжка, уменьшаем высоту стенки и принимаем ее равной 1 м. При этой высоте стенка будет работать, как затопленный водослив. Напор над стенкой несколько увеличится и при $\sigma_з = 0{,}92$ (см. § VII.1) будет $H_{01} = \left(\frac{6{,}2}{0{,}92 \cdot 0{,}45 \cdot 4{,}43}\right)^{2/3} = 2{,}25$ м, а высота стенки во втором приближении $c = T_0 - H_{01} = 3{,}27 - 2{,}25 \approx 1$ м.

3. Определяем глубину водобойного колодца по формуле

$$d = \sigma h_c'' - (c + H_1).$$

В данном случае $h_c'' = 3{,}48$ м (см. задачу VIII.1). Определяем геометрический напор над стенкой:

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = H_{01} - \frac{\alpha q^2}{2g\sigma^2 h_{c^2}''} = 2{,}25 - 0{,}21 = 2{,}04 \text{ м}.$$

Тогда глубина колодца $d = 1{,}1 \cdot 3{,}48 - (1 + 2{,}04) = 0{,}8$ м.

4. Определим глубину в сжатом сечении и ей сопряженную, учитывая изменение высоты падения струи. Далее определяем

$$T_0 = P + H_0 + d = 4{,}5 + 1{,}93 + 0{,}8 = 7{,}23 \text{ м}.$$

Зная величину T_0, находим $\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi T_0^{3/2}} = \frac{6{,}2}{0{,}98 \cdot 7{,}23^{3/2}} = 0{,}32$ и по таблице приложения 18 получаем значение $\tau'' = 0{,}49$, откуда $h_c'' = 0{,}49 \cdot 7{,}23 = 3{,}54$ м. Здесь же находим, что $\tau_c = 0{,}08$ и $h_c = 0{,}08 \cdot 7{,}23 = 0{,}58$ м.

Глубина колодца во втором приближении при коэффициенте запаса $\sigma = 1{,}1$ будет

$$d = 1{,}1 \cdot 3{,}54 - \left(1 + 2{,}25 - \frac{1{,}1 \cdot 6{,}2^2}{19{,}6 \cdot 1{,}1^2 \cdot 3{,}54^2}\right) \approx 1 \text{ м}.$$

Так как глубина колодца при третьем приближении практически не изменяется, принимаем глубину колодца $d = 1$ м.

5. Длину колодца определяем по формуле (VIII.25) при $l_c = 0$ и $l_п$ по формуле Н. Н. Павловского (см. § VII.2):

$$l_к = 0{,}8 l_п = 0{,}8 \cdot 2{,}5\,(1{,}9 \cdot h_c'' - h_c) = 0{,}8 \cdot 2{,}5\,(1{,}9 \cdot 3{,}54 - 0{,}58) \approx 14 \text{ м}.$$

VIII.33. Определить размеры водобойной стенки за быстротоком в канале трапецоидального сечения при следующих данных: $Q = 0{,}6$ м³/с; $m = 1{,}5$ (коэффициент заложения откосов канала и быстротока); глубина в конце быстротока $h_{кон} = 0{,}2$ м; $b = 0{,}6$ м; $h_к = 0{,}36$ м; $h_б = 0{,}5$ м.

Решение. 1. Выясним форму сопряжения. Для этого определяем бо́льшую сопряженную глубину по формуле А. Н. Рахманова (см. § VI.2):

$$h_{кон}'' = \frac{1{,}2h_к^2}{h_{кон} + 0{,}2h_к} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}36^2}{0{,}2 + 0{,}2 \cdot 0{,}36} = 0{,}57 \text{ м}.$$

Так как $h_{кон}'' > h_б > h_к$, образуется отогнанный прыжок; проектируем водобойную стенку.

2. Определяем способом подбора высоту стенки из уравнения пропускной способности трапецоидального водослива:

$$Q = m_р \sigma_п (b_c + 0{,}8mH_0)\sqrt{2g}H_0^{3/2}.$$

Задаемся высотой стенки $c = 0{,}4$ м.

Ширина стенки поверху

$$b_c = b + 2mc = 0{,}6 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}4 = 1{,}8 \text{ м}.$$

Геометрический напор над стенкой

$$H = \sigma h_{кон}'' - c = 1{,}05 \cdot 0{,}57 - 0{,}4 = 0{,}2 \text{ м}.$$

По графику, предложенному В. А. Степиным, (рис. VIII.20) определяем коэффициент расхода $m_р$, для чего высчитываем отношение

$$\frac{H}{b_c - c} = \frac{0{,}2}{1{,}8 - 0{,}4} = 0{,}166.$$

Коэффициент расхода $m_р = 0{,}415$.

Определяем скоростной напор

$$h_V = \frac{\alpha Q^2}{2g\,(b\sigma h_{кон}'' + m\sigma^2 h_{кон}^2)^2} = \frac{0{,}6^2}{2 \cdot 9{,}81\,(0{,}6 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}57 + 1{,}5 \cdot 1{,}05^2 \cdot 0{,}57^2)^2} = 0{,}02 \text{ м}.$$

Полный напор над стенкой

$$H_0 = H + h_V = 0{,}2 + 0{,}02 = 0{,}22 \text{ м}.$$

Вычисляем расход над стенкой (при $\sigma_п = 1$):

$$Q = m_р (b_c + 0{,}8mH_0)\sqrt{2g}H_0^{3/2} = 0{,}415\,(1{,}8 + 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}22)\,4{,}43 \cdot 0{,}22^{3/2} = 0{,}39 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расход, полученный по формуле, не равен заданному, следовательно, высота стенки определена неверно.

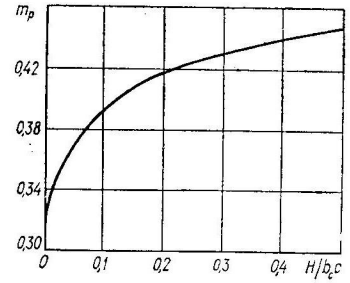


Рис. VIII.20

3. Задаемся высотой стенки $c = 0{,}31$ м, ширина водослива

$$b_c = b + 2mc = 0{,}6 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}31 = 1{,}53 \text{ м},$$

геометрический напор над стенкой

$$H = \sigma h_{кон}'' - c = 1{,}05 \cdot 0{,}57 - 0{,}31 = 0{,}29 \text{ м}.$$

Определяем по графику (рис. VIII.20) коэффициент расхода $m_р$. Для этого высчитываем отношение

$$\frac{H}{b_c - c} = \frac{0{,}29}{1{,}53 - 0{,}31} = 0{,}24.$$

Коэффициент расхода $m_р = 0{,}423$.

Полный напор над стенкой

$$H_0 = H + h_V = 0{,}29 + 0{,}02 = 0{,}31 \text{ м}.$$

Вычисляем расход над стенкой (при $\sigma_п = 1$):

$$Q = m_р (b_c + 0{,}8mH_0)\sqrt{2g}H_0^{3/2} = 0{,}423\,(1{,}53 + 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}31)\,4{,}43 \cdot 0{,}31^{3/2} = 0{,}61 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Полученный расход незначительно (меньше 5%) отличается от заданного и, следовательно, высота стенки задана правильно. Окончательно, по конструктивным соображениям, высоту стенки принимаем равной $c = 0{,}3$ м.

4. Выясняем форму сопряжения за стенкой, для чего определяем h_c и h_c'', но сначала находим

$$T_0 = c + H_0 = 0{,}3 + 0{,}31 = 0{,}61 \text{ м}$$

и вспомогательные величины A и B (см. § VIII.1), приняв $\varphi = 0{,}98$:

$$A = \frac{\sqrt{\alpha} Q}{\varphi b T_0^{3/2}} = \frac{0{,}6}{0{,}98 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}61^{3/2}} = 1{,}9;$$

$$B = \frac{mT_0}{b} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}61}{0{,}6} = 1{,}53.$$

По графику приложения 19 находим $\tau_c = \frac{h_c}{T_0} = 0{,}35$, откуда

$$h_c = \tau_c T_0 = 0{.}35 \cdot 0{,}62 = 0{,}22 \text{ м}.$$

По формуле А. Н. Рахманова определяем сопряженную глубину

$$h_c'' = \frac{1{,}2 h_к^2}{h_c + 0{,}2 h_к} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}36^2}{0{,}22 + 0{,}2 \cdot 0{,}36} = 0{,}53 \text{ м}.$$

За стенкой получается отогнанный прыжок, так как $h_c'' > h_б$. Поэтому проектируем еще одну стенку.

5. Задаемся высотой стенки $c = 0{,}27$ м. Ширина стенки поверху $b_c = b + 2mc = 0{,}6 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}27 = 1{,}41$ м.

Геометрический напор над стенкой

$$H = \sigma h_c'' - c = 1{,}05 \cdot 0{,}53 - 0{,}27 = 0{,}29 \text{ м}.$$

По графику (рис. VIII.20) определяем коэффициент расхода $m_р$, для чего высчитываем отношение

$$\frac{H}{b_c - c} = \frac{0{,}29}{1{,}41 - 0{,}27} = 0{,}255.$$

Коэффициент расхода $m_р = 0{,}425$.

Определяем скоростной напор

$$h_V = \frac{\alpha Q^2}{2g (b\sigma h_c'' + m\sigma^2 h_c'')^2} = \frac{0{,}6^2}{2 \cdot 9{,}81 (0{,}6 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}53 + 1{,}5 \cdot 2{,}05^2 \cdot 0{,}53^2)^2} = 0{,}028.$$

Полный напор $H_0 = H + h_V = 0{,}29 + 0{,}028 = 0{,}318$ м.

Вычисляем расход над стенкой (при $\sigma_р = 1$):

$$Q = m_р (b_c + 0{,}8 m H_0) \sqrt{2g} H_0^{3/2} =$$

$$= 0{,}425 (1{,}41 + 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}318) 4{,}43 \cdot 0{,}318^{3/2} = 0{,}606 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Полученный расход незначительно отличается от заданного и, следовательно, высота стенки задана правильно.

6. Для выяснения формы сопряжения за стенкой определяем h_c и h_c'', для чего высчитываем T_0; A и B (см. § VIII.1):

$$T_0 = c + H_0 = 0{,}27 + 0{,}318 = 0{,}588 \text{ м};$$

$$A = \frac{\sqrt{\alpha} Q}{\varphi b T_0^{3/2}} = \frac{0{,}6}{0{,}98 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}588^{3/2}} = 2{,}25;$$

$$B = \frac{mT_0}{b} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}588}{0{,}6} = 1{,}47.$$

По графику приложения 19 находим

$$\tau_c = \frac{h_c}{T_0} = 0{,}41,$$

откуда

$$h_c = \tau_c T_0 = 0{,}41 \cdot 0{,}588 = 0{,}24 \text{ м}.$$

По формуле А. Н. Рахманова определяем сопряженную глубину

$$h_c'' = \frac{1{,}2 h_к^2}{h_c + 0{,}2 h_к} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}36^2}{0{,}24 + 0{,}2 \cdot 0{,}36} = 0{,}49 \text{ м}.$$

За стенкой получается затопленный прыжок $h_б > h_c''$ и стенка будет работать по схеме затопленного водослива; при этом напор над стенкой несколько увеличивается.

Напор над стенкой определяется способом подбора из уравнения пропускной способности водобойной стенки. Учитывая увеличение напора, а также по конструктивным соображениям высоту стенки принимаем равной 0,25 м.

7. Расстояние от конца быстротока до первой стенки, по предложению В. А. Степина, $l_к = 0{,}55\, l_п$, где $l_п$ — длина гидравлического прыжка за быстротоком, определяемая по формуле (VI.26):

$$l_п = h_к (17{,}1m + 2{,}6) = 0{,}36 (17{,}1 \cdot 1{,}5 + 2{,}6) = 10{,}2 \text{ м}.$$

Тогда

$l_к = 0{,}55 \cdot 10{,}2 = 5{,}6$ м.

8. Найдем расстояние между первой и второй стенкой. Для этого высчитываем приближенно дальность отлета струи по формуле (VIII.26):

$$l_0 = 1{,}33 \sqrt{H_0 (p + 0{,}3 H_0)} = 1{,}33 \sqrt{0{,}588 (0{,}27 + 0{,}3 \cdot 0{,}588)} = 0{,}82 \text{ м}.$$

Длину прыжка принимаем равной длине прыжка за быстротоком $l_п = 10{,}2$ м. Расстояние между стенками определяем по формуле (VIII.25), приняв $\beta = 0{,}55$:

$$l_{1-2} = 0{,}82 + 0{,}55 \cdot 10{,}2 \approx 6{,}5 \text{ м}.$$

VIII.34. Определить глубину и длину водобойного колодца за плотиной практического профиля при $H = 4$ м; $m = 0{,}48$; $P = 16$ м; $h_б = 3{,}5$ м, если: а) не учитывать перепад Δz на выходе потока из гасителя энергии; б) учитывать перепад; в) учитывать возникновение подпертого прыжка.

Указания. Расчет производить на 1 м ширины плотины. Коэффициент скорости φ принимать в соответствии с рекомендациями § VIII.1.

VIII.35. Определить высоту водобойной стенки, а также расстояние от плотины до стенки, проектируемой в качестве гасителя энергии после плотины практического профиля, при $H = 2{,}5$ м; $m = 0{,}49$; $P = 10$ м, если: а) $h_б = 2{,}2$ м; б) $h_б = 4$ м.

Указание. См. задачу VIII.31. Расчет производить на 1 м ширины плотины.

VIII.36. Рассчитать гаситель энергии в виде водобойной стенки при переливе воды через плотину при $q = 15$ м^2/с; $P = 4{,}5$ м; $m = 0{,}49$; $\varphi = 0{,}98$, если: а) $h_б = 3$ м; б) $h_б = 4$ м.

Указание. Расчет производить на 1 м ширины плотины.

VIII.37. В канале прямоугольного сечения установлен водослив с широким порогом высотой $P = 2{,}6$ м. Ширина канала ($b = 10{,}3$ м)

равна ширине водослива, глубина воды в канале за водосливом $h_б = 2{,}5$ м; расход $Q = 70$ м³/с; $m = 0{,}36$ и $\varphi = 0{,}95$. Определить: а) размеры водобойного колодца; б) высоту водобойной стенки и расстояние от водослива до стенки.

VIII.38. Найти размеры комбинированного водобойного колодца за плотиной практического профиля. Дано: $P = 18$ м; $m = 0{,}48$; $h_б = 5$ м, если: а) $H = 5$ м; б) $q = 24{,}5$ м²/с.

Указание. См. задачу VIII.32. Расчет производить на 1 м ширины плотины.

VIII.39. Определить высоту водобойной стенки комбинированного водобойного колодца, запроектированного в нижнем бьефе водосливной плотины практического профиля, если: а) $q = 8$ м²/с и $h_б = 3$ м; б) $h_б = 2{,}3$ м и напор на гребне водослива $H_0 = 2{,}7$ м.

Указание. Коэффициент скорости φ принять в соответствии с рекомендацией § VIII.1. Расчет производить на 1 м ширины плотины.

VIII.40. Вычислить глубину водобойного колодца в комбинированном гасителе энергии, запроектированного в нижнем бьефе водосливной плотины практического профиля при высоте водобойной стенки $c = 1$ м; $P = 10$ м, если: а) напор над стенкой $H = 1{,}5$ м; б) $q = 3{,}5$ м²/с.

Указание. См. задачу VIII.2. Расчет производить на 1 м ширины плиты.

VIII.41. Определить размеры гасителя энергии в случае резкого перелома уклона дна канала прямоугольного сечения при $i_1 = 0{,}22$; $h_{01} = 0{,}18$ м; $i_2 = 0{,}004$; $h_{02} = 0{,}62$ м; $Q = 0{,}8$ м³/с: а) водобойного колодца; б) водобойной стенки.

Указание. При решении задачи следует воспользоваться рекомендациями § VIII.1.

VIII.42. Определить размеры водобойного колодца в случае резкого перелома уклона дна русла при $i_1 = 0{,}15$; $h_{01} = 0{,}26$ м; $i_2 = 0{,}005$; $h_{02} = 0{,}8$ м; $Q = 0{,}9$ м³/с; $b = 0{,}5$ м для: а) русла прямоугольного сечения ($m = 0$); б) русла трапецоидального сечения ($m = 0$).

VIII.43. Определить размеры гасителя энергии в бетонном канале прямоугольного сечения, имеющего резкий перелом дна русла при $i_1 = 0{,}06$; $h_{01} = 0{,}45$ м; $i_2 = 0{,}003$; $n = 0{,}017$ и $b = 2$ м в виде: а) водобойного колодца; б) водобойной стенки; в) комбинированного водобойного колодца.

Глава IX
СОПРЯГАЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ IX.1. ПЕРЕПАДЫ

Перепадами называются сооружения, в которых сопряжение уровней в руслах с большим уклоном осуществляется в результате движения потока по ступеням (уступам). Перепады различают одноступенчатые и многоступенчатые.

Одноступенчатые перепады. В расчет таких перепадов (рис. IX.1) входят следующие задачи: определение ширины входной части (если ее сечение отличается от сечения подводящего русла); глубины $h_п$, скорости $V_п$, длины l_1 и типа укрепления русла над стенкой падения; расстояния от стенки падения до сжатого сечения, глубины в сжатом сечении h_c; установление формы сопряжения бьефов; типа укрепления в нижнем бьефе; определение (при необходимости) размеров гасителя энергии.

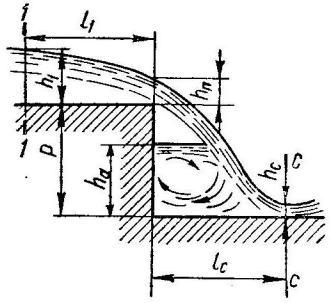


Рис. IX.1

Когда сечение перепада отличается по форме от сечения подводящего русла, то его входную часть рассчитывают, как водослив с широким порогом (рис. IX.2, *а*), если $(2 \div 3)\,H \leqslant \delta \leqslant (8 \div 10)H$, или как водослив практического профиля (рис. IX, 2, *б*), если $\delta \leqslant (2 \div 3)\,H$. Расчет входной части в этом случае сводится к определению необходимой ширины $b_п$ отверстия водослива (т. е. ширины перепада) при известных расходе Q и напоре на водосливе H, который принимается из условий установления в верхнем бьефе заданной глубины, обычно равной нормальной глубине в подводящем канале h_0. Ширина $b_п$ определяется по методам расчета водосливов (§ VII.1).

Когда входную часть перепада делают того же сечения, что и подводящее русло, движение непосредственно перед стенкой падения уже не

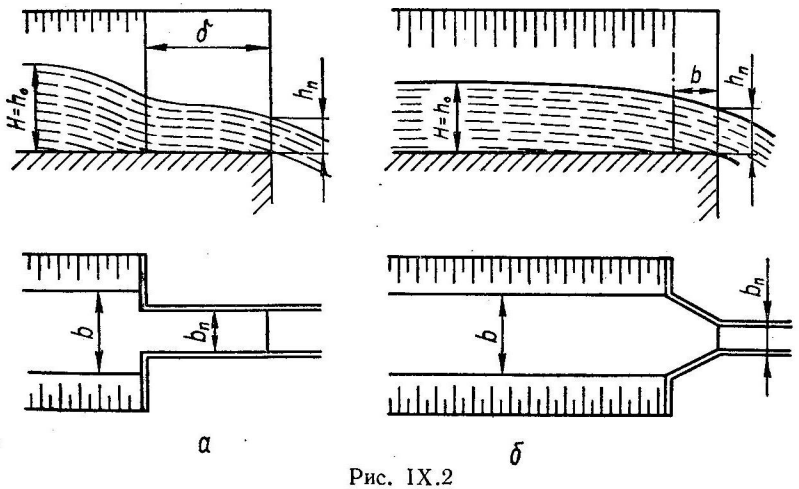


Рис. IX.2

является плавноизменяющимся вследствие влияния значительной кривизны потока.

По предложению В. Н. Попова, глубину (и скорость) над стенкой падения определяют с помощью уравнения

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_п} + \beta y_п \omega_п, \qquad \text{(IX.1)}$$

где ω_1 и $\omega_п$ — площади сечений *1 — 1* (см. рис. IX.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 плавно изменяющимся движением. При спокойном состоянии потока в верхнем бьефе таким сечением является сечение с критической глубиной $h_к$, т. е. $h_1 = h_к$. При бурном состоянии потока и равномерном движении в верхнем бьефе следует принимать $h_1 = h_0$; если же в верхнем бьефе устанавливается неравномерное движение, то глубину h_1 можно определить одним из методов построения кривых свободной поверхности.

При свободном доступе воздуха под струю и наличии боковых стенок на водопадном участке 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

$$V_п = V_1\left(1 + y_1\omega_1^2\frac{g}{\alpha_0 Q^2}\right). \qquad (IX.2)$$

Для ряда частных случаев решения уравнения (IX.1) следует пользоваться табл. IX.1, в которой приведены значения относительной глубины над стенкой падения $h_п/h_1$ перепадов в руслах трапецоидального, прямоугольного и треугольного сечений.

Таблица IX.1

$\mu = \frac{mh_к}{b}$	β	$h_п/h_1$ при $h_1/h_к$					
		1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
0	0	0,67	0,73	0,8	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	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	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 $h_1 \leqslant 0{,}5h_к$ 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.

Для перепадов в безнапорных круглых трубах и в руслах сегментного сечения формула (IX.2) приводится к виду

$$V_п = V_1\left(1 + \frac{D_{*1}}{\Pi_Q}\right), \qquad (IX.3)$$

где $\Pi_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{gr^5}$ — расходный параметр трубы или сегментного русла с радиусом r; $D_* = \frac{y\omega^2}{r^5} = y'\omega'^2$ (где y — глубина погружения центра тяжести сечения, $y' = \frac{y}{r}$) — коэффициент, зависящий от относительной глубины $\Delta = h/r$ и определяемый по табл. IX.2. Значения D_{*1} принимаются в зависимости от Δ_1. Площадь сечения потока над стенкой падения в этом случае определяется как $\omega_п = \frac{Q}{V_п}$. По таблице приложения 1 в зависимости от $\frac{\omega_п}{r^2} = \omega_п'$ находится величина $\Delta_п$, а затем и глубина над стенкой падения

$$h_п = \Delta_п r. \qquad (IX.4)$$

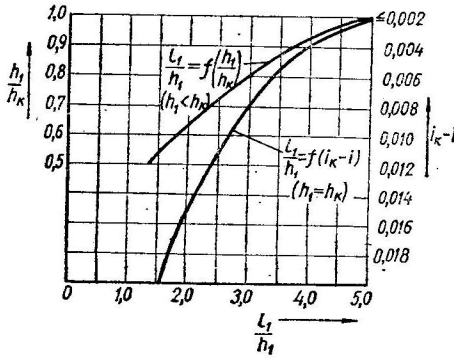


Рис. IX.3

По найденным скорости и глубине над перепадом принимают (таблица приложения 3) тип дополнительного укрепления на участке слива перед стенкой падения. Относительная протяженность этого участка l_1/h_1, по данным Ю. М. Константинова, зависит от отношения $h_1/h_к$ (при $h_1 < h_к$) или от разности $i_к - i$ (при $h_1 = h_к$) и может быть определена по графику (рис. IX. 3). Принятая длина дополнительного укрепления должна быть не меньше 1 м.

Глубина в сжатом сечении h_c находится одним из методов, рассмотренных в § VIII.1. При этом для перепадов того же сечения, что и подводящее русло, удельная энергия перед стенкой падения определяется по формуле

$$T_0 = P + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g}, \qquad (IX.5)$$

а коэффициент скорости φ принимается по табл. IX.3.

После определения h_c находится площадь в сжатом сечении ω_c, а затем и скорость

$$V_c = \frac{Q}{\omega_c}, \qquad (IX.6)$$

по которой назначается тип укрепления в отводящем канале (при отсутствии гасителей энергии).

Для перепадов в круглых безнапорных трубах и в руслах сегментного сечения относительная площадь сжатого сечения определяется по формуле

$$\omega_c' = \frac{0{,}707\sqrt{\Pi_Q}}{\varphi\sqrt{T_0' - \Delta_c}}, \qquad (IX.7)$$

где $T_0' = \frac{T_0}{r}$; $\Delta_c = \frac{h_c}{r}$; $\omega_c' = \frac{\omega_c}{r^2}$.

Таблица IX.2

$\Delta = \frac{h}{r}$	Круглая труба			Перепадный колодец		
	ω'	D_*	M	ω'	D_*	M
0,2	0,164	0,0021	0,0128	0,164	0,0021	0,0128
0,3	0,3	0,0106	0,0353	0,3	0,0106	0,0353
0,4	0,447	0,0326	0,0729	0,447	0,0326	0,0729
0,5	0,614	0,0776	0,126	0,614	0,0776	0,126
0,6	0,793	0,155	0,195	0,793	0,155	0,195
0,7	0,98	0,282	0,287	0,98	0,282	0,287
0,8	1,174	0,462	0,394	1,174	0,462	0,394
0,9	1,371	0,71	0,518	1,371	0,71	0,518
1	1,571	1,048	0,667	1,571	1,048	0,667
1,1	1,771	1,48	0,834	1,771	1,48	0,834
1,2	1,968	2,01	1,02	1,971	2,01	1,02
1,3	2,16	2,66	1,23	2,17	2,66	1,23
1,4	2,35	3,41	1,45	2,37	3,45	1,45
1,5	2,53	4,29	1,7	2,57	4,38	1,7
1,6	2,69	5,28	1,96	2,77	5,45	1,97
1,7	2,85	6,41	2,25	2,97	6,7	2,26
1,8	2,98	7,56	2,54	3,17	8,13	2,56
1,9	3,08	8,72	2,83	3,37	9,74	2,89
2	3,14	9,87	3,14	3,57	11,56	3,24
2,1				3,77	13,59	3,6
2,2				3,97	15,85	3,99
2,3				4,17	18,34	4,4
2,4				4,37	21,09	4,83
2,5				4.57	24,05	5,26
2,6				4,77	27,38	5,74
2,7				4,97	30,95	6,23
2,8				5,17	34,83	6,73
2,9				5,37	39,11	7,28
3				5,57	43,5	7,81

Таблица IX.3

$h_1 \leqslant h_к$	$\frac{Ph_к}{h_п^2}$	2,4 и менше	3,5	5	7	9	11	14	17	21
$h_1 = h_к$ (Русло прямоугольного сечения)	$\frac{P}{h_к}$	1,2 и менше	1,75	2,5	3,5	4,5	5,5	7,0	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

Примечание. Исследования, проведенные в Одесском инженерно-строительном институте под руководством Б. О. Ботука, показатели, что для перепадов, входная часть которых выполнена в виде водослива с боковым сжатием, а также для перепадов в руслах трапецоидального сечения коэффициенты скорости имеют несколько меньшие значения. В этих случаях использование данных табл. IX.3 дает некоторый запас в расчете.

Уравнение (IX.7) решается методом последовательного приближения. Задавшись величиной Δ_c, вычисляют значение ω_c' в первом приближении. Затем по таблице приложения 1 уточняется значение Δ_c и вторично по (IX.7) определяется значение ω_c' и т. д. Расчет считается законченным, когда два последовательных значения ω_c' почти не отличаются друг от друга. По найденному значению ω_c' определяется площадь в сжатом сечении $\omega_c = \omega_c' r^2$, а затем и скорость $V_c = \frac{Q}{\omega_c}$.

Скорость в сжатом сечении может быть найдена и по приближенной формуле Ю. Н. Даденкова.

$$V_c = \varphi_1 \sqrt{V_п^2 + g(2p + h_п)}, \qquad (IX.8)$$

где коэффициент скорости φ_1 принимается по табл. IX.3.

Зная скорость в сжатом сечении, можно найти и глубину в этом сечении. Для прямоугольных русел

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b_п \sqrt{V_п^2 + g(2P + h_п)}}. \qquad (IX.9)$$

Расстояние от стенки падения до сжатого сечения в общем случае определяется по формуле

$$l_c = V_п \sqrt{\frac{2P + h_п}{g}} \qquad (IX.10)$$

или более точно для перепадов в руслах прямоугольного сечения по формуле Ю. М. Константинова

$$l_c = V_п \frac{1{,}4P + 0{,}8h_п}{\sqrt{gP}} + 1{,}5h_c. \qquad (IX.11)$$

При уклоне дна нижнего бьефа $i < i_к$ установление формы сопряжения бьефов и расчет гасителей энергии производится так же, как и после водосливных плотин (§ VIII.1 и VIII.3).

При $i > i_к$ после сжатого сечения обычно устанавливается кривая подпора типа *IIв* со скоростями, бо́льшими, чем при равномерном движении в отводящем канале. Для уменьшения ее длины применяют гасители энергии. В этом случае водобойную стенку рассчитывают по схеме незатопленного водослива, а глубину водобойного колодца определяют по формуле

$$d = \sigma h_c'' - h_к, \qquad (IX.12)$$

где коэффициент запаса принимается $\sigma = 1{,}05 \div 1{,}1$.

Для перепадов в круглых безнапорных трубах и руслах сегментного сечения при установлении формы сопряжения бьефов большая сопряженная глубина прыжка в сжатом сечении $h_{сп}$ определяется из уравнения

$$\frac{\Pi_Q + D_{*c}}{\omega_c'} = \frac{\Pi_Q + D_{*сп}}{\omega_{сп}'}. \qquad (IX.13)$$

Это же уравнение применяется при расчете водобойного колодца, сечение которого в нижней части устраивается полукруглым, а в верхней

прямоугольным (рис. IX.4). Значения D_* и ω' для прыжка в круглой трубе и в водобойном колодце приведены в табл. IX.2. Уравнение (IX.13) может быть решено способом подбора или с помощью графика (рис. IX.5). На графике приведены относительные значения сопряженных глубин h/r и прыжковых функций $\frac{\theta(h)}{r^3}$ при разных расходных параметрах трубы $\Pi_Q = \frac{\alpha Q^2}{gr^5}$. Нижняя часть графика относится к гидравлическому прыжку в круглой трубе и в водобойном колодце, а в верхней части сплошные линии относятся к прыжку в водобойном колодце, а пунктирные ответвления к прыжку в круглой трубе. Порядок пользования этим графиком аналогичен порядку пользования графиком А. Н. Рахманова для гидравлического прыжка в трапецоидальном русле (приложение 11).

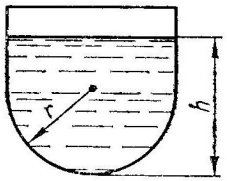


Рис. IX.4

Длину прыжка в этих случаях можно определить по формуле В. С. Кальфа

$$l_{пр} \approx 6\frac{\omega_{сп} - \omega_c}{B_c} = 6\frac{\omega'_{сп} - \omega'_c}{B'_c} r, \qquad (IX.14)$$

где B_c — ширина потока поверху в сжатом сечении; $B'_c = \frac{B_c}{r}$.

Большая сопряженная глубина для прыжка, находящегося в водобойном колодце или перед водобойной стенкой, более точно может быть определена из уравнения подпертого прыжка

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_c} + y_c\omega_c = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_{вых}} + y''_c\omega''_c. \qquad (IX.15)$$

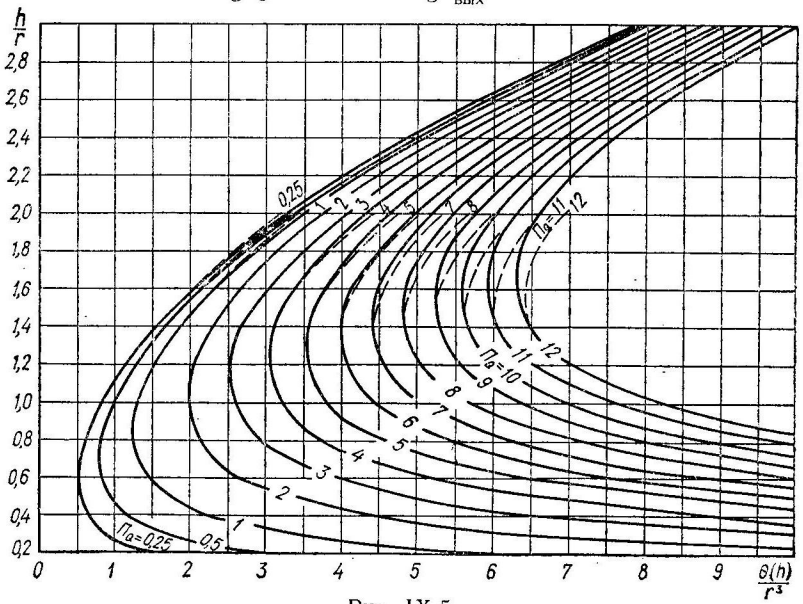


Рис. IX.5

Для русел прямоугольной формы большая сопряженная глубина в этих условиях определяется по формуле (VIII.23), которая может быть представлена в виде

$$h''_c = \sqrt{h_c^2 + \frac{2\alpha_0 Q^2}{gb^2}\left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_{вых}}\right)}. \qquad (IX.16)$$

Для подпертого прыжка в водобойном колодце круглой канализационной трубы уравнение (IX.15) приводится к виду

$$M_{сп} = \frac{\theta_1}{r^3} - \frac{\Pi_Q}{\omega'_{вых}} \qquad (IX.17)$$

или

$$M_{сп} = \Pi_Q\left(\frac{1}{\omega'_c} - \frac{1}{\omega'_{вых}}\right) + M_c, \qquad (IX.18)$$

где $\frac{\theta_1}{r^3} = \frac{\Pi_Q + D_{*c}}{\omega'_к}$ — относительная прыжковая функция в сечении перед прыжком, которая также может быть определена по графику (рис. IX.5); $M = y'\omega'$ (в зависимости от Δ значения M приводится в табл. IX.2); $\omega'_{вых} = \omega_{вых}/r^2$.

По найденной величине $M_{сп}$ находится значение $\Delta_{сп}$, а затем и бóльшая сопряженная глубина подпертого прыжка $h_{сп} = \Delta_{сп}r$.

Глубина на выходе из гасителя энергии $h_{вых}$ принимается при расчете водобойных стенок $h_{вых} = H$ (H — напор перед стенкой) и при расчете водобойных колодцев $h_{вых} = h_0$ (при $i < i_к$) и $h_{вых} = h_к$ (при $i > i_к$).

Для русел трапецоидального, кругового и сегментного сечений по глубине $h_{вых}$ находят площадь живого сечения $\omega_{вых}$, а затем из уравнения (IX.15) определяют ω''_c, а по ней и h''_c.

Многоступенчатые перепады. Эти перепады могут быть без водобойных стенок в конце каждой ступени или с водобойными стенками колодезного типа.

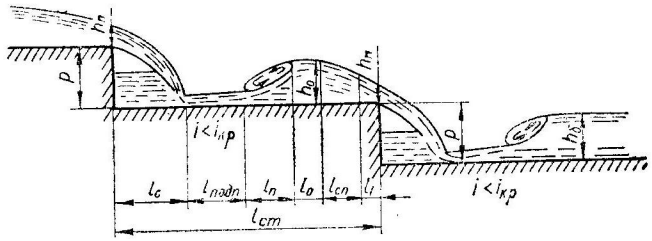


Рис. IX.6

В первом случае (рис. IX.6) глубины, скорости над стенкой падения и в сжатом сечении и положение последнего определяют так же, как и для одноступенчатых перепадов. Дополнительно необходимо только установить, как протекает вода на второй и последующих ступенях.

При уклоне $i < i_к$ длина ступени $l_{ст}$ характеризуется в общем случае зависимостью

$$l_{ст} = l_с + l_{подп} + l_п + l_0 + l_{сп} + l_1, \qquad (IX.19)$$

где $l_с$ — расстояние от стенки падения до сжатого сечения; $l_{подп}$ — длина кривой подпора; $l_п$ — 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 главе VI.

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 на ней не устанавливаются, и в таком случае

$$l_{ст} = l_с + l_{подп} + l_1. \qquad (IX.20)$$

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. § IV.4) найти 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 $h_к$ (что соответствует максимальному гашению энергии на данной ступени). При этом длину кривой подпора $l_{подп}$ подсчитывают от сжатого сечения до сечения с критической глубиной, а затем по формуле (IX.20) определяют необходимую длину ступени.

При уклоне дна более критического ($i > i_к$) и большой длине ступени кривая подпора строится до сечения с нормальной глубиной h_0. В этом случае в формуле (IX.19) величины $l_п$ и $l_{сп}$ будут равны нулю. Если же ступень при этом будет короткая, как и в предыдущем случае, следует пользоваться формулой (IX.20).

Определив глубины протекания воды, находят скорости на соответствующих участках ступени и по ним принимают типы укрепления русла.

Перепады колодезного типа (рис. IX.7) 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.

По предложению Ю. М. Константинова, при расчете таких перепадов можно также применять упрощенный метод расчета. В этом случае, задаваясь числом ступеней N при ориентировочной их высоте $P = (1{,}5 \div 5)\, h_к$, определяют окончательную высоту стенок падения (включая высоту водобойной стенки в конце каждой ступени) по формуле

$$P = \frac{\frac{z}{N} + 0{,}46 A h_к}{1 - 0{,}09A}, \qquad (IX.21)$$

где z — разница отметок дна верхнего и нижнего бьефов; $A = \frac{N-1}{N}$, если при выходе в нижний бьеф устраивается водобойная стенка (рис. IX.7, *а*); $A = 1$, если при выходе в нижний бьеф устраивается водобойный колодец (рис. IX.7, *б*).

Высоты водобойных стенок на каждой ступени, а также при выходе в нижний бьеф принимаются по формуле

$$c = 0{,}345 \sqrt{(P + 1{,}5h_к) h_к}. \qquad (IX.22)$$

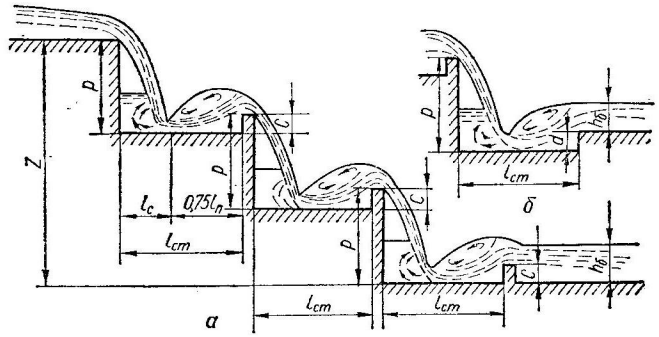


Рис. IX.7

При устройстве на выходе в нижний бьеф водобойного колодца глубина его $d = c$ также принимается по формуле (IX.22).

Длина каждой ступени определяется по формуле

$$l_{ст} = 0{,}7P + 9{,}6h_к. \qquad (IX.23)$$

Задачи

IX.1. Определить глубину, среднюю скорость потока, тип и длину дополнительного укрепления над стенкой падения перепада в русле прямоугольного сечения шириной $b = 1{,}2$ м при расходе $Q = 1{,}2$ м^3/с, если: а) уклон дна $i = 0{,}001$; нормальная глубина протекания воды в русле $h_0 = 0{,}75$ м; под струю обеспечен свободный доступ воздуха; б) $i = 0{,}002$; $h_0 = 0{,}6$ м; струя свободно истекает в атмосферу; в) $i = 0{,}02$; $h_0 = 0{,}3$ м; под струю обеспечен свободный доступ воздуха; г) $i = 0{,}015$; $h_0 = 0{,}35$ м; без доступа воздуха под струю.

Решение. а) 1. Определяем критическую глубину:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 1{,}20^2}{9{,}8 \cdot 1{,}20^2}} = 0{,}48 \text{ м}.$$

Так как $h_к < h_0$, то поток перед перепадом находится в спокойном состоянии и $h_1 = h_к$.

2. Определяем глубину и скорость над стенкой падения. По табл. IX.1 при $\beta = 1/3$ и $\mu = \frac{m h_к}{b} = \frac{0 \cdot 0{,}48}{1{,}2} = 0$; $h_п = 0{,}71 h_к = 0{,}71 \cdot 0{,}48 = 0{,}34$ м и $V_п = \frac{Q}{b h_п} = \frac{1{,}2}{1{,}2 \cdot 0{,}34} = 2{,}94$ м/с.

3. По таблице допускаемых скоростей (приложение 3) устанавливаем, что дно русла перед стенкой падения необходимо укрепить мощением из рваного камня размером 20 см на слое щебня 10 см. Боковые стенки русла принимаем из бутовой кладки. Для определения длины дополнительного укрепления на участке слива l_1 (при $h_1 = h_к$) найдем предварительно критический уклон $i_к$.

Гидравлический радиус

$$R_к = \frac{\omega_к}{\chi_к} = \frac{bh_к}{b + 2h_к} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}48}{1{,}2 + 2 \cdot 0{,}48} = 0{,}27 \text{ м}.$$

По таблице приложения 5 при $n = 0{,}02$ находим скоростную характеристику $W_к = 19{,}8$ м/с.

Критический уклон определяем по формуле (VI.9), которая для русел прямоугольного сечения приводится к виду

$$i_к = \frac{gh_к}{\alpha W_к^2} = \frac{9{,}8 \cdot 0{,}48}{1{,}1 \cdot 19{,}8^2} = 0{,}011.$$

При $i_к - i = 0{,}011 - 0{,}001 = 0{,}01$ по графику (рис. IX.3) находим $\frac{l_1}{h_1} = 2{,}7$ и $l_1 = 2{,}7h_1 = 2{,}7 \cdot 0{,}48 = 1{,}3$ м.

Примечание. Так как нормальная глубина в верхнем бьефе больше критической ($h_0 > h_к$), то перед участком слива установится кривая спада типа *Iб* с уменьшением глубин от h_0 до $h_к$ и со скоростями, большими, чем при равномерном движении. По этим скоростям должно быть подобрано укрепление этого участка, а длина его определяется по методам, изложенным в § VI.4.

IX.2. Определить глубину и среднюю скорость потока, тип и длину дополнительного укрепления над стенкой перепада в конце канала при расходе $Q = 0{,}6$ м³/с, если: а) ширина канала по дну $b = 0{,}6$ м; коэффициент заложения откосов $m = 1{,}5$; нормальная глубина $h_0 = 0{,}28$ м; под струю отсутствует доступ воздуха; б) $b = 0{,}8$ м; $m = 1{,}5$; $h_0 = 0{,}5$ м; под струю отсутствует доступ воздуха; в) $b = 0{,}5$ м; $m = 2$; $h_0 = 0{,}3$ м; струя истекает в атмосферу; г) $b = 0$; $m = 1{,}25$; $h_0 = 0{,}6$ м; струя истекает в атмосферу; д) $b = 0{,}2$ м; $m = 1$; $h_0 = 0{,}45$ м; под струю отсутствует доступ воздуха.

IX.3. Определить глубину и скорость потока в конце круглой безнапорной трубы, оканчивающейся перепадом, если: а) диаметр трубы $D = 1$ м; расход $Q = 1{,}13$ м³/с; нормальное наполнение $\Delta_0 = 1{,}6$; б) $D = 1{,}5$ м; $Q = 6{,}5$ м³/с; $\Delta_0 = 1{,}65$; в) $D = 0{,}8$ м; $Q = 0{,}76$ м³/с; $\Delta_0 = 1{,}5$.

Решение. а) 1. Определяем нормальную глубину в трубе

$$h_0 = \Delta_0 r = \Delta_0 \frac{D}{2} = 1{,}6 \frac{1}{2} = 0{,}8 \text{ м}.$$

2. Узнаем критическую глубину, для чего находим

$$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}} = \frac{1{,}13}{0{,}5^2\sqrt{0{,}5}} = 6{,}38.$$

По таблице приложения 1 находим относительное критическое наполнение $\Delta_к = 1{,}25$, а затем и $h_к = \Delta_к r = 1{,}25 \cdot 0{,}5 = 0{,}62$ м.

Так как $h_0 > h_к$, то в трубе поток находится в спокойном состоянии и, следовательно, $h_1 = h_к$.

3. Определяем площадь живого сечения и скорость потока в сечении *1—1*, предварительно определив по приложению 1 (при $\Delta_1 = 1{,}25$) значение $\omega_1' = 2{,}066$;

$$\omega_1 = \omega_1' r^2 = 2{,}066 \cdot 0{,}5^2 = 0{,}52 \text{ м}^2$$

и

$$V_1 = \frac{Q}{\omega_1} = \frac{1{,}13}{0{,}52} = 2{,}18 \text{ м/с}.$$

4. Подсчитываем величину расходного параметра трубы

$$\Pi_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{gr^5} = \frac{1 \cdot 1{,}13^2}{9{,}81 \cdot 0{,}5^5} = 4{,}16,$$

а по таблице IX.2 определяем значение $D_{*1} = 2{,}335$. Находим скорость потока в конце трубы по формуле (IX.3):

$$V_п = 2{,}18\left(1 + \frac{2{,}335}{4{,}16}\right) = 3{,}4 \text{ м/с}.$$

5. Определяем глубину в конце трубы $h_п$, находя предварительно площадь живого сечения $\omega_п$ и величины $\omega_п'$ и $\Delta_п$:

$$\omega_п = \frac{Q}{V_п} = \frac{1{,}13}{3{,}41} = 0{,}33 \text{ м}^2;$$

$$\omega_п' = \frac{\omega_п}{r^2} = \frac{0{,}33}{0{,}5^2} = 1{,}32;$$

по таблице приложения 1 $\Delta_п = 0{,}87$; $h_п = \Delta_п r = 0{,}87 \cdot 0{,}5 = 0{,}44$ м.

IX.4. Круглая канализационная труба заканчивается перепадом в приемнике насосной станции и ее концевое сечение используется как расходомер. Построить зависимость $Q = f(h_п)$ для значений $\Delta_0 = 0{,}2 \div 1{,}9$, если: а) диаметр трубы $D = 0{,}8$ м; уклон $i = 0{,}0055$; коэффициент шероховатости $n = 0{,}012$; б) $D = 1{,}2$ м; $i = 0{,}006$; $n = 0{,}014$; в) $D = 1{,}6$ м; $i = 0{,}008$; $n = 0{,}012$.

Указание. Предварительно следует определить для разных нормальных глубин h_0 в трубе соответствующие расходы Q (см. указание к задаче V.7), а затем соответствующие им глубины в конце трубы (см. решение задачи IX.3). Следует учитывать, что при изменении наполнения в трубе может измениться состояние потока.

IX.5. Рассчитать одноступенчатый перепад в русле прямоугольного сечения шириной $b = 1{,}2$ м при уклоне $i = 0{,}001$ и свободном доступе воздуха под струю, если: а) высота перепада $P = 1$ м; расход $Q = 1{,}2$ м³/с; нормальная глубина в верхнем бьефе $h_0 = 0{,}75$ м и в нижнем бьефе $h_б = 0{,}75$ м; б) $P = 1$ м; $Q = 1{,}2$ м³/с; $h_0 = 0{,}75$ м; $h_б = 0{,}4$ м; в) $P = 2$ м; $Q = 1{,}6$ м³/с; $h_0 = h_б = 0{,}85$ м; г) $P = 0{,}8$ м; $Q = 1$ м³/с; $h_0 = h_б = 0{,}35$ м.

При необходимости следует предусмотреть в нижнем бьефе гаситель энергии в виде водобойного колодца.

Решение. а) 1—3. Определение критической глубины $h_к$ и глубины $h_п$, скорости и длины дополнительного укрепления над стенкой падения приведено в решении задачи IX.1.

4. Определяем глубину в сжатом сечении по формуле (IX.9):

$$h_c = \frac{1{,}2}{0{,}88 \cdot 1{,}2\sqrt{2{,}94^2 + 9{,}81(2 \cdot 1 + 0{,}34)}} = 0{,}2 \text{ м}.$$

Коэффициент скорости φ_1 принят по табл. IX.3 при $\frac{P}{h_к} = 2{,}08$.

5. Определяем бо́льшую сопряженную глубину по формуле

$$h_c'' = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{\alpha_0 Q^2}{g b^2 h_c^3}} - 1\right) =$$

$$= \frac{0{,}2}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{1 \cdot 1{,}2^2}{9{,}81 \cdot 1{,}2^2 \cdot 0{,}2^3}} - 1\right) = 0{,}91 \text{ м}.$$

Так как $h_c'' > h_б$ (0,91 м > 0,75 м), то в нижнем бьефе будет отогнанный прыжок, и в этом случае необходимо устройство гасителя энергии.

6. Принимаем гаситель энергии в виде водобойного колодца, глубина которого в первом приближении $d = \sigma h_c'' - h_б = 1{,}05 \cdot 0{,}91 - 0{,}75 = 0{,}2$ м.

7. Уточняем глубину в сжатом сечении в связи с увеличением высоты стенки падения до $P_1 = 1 + 0{,}2 = 1{,}2$ м (при этом $\frac{P_1}{h_к} = 2{,}5$ и $\varphi_1 = 0{,}86$) по формуле

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b \sqrt{V_p^2 + g(2P_1 + h_p)}} =$$

$$= \frac{1{,}2}{0{,}86 \cdot 1{,}2\sqrt{2{,}94^2 + 9{,}81(2 \cdot 1{,}2 + 0{,}34)}} = 0{,}19 \text{ м}.$$

8. Определяем большую сопряженную глубину по формуле подпертого прыжка (IX.16):

$$h_c'' = \sqrt{0{,}19^2 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 1{,}2^2}{9{,}81 \cdot 1{,}2^2}\left(\frac{1}{0{,}19} - \frac{1}{0{,}75}\right)} = 0{,}9 \text{ м}.$$

Практически глубина h_c'' не изменилась.

9. Проверяем коэффициент запаса

$$\sigma = \frac{d + h_б}{h_c''} = \frac{0{,}2 + 0{,}75}{0{,}9} = 1{,}055.$$

Полученное значение σ находится в требуемых пределах. Окончательно принимаем глубину колодца $d = 0{,}2$ м.

10. Определяем расстояние до сжатого сечения по формуле (IX.11):

$$l_c = 2{,}94\frac{1{,}4 \cdot 1{,}2 + 0{,}8 \cdot 0{,}34}{\sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}2}} + 1{,}5 \cdot 0{,}19 = 1{,}96 \text{ м}.$$

11. Определяем длину прыжка по формуле М. Д. Чертоусова

$$l_п = 10{,}3 h_c\left[\left(\frac{h_к}{h_c}\right)^{3/2} - 1\right]^{0{,}81} = 10{,}3 \cdot 0{,}19\left[\left(\frac{0{,}48}{0{,}19}\right)^{3/2} - 1\right]^{0{,}81} = 4{,}79 \text{ м}.$$

12. Определяем длину колодца

$$l_к = l_c + 0{,}75 l_п = 1{,}96 + 0{,}75 \cdot 4{,}79 = 5{,}56 \text{ м}.$$

Округляя, принимаем окончательно $l_к = 5{,}6$ м.

Указание. Вариант б отличается от предыдущего тем, что $h_б < h_к$ (0,40 м < < 0,48 м) и в нижнем бьефе устанавливается кривая подпора типа II в между сечениями с глубинами h_c и $h_б$. Для уменьшения длины участка с повышенными скоростями целесообразно запроектировать водобойный колодец, глубина которого в первом приближении определяется по формуле (IX.12):

$$d = 1{,}05 \cdot 0{,}91 - 0{,}48 = 0{,}48 \text{ м}.$$

Уточнения глубины в сжатом сечении и ей сопряженной, а также глубины колодца и определение его длины ведутся аналогично рассмотренному выше решению.

IX.6. Рассчитать перепад прямоугольного сечения с высотой $P = 3$ м, входной частью по типу водослива с широким порогом и свободным доступом воздуха под струю при подводящем русле трапецоидального сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1{,}25$, если: а) расход $Q = 2{,}8$ м³/с, ширина подводящего русла по дну $b = 1{,}8$ м; глубина в подводящем русле и в нижнем бьефе $h_0 = 1{,}1$ м; б) $Q = 3{,}5$ м³/с; $b = 2$ м; $h_0 = 1{,}2$ м; в) $Q = 4$ м³/с; $b = 2{,}2$ м; $h_0 = 1{,}3$ м.

Указание. При необходимости предусмотреть устройство водобойной стенки после перепада.

Решение. а) 1. Определяем необходимую ширину перепада, предварительно вычислив площадь ω_0, скорость V_0 и полный напор H_0 в живом сечении подводящего русла:

$$\omega_0 = bh_0 + mh_0 = 1{,}8 \cdot 1{,}1 + 1{,}25 \cdot 1{,}1^2 = 3{,}49 \text{ м}^2;$$

$$V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{2{,}8}{3{,}49} = 0{,}8 \text{ м/с};$$

$$H_0 = h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 1{,}1 + \frac{1{,}1 \cdot 0{,}8^2}{2 \cdot 9{,}81} = 1{,}14 \text{ м}.$$

Принимаем в первом приближении коэффициент расхода водослива $m' = 0{,}36$ и находим ширину перепада

$$b_п = \frac{Q}{m'\sqrt{2g}H_0^{3/2}} = \frac{2{,}8}{0{,}36\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}14^{3/2}} = 1{,}44 \text{ м}.$$

Уточняем коэффициент расхода m' по формуле (VII.15), приняв

$$\nu_в = \frac{bH}{\Omega_{в.б}} = \frac{b_п h_0}{\omega_0};$$

$$m' = 0{,}3 + 0{,}08\frac{1{,}44 \cdot 1{,}1}{3{,}49} = 0{,}336.$$

Уточняем ширину перепада:

$$b_п = \frac{2{,}8}{0{,}336\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 1{,}14^{3/2}} = 1{,}54 \text{ м}.$$ Принимаем $b = 1{,}5$ м.

2. Определяем критическую глубину $h_к$ и по табл. IX.1 (при $\beta = 1/3$, $\mu = 0$) глубину над стенкой падения $h_п$:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 2{,}8^2}{9{,}81 \cdot 1{,}5^2}} = 0{,}73 \text{ м};$$

$$h_п = 0{,}71 \cdot h_к = 0{,}71 \cdot 0{,}73 = 0{,}52 \text{ м}.$$

Глубину в сжатом сечении, бо́льшую сопряженную глубину и расстояние от стенки падения до сжатого сечения определяем аналогично решению задачи IX.5. Особенности расчета водобойной стенки приведены в § VIII.3.

IX.7. По условиям предыдущей задачи (варианты а, б, в) рассчитать перепад с входной частью по типу водослива практического профиля. В нижнем бьефе предусмотреть водобойный колодец.

IX.8. По условиям задачи IX.6 (варианты а, б, в) рассчитать перепад с входной частью по типу водослива практического профиля. При необходимости предусмотреть в нижнем бьефе комбинированный водобойный колодец.

Указание. Особенности расчета комбинированного водобойного колодца приведены в § VIII.5.

IX.9. Водосброс из водохранилища запроектирован в виде одноступенчатого перепада высотой $P = 4$ м и отводящего канала прямоугольного сечения шириной $b = 3$ м. Входная часть перепада устроена в виде водослива с широким порогом и с доступом воздуха под струю. Рассчитать перепад с гасителем энергии в виде водобойного колодца, если: а) максимальное превышение уровня воды в водохранилище над отметкой входной части перепада $H = 1{,}3$ м; глубина в отводящем канале $h_0 = 1{,}1$ м; б) $H = 1{,}5$ м; $h_0 = 1{,}3$ м; в) $H = 1{,}7$ м; $h_0 = 1{,}5$ м.

IX.10. Рассчитать одноступенчатый перепад в русле трапецоидального сечения при ширине по дну $b = 0{,}8$ м; коэффициенте заложения откосов $m = 1{,}5$; уклоне дна $i = 0{,}002$; при истечении струи в атмосферу, если: а) расход $Q = 1$ м^3/с; высота стенки падения $P = 1{,}5$ м; нормальная глубина протекания воды в русле $h_0 = 0{,}6$ м; б) $Q = 1{,}5$ м^3/с; $P = 1{,}2$ м; $h_0 = 0{,}7$ м; в) $Q = 1{,}2$ м^3/с; $P = 1{,}3$ м; $h_0 = 0{,}65$ м.

IX.11. Установить форму сопряжения бьефов после перепада в круглой трубе системы водоотведения (канализации), если: а) диаметр трубы $D = 1$ м, высота перепада $P = 2$ м, расход $Q = 1{,}13$ м^3/с, нормальное наполнение в верхнем и нижнем бьефах $\Delta_0 = 1{,}6$; б) $D = 1{,}2$ м; $P = 1{,}9$ м; $Q = 3$ м^3/с; $\Delta_0 = 1{,}65$; в) $D = 1{,}4$ м; $P = 1{,}6$ м; $Q = 4{,}5$ м^3/с; $\Delta_0 = 1{,}58$; г) $D = 0{,}9$ м; $P = 0{,}8$ м; $Q = 0{,}9$ м^3/с; $\Delta_0 = 1{,}5$. При необходимости рассчитать водобойный колодец.

Решение. а) 1—5. Определение нормальной глубины h_0, критической глубины $h_к$, расходного параметра трубы Π_Q, глубины $h_п$ и скорости $V_п$ над стенкой падения приведено в решении задачи IX.3.

6. Определяем удельную энергию в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа по формуле (IX.5):

$$T_0 = 2 + 0{,}625 + \frac{1{,}1 \cdot 2{,}18^2}{2 \cdot 9{,}81} = 2{,}89 \text{ м}.$$

При $\frac{Ph_к}{h_п^2} = \frac{2 \cdot 0{,}62}{0{,}44^2} = 6{,}4$ по табл. IX.3 определяем коэффициент скорости $\varphi = 0{,}885$.

По формуле (IX.7) находим в первом приближении относительную площадь сжатого сечения, приняв предварительно в правой части $\Delta_c = 0{,}4$,

$$\omega_c' = \frac{0{,}707\sqrt{4{,}16}}{0{,}885\sqrt{\frac{2{,}89}{0{,}5} - 0{,}4}} = 0{,}702.$$

Этому значению ω_c' соответствует $\Delta_c = 0{,}55$ (таблица приложения 1), которое подставляем в формулу (IX.7) и находим во втором приближении

$$\omega_c' = \frac{0{,}707\sqrt{4{,}16}}{0{,}885\sqrt{\frac{2{,}89}{0{,}5} - 0{,}55}} = 0{,}712.$$

Так как значение ω_c' почти не изменилось, окончательно принимаем $\omega_c' = 0{,}712$ и по таблице приложения 1 находим $\Delta_c = 0{,}56$ и глубину в сжатом сечении

$$h_c = 0{,}56 \cdot 0{,}5 = 0{,}28 \text{ м}.$$

7. По графику (рис. IX.5) устанавливаем, что для относительной глубины до прыжка $\Delta_c = 0{,}56$ нет сопряженной большой глубины в пределах высоты сечения трубы $\Delta \leqslant 2$. Следовательно, сопряжение происходит по типу отогнанного гидравлического прыжка.

8. Принимаем гаситель энергии в виде водобойного колодца. По графику (рис. IX.5) определяем бо́льшую относительную сопряженную глубину $\frac{h_{сп}}{r} = 2{,}43$ и

$$h_{сп} = 2{,}43 \cdot 0{,}5 = 1{,}21 \text{ м}.$$

9. Глубина водобойного колодца в первом приближении

$$d = \sigma h_{сп} - h_б = 1{,}05 \cdot 1{,}21 - 0{,}8 = 0{,}47 \text{ м}.$$

10. Уточняем относительную площадь сжатого сечения в связи с увеличением высоты стенки падения до $P_1 = 2 + 0{,}47 = 2{,}47$ м $\left(\text{при этом } \frac{P_1 h_к}{h_п^2} = 7{,}9 \text{ и } \varphi = 0{,}852\right)$ по формуле (IX.7), принимая в первом приближении ранее полученное значение $\Delta_c = 0{,}56$,

$$\omega_c' = \frac{0{,}707\sqrt{4{,}16}}{0{,}852\sqrt{\frac{2{,}89 + 0{,}47}{0{,}5} - 0{,}56}} = 0{,}682.$$

Этому значению ω_c' соответствует относительная глубина $\Delta_c = 0{,}54$ и $B_c' = 1{,}78$ (таблица приложения 1). Так как значение Δ_c практически не изменилось, дальнейших приближений не требуется.

11. Определяем величину $M_{сп}$ по формуле (IX.17), приняв $h_{вых} = h_0$ и $\omega_0' = 2{,}694$ (при $\Delta_0 = 1{,}6$):

$$M_{сп} = \frac{\Pi_Q + D_{*c}}{\omega_1'} - \frac{\Pi_Q}{\omega_0'} = \frac{4{,}16 + 0{,}109}{0{,}682} - \frac{4{,}16}{2{,}694} = 4{,}7.$$

Этому значению $M_{сп}$ соответствует относительная бо́льшая сопряженная глубина $\Delta_{сп} = 2{,}37$, а ее абсолютное значение $h_{сп} = \Delta_{сп} r = 2{,}37 \cdot 0{,}5 = 1{,}19$ м.

12. Проверяем коэффициент запаса

$$\sigma = \frac{d + h_0}{h_{сп}} = \frac{0{,}47 + 0{,}8}{1{,}19} = 1{,}07.$$

Учитывая, что σ находится в требуемых пределах, принимаем окончательно глубину колодца $d = 0{,}47$ м.

13. Находим расстояние до сжатого сечения по формуле (IX.10):

$$l_c = V_п\sqrt{\frac{2P + h_п}{g}} = 3{,}4\sqrt{\frac{2 \cdot 2{,}47 + 0{,}44}{9{,}81}} = 1{,}99 \text{ м}.$$

14. Вычисляем длину прыжка после сжатого сечения, определив предварительно $\omega_{сп} = 4{,}31$ (табл. IX.2 при $\Delta_{сп} = 2{,}37$):

$$l_{пр} = 6\frac{\omega_{сп}' - \omega_c'}{B_c'} r = 6\frac{4{,}31 - 0{,}682}{1{,}78} 0{,}5 = 6{,}11 \text{ м}.$$

15. Определяем длину водобойного колодца

$$l_к = l_c + 0{,}7 l_{пр} = 1{,}99 + 0{,}7 \cdot 6{,}11 = 6{,}27 \text{ м}.$$

IX.12. Рассчитать перепад в круглой безнапорной трубе диаметром $D = 0{,}8$ м при нормальном наполнении в верхнем и нижнем бьефах $\Delta_0 = 1{,}5$, если: а) высота перепада $P = 2{,}2$ м; расход $Q = 0{,}85$ м³/с; б) $P = 2{,}5$ м; $Q = 0{,}7$ м³/с; в) $P = 3$ м; $Q = 0{,}6$ м³/с; г) $P = 2$ м; $Q = 0{,}5$ м³/с.

IX.13. Рассчитать перепад в русле сегментного сечения радиусом $r_0 = 0{,}5$ м при нормальной глубине в подводящем и отводящем русле $h_0 = 0{,}4$ м, если: а) высота перепада $P = 1$ м; расход $Q = 0{,}4$ м³/с; б) $P = 0{,}9$ м; $Q = 0{,}45$ м³/с; в) $P = 0{,}8$ м; $Q = 0{,}35$ м³/с; г) $P = 0{,}7$ м; $Q = 0{,}3$ м³/с.

IX.14. Определить необходимую длину ступеней многоступенчатого перепада в русле трапецоидального сечения шириной по дну $b = 1$ м при коэффициенте заложения откосов $m = 1{,}5$; уклоне ступеней $i = 0{,}001$; спокойном состоянии потока в верхнем бьефе; истечении струи в атмосферу и максимальном гашении энергии на каждой ступени, если: а) высота ступени $P = 1{,}2$ м; расход $Q = 1{,}5$ м³/с; б) $P = 1{,}1$ м; $Q = 1{,}3$ м³/с; в) $P = 1$ м; $Q = 1{,}1$ м³/с; г) $P = 0{,}7$ м; $Q = 0{,}6$ м³/с.

Р е ш е н и е. а) 1. По рекомендациям § VI.1 определена критическая глубина $h_к = 0{,}49$ м, а по аналогии с решением задачи IX.1 определены глубина над стенкой падения $h_п = 0{,}36$ м и скорость над стенкой падения $V_п = 2{,}72$ м/с.

2. Определяем расстояние от стенки падения до сжатого сечения по формуле (VII.56):

$$l_c = 2{,}72\sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}2 + 0{,}36}{9{,}81}} = 1{,}44 \text{ м}.$$

3. Определяем скорость в сжатом сечении по формуле (IX.8) при $\frac{Ph_к}{h_к^2} = \frac{1{,}2 \cdot 0{,}49}{0{,}36^2} = 4{,}3$ и $\varphi_1 = 0{,}88$:

$$V_c = 0{,}88\sqrt{2{,}72^2 + 9{,}81\,(2 \cdot 1{,}2 + 0{,}36)} = 5{,}16 \text{ м/с}.$$

4. Вычисляем площадь ω_c и глубину в сжатом сечении h_c:

$$\omega_c = \frac{Q}{V_c} = \frac{1{,}5}{5{,}16} = 0{,}29 \text{ м}^2;$$

$$h_c = \frac{\sqrt{b^2 + 4\omega_c m} - b}{2m} = \frac{\sqrt{1 + 4 \cdot 0{,}29 \cdot 1{,}5} - 1}{2 \cdot 1{,}5} = 0{,}22 \text{ м}.$$

5. Выбираем тип укрепления русла на второй ступени. Принимаем (таблица приложения 3) в качестве укрепления бутовую кладку ($V_{доп} = 5{,}5$ м/с) вблизи сжатого сечения с дальнейшим переходом на булыжную мостовую на слое щебня не меньше 10 см ($V_{доп} = 2{,}5 \div 4$ м/с). По таблице приложения 4 принимаем коэффициент шероховатости $n = 0{,}02$.

6. Длину кривой подпора по методу В. И. Чарномского (см. § VI.4) между сечениями с глубинами h_c и $h_к$ определяем приближенно без разбивки на участки. Вычисляем для сечений с указанными глубинами:

площади живых сечений $\omega = bh + mh^2$;

удельные энергии сечения $Э = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$;

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

гидравлические радиусы $R = \frac{\omega}{\chi}$;

скоростные характеристики W по таблице приложения 5;

уклоны трения $i_f = \left(\frac{Q}{\omega W}\right)^2$;

средний уклон трения $i_{f_{ср}} = \frac{i_{f_c} + i_{f_к}}{2}$;

и определяем длину кривой подпора

$$l_{подп} = \frac{Э_к - Э_c}{i - i_{f_{ср}}}.$$

Результаты подсчетов сводим в табл. IX.4.

Таблица IX.4

Глубина, м	ω, м²	Э, м	χ, м	R, м	W, м/с	i_f	$i_{f_{ср}}$	$l_{подп}$, м
$h_c = 0{,}22$	0,29	1,72	1,79	0,16	13,6	0,145	0,076	14,13
$h_к = 0{,}49$	0,85	0,66	2,77	0,31	21,6	0,007		

7. Определяем длину участка слива в конце второй ступени l_1. Так как критический уклон $i_к = i_{f_к} = 0{,}007$, то $i_к - i = 0{,}007 - 0{,}001 = 0{,}006$. Этому значению по графику (рис. IX.3) соответствует $l_1 = 3{,}35h_к = 3{,}35 \cdot 0{,}49 = 1{,}64$ м.

8. Определяем необходимую длину ступени по формуле (IX.20):

$$l_{ст} = 1{,}44 + 14{,}13 + 1{,}64 = 17{,}21 \text{ м}.$$

IX.15. Рассчитать трехступенчатый перепад без водобойных стенок в конце ступеней в русле трапецоидального сечения, укрепленном одерновкой плашмя на малосвязном основании, при ширине по дну $b = 0{,}5$ м; коэффициенте заложения откосов $m = 1$; высоте ступеней $P = 0{,}6$ м; уклоне ступеней $i = 0{,}008$, если: а) расход $Q = 0{,}6$ м³/с; длина ступеней $l_{ст} = 25$ м; б) $Q = 0{,}45$ м³/с; $l_{ст} = 10$ м; в) $Q = 0{,}5$ м³/с; $l_{ст} = 15$ м; г) $Q = 0{,}4$ м³/с; $l_{ст} = 12$ м.

У к а з а н и е. При расчете следует определить на каждой ступени участки с повышенными скоростями, типы дополнительного укрепления и их длину.

IX.16. Рассчитать многоступенчатый перепад колодезного типа в русле прямоугольного сечения шириной $b = 1{,}7$ м при уклоне верхней ступени $i = 0{,}003$; разнице отметок дна верхнего и нижнего бьефа $z = 12$ м, предусмотрев на последней ступени водобойную стенку, если: а) расход $Q = 2{,}5$ м³/с; нормальная глубина в верхнем и нижнем бьефах $h_0 = 0{,}85$ м; б) $Q = 3$ м³/с; $h_0 = 1$ м; в) $Q = 2$ м³/с; $h_0 = 0{,}8$ м; г) $Q = 4$ м³/с; $h_0 = 1{,}2$ м.

Р е ш е н и е. а) 1. Определяем критическую глубину

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 2{,}5^2}{9{,}81 \cdot 1{,}7^2}} = 0{,}62 \text{ м}.$$

2. Глубину $h_п$ и скорость $V_п$ над стенкой падения, а также тип и длину дополнительного крепления верхнего бьефа определяют аналогично решению задачи IX.1.

3. Учитывая рекомендуемые высоты стенок падения $P = (1{,}5 \div 5)\,h_к$, принимаем ориентировочно $P = 1{,}5$ м и задаемся числом ступеней $N = z : P = 12 : 1{,}5 = 8$.

Уточняем высоты стенок падения по формуле (IX.21), предварительно вычислив значение A для случая устройства на выходе в нижний бьеф водобойной стенки:

$$A = \frac{N-1}{N} = \frac{8-1}{8} = \frac{7}{8};$$

$$P = \frac{\frac{12}{8} + 0{,}46\,\frac{7}{8} \cdot 0{,}62}{1 - 0{,}09 \cdot \frac{7}{8}} = 1{,}9 \text{ м}.$$

4. Определяем высоты водобойных стенок в конце каждой ступени и на выходе в нижний бьеф по формуле (IX.22):

$$c = 0{,}345\sqrt{(1{,}9 + 1{,}5 \cdot 0{,}62)\,0{,}62} = 0{,}46 \text{ м}.$$

Так как высота водобойной стенки на выходе в нижний бьеф меньше глубины в нижнем бьефе, то стенка работает как затопленный водослив и ее высота может быть уменьшена (см. задачу VIII.31). Однако для большей надежности при сбросе воды в незатопленный нижний бьеф следует принимать полученную высоту водобойной стенки $c = 0{,}46$ м, которая обеспечивает устойчивое положение гидравлического прыжка перед стенкой.

5. Определяем необходимую длину ступеней перепада по формуле (IX.23):

$$l_{ст} = 0{,}7 \cdot 1{,}9 + 9{,}6 \cdot 0{,}62 = 7{,}28 \text{ м}.$$

IX.17. Рассчитать многоступенчатый перепад прямоугольного сечения колодезного типа с входной частью по типу водослива с широким порогом при разнице отметок дна верхнего и нижнего бьефов $z = 15$ м. На выходе в нижний бьеф рассчитать водобойный колодец, если: а) расход $Q = 5$ м³/с; глубина перед входной частью $h = 2{,}5$ м; б) $Q = 4$ м³/с; $h = 2{,}4$ м; в) $Q = 3{,}5$ м³/с; $h = 2{,}1$ м; г) $Q = 4{,}5$ м³/с; $h = 2{,}2$ м.

§ IX.2. БЫСТРОТОКИ

Быстротоком называется русло с большим уклоном дна (более критического). Обычно быстротоки применяются при сопряжении бьефов или как водоотводящие сооружения.

Гидравлический расчет быстротока сводится к расчету входной части, лотка быстротока и водобойной части с выходным участком.

На входном участке быстротока определяются ширина русла, глубина, скорость потока и тип укрепления на изгибе. Часто входная часть и лоток быстротока устраиваются более узкими, чем подводящее русло.

В том случае, когда ширина и форма подводящего русла отличаются от сечения лотка быстротока, его входная часть рассматривается как водослив с широким порогом, если $3h \leqslant \delta \leqslant 8h$ (с неплавным входом, рис. IX.8, *а*, и с плавным входом, рис. IX.8, *б*), или как водослив практического профиля, если $\delta < (2 \div 3)\,h$ (рис. IX.9). Необходимая ширина $b_л$ водослива (т. е. ширина лотка быстротока прямоугольного сечения) при известных Q и h (h — напор на водосливе) определяется по методам расчета водослива (см. § VII.1).

Так как в рассматриваемом случае водослив всегда работает как незатопленный, то исходя из условия поддержания в верхнем бьефе заданной глубины h можно записать, что

$$Q = m b_л \sqrt{2g}\, H_0^{3/2}, \qquad \text{(IX.24)}$$

а ширина лотка быстротока

$$b_л = \frac{Q}{m\sqrt{2g}\, H_0^{3/2}}, \qquad \text{(IX.25)}$$

где $H_0 = h + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$; V_0 — скорость потока в подводящем русле при подходе к водосливу; m — коэффициент расхода, определяемый по рекомендациям § VII.1.

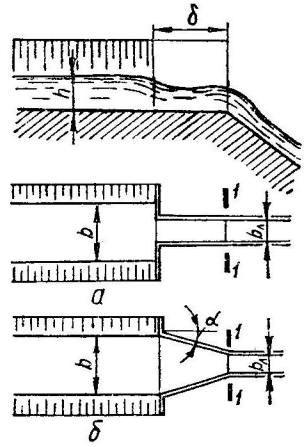


Рис. IX.8

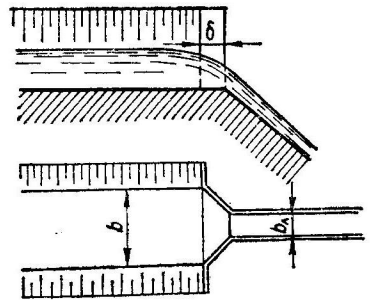


Рис. IX.9

Ширина прямоугольного лотка быстротока исходя из условий гидравлически наивыгоднейшего сечения может быть определена по формуле Ю. Н. Даденкова ($b_л$ в м, Q в м³/с):

$$b_л = 0{,}765\sqrt[5]{Q^2}. \qquad \text{(IX.26)}$$

В этом случае напор h перед водосливом определяется по вычисленному значению $b_л$ подбором из формулы водослива

$$h = \left(\frac{Q}{m\sqrt{2g}\, b_л}\right)^{2/3} - \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \qquad \text{(IX.27)}$$

Если ширина и форма сечения подводящего русла такие же, как и у лотка быстротока, глубина потока в конце входной части подводящего русла, т. е. на входном участке быстротока (на изгибе), принимается $h_{изг} = h_к$, где $h_к$ — критическая глубина для лотка быстротока. Если критическая глубина $h_к$ намного больше нормальной глубины h_0 быстротока (в два или более раз), то глубина на изгибе (рис. IX.10), по данным В. А. Большакова,

$$h_{изг} = (0{,}7 \div 0{,}8)\,h_к. \qquad \text{(IX.28)}$$

Длина дополнительного укрепления входного участка при этом определяется так же, как и для перепадов (см. § IX.1, рис. IX.3).

В ряде случаев ширина быстротока может быть ограничена условиями проектирования (т. е. является известной — заданной).

Расчет лотка быстротока сводится к определению нормальной и конечной глубин, к построению кривой свободной поверхности потока. При нахождении нормальной глубины учитывают влияние аэрации. По предложению А. А. Ничипоровича, коэффициент шерохо-

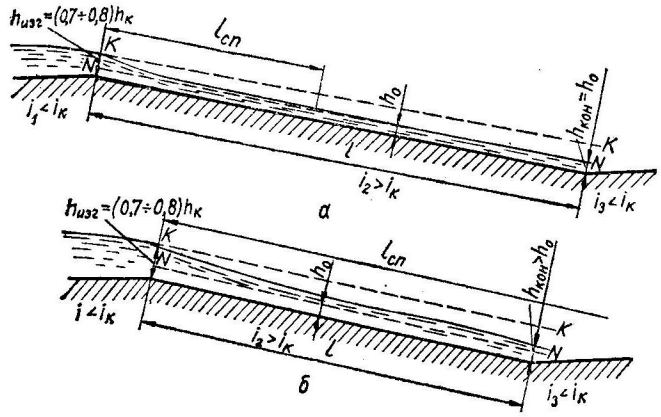


Рис. IX.10

ватости с учетом аэрации потока

$$n_a = an,$$

где a — коэффициент аэрации, равный:

a	1	1,33	1,33—2	2—3,33
i	<0,1	0,1—0,2	0,2—0,4	>0,4

Значения нижнего предела относятся к водотокам с гидравлическим радиусом $R_a = 0,1 - 0,3$; а верхнего — к водотокам с $R_a < 0,1$.

Кривая свободной поверхности типа *IIб* строится по способам, изложенным в § VI.4 между глубинами $h_{изг}$ и h_0. Если длина быстротока l больше длины кривой спада $l_{сп}$, то быстроток будет длинным (рис. IX,10, *а*) и конечная глубина его $h_{кон} = h_0$; если $l < l_{сп}$, то такой быстроток является коротким и в конце его глубина $h_{кон}$ больше нормальной (рис. IX.10, *б*). В коротких быстротоках глубина $h_{кон}$ определяется из уравнения кривой свободной поверхности как глубина в сечении, отстоящем на расстоянии l от начального сечения. Эту глубину можно также определить интерполяцией, если она располагается между двумя сечениями с известными глубинами.

Если ширина русла по дну и глубина потока являются неизвестными, то лоток быстротока трапецоидальной или прямоугольной формы можно рассчитать с учетом максимально возможной средней величины скорости V_{max}. Для заданного типа русла, расхода и уклона дна V_{max} достигается при гидравлически наивыгоднейшем профиле живого сечения (см. подробнее § V.3).

Полученное значение V_{max} (см. формулу V.24) сравнивают с допускаемой скоростью, и расчетная средняя в сечении скорость потока

принимается:

$$V_р = V_{max}, \text{ если } V_{max} < V_{доп}; \quad \text{(IX.29)}$$

$$V_р = V_{доп}, \text{ если } V_{max} > V_{доп}. \quad \text{(IX.30)}$$

Гидравлический радиус R может быть определен по известной скоростной характеристике $W = \frac{V_р}{\sqrt{i}}$ по таблице приложения 5.

Последовательность расчета и подробный анализ получаемых величин приведены в задаче IX.21.

С целью уменьшения скорости течения в лотке быстротока и улучшения условий сопряжения бьефов применяют искусственную шероховатость. Наиболее часто рекомендуются такие ее виды: ребра из прямоугольных брусков (рис. IX.11, *а*), шашки (рис. IX.11, *б*) и зубья, расположенные против течения (рис. IX.11, *в*).

Гидравлической характеристикой того или иного типа искусственной шероховатости является приведенный коэффициент шероховатости n_0, значения которого можно найти по рекомендациям Е. А. Замарина:

а) для ребер из прямоугольных брусков (рис. IX.11, *а*) из формулы

$$1000n_0 = 47,5 - 1,2\alpha + 0,1\beta, \quad \text{(IX.31)}$$

где $\alpha = \frac{h}{a}$ и $\beta = \frac{b_л}{h}$;

б) для шашек, расположенных в шахматном порядке (рис. IX.11, *б*), из формулы

$$1000n_0 = 52 - 5,1\alpha - 0,8\beta, \quad \text{(IX.32)}$$

где $\beta = \frac{b_л - ma}{h + a}$; $\lambda = (4 \div 8)\,a$;

в) для зубьев, расположенных против течения (рис. IX.11, *в*), при уклонах лотка от 0,06 до 0,2

$$1000n_0 = 6,4 + 54\sqrt[4]{i_0} + 10\sqrt[9]{\beta} - 1,33\alpha. \quad \text{(IX.33)}$$

В приведенных формулах: h — глубина воды над ребром (зубцом); a — высота ребра (зубца); $b_л$ — ширина прямоугольного быстротока; λ — расстояние между ребрами; m — число шашек в ряду; i_0 — уклон дна лотка.

В зависимостях (IX.31 — IX.33) принято, что

$$n_0 = \frac{1}{C}, \quad \text{(IX.34)}$$

тогда формулу для скорости на быстротоке можно записать в виде

$$V = \frac{1}{n_0}\sqrt{Ri_0}. \quad \text{(IX.35)}$$

Гидравлический расчет усиленной шероховатости заключается в выборе такого ее типа, который обеспечивал бы скорость течения, не превышающую предельную (или максимальную) — V_{max}. По данным

Q, i, b и V_{max} определяют глубину $h = \frac{Q}{V_{max} b}$ и $\beta = \frac{b}{h}$, затем находят $n_0 = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{V_{max}}$ и подбирают необходимый тип искусственной шероховатости.

Расчет водобойной части сводится к следующему. При известном значении $h_{кон}$ определяется скорость потока в конечном сечении и принимается тип укрепления в нижнем бьефе (при отсутствии гасителя энергии).

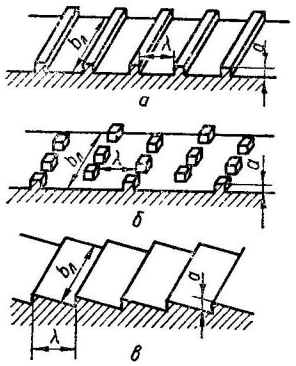


Рис. IX.11

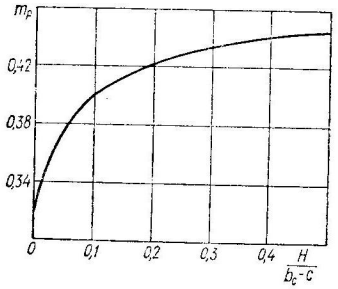


Рис. IX.12

При уклоне дна нижнего бьефа $i < i_к$ устанавливают форму сопряжения бьефов и при необходимости рассчитывают гасители энергии (см. § VIII.1 и VIII.3). Размеры гасителей могут быть определены исходя из условий образования подпертого прыжка так же, как после перепадов (см. § IX.1).

В русле трапецоидальной формы сечения за быстротоком предпочтительнее устройство гасителя энергии в виде водобойной стенки. Коэффициент расхода $m_р$ для нее можно принимать по данным В. А. Степина, представленным на рис. IX.12 в виде зависимости $m_р$ от относительного напора $\frac{H}{b_c - c}$. При этом: H — геометрический напор над стенкой; b_c — ширина водобойной стенки поверху; $b_c = b + 2mc$, где m — коэффициент заложения откосов, а c — высота водобойной стенки.

Расстояние от конца быстротока до стенки (длина гасителя энергии) в этом случае составляет

$$l_к = 0{,}55 l_п, \qquad \text{(IX.36)}$$

где $l_п$ — длина прыжка, определяемая по зависимостям (VI.25) — (VI.27).

Выходная часть быстротока (за гасителем энергии) конструктивно укрепляется бетонными или железобетонными плитами на расстоянии не меньше $3h_{н.б}$ ($h_{н.б}$ — глубина в нижнем бьефе) или $(10 \div 20)\, h_к$.

Задачи

IX.18. Установить необходимую ширину прямоугольного лотка быстротока $b_л$, если в подводящем русле трапецоидального сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1{,}5$; $Q = 0{,}9$ м³/с; $b = 0{,}8$ м; $h_0 = 0{,}7$ м. Входная часть быстротока выполнена по типу:

а) водослива с широким порогом и плавным входом;

б) водослива с широким порогом и неплавным входом;

в) водослива практического профиля.

Указание. При решении задачи следует воспользоваться зависимостью (IX.24) и рекомендациями по выбору коэффициента расхода m, приведенными в § VII.1.

IX.19. Установить глубину потока, тип и длину дополнительного укрепления в конце входного участка, форма и размеры которого такие же, как и у лотка быстротока для пропуска расхода $Q = 0{,}5$ м³/с, при уклоне входного участка $i_1 = 0{,}003$ и уклоне дна лотка быстротока $i_2 = 0{,}013$, если: а) русло прямоугольного сечения с шириной по дну $b = 0{,}6$ м; б) русло трапецоидального сечения с $b = 0{,}6$ м и $m = 1{,}5$.

Указание. Следует определить нормальные и критические глубины потока на участках и, сопоставив их, определить глубину на изгибе и соответствующую скорость потока, а затем с помощью приложения 3 и графика на рис. IX.3 тип и длину дополнительного укрепления, предварительно вычислив критический уклон.

IX.20. Рассчитать быстроток гидравлически наивыгоднейшего прямоугольного сечения, если $Q = 0{,}9$ м³/с; $i = 0{,}15$; длина быстротока 40 м; глубина воды (в нижнем бьефе за лотком быстротока) $h_{н.б} = 0{,}7$ м; подводящее русло (нагорная канава) трапецоидальной формы при $m = 1{,}5$; $b = 0{,}8$ м; $h_{к_1} = 0{,}41$ м; $h_{0l} = 0{,}7$ м; $i_{к_1} - i_{0l} = 0{,}005$; тип укрепления дна — засев трав; входная часть выполнена в виде водослива с широким порогом и плавным входом. При необходимости устройства гасителя энергии рассчитать водобойный колодец.

Решение. 1. Определяем наивыгоднейшую ширину лотка по формуле Ю. Н. Даденкова

$$b_л = 0{,}765 \sqrt[5]{Q^2} = 0{,}765 \sqrt[5]{0{,}9^2} = 0{,}73 \text{ м}.$$

Принимаем $b = 0{,}7$ м.

Напор воды перед входной частью, выполненной по типу водослива с широким порогом и плавным входом, можно определить, если принять коэффициент расхода водослива $m = 0{,}36$ (см. § VII.1) из формулы (IX.27).

Приняв в первом приближении $V_0 = 0$, получим $H_0 = H_1$ и тогда

$$H_1 = \left(\frac{0{,}9}{0{,}36 \sqrt{19{,}6} \cdot 0{,}7} \right)^{2/3} = (0{,}8)^{2/3} = 0{,}86 \text{ м}.$$

Скорость подхода в подводящем русле трапецоидального сечения

$$V_1 = \frac{Q}{bH + mH^2} = \frac{0{,}9}{0{,}8 \cdot 0{,}86 + 1{,}5 \cdot 0{,}86^2} = \frac{0{,}9}{1{,}79} = 0{,}5 \text{ м/с}.$$

Напор во втором приближении

$$H_2 = \left(\frac{Q}{m \sqrt{2g} b_л} \right)^{2/3} - \frac{\alpha V_1^2}{2g} = 0{,}86 - \frac{1{,}1 \cdot 0{,}50^2}{19{,}6} = 0{,}85 \text{ м}.$$

В связи с тем что практически напор H не изменился, в подводящем русле установится кривая подпора с расчетной глубиной $h = H = 0{,}85$ м перед водосливом вместо глубины равномерного движения $h_{01} = 0{,}7$ м.

2. Определяем критическую и нормальную глубины в лотке быстротока:

$$h_к = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt{\frac{1{,}1 \cdot 0{,}9^2}{9{,}81 \cdot 0{,}7^2}} = 0{,}57 \text{ м}.$$

Для лотка из бетона коэффициент шероховатости с учетом аэрации (при $i = 0{,}15$)

$$n_a = na = 0{,}014 \cdot 1{,}33 = 0{,}0186.$$

Нормальную глубину в лотке быстротока определим методом подбора; после нескольких попыток принимаем $h_6 = 0{,}23$ м и тогда

$$\omega = bh_0 = 0{,}7 \cdot 0{,}23 = 0{,}16 \text{ м}^2;$$

$$\chi = b + 2h_0 = 0{,}7 + 2 \cdot 0{,}23 = 1{,}16 \text{ м};$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{0{,}161}{1{,}16} = 0{,}14 \text{ м}; \; W = 13{,}7 \text{ м/с}; \; V = W\sqrt{i} =$$

$$= 13{,}7\sqrt{0{,}15} = 5{,}3 \text{ м/с};$$

$$Q = 0{,}16 \cdot 5{,}3 = 0{,}86 \text{ м}^3/\text{с}$$

расчетное значение $Q = 0{,}9$ м³/с, т. е. расхождение менее 5%).

3. Так как $h_0 < (0{,}5 \div 0{,}6)\, h_к$, то глубина потока на изгибе

$$h_{изг} = 0{,}75h_к = 0{,}75 \cdot 0{,}57 = 0{,}43 \text{ м},$$

а скорость

$$V_{изг} = \frac{Q}{\omega_{изг}} = \frac{0{,}9}{0{,}7 \cdot 0{,}43} = 3 \text{ м/с}.$$

Этой скорости соответствует тип укрепления входного участка быстротока в виде мощения на слое щебня не меньше 10 см камнем 20 см.

Протяженность дополнительного укрепления выходного участка подводящего русла определим по графику рис. IX.3. При $i_{к_1} - i_{01} = 0{,}005$ (подробнее см. задачу IX.1) по графику $\frac{l_1}{h_к} = 3{,}5$, тогда $l_1 = 3{,}5 \cdot h_к = 3{,}5 \cdot 0{,}57 = 1{,}98$ м. Принимаем $l_1 = 2$ м.

В данном случае можно принять и другое решение — входную часть выполнить из бетона, как и сам лоток быстротока.

4. По способу проф. В. И. Чарномского (см. § VI.4), определяем длину кривой между начальной глубиной $h_{изг} = 0{,}43$ м и конечной $h_0 + \Delta h = 0{,}23 + 0{,}01 = 0{,}24$ м:

$$l_{сп} = \frac{Э_{кон} - Э_{нач}}{i - i_{f_{ср}}} = \frac{1{,}78 - 0{,}916}{0{,}15 - 0{,}089} = 14 \text{ м},$$

где $i_{f_{ср}} = \frac{0{,}03 + 0{,}148}{2} = 0{,}089.$

Так как $l > l_{сп}$, то быстроток является длинным и в конце его глубина $h_{кон}$ равна нормальной $h_0 = 0{,}23$ м.

Все расчеты по детальному построению кривой свободной поверхности потока (рис. IX.13) сведены в табл. IX.5.

Длина кривой $l_{1-5} = 0{,}71 + 1{,}53 + 3{,}62 + 12{,}7 = 18{,}56$ м.

Таблица IX.5

Номер точки	h, м	ω, м²	Э, м	χ, м	R, м	W, м/с	i_f	$i_{f_{ср}}$	l, м
1	0,43	0,3	0,92	1,56	0,19	17,3	0,03		
2	0,38	0,27	1	1,46	0,18	16,6	0,044	0,037	0,71
3	0,33	0,23	1,15	1,36	0,17	15,4	0,06	0,052	1,53
4	0,28	0,2	1,41	1,26	0,15	14,8	0,094	0,077	3,62
5	0,24	0,17	1,78	1,18	0,14	13,9	0,148	0,121	12,7

5. Устанавливаем глубину $h''_{кон}$, сопряженную с глубиной $h_{кон} = 0{,}23$ м, по формулам для прямоугольного русла на водобойном участке

$$h''_{кон} = \frac{h_{кон}}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{h_к^3}{h_{кон}^3}} - 1\right) =$$

$$= \frac{0{,}23}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{0{,}57^3}{0{,}23^3}} - 1\right) = 1{,}17 \text{ м}.$$

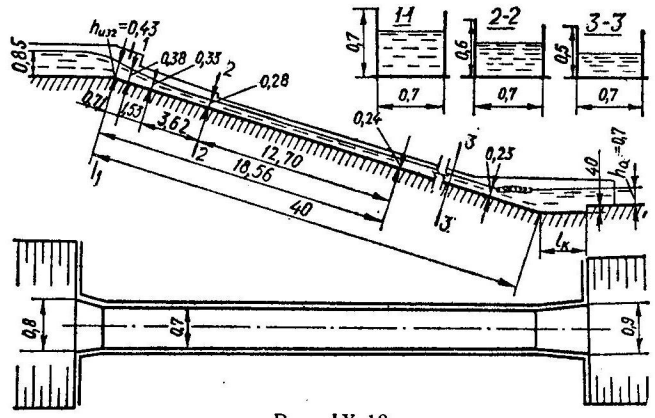


Рис. IX.13

Так как $h''_{кон} > h_{н.б}$ (1,15 > 0,7), то гаситель энергии необходим.

Уточняем большую сопряженную глубину по формуле подпертого прыжка (IX.16):

$$h''_{кон} = \sqrt{h_{кон}^2 + \frac{2\alpha Q^2}{gb^2}\left(\frac{1}{h_{кон}} - \frac{1}{h_{н.б}}\right)} =$$

$$= \sqrt{0{,}23^2 + \frac{2 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9^2}{9{,}81 \cdot 0{,}7^2}\left(\frac{1}{0{,}23} - \frac{1}{0{,}7}\right)} = 1{,}02 \text{ м}.$$

6. В качестве гасителя энергии принимаем водобойный колодец (рис. IX.13) с глубиной d при прямоугольном сечении русла на водобойном участке:

$$d = \sigma h''_{кон} - h_{н.б} = 1{,}05 \cdot 1{,}02 - 0{,}7 = 0{,}37 \text{ м}$$

Принимаем глубину водобойного колодца $d = 0{,}4$ м.

Длина прыжка по формуле Н. Н. Павловского

$$l_п = 2{,}5\,(1{,}9h''_{кон} - h_{кон}) = 2{,}5\,(1{,}9 \cdot 1{,}02 - 0{,}23) = 4{,}37 \text{ м}.$$

Так как водобойные колодцы после быстротоков работают хуже, чем у перепадов, то длина колодца $l_{кол} = l_п = 4{,}37$ м или округленно $l_{кол} = 4{,}5$ м.

7. Выходная часть укрепляется бетонными или железобетонными плитами на расстоянии $3h_{н.б} = 3 \cdot 0{,}7 = 2{,}1$ м; округляем и принимаем 2 м.

IX.21. Произвести гидравлический расчет бетонного быстротока трапецоидального сечения, если $Q = 1{,}6$ м³/с; $m = 1$; $i = 0{,}08$.

Р е ш е н и е. 1. По таблице приложения 4 устанавливаем, что для бетона коэффициент шероховатости $n = 0{,}014$.

Так как $i < 0{,}1$, то аэрацию можно не учитывать, и в расчет принимается $n = 0{,}014$.

2. Максимально возможную скорость V_{max} определяем в такой последовательности.

Безразмерный параметр для русел гидравлически наивыгоднейшего профиля (см. § V.3, зависимость (V.22)):

$$\Psi_{г.н} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m = 8\sqrt{1+1^2} - 4 \cdot 1 = 7{,}31.$$

Подсчитываем соотношение

$$\frac{K \cdot n}{\Psi_{г.н}} = \frac{5{,}65 \cdot 0{,}014}{7{,}31} = 0{,}0109,$$

где $K = Q/\sqrt{i} = \dfrac{1{,}6}{\sqrt{0{,}08}} = 5{,}65.$

При $n = 0{,}014$, принимая $R < 0{,}5$ м, осредненное значение показателя степени $z = 0{,}65$ по данным табл. V.3. Тогда по таблице приложения 8 максимальный гидравлический радиус, соответствующий руслу гидравлически наивыгоднейшего профиля, принимаем $R_{max} = 0{,}18$ и отмечаем, что значение z выбрано правильно, так как $R < 0{,}5$. Для $n = 0{,}014$ и $R_{max} = 0{,}18$ по таблице приложения 5 устанавливаем величину скоростной характеристики $W_{max} = 23$ м/с, и тогда максимально возможная скорость

$$V_{max} = W_{max}\sqrt{i} = 23 \cdot \sqrt{0{,}08} = 6{,}5 \text{ м/с}.$$

3. По таблице приложения 3 устанавливаем, что для бетона $V_{доп} = 13$ м/с (при наименьшем значении глубины). Так как $V_{max} < V_{доп}$, то расчетная скорость $V_р = V_{max} = 6{,}5$ м/с.

4. Ширина русла по дну b и глубина потока h могут быть определены следующим образом.

Так как $V_р = V_{max}$, то $R = R_{max}$ и $R/R_{max} = 1$ и по данным таблицы приложения 9 для этого соотношения при $m = 1$ следует, что $h/R_{max} = 2$, $h = 2R_{max} = 2 \cdot 0{,}18 = 0{,}36$ м, а b/R_{max}, $= 1{,}66$, откуда $b = 1{,}66\ R_{max} = 1{,}66 \cdot 0{,}18 = 0{,}3$ м.

Округляем b до $b_1 = 0{,}4$ м (наименьшее стандартное значение) и производим перерасчет глубины.

Для этого определяем площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q}{V_р} = \frac{1{,}6}{6{,}5} = 0{,}25 \text{ м}^2.$$

Затем, зная, что $\omega = bh + mh^2$, определяем

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4\omega m} - b}{2m} = \frac{\sqrt{0{,}4^2 + 4 \cdot 0{,}25 \cdot 1} - 0{,}4}{2 \cdot 1} = \frac{1{,}08 - 0{,}4}{2} = 0{,}34 \text{ м}.$$

5. Проверяем при полученных данных расход воды:

$$\omega = 0{,}25 \text{ м}^2;$$

$$\varkappa = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 0{,}4 + 2 \cdot 0{,}34 \cdot \sqrt{1+1^2} = 1{,}36;$$

$$R = \frac{\omega}{\varkappa} = \frac{0{,}25}{1{,}36} = 0{,}18.$$

Так как R не изменился, то, следовательно, $V_р = 6{,}5$ м/с, а $Q = 1{,}6$ м³/с, т. е. все расчеты произведены правильно, и поэтому окончательно принимаем $b = 0{,}4$ м и $h = 0{,}34$ м.

6. Дальнейший порядок гидравлического расчета быстротока (подбор укрепления в конце подводящего русла, построение кривой свободной поверхности потока, расчет гасителя энергии и т. п.) такой же, как в задачах VI.37 и IX.20 с учетом графика на рис. IX.12, зависимостей (VI.19), (VI.20), (VI.25) — (VI.27) и (IX.36).

IX.22. Определить глубину воды в конце бетонного быстротока прямоугольного сечения при $Q = 2{,}1$ м³/с; уклоне дна лотка $i = 0{,}08$; ширине лотка 1 м; начальной глубине $h_{изг} = 0{,}79$ м, если: а) длина быстротока 10 м; б) длина быстротока 50 м.

IX.23. Произвести гидравлический расчет быстротока прямоугольного сечения при той же ширине лотка, что и у подводящего русла также прямоугольного сечения с нормальной глубиной $h_{01} = 0{,}6$ м и глубиной воды в нижнем бьефе $h_{н.б} = 0{,}75$ м, если: а) $Q = 0{,}9$ м³/с; $b_л = 0{,}9$ м; $i_{02} = 0{,}15$; $l = 40$ м; б) $Q = 0{,}7$ м³/с; $b_л = 0{,}7$ м; $i_{02} = 0{,}08$; $l = 20$ м; в) $Q = 0{,}8$ м³/с; $b_л = 0{,}7$ м; $i_{02} = 0{,}22$; $l = 15$ м.

У к а з а н и е. При необходимости устройства гасителя энергии рассчитать водобойную стенку.

IX.24. Произвести расчет бетонного быстротока гидравлически наивыгоднейшего сечения при пропуске расхода $Q = 9$ м³/с; глубине воды в нижнем бьефе $h_{н.б} = 1{,}8$ м; подводящем русле трапецоидального сечения с $m = 1{,}5$; $b = 2$ м; $i = 0{,}004$; если: а) лоток прямоугольного сечения длиной 25 м и уклон дна русла $i = 0{,}25$; б) лоток трапецоидального сечения длиной 50 м и уклон дна русла $i = 0{,}08$; в) лоток прямоугольного сечения длиной 50 м и уклон $i = 0{,}11$.

IX.25. Произвести гидравлический расчет бетонного быстротока при $Q = 20$ м³/с; $i = 0{,}12$, если: а) лоток прямоугольного сечения; б) лоток трапецоидального сечения и $m = 1{,}5$.

У к а з а н и е. При расчете использовать формулы (IX.29) и (IX.30).

IX.26. Произвести расчет быстротока трапецоидального сечения, если в подводящем русле также трапецоидального сечения $b = 0{,}9$ м; $m = 1$; $h_{01} = 0{,}75$ м; глубина воды в нижнем бьефе (за лотком быстротока) $h_{н.б} = 0{,}9$ м для таких данных лотка быстротока: а) $Q = 1{,}3$ м³/с; $b = 0{,}9$ м; $m = 1$; $i = 0{,}28$; $l = 25$ м; б) $Q = 0{,}9$ м³/с; $b = 0{,}7$ м; $m = 1$; $i = 0{,}15$; $l = 50$ м.

IX.27. Произвести гидравлический расчет гидротехнического бетонного быстротока для пропуска расхода $Q = 45$ м³/с при $i = 0{,}15$; $l = 25$ м; шириной русла по дну $b = 2$ м; $h_{н.б} = 2$ м. Подводящее русло имеет уклон $i_0 = 0{,}005$; трапецоидальное сечение с $m = 1$ и такой же шириной по дну, как и в быстротоке. Расчет произвести для лотков быстротока: а) прямоугольного сечения; б) трапецоидального сечения при $m = 1$.

У к а з а н и е. При расчетах следует пользоваться рекомендациями, приведенными в § V.3; при необходимости устройства гасителя энергии рассчитать водобойную стенку.

IX.28. Рассчитать бетонный быстроток прямоугольного сечения для пропуска расхода $Q = 20$ м³/с при ширине $b = 6$ м; уклонах подводящего русла $i_1 = 0{,}003$ и лотка быстротока $i_2 = 0{,}15$; длине $l = 50$ м с искусственной шероховатостью в виде: а) ребер из прямоугольных брусков; б) шашек, расположенных в шахматном порядке; в) зубьев, расположенных против сечения.

Указание. Рассчитать методом подбора, начиная с бетонной поверхности без искусственной шероховатости, и придерживаться таких рекомендаций: $a = 0{,}05 \div 0{,}1$ м; $8 \geqslant \alpha \geqslant 3$; $12 \geqslant \beta \geqslant 1$ и $\lambda = (4 \div 8)\,a$.

§ IX.3. КОНСОЛЬНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Консольным водосбросом называется лоток с уклоном больше критического, приподнятый на опорах над землей и с струенаправляющим носком в конце (рис. IX.14). Носок может быть горизонтальным или с обратным уклоном $i_н \leqslant 0{,}25$.

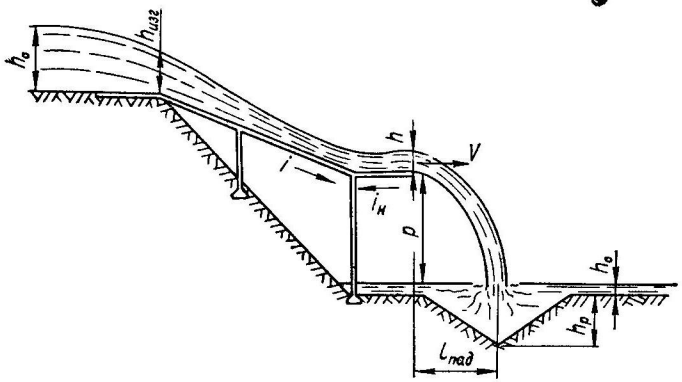


Рис. IX.14

Расчет консольного водосброса состоит из расчета входной части, лотка-консоли и воронки размыва, которая выполняет роль водобойного колодца.

Расчет входной части и лотка аналогичен подобным расчетам быстротока. Глубина в конце носка принимается равной глубине в конце лотка.

Дальность падения струи определяется по формуле

$$l_{пад} = \frac{V^2}{g} i_н + V\sqrt{\frac{2P + h}{g}}, \qquad (IX.37)$$

где V и h — скорость и глубина потока в конце консоли; P — высота падения струи.

При горизонтальном носке

$$l_{пад} = V\sqrt{\frac{2P + h}{g}}. \qquad (IX.38)$$

Глубина воронки размыва за консольными перепадами определяется по формуле А. Н. Патрашева

$$h_р = \sigma_р \left(\frac{Q}{b}\right)^{0,5} \left(\frac{Z_0}{d_m}\right)^{0,25} - h_б; \qquad (IX.39)$$

где b — ширина конечного сечения носка, м; $h_б$ — глубина в нижнем бьефе, м; Z_0 — напор, м, определяемый по формуле

$$Z_0 = P + h + \frac{\alpha V^2}{2g} - h_б; \qquad (IX.40)$$

d_m — диаметр зерен грунта, мм, принимаемый как диаметр зерен, меньше которых в данном грунте содержится 90% зерен по массе. Для несвязных грунтов можно принимать:

Вид грунта	Песок	Гравий	Щебень
d_m	0,5—1	1—10	20—80

Связные глинистые и суглинистые грунты, по предложению Н. Н. Беляшевского, можно условно привести к несвязным с эквивалентным диаметром:

Грунты	d_m, мм
Малой плотности	0,7
Средней плотности	6
Плотные	18
Очень плотные	50

Коэффициент $\sigma_р$, по предложению М. Д. Чертоусова, в зависимости от диаметра зерен грунта имеет следующие значения:

d_m, мм	0,5—4	4—8	8—12	12—15
$\sigma_р$, с^{0,5}	4,25—4,10	4,1—3,75	3,75—3,05	3,05—2,25

Диаметр воронки размыва $D_р$ при приближенном заложении ее откосов 1 : 1 определяется из зависимости

$$D_р = 2h_р. \qquad (IX.41)$$

Задачи

IX.29. Рассчитать консольный водосброс с высотой падения струи $P = 5$ м при горизонтальном носке шириной 0,8 м, если: а) расход потока $Q = 1$ м³/с; глубина в конце консоли $h = 0{,}25$ м; глубина в нижнем бьефе $h_б = 0{,}5$ м; грунт — песок; б) $Q = 1{,}5$ м³/с; $h = 0{,}3$ м; $h_б = 0{,}6$ м; гравий; в) $Q = 2$ м³/с; $h = 0{,}4$ м; $h_б = 0{,}65$ м; связный грунт средней плотности.

Решение. а) 1. Определяем скорость в конце носка

$$V = \frac{Q}{bh} = \frac{1}{0{,}8 \cdot 0{,}25} = 5 \text{ м/с};$$

2. Определяем дальность падения струи по формуле (IX.38):

$$l_{пад} = 5\sqrt{\frac{2{,}5 \cdot 0{,}25}{9{,}81}} = 5{,}11 \text{ м}.$$

3. Находим по формуле (IX.40) напор Z_0:

$$Z_0 = 5 + 0{,}25 + \frac{1{,}1 \cdot 5^2}{2 \cdot 9{,}81} - 0{,}5 = 6{,}15 \text{ м}.$$

4. Принимаем диаметр зерен песка 1 мм и соответственно коэффициент $\sigma_p = 4{,}23\ c^{0.5}$.

5. Определяем глубину воронки размыва по формуле (IX.39):

$$h_р = 4{,}23\left(\frac{1}{0{,}8}\right)^{0.5}\left(\frac{6{,}15}{1}\right)^{0{,}25} - 0{,}5 = 6{,}96 \text{ м}.$$

6. Диаметр воронки размыва определяем по формуле (IX.41):

$$D_p = 2 \cdot 6{,}96 = 13{,}92 \text{ м}.$$

IX.30. Сопрягающее сооружение запроектировано в виде железобетонного консольного водосброса при следующих данных: расход $Q = 3$ м³/с; уклон лотка-консоли $i = 0{,}15$; обратный уклон носка $i_н = 0{,}1$; длина носка $l_н = 1$ м; в нижнем бьефе глинистые грунты средней плотности.

Определить глубину и положение воронки размыва, если: а) ширина лотка и носка $b = 1{,}2$ м; длина консоли $l_к = 10$ м; высота носка над дном нижнего бьефа $P = 6$ м; глубина в нижнем бьефе $h_б = 0{,}8$ м; б) $b = 1{,}1$ м; $l_к = 12$ м; $P = 7$ м; $h_б = 0{,}85$ м; в) $b = 1$ м; $l_к = 15$ м; $P = 4{,}5$ м; $h_б = 0{,}7$ м; г) $b = 1{,}3$ м; $l_к = 20$ м; $P = 4$ м; $h_б = 1$ м.

Указание. Для определения скорости V и глубины h потока в конце носка следует рассчитать лоток-консоль как быстроток (см. § IX.2). Значение V и h в конце носка принимаются такими же, как и в конце быстротока.

IX.31. Рассчитать консольный железобетонный водосброс при расходе $Q = 5$ м³/с; разнице отметок дна верхнего и нижнего бьефа $Z = 10$ м; глубине воды в нижнем бьефе $h_б = 0{,}95$ м; гравийном грунте с $d_m = 5$ мм; длине консоли $l_к = 9$ м; уклоне $i \leqslant 0{,}35$, если: а) ширина лотка-консоли и носка $b = 2$ м; обратный уклон носка $i_н = 0{,}1$, длина носка $l_н = 1$ м; б) $b = 2{,}2$ м; $i_н = 0{,}15$; $l_н = 1{,}3$ м; в) $b = 2{,}4$ м; $i_н = 0{,}2$; $l_н = 1{,}6$ м; г) $b = 2{,}6$ м; $i_н = 0{,}25$; $l_н = 2$ м.

Указание. Высота падения струи P устанавливается в зависимости от принятого уклона лотка-консоли i как

$$P = Z - il_к + i_н l_н.$$

IX.32. Рассчитать положение и размеры воронки размыва в плотных глинистых грунтах нижнего бьефа после консольного перепаде с разницей отметок дна верхнего и нижнего бьефов $z = 9$ м; расхода $Q = 4$ м³/с; ширине лотка $b = 1{,}5$ м; длине носка $l_н = 2$ м; обратном уклоне носка $i_н = 0{,}2$; в диапазоне изменения уклона консоли $i = 0{,}1 \div 0{,}3$, если: а) длина железобетонной консоли $l_к = 10$ м; глубина в нижнем бьефе $h_б = 0{,}6$ м; б) $l_к = 9$ м; $h_б = 0{,}7$ м; в) $l_к = 8$ м; $h_б = 0{,}8$ м; г) $l_к = 7$ м; $h_б = 0{,}65$ м.

Указания: 1. Высота падения струи принимается в соответствии с указанием к задаче IX.31.

2. Определив положение и размеры воронки размыва для различных уклонов, следует построить графики $l_{пад} = f(i)$, $h_р = f(i)$ и $D_р = f(i)$.

IX.33. Вода сбрасывается из водоотводной канавы через консольный водосброс при разнице отметок дна верхнего и нижнего бьефов $Z = 12$ м, глубине воды в нижнем бьефе $h_б = 0{,}9$ м; длине консоли $l_к = 8$ м; ширине лотка консоли и носка $b = 1{,}5$ м; длине носка $l_н = 1$ м. Установить зависимость глубины воронки размыва $h_р$ и дальности падения струи от уклона лотка-консоли в диапазоне $i = 0{,}08 \div 0{,}25$, если: а) расход $Q = 3$ м³/с; обратный уклон носка $i_н = 0{,}1$; коэффициент шероховатости стенки и дна лотка $n = 0{,}012$; грунты средней плотности; б) $Q = 2{,}5$ м³/с; $i_н = 0{,}15$; $n = 0{,}013$; грунты плотные; в) $Q = 2{,}2$ м³/с; $i_н = 0{,}2$; $n = 0{,}014$; грунты очень плотные; г) $Q = 2$ м³/с; $i_н = 0{,}25$; $n = 0{,}015$; грунт — гравий.

Глава X

КОМПЛЕКСНЫЕ ЗАДАЧИ ПО ГИДРАВЛИКЕ СООРУЖЕНИЙ

Здесь приводятся комплексные задачи по гидравлике сооружений, при решении которых используются расчеты, изложенные в главах V, VI, VII, VIII и IX. Для наилучшего усвоения курса при решении некоторых задач рекомендуется воспользоваться литературой, список которой приводится в конце задачника.

Задачи

X.1. Прямоугольный лоток, облицованный досками, с горизонтальным дном перегорожен щитом с открытием $a = 0{,}4$ м (рис. X.1). Определить длину l участка лотка ниже щита, на котором не будет

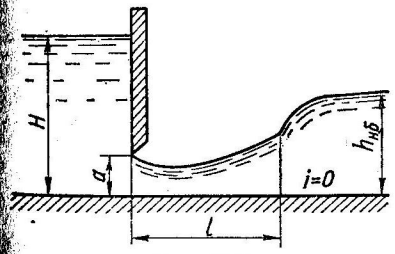


Рис. X.1

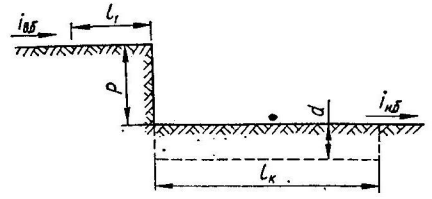


Рис. X.2

гидравлического прыжка при заданных величинах, приведенных в табл. X.1.

Указание. Определяем расход при истечении из-под щита с учетом скорости подхода, затем критическую глубину $h_к$ и, если понадобится, глубину h_c'', сопряженную со сжатой глубиной h_c.

Выясняем форму сопряжения (см. § VIII.1). При отогнанном прыжке определяем длину кривой по способу Н. Н. Павловского между h_c и сопряженной с бытовой $h_б$ (см. § VI.4). Длину горизонтального участка определяем с учетом расстояния l_1 от щита до сечения со сжатой глубиной h_c [$l_1 = (2 \div 3)\,a$].

Таблица X.1

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Напор перед щитом H, м	1,2	1,5	2,5	3	2	1	2	2,5	3	3,5
Ширина лотка по дну b, м	3	5	3	4	3,5	2,5	3	4	4,5	5
Бытовая глубина в нижнем бьефе $h_{н.б}$, м	0,6	0,4	0,8	0,4	0,3	0,5	0,35	0,4	0,4	0,55

X.2. Произвести гидравлический расчет одноступенчатого перепада в призматическом русле прямоугольного поперечного сечения (рис. X.2), укрепленного кирпичной кладкой среднего качества при исходных данных, приведенных в табл. X.2.

Таблица X.2

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расход Q, м³/с	1	0,8	0,8	0,6	0,7	0,6	1,1	0,9	1	0,7
Ширина лотка перепада b, м	1,2	1	1,1	1	1,1	1	1,2	1,1	1,1	1
Уклон ступени верхнего бьефа i	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,002	0,002
Высота стенки падения p, м	1	0,8	0,9	1	0,8	0,9	1	0,8	0,9	1
Бытовая глубина в нижнем бьефе $h_{н.б}$, м	0,6	0,6	0,58	0,54	0,5	0,55	0,58	0,52	0,7	0,85

В процессе расчета найти нормальную (бытовую) глубину протекания потока h_0, построив график $K = f(h)$ и используя «показательный закон», критическую глубину $h_к$, глубину потока над стенкой падения $h_п$ и глубину в сжатом сечении h_c, установить форму кривых свободной поверхности в верхнем и нижнем бьефах, вычертить принципиальную схему протекания потока. При необходимости устройства после перепада гасителя энергии рассчитать водобойный колодец.

X.3. Канал трапецоидального сечения с бетонированными стенками и горизонтальным дном оканчивается перепадом (рис. X.3). Построить кривую свободной поверхности в канале выше перепада на первом участке канала длин< $l = 300$ м и определить форму сопряжения

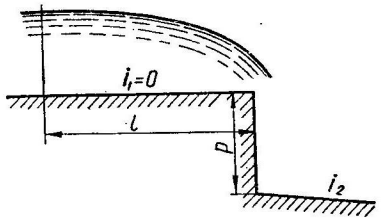


Рис. X.3

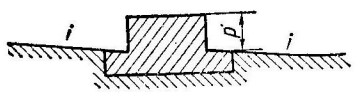


Рис. X.4

Таблица X.3

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Коэффициент заложения откоса на первом участке m_1	0	1	1,5	2	0,75	1,25	1,75	0	1	1,5
То же, на втором участке m_2	0	1	1,5	2	0,75	1,25	1,75	0	1	1,5
Ширина лотка по дну на втором участке b_2, м	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5

бьефов, длину отгона и тип укрепления русла (при сопряжении по типу отогнанного прыжка) ниже перепада, на втором участке канала, при $Q = 12$ м³/с; $i_2 = 0{,}0005$; $P = 2$ м; $b_1 = 4$ м и ниже следующих заданных величинах, приведенных в табл. X.3.

Указание. Определяем $h_к$ на первом участке канала и строим кривую свободной поверхности потока. Находим $h_к$ и h_0 на втором участке канала. Определяем h_c и h_c'', устанавливаем форму сопряжения бьефов. Для определения длины отгона прыжка подсчитываем длину между h_c и глубиной h_0', сопряженной глубине h_0. Зная скорость на участке сопряжения, подбираем тип укрепления русла по таблице приложения 3.

X.4. В малом земляном канале с частичной планировкой дна и откосов имеется преграда в виде водослива (рис. X.4), высота которого $P = 2$ м; ширина $b = 6$ м; боковые стенки вертикальные. Построить кривую свободной поверхности потока выше преграды на всем

Таблица X.4

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Коэффициент заложения откоса m	3	1	1,5	2	2,5	3	1	1,5	1,75	2
Уклон дна i	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,001

участке неравномерного движения и определить форму сопряжения струи ниже преграды при $Q = 9$ м³/с; $b = 3$ м; и заданных величинах, приведенных в табл. X.4. При сопряжении с отогнанным прыжком запроектировать водобойный колодец, если: а) преграда выполнена в виде водослива с широким порогом; б) преграда выполнена в виде водослива практического профиля прямолинейного очертания, $\delta = 1$ м.

Указание. Выясним форму кривой свободной поверхности перед водосливом, для чего определяем h_0 и $h_к$ и начальную глубину h, от которой строим кривую свободной поверхности потока. Начальная глубина $h = P + H$, где H — напор над гребнем водослива; P — высота водослива.

Определяем h_c и h_c. Выясняем форму сопряжения бьефов. При отогнанном прыжке проектируем водобойный колодец.

X.5. Произвести гидравлический расчет бетонного быстротока прямоугольного поперечного сечения (рис. X.5) при исходных данных, приведенных в табл. X.5.

Таблица X.5

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расход Q, м³/с	0,9	1,1	1,2	1	1,1	0,95	0,9	1,2	1,1	1
Уклон быстротока i	0,15	0,13	0,11	0,12	0,14	0,15	0,15	0,13	0,13	0,12
Ширина лотка быстротока b, м	0,7	0,8	0,85	0,75	0,8	0,76	0,75	0,85	0,7	0,76
Длина быстротока l, м	18	16	15	12	15	10	19	13	13	30
Бытовая глубина в нижнем бьефе $h_{н.б}$, м	0,66	0,72	0,86	0,8	0,78	0,7	0,74	0,8	0,76	0,84

В процессе расчета найти нормальную глубину протекания потока на быстротоке h_0 (подбором и по относительному гидравлическому радиусу), глубину в начале быстротока $h_{изг}$, критическую глубину $h_к$. Разбив быстроток на четыре участка, построить способом В. И. Чарномского кривую свободной поверхности, определить, является ли быстро-

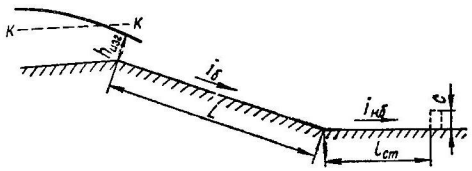


Рис. X.5

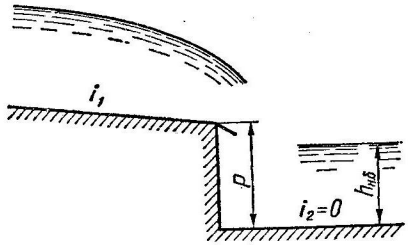


Рис. X.6

ток длинным или коротким (найдя в последнем случае фактическую глубину в конце быстротока). Считая, что отводящее русло имеет то же поперечное сечение, что и быстроток, установить форму сопряжения бьефов; при необходимости устройства гасителя энергии произвести расчет водобойной стенки. Вычертить принципиальную схему протекания потока.

X.6. Бетонный лоток прямоугольного сечения шириной $b_1 = 4$ м оканчивается перепадом высотой $P = 2{,}5$ м (рис. X.6).

Таблица X.6

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расход Q, м³/с	18	8	10	12	14	16	17	15	13	11
Уклон дна i_1 первого участка	0,002	0,0008	0,0009	0,001	0,0007	0,0009	0,0002	0,0004	0,0005	0,003

Отводящий лоток — также прямоугольного сечения, шириной $b_2 = 4$ м и глубиной $h_{н.б} = 1{,}4$ м. Построить кривую свободной поверхности на всем участке неравномерного движения выше перепада и определить форму сопряжения струи в нижнем бьефе при заданных величинах, приведенных в табл. X.6. При отогнанном прыжке: а) рассчитать комбинированный водобойный колодец; б) определить длину отгона прыжка.

Указание. Определяем h_0 и $h_к$. Строим кривую свободной поверхности потока на первом участке. Находим h_c и h_c''. Зная $h_{н.б}$, $h_к$ и h_c'', определяем форму сопряжения. При отогнанном прыжке: а) проектируем комбинированный водобойный колодец; б) находим расстояние между h_c и глубиной $h_{н.б}'$, сопряженной бытовой глубине.

X.7. Бетонный лоток прямоугольного сечения шириной $b = 8$ м пропускает расход $Q = 23$ м³/с; уклон верхней части лотка i_1; средней i_2; нижней i_3 (рис. X.7). Установить форму кривой свободной поверхности в верхней части лотка; построить кривую в средней части на длине $l = 100$ м и определить форму сопряжения струи в нижней части лотка. При сопряжении отогнанным прыжком запроектировать: а) водобойную стенку; б) водобойный колодец.

Значения уклонов приводятся в табл. X.7.

Таблица X.7

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
i_1	0,0005	0,002	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009	0,0001	0,0002	0,0003	0,0002
i_2	0,1	0,1	0,02	0,01	0,05	0,004	0,008	0,09	0,07	0,05
i_3	0,002	0,0005	0,006	0,007	0,003	0,004	0,001	0,009	0,006	0,0001

Указание. Определяем $h_к$ и h_0 для каждого из участков и устанавливаем формы кривых свободной поверхности. Находим исходную глубину, от которой строим кривую свободной поверхности в средней части лотка. Определяем глубину в конце среднего участка и находим ей сопряженную. Выясняем форму сопряжения потоков. При отогнанном прыжке проектируем гасящие сооружения.

X.8. Трапецоидальный канал с бетонированными стенками и уклоном $i_1 = 0$ оканчивается перепадом высотой $P = 3$ м, от которого вода отводится каналом той же формы и размеров, но с прямым уклоном i_2 (рис. X.8). Построить кривую свободной поверхности на первом

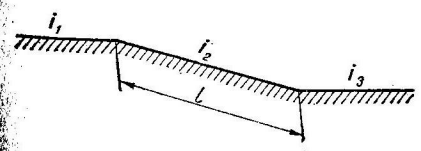


Рис. X.7

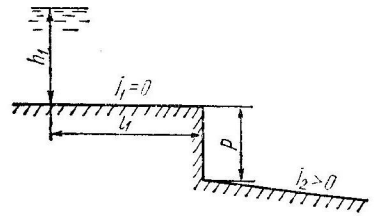


Рис. X.8

участке длиной $l_1 = 250$ м до глубины h_1. Установить форму сопряжения потока ниже перепада. Расход $Q = 20$ м³/с; $b_1 = b_2 = 4{,}5$ м; $m_1 = m_2 = 0{,}5$.

При отогнанном прыжке запроектировать водобойный колодец, при отсутствии прыжка построить кривую свободной поверхности в отводящем канале с уклоном i_2, значения которого приведены в табл. X.8.

Таблица X.8

Заданная величина	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Уклон дна i_2 второго участка	0,0006	0,06	0,0008	0,08	0,0005	0,05	0,0007	0,004	0,0007	0,007

Указание. Определяем $h_к$, строим кривую свободной поверхности на первом участке. Находим h_0 на втором участке. Высчитываем h_c и h_c''. Сравнивая $h_к$, h_0 и h_c'', выясняем форму сопряжения. При отогнанном прыжке определяем размеры колодца. При отсутствии прыжка, зная h_c и h_0, строим кривую свободной поверхности.

X.9. Прямоугольный бетонный канал шириной $b = 4$ м и при расходе $Q = 16$ м³/с перекрыт щитом с открытием $a = 0{,}5$ м (рис. X.9). Определить форму сопряжения струи ниже щита и построить кривую

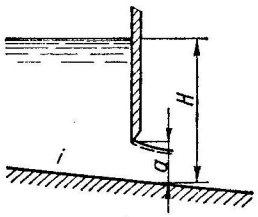


Рис. X.9

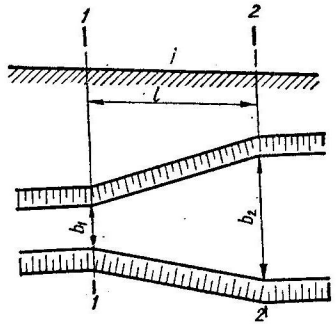


Рис. X.10

свободной поверхности в канале выше щита на всей длине с неравномерным движением при заданном уклоне i, значения которого приведены в табл. X.9.

Таблица X.9

Заданная величина	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Уклон дна i	0,009	0,09	0,0006	0,06	0,005	0,05	0,0005	0,01	0,002	0,003

Указание. Определяем $h_к$ и h_0. Находим напор перед щитом. При этом определяем h_c и h_c'' и выясняем тип сопряжения. Зная h_0, $h_к$ и H, определяем форму кривой свободной поверхности и строим кривую от исходной глубины.

X.10. Трапецоидальный земляной канал с постоянным уклоном дна, находящийся в хорошем состоянии, имеет на участке между сечениями *1—1* и *2—2* постепенно изменяющуюся ширину по дну (рис. X.10). Установить форму кривой свободной поверхности в канале и построить кривую на участке канала длиной $l = 30$ м между сечениями *1—1* и *2—2* при $Q = 9$ м³/с; $m_1 = m_2 = 1{,}5$; $i = 0{,}0004$ и заданных величинах, приведенных в табл. X.10.

Таблица X.10

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ширина канала по дну в сечении *1—1* b_1, м	3	6	2	4	5	3	6	2	7	3
То же, в сечении *2—2*, b_2, м	6	3	4	2	3	5	2	6	3	7

Указание. Определяем $h_к$ и h_0 в канале до и после сечений *1—1* и *2—2*. Выясняем форму кривой свободной поверхности (см. § VI.3). Находим исходную глубину, от которой строим кривую свободной поверхности способом проф. В. И. Чарномского.

X.11. В земляном канале трапецоидального сечения, находящемся в хорошем состоянии, имеется преграда в виде водослива практического

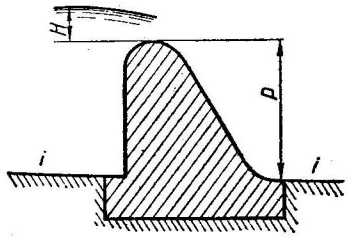


Рис. X.11

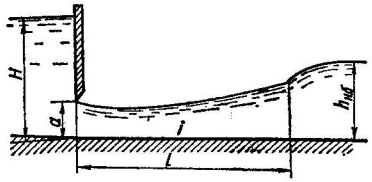


Рис. X.12

профиля высотой $P = 3{,}5$ м; боковые стенки водослива вертикальные; ширина водослива $b = 10$ м (рис. X.11). Построить кривую свободной

Таблица X.11

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расход Q, м³/с	61,5	55	40	35	30	25	20	15	10	45
Ширина канала по дну b, м	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Коэффициент заложения откоса m	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3	2,5	2
Уклон дна i	0,0016	0,001	0,002	0,0009	0,0008	0,0007	0,0006	0,003	0,004	0,005

поверхности потока выше преграды на длине $l = 500$ м и установить форму сопряжения струи ниже преграды при заданных величинах, приведенных в табл. X.11. В случае сопряжения с отогнанным прыжком запроектировать: а) комбинированный водобойный колодец; б) водобойную стенку.

Указание. См. задачу X.4.

X.12. Донное щитовое отверстие (рис. X.12) прямоугольного сечения шириной b предназначается для создания весной отогнанного прыжка в нижнем бьефе и повышения тем самым напора гидростанции, отсасывающая труба которой выходит ниже щитов этого отверстия (в пределах бурного течения). Определить высоту поднятия щита a и расход воды под ним, необходимый для получения отогнанного прыжка на длине не меньше $l = 20$ м, если $h_{н.б} = 2{,}8$ м; $i = 0{,}002$ при заданном напоре H, значения которого приведены в табл. X.12.

Таблица X.12

Заданная величина	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
H, м	4,4	6,3	3	3,5	4	5	5,5	6	6,5	7

Указание. При расчете не учитывать расход, поступающий в нижний бьеф из турбины гидростанции. Задачу решаем способом подбора. Задаемся различными открытиями щита a. Определяем Q, h_c и длину отгона прыжка (см. указания к задаче X.3). Расчет заканчиваем, когда полученная длина отгона прыжка будет равна заданной длине l.

X.13. В бетонном лотке прямоугольного сечения с уклоном $i_1 = 0$ установлен щит с открытием $a = 0{,}8$ м (рис. X.13); на расстоянии l_1 от щита начинается участок лотка длиной $l_2 = 200$ м с прямым уклоном $i_2 = 0{,}08$. Построить кривую свободной поверхности на участках лотка l_1 и l_2 при заданных величинах, приведенных в табл. X.13.

Таблица X.13

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Напор перед щитом H, м	3,2	3,2	4	3,2	4	4	2,5	2,5	3	3,5
Ширина лотка по дну на первом и втором участках $b_1 = b_2$, м	4,5	4,5	5	4,2	5	5,0	3,5	3	4	4
Длина первого участка l_1, м	100	10	50	50	10	100	20	100	10	100

Указание. Определяем расход Q при истечении из-под щита и глубину в сжатом сечении h_c. Находим $h_к$ и нормальную глубину на втором участке лотка h_0. Определяем расстояние l между h_c и $h_к$. Если $l < l_1$, то в пределах первого участка возможен прыжок. Месторасположение прыжка определяется точкой пересечения кривой сопряженных глубин с кривой подпора и кривой спада. После выяснения формы кривых определяем глубину в конце первого участка, от которой строим кривую свободной поверхности на втором участке.

X.14. На оросительном канале предполагается устроить бетонный быстроток прямоугольного сечения постоянной ширины со щитом в голове быстротока для регулирования расхода (рис. X.14). Построить кривые свободной поверхности потока за щитом и на быстротоке, если

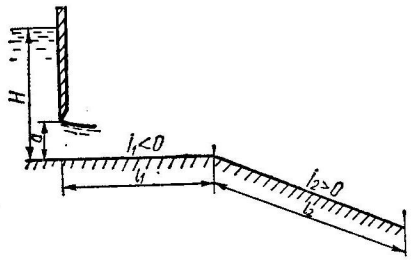


Рис. X.13

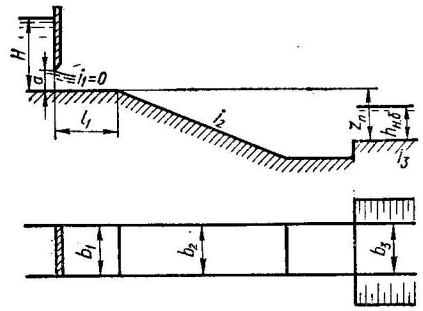


Рис. X.14

$a = 0{,}8$ м; $Q = 18$ м^3/с; $z_п = 14{,}6$ м; $l_1 = 40$ м; $m_1 = m_2 = 0$; $b_1 = b_2 = b_3 = 3$ м; $i_1 = 0$; остальные заданные величины приведены в табл. 14. Определить за быстротоком в случае отогнанного прыжка размеры: а) водобойного колодца; б) водобойной стенки.

Таблица X.14

Заданные величины	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Коэффициент заложения откоса на третьем участке m_3	0	1	1,5	0	1,5	1	1	1,5	2	0
Уклон быстротока i_2	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,2	0,4	0,4	0,3	0,4
Бытовая глубина в нижнем бьефе $h_{н.б}$, м	3,5	3,2	2,5	3,0	2,5	3	3,5	3,5	3	2,5

Указание. См. указания к предыдущей задаче.

X.15. Определить отверстие малого моста (без учета аккумуляции), построить кривую свободной поверхности потока, подобрать тип укреп-

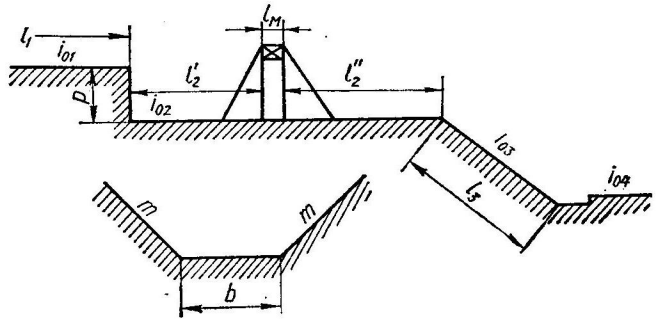


Рис. X.15

ления канала и рассчитать гаситель энергии каскада косогорных сооружений одинаковой формы поперечного сечения (рис. X.15), если $Q = 25$ м³/с; $b = 4$ м; $H = 2{,}5$ м; $P = 4$ м; $i_{01} = 0{,}003$; $i_{02} = 0{,}007$; $i_{03} = 0{,}2$; $i_{04} = 0{,}005$; $l_1 = 50$ м; $l_2' = 300$ м; $l_2'' = 40$ м; $l_м = 12$ м; $l_3 = 15$ м для русла: а) трапецоидальной формы ($m = 1$); б) прямоугольной формы ($m = 0$).

Указание. Подмостовое сечение прямоугольной формы, устои с откосными крыльями.

X.16. Определить отверстие малого моста (без учета аккумуляции), подобрать тип укрепления канала и построить кривую свободной поверхности потока каскада косогорных сооружений (рис. X.16) одинаковой формы поперечного сечения, если $Q = 10$ м³/с; $b = 3$ м; $H = 2{,}5$ м; $P = 3$ м; $l_2 = 50$ м; $l_3' = 20$ м; $l_м = 12$ м; $l_3'' = 30$ м; $i_{01} = 0{,}003$; $i_{02} = 0{,}15$; $i_{03} = 0{,}008$; $i_{04} = 0{,}02$ для русла: а) прямоугольной формы сечения; $m = 0$; б) трапецоидальной формы сечения; $m = 1{,}5$.

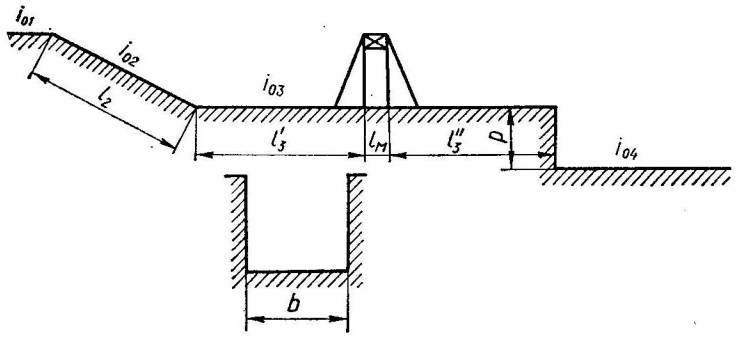


Рис. X.16

Глава XI
ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

Движение жидкости в грунтах и пористых средах называется *фильтрацией*. Обычно рассматривают движение гравитационной — свободной воды, которая находится под действием сил тяжести.

Грунтовые воды, находясь в движении, образуют фильтрационный поток.

Движение грунтовых вод может быть напорным и безнапорным. При безнапорном движении фильтрационный поток ограничивается сверху свободной поверхностью, во всех 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 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 действительной скорости, с которой перемещается вода в порах грунта.

Фильтрация может быть ламинарной и турбулентной.

§ XI.1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЛАМИНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Основной закон ламинарной фильтрации (закон Дарси) может быть записан так:

$$V = kI \tag{XI.1}$$

или

$$Q = k\omega I, \tag{XI.2}$$

где V — скорость фильтрации; Q — фильтрационный расход; I — гидравлический уклон; ω — полная площадь поперечного сечения потока, включая и площадь, занятую твердыми частицами грунта; k — коэффициент фильтрации, примерные значения которого для разных грунтов следующие, см/с:

Гравий размером зерен 4—7 мм	3,5
То же, 2 мм	3
Песок чистый	1,0—0,01
Песчаный грунт с примесью глины	0,01—0,005
Песчано-глинистый грунт	0,005—0,0001
Глины	10^{-4}—10^{-7}
Глина плотная (утрамбованная)	10^{-7}—10^{-10}

При безнапорной фильтрации и равномерном движении грунтовых вод скорость и расход определяются по формулам:

$$V = ki \tag{XI.3}$$

и

$$Q = k\omega i, \tag{XI.4}$$

где i — уклон водоупорного подстилающего слоя.

Для прямоугольного сечения грунтового потока расход

$$Q = kh_0 bi \tag{XI.5}$$

или

$$q = kh_0 i, \tag{XI.6}$$

где h_0 — глубина потока при равномерном движении; b — ширина потока; $q = \frac{Q}{b}$ — удельный расход.

При плавно изменяющемся неравномерном движении грунтовых вод для широких потоков расчетные формулы имеют следующий вид (в зависимости от уклона подстилающего слоя):

1) при уклоне $i = 0$ (рис. XI.1):

$$L = \frac{k}{2q}(h_1^2 - h_2^2), \tag{XI.7}$$

где L — расстояние между сечениями потока с глубинами h_1 и h_2;

2) при прямом уклоне ($i > 0$, рис. XI.2):

а) для кривой подпора

$$L = \frac{h_0}{i}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1}\right); \qquad \text{(XI.8)}$$

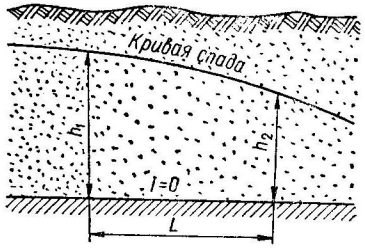


Рис. XI.1

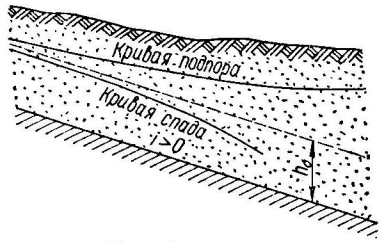


Рис. XI.2

б) для кривой спада

$$L = \frac{h_0}{i}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{1 - \eta_2}{1 - \eta_1}\right), \qquad \text{(XI.9)}$$

где $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ и $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$;

3) при обратном уклоне ($i < 0$, рис. XI.3):

$$L = \frac{h_0}{|i|}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{1 + \eta_2}{1 + \eta_1}\right). \qquad \text{(XI.10)}$$

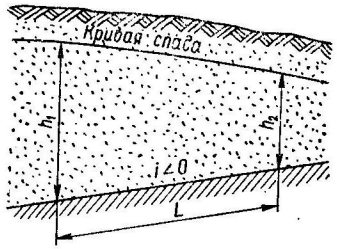


Рис. XI.3

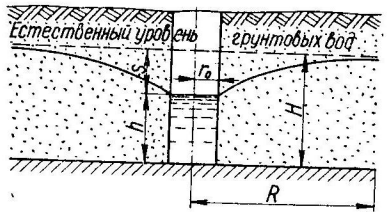


Рис. XI.4

Дебит совершенного грунтового колодца (рис. XI.4) определяется по формуле

$$Q = 1{,}36\frac{k(H^2 - h^2)}{\lg\frac{R}{r_0}}, \qquad \text{(XI.11)}$$

где H — мощность водоносного слоя; h — глубина воды в колодце; r_0 — радиус колодца; k — коэффициент фильтрации грунта; R — радиус влияния колодца, м, определяемый при предварительных подсчетах по формуле

$$R = 3000\,(H - h)\sqrt{k},$$

где H и h в м, k в м/с.

Дебит артезианского колодца (рис. XI.5) может быть получен по зависимости

$$Q = 2{,}73\frac{kt\,(H - h)}{\lg\frac{R}{r_0}}, \qquad \text{(XI.12)}$$

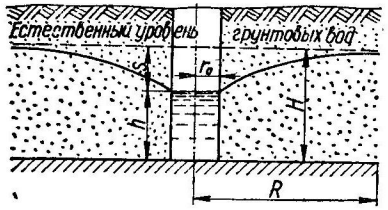


Рис. XI.5

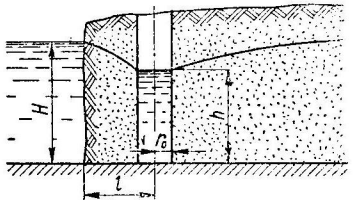


Рис. XI.6

или

$$Q = 2{,}73\frac{kts}{\lg\frac{R}{r_0}}, \qquad \text{(XI.13)}$$

где H — напор в водоносном пласте в естественном состоянии; t — глубина (мощность) водоносного пласта; $S = H - h$ — глубина откачки.

Дебит совершенного грунтового колодца, расположенного вблизи водоема (рис. XI.6), определяется по уравнению

$$Q = \frac{1{,}36k\,(H^2 - h^2)}{\lg\frac{2l}{r_0}}, \qquad \text{(XI.14)}$$

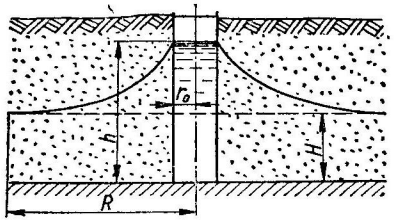


Рис. XI.7

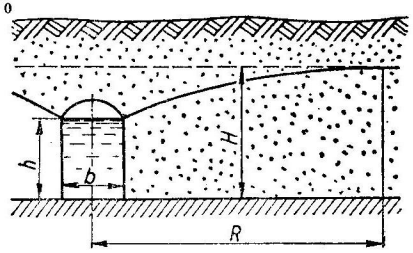


Рис. XI.8

где H — глубина (напор) воды в водоеме; l — расстояние оси колодца от берега водоема.

Поглощающая способность колодца (рис. XI.7) определяется по формуле

$$Q = 1{,}36\frac{k\,(h^2 - H^2)}{\lg\frac{R}{r_0}}. \qquad \text{(XI.15)}$$

При одностороннем притоке воды к водосборной (дренажной) галерее (рис. XI.8) расход

$$Q = \frac{kl\,(H^2 - h^2)}{2\left(R - \frac{b}{2}\right)}, \qquad \text{(XI.16)}$$

где l — длина галереи; b — ширина галереи.

При малой (по сравнению с радиусом влияния) ширине галереи расход q на единицу длины можно получить по формуле

$$q = \frac{k(H^2 - h^2)}{2R}. \qquad \text{(XI.17)}$$

В случае отсутствия данных о величине R расход может быть получен по зависимости

$$q = kI_{ср}\frac{H+h}{2}, \qquad \text{(XI.18)}$$

где $I_{ср}$ — средний уклон кривой депрессии, принимаемый для грунтов:

Галька, крупный песок	0,003—0,005
Песок (в зависимости от крупности)	0,005—0,015
Песчано-глинистые грунты (в зависимости от плотности)	0,05—0,1
Глинистые грунты	0,1
Плотные глины	0,15

Задачи

XI.1. Грунтовый поток движется в сторону реки по подстилающему слою, имеющему уклон $i = 0{,}02$ (рис. XI.9). Построить кривую

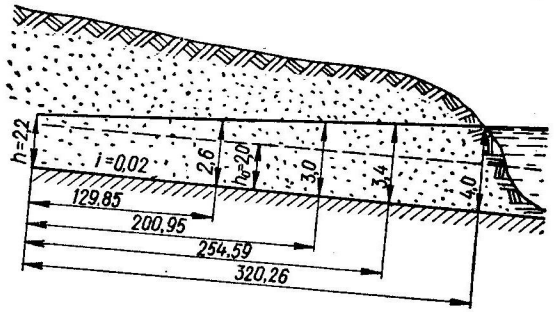


Рис. XI.9.

депрессии, если глубина в начале потока $h_1 = 2{,}2$ м; в конце $h_2 = 4$ м; фильтрационный расход $q = 0{,}04$ см²/с; коэффициент фильтрации грунта $k = 0{,}01$ см/с.

Решение. 1. Определяем глубину равномерного движения

$$h_0 = \frac{q}{ki} = \frac{0{,}04}{0{,}01 \cdot 0{,}02} = 2 \text{ м}.$$

2. Имея значения глубин в начале и в конце потока и глубину равномерного движения, строим кривую подпора с помощью уравнения (XI.8).

Принимая $h_1 = 2{,}2$ м, задаемся значением $h_2 = 2{,}6$ м и находим

$$\frac{h_0}{i} = \frac{2}{0{,}02} = 100 \text{ м}; \quad \eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{2{,}2}{2} = 1{,}1;$$

$$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0} = \frac{2{,}6}{2} = 1{,}3.$$

Подставляя данные в уравнение (XI.8), получим

$$L = 100\left(1{,}3 - 1{,}1 + \ln\frac{1{,}3-1}{1{,}1-1}\right) = 129{,}85 \text{ м}.$$

Задаваясь другими значениями h_2, производим аналогичные расчеты, результаты которых приведены в табл. XI.1.

Таблица XI.1

h_1, м	h_2, м	η_1	η_2	L, м	Примечания
2,2	2,6	1,1	1,3	129,85	
2,2	3	1,1	1,5	200,95	$h_0 = 2$ м
2,2	3,4	1,1	1,7	254,59	
2,2	4	1,1	2	320,26	$\frac{h_0}{i} = 100$ м

На основании полученных данных строим кривую депрессии (рис. XI.9).

XI.2. При равномерном движении грунтового потока известны: уклон подстилающего водонепроницаемого слоя $i = 0{,}04$; расход на 1 м ширины потока $q = 0{,}018$ л/с · м. Определить коэффициент фильтрации грунта, если: а) глубина потока $h_0 = 2{,}8$ м; б) глубина потока $h_0 = 3{,}4$ м.

XI.3. При определении коэффициента фильтрации k методом нагнетания воды в грунт (рис. XI.10) были получены следующие данные: время с начала исследований до появления воды на стенке наблюдательного шурфа составило 55 ч; разность отметок поверхности воды в рабочем шурфе и в наблюдательном шурфе $H = 3{,}7$ м; расстояние между стенками рабочего и наблюдательного шурфа $l = 6$ м. Подсчитать коэффициент фильтрации, если разность отметок дна рабочего шурфа и места выхода воды в наблюдательном шурфе: а) $h = 1$ м; б) $h = 2$ м.

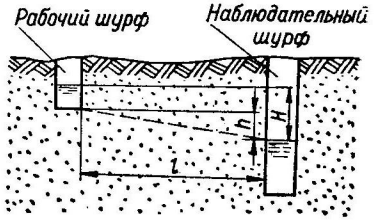


Рис. XI.10

XI.4. Определить удельный расход q горизонтального водоносного пласта мощностью $t = 4$ м при равномерном движении, зная, что разность отметок поверхности воды в скважинах, расположенных в направлении движения воды, $h = 40$ м при расстоянии между ними $l = 1200$ м, если коэффициент фильтрации: а) $k = 0{,}004$ см/с; б) $k = 0{,}01$ см/с.

XI.5. Вычислить дебит артезианской скважины при условии, что мощность водоносного пласта $t = 15$ м; глубина откачки $s = 6$ м; диаметр скважины $d = 0{,}3$ м; радиус влияния $R = 150$ м, если коэффициент фильтрации: а) $k = 10$ м/сутки; б) $k = 1$ см/с.

XI.6. Определить дебит совершенного артезианского колодца, если мощность водоносного пласта $t = 5$ м; диаметр колодца $d = 30$ см; напор в водоносном пласте в естественном состоянии $H = 30$ м; глубина воды в колодце $h = 15$ м, при: а) радиусе влияния колодца $R = 200$ м; коэффициенте фильтрации $k = 0{,}006$ см/с; б) $R = 500$ м; $k = 0{,}05$ см/с.

XI.7. Найти дебит совершенного грунтового колодца, если отметка статического уровня грунтовых вод 15 м; отметка уровня воды в

колодце 10 м; отметка подстилающего водонепроницаемого слоя 0,00; диаметр колодца $d = 40$ см, при: а) радиусе влияния колодца $R = 150$ м; коэффициенте фильтрации $k = 0{,}03$ см/с; б) $R = 450$ м, $k = 0{,}04$ см/с.

XI.8. Для случаев а) и б) предыдущей задачи определить расход, при котором динамический уровень грунтового колодца понизится до половины статического уровня.

XI.9. Определить дебит совершенного грунтового колодца, расположенного у реки, если отметка свободной поверхности воды в реке 13,5 м; отметка свободной поверхности воды в колодце 12 м; отметка горизонтального подстилающего водонепроницаемого слоя 10 м; диаметр колодца $d = 0{,}5$ м, при: а) расстоянии от реки до оси колодца $l = 15$ м; коэффициенте фильтрации $k = 0{,}01$ см/с; б) $l = 25$ см; $k = 0{,}005$ см/с.

XI.10. Для сброса воды в грунт запроектирован поглощающий колодец. Определить возможный сбрасываемый расход, если бытовая глубина воды в водоносном слое $H = 2$ м, глубина воды в колодце $h = 6$ м; диаметр колодца $d = 30$ см, при: а) радиусе влияния $R = 240$ м; коэффициенте фильтрации грунта $k = 0{,}03$ см/с; б) $R = 700$ м; $k = 0{,}3$ см/с.

XI.11. Определить приток воды к водозаборной галерее, расположенной на водоупоре, если отметка статического горизонта воды 11,00 м, отметка водоупора 6,00 м; глубина воды в галерее $h = 1$ м; ширина $b = 2$ м; длина галереи $l = 50$ м; коэффициент фильтрации $k = 0{,}009$ см/с, при: а) $R = 240$ м; б) значение R не дается, грунт не уплотнен.

XI.12. Найти расход на единицу ширины грунтового потока при следующих данных: глубина воды в первой скважине 28 м, во второй 12 м (скважины расположены по течению грунтового потока); расстояние между скважинами 450 м; коэффициент фильтрации грунта $k = 0{,}008$ см/с, если: а) уклон подстилающего водонепроницаемого слоя $i = 0$; б) $i = 0{,}04$.

XI.13. На берегу в водопроницаемом слое с коэффициентом фильтрации $k = 0{,}02$ см/с расположен канал, проходящий параллельно реке на расстоянии $l = 80$ м от нее. Определить удельный расход

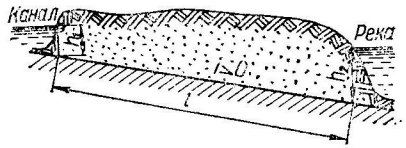


Рис. XI.11

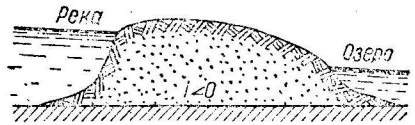


Рис. XI.12

грунтового потока и построить кривую депрессии при следующих данных: глубина грунтового потока при выходе из канала $h_1 = 1{,}6$ м; глубина воды при впадении в реку $h_2 = 2{,}3$ м, если (рис. XI.11): а) уклон подстилающего водонепроницаемого слоя $i = 0{,}004$; б) $i = 0{,}02$.

XI.14. Из реки фильтрационный поток движется в сторону озера по водопроницаемому слою с коэффициентом фильтрации $k = 0{,}007$ см/с; подстилающий водонепроницаемый слой имеет обратный уклон $i = 0{,}02$; глубина потока при выходе из реки $h_1 = 4$ м; фильтрационный расход $q = 0{,}0048$ м/с (рис. XI.12). Определить: а) на каком расстоянии от реки глубина потока достигает величины $h_2 = 2$ м; б) какая глубина установится на расстоянии от реки 20 м.

XI.15. Определить радиус влияния R совершенного грунтового колодца при $H = 10$ м; $h = 8$ м; $r_0 = 0{,}5$ м; $k = 0{,}0003$ м/с, если: а) дебит колодца $Q = 500$ м³/сутки; б) значение Q не дается.

XI.16. Определить расстояние L между дренажными галереями, расположенными на горизонтальном водоупоре для понижения уровня грунтовых вод не меньше 1,5 м, если мощность водоносного пласта $H = 6$ м; отметка водоупора 5,00 м; отметка поверхности земли 12,00 м: а) грунты песчано-глинистые (рис. XI.13); б) грунты глинистые.

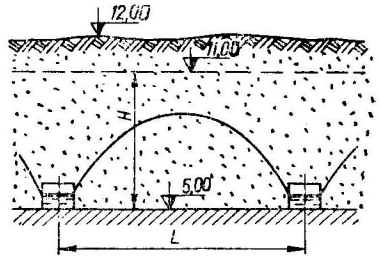


Рис. XI.13

Указания: 1. При решении задачи глубиной воды в дренажной галерее пренебречь. 2. Задачу решать с помощью уравнений (XI.18) и (XI.7).

§ XI.2. ЛАМИНАРНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ЧЕРЕЗ ПЛОТИНУ ИЗ ОДНОРОДНОГО ГРУНТА НА ГОРИЗОНТАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Решение задачи о фильтрации воды через плотину сводится к определению фильтрационного расхода и построению кривой депрессии. Форма депрессионной кривой и фильтрационный расход могут быть определены методом Н. Н. Павловского или методами других ученых. Решают задачу подбором или графически.

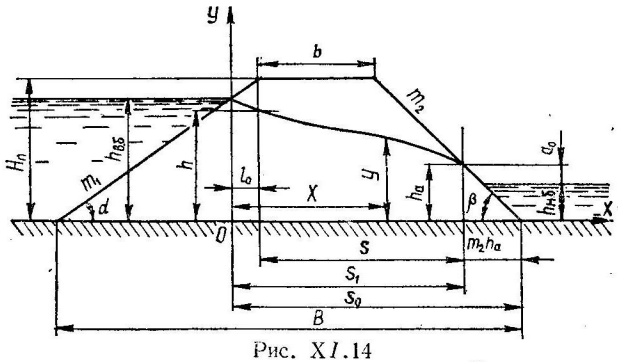


Рис. XI.14

Расчет производится по способу, рекомендованному М. Д. Чертоусовым, при следующих обозначениях (рис. XI.14); $h_{в.б}$ — глубина воды в верхнем бьефе; $h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе; $H_п$ — высота плотины; a_0 — превышение точки выклинивания кривой депрессии на низовой откос над уровнем воды в нижнем бьефе;

b — ширина плотины поверху; B — ширина плотины понизу; $m_1 = \operatorname{ctg}\alpha$ и $m_2 = \operatorname{ctg}\beta$ — коэффициенты заложения верхнего и низового откосов плотины.

Понижение кривой депрессии в теле плотины определяется величинами $h_{в.б}$, h, l_0, h_a, s.

Расчетные зависимости имеют следующий вид:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{q}{k} = \varepsilon (h_{в.б} - h);\\ &\frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_a^2}{2s};\\ &\frac{q}{k} = a_0 A_0 \sin\beta;\\ &s = s_0 - m_2 h_a - l_0, \end{aligned}\right\} \qquad (XI.19)$$

где

$$h_a = a_0 + h_{н.б}; \qquad (XI.20)$$

$$A_0 = 1 + 2{,}3 \lg \frac{h_a}{a_0}; \qquad (XI.21)$$

$$s_0 = B - m_1 h_{в.б}; \qquad (XI.22)$$

$$B = b + (m_1 + m_2) H_п; \qquad (XI.23)$$

$$l_0 = \frac{q}{k}. \qquad (XI.24)$$

Если глубина воды в нижнем бьефе $h_{н.б}$ равна нулю, то $h_a = a_0$ и множитель A_0 по формуле (XI.21) обращается в единицу.

Коэффициент ε в зависимости от m_1 принимает следующие значения, определяемые по формуле $\varepsilon = \frac{1}{\cos^n \alpha}$, где $n = \frac{\pi}{2\alpha}$:

m_1	1	1,5	2	2,5	3	3,5
ε	2,000	1,634	1,459	1,358	1,293	1,214

Систему уравнений (XI.19) можно решать построением графиков функций $F_1(a_0)$ и $F_2(a_0)$ по зависимостям:

$$F_1(a_0) = a_0 A_0 \sin\beta \qquad (XI.25)$$

и

$$F_2(a_0) = \varepsilon \left(h_{в.б} - \sqrt{2F_1(a_0)\,|s_1 - F_1(a_0)| + h_a^2}\right), \qquad (XI.26)$$

где

$$s_1 = s_0 - m_2 h_a. \qquad (XI.27)$$

Для упрощения решения задачи можно принимать $l_0 = 0$; при этом $F_1(a_0)$ определяется зависимостью (XI.25), а функция $F_2(a_0)$ по формуле

$$F_2(a_0) = \varepsilon \left[h_{в.б} - \sqrt{2s_1 F(a_0) + h_a^2}\right]. \qquad (XI.28)$$

Кривую депрессии в средней части профиля плотины строят по уравнению

$$y = \sqrt{h^2 - \frac{2q}{k}(x - l_0)}; \qquad (XI.29)$$

при $l_0 = 0$ уравнение (XI.29) принимает вид

$$y = \sqrt{h^2 - \frac{2q}{k} x}. \qquad (XI.30)$$

Последовательность расчета приведена в решении задачи XI.17.

Задачи

XI.17. Построить кривую депрессии и определить фильтрационный расход на 1 м длины однородной земляной плотины, расположенной на горизонтальном водоупоре, если $H_п = 11$ м; $h_{в.б} = 10$ м; $b = 8$ м; $m_1 = 3$; $m_2 = 2$; $k = 0{,}0004$ см/с, $h_{н.б} = 2$ м.

Р е ш е н и е. 1. Определяем постоянные величины, входящие в основные уравнения. Коэффициент ε при $m_1 = 3$ равен 1,293.

Коэффициенту m_2 соответствует $\beta = 26°34'$ и $\sin\beta = 0{,}447$. Ширина плотины понизу

$$B = b + (m_1 + m_2) H_п = 8 + (3 + 2) \cdot 11 = 63 \text{ м}.$$

Значение $s_0 = B - m_1 h_{в.б} = 63 - 3 \times 10 = 33$ м.

2. Задаваясь произвольным значением $a_0 = 1{,}9$ м, определяем $F_1(a_0)$ и $F_2(a_0)$:

$$h_a = a_0 + h_{н.б} = 1{,}9 + 2 = 3{,}9 \text{ м};$$

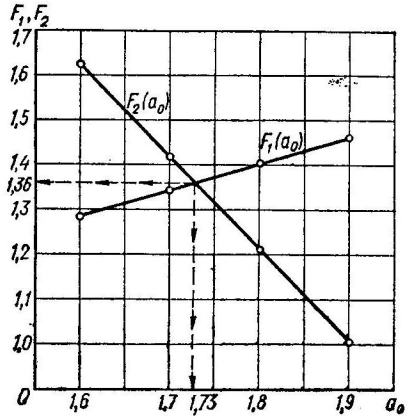


Рис. XI.15

$$A_0 = 1 + 2{,}3 \lg \frac{h_a}{a_0} = 1 + 2{,}3 \lg \frac{3{,}9}{1{,}9} = 1{,}718;$$

$$s_1 = s_0 - m_2 h_a = 33 - 2 \cdot 4 = 25{,}2 \text{ м};$$

$$F_1(a_0) = a_0 A_0 \sin\beta = 1{,}9 \cdot 1{,}718 \cdot 0{,}447 = 1{,}459 \text{ м};$$

$$F_2(a_0) = \varepsilon \left(h_{в.б} - \sqrt{2F_1(a_0)\,[s_1 - F_2(a_0)] + h_a^2}\right) =$$

$$= 1{,}293 \left(10 - \sqrt{2 \cdot 1{,}459\,(25{,}2 - 1{,}459) + 3{,}9^2}\right) = 1{,}05 \text{ м}.$$

Задаваясь другими значениями a_0, находим соответствующие значения $F_1(a_0)$ и $F_2(a_0)$.

Результаты расчета сводим в табл. XI.2.

Таблица XI.2

a_0 м	h_a, м	A_0	$F_1(a_0)$, м	$F_2(a_0)$, м
1,9	3,9	1,718	1,459	1,05
1,8	3,8	1,746	1,405	1,231
1,7	3,7	1,777	1,351	1,426
1,6	3,6	1,81	1,295	1,624

3. По полученным данным строим графики функций $F_1(a_0)$ и $F_2(a_0)$ (рис. XI.15). По оси абсцисс откладываем значение a_0 и по оси ординат значения функций. По

графику определяем a_0 и $F_1(a_0)$, равную величине q/k. Получаем $a_0 = 1{,}73$ м; $q/k = 1{,}36$ м.

Фильтрационный расход $q = 0{,}0004 \times 136 = 0{,}0544$ см²/с.

4. Глубину h фильтрационного потока определяем по первому уравнению системы (XI.19):

$$h = h_{в.б} - \frac{\frac{q}{k}}{\varepsilon} = 11 - \frac{1{,}36}{1{,}293} = 9{,}95 \text{ м}.$$

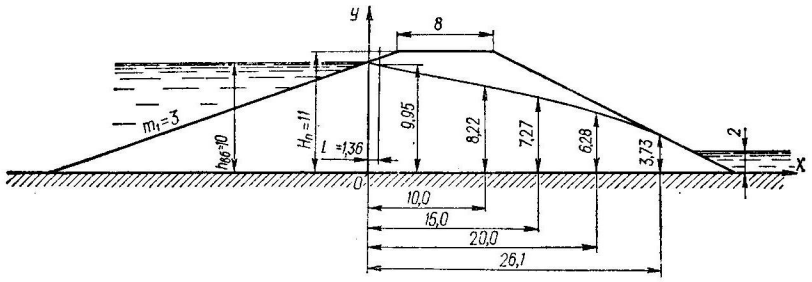


Рис. XI.16

Расстояние

$$s = s_0 - m_2 h_a - l_0 = 33 - 2\,(1{,}73 + 2) - 1{,}36 = 24{,}18 \text{ м}.$$

5. Кривую депрессии в средней части строим по уравнению (XI.29). Для условия данной задачи, имеющего вид

$$y = \sqrt{90{,}00 - 2{,}72\,(x - 1{,}36)},$$

значение x изменяется от $x = l_0 = 1{,}36$ м до $x = s + l_0 = 24{,}18 + 1{,}92 = 26{,}1$ м.

Получим следующие результаты расчета:

x, м	1,36	10,00	15,00	20,00	26,10
y, м	9,95	8,22	7,27	6,28	3,73

По имеющимся данным строим кривую депрессии (рис. XI.16).

XI.18. Определить фильтрационный расход на 1 м длины плотины и построить кривую депрессии при отсутствии воды в нижнем бьефе, если: а) $H_п = 14$ м; $h_{в.б} = 12$ м; $b = 10$ м; $m_1 = 3$; $m_2 = 2$; $k = 0{,}4$ м/сутки; б) $H_п = 18$ м; $h_{в.б} = 16$ м; $b = 12$ м; $m_1 = 3$; $m_2 = 2$; $k = 0{,}0003$ см/с.

XI.19. Определить фильтрационный расход через тело плотины при наличии воды в нижнем бьефе, если: а) $H_п = 15$ м; $h_{в.б} = 13$ м; $b = 10$ м; $m_1 = 3$; $m_2 = 2$; $h_{н.б} = 3$ м; $k = 0{,}4$ м/сутки; б) $H_п = 16$ м; $h_{в.б} = 14$ м; $b = 12$ м; $m_1 = 3$; $m_2 = 2$; $h_{н.б} = 4$ м; $k = 0{,}0003$ см/с.

XI.20. Построить кривую депрессии в плотине из однородного грунта на горизонтальном водоупоре при $H_п = 5$ м; $b = 4$ м; $h_{в.б} = 4$ м; $h_{н.б} = 0{,}5$ м; $m_1 = 2{,}5$; $m_2 = 1{,}5$, если: а) $k = 0{,}00005$ см/с; б) $k = 0{,}0001$ см/с.

XI.21. Определить фильтрационный расход через плотину из однородного грунта на горизонтальном водоупоре при $H_п = 8$ м; $b = 5$ м; $h_{в.б} = 7$ м; $h_{н.б} = 0$; $m_1 = 2{,}5$; $m_2 = 1{,}5$, если: а) $k = 0{,}00005$ см/с; б) $k = 0{,}0001$ см/с.

§ XI.3. ТУРБУЛЕНТНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ

Расчет напорных фильтрующих насыпей (рис. XI.17). Расчет заключается в определении размеров поперечного сечения сооружения в зависимости от допускаемого напора перед сооружением. Форма поперечного сечения сооружений может быть различна. На рис. XI.18 показана насыпь треугольного сечения, а на рис. XI.19 — трапецоидального сечения с меньшим основанием, обращенным книзу.

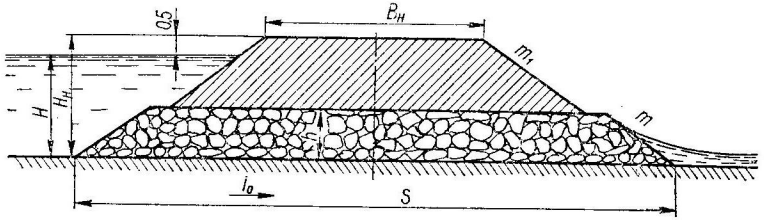


Рис. XI.17

Скорость V турбулентного фильтрационного потока при равномерном движении определяется по зависимости

$$V = k\sqrt{I}, \qquad \text{(XI.31)}$$

где k — коэффициент фильтрации каменной наброски, м/с, принимаемый (по данным М. Ф. Срибного) согласно табл. XI.3; I — гидравлический уклон, который для фильтрационных потоков, ввиду малых скоростей движения воды, может быть принят равным пьезометрическому уклону.

Гидравлический уклон I определяется по формуле

$$I = \frac{H}{S} + i_0, \qquad \text{(XI.32)}$$

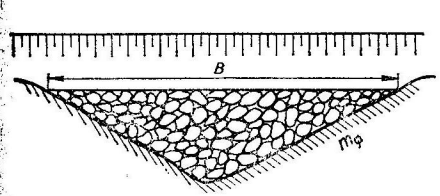


Рис. XI.18

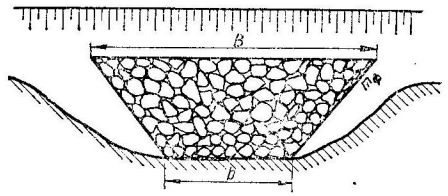


Рис. XI.19

где H — напор перед фильтрующей насыпью; S — длина насыпи понизу; i_0 — уклон русла турбулентного фильтрационного потока (продольный уклон лога).

Напор H перед фильтрующей насыпью принимаем из условия устойчивости основания сооружения от воздействия ламинарного фильтрационного потока. Критерием устойчивости может быть допускаемый для заданного грунта основания уклонный коэффициент

$$c = \frac{S}{H}. \qquad \text{(XI.33)}$$

В табл. XI.4 приведены допускаемые уклонные коэффициенты c для различных грунтов основания.

Таблица XI.3

Средний диаметр, приведенный к шару d, см	Каменный материал		
	округлый окатный (аллювиальный морской)	средней окатанности (гляциальный)	неправильный остроугольный (элювиальный)
	Порозность p		
	0,4	0,46	0,5
5	0,15	0,17	0,19
10	0,23	0,26	0,29
15	0,3	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	0,57
40	0,5	0,56	0,62
45	0,53	0,6	0,66
50	0,56	0,63	0,7

При назначении допускаемого напора H перед сооружением следует иметь в виду, что горизонт подпертой воды должен находиться ниже бровки земляного полотна не менее чем на 0,5 м. Таким образом, если соотношение (XI.33) допускает большие напоры, то допускаемый перед сооружением напор определяется по зависимости

$$H = H_н - 0{,}5 \text{ м}, \tag{XI.34}$$

где $H_н$ — высота насыпи земляного полотна.

Площадь поперечного сечения напорной фильтрующей насыпи определяется по зависимости

$$Q = \omega k \sqrt{I}. \tag{XI.35}$$

Найденной расчетом площади поперечного сечения сооружения соответствуют различные комбинации ширины b и высоты $h_ф$. Шириной фильтрующей насыпи следует задаваться так, чтобы удельный расход

Таблица XI.4

Грунты	Допускаемые уклонные коэффициенты c для оснований	
	не защищенных обратными фильтрами	защищенных обратными фильтрами
Илистые	12	8
Мелкопесчаные	9—10	6
Средне- и крупнопесчаные	8	5—4
Гравелистые	7	4
Галечниковые	6	3
Торфяные	7—12	8—5
Лессовые	8—7	4
Суглинистые	7—6	3

q турбулентного фильтрационного потока находился в пределах от 0,25 до 1 м²,/с.

Рекомендуемая последовательность расчета напорных фильтрующих насыпей приводится в задаче (XI.22).

Расчет безнапорных фильтрующих насыпей. В теле безнапорной фильтрующей насыпи наблюдается неравномерное движение турбулентного фильтрационного потока и глубины понижаются в направлении его движения, поэтому вертикальные размеры безнапорной фильтрующей насыпи также изменяются вдоль его оси (рис. XI.20).

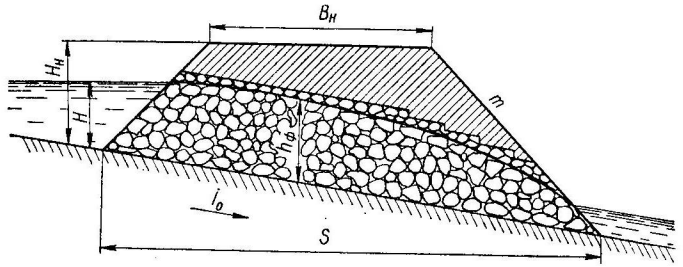


Рис. XI.20

Задачей расчета безнапорной фильтрующей насыпи является определение ее ширины и вертикальных размеров исходя из условия сохранения допускаемого напора перед сооружением.

Для определения допускаемых напоров в данном случае используются те же уклонные коэффициенты, что и для напорных фильтрующих насыпей.

Как показывают исследования, в конце турбулентного фильтрационного потока в теле безнапорной фильтрующей насыпи устанавливается либо бытовая глубина в нестесненном сооружением русле $h_б$, либо критическая глубина, определяемая в общем случае по зависимости

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 p^2 \omega_к^3}{B_к}, \tag{XI.36}$$

где ε — коэффициент, учитывающий образование застойных областей в порах каменной наброски; p — коэффициент порозности; $\omega_к$ и $B_к$ — соответственно площадь и ширина по свободной поверхности поперечного сечения фильтрационного потока при критической глубине.

На основании зависимости (XI.36) могут быть получены формулы для непосредственного определения критических глубин:

а) для прямоугольной формы сечения

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g p^2 \varepsilon^2 b^2}}; \tag{XI.37}$$

б) для параболической формы сечения, если очертания левой и правой частей поперечного сечения русла фильтрационного потока заданы уравнениями:

$$y_1 = \sqrt{2a_1} \cdot \sqrt{z} \quad \text{и} \quad y_2 = \sqrt{2a_2} \cdot \sqrt{z},$$

введя обозначение $\frac{2}{3}(\sqrt{2a_1}+\sqrt{2a_2})\cdot\sqrt{z}=A$, получим

$$h_к=\sqrt[3]{\frac{3\alpha Q^2}{2\varepsilon^2 p^2 A^2 g}}; \qquad \text{(XI.38)}$$

в) для треугольного сечения

$$h_к=\sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{p^2\varepsilon^2 m_ф^2 g}}, \qquad \text{(XI.39)}$$

где $m_ф$ — коэффициент заложения откосов фильтрующей насыпи.

Кривая свободной поверхности турбулентного фильтрационного потока строится на основании уравнения

$$\frac{i_0}{h_0}x=f(\eta_2)-f(\eta_1), \qquad \text{(XI.40)}$$

где x — расстояние между глубинами h_1 и h_2; $f(\eta_1)$ и $f(\eta_2)$ — функции относительных глубин; $\eta_1=\frac{h_1}{h_0}$; $\eta_2=\frac{h_2}{h_0}$.

Значения функций $f(\eta_1)$ и $f(\eta_2)$ определяют по таблицам приложений 22, 23, 24 в зависимости от относительных глубин η_1 и η_2 и гидравлического показателя формы фильтрационного потока y_0; для прямоугольных русел $y_0=2$; для параболических русел (параболы второго порядка) $y_0=3$; для треугольных русел $y_0=4$; при трапецоидальных руслах y_0 определяется по формуле

$$y_0=\frac{2\lg\frac{b+m_ф h_2}{b+m_ф h_1}}{\lg\frac{h_2}{h_1}}+2. \qquad \text{(XI.41)}$$

Порядок гидравлического расчета безнапорных фильтрующих насыпей следующий:

1. Определяется глубина протекания турбулентного фильтрационного потока в конце сооружения. Этой глубиной, как указывалось выше, является большая из двух глубин: либо бытовая глубина в нестесненном сооружением русле, либо критическая глубина турбулентного фильтрационного потока. При расчете фильтрующих насыпей с прямоугольной или трапецоидальной формами поперечного сечения следует предварительно задаться шириной сооружения понизу.

2. Определяется гидравлический показатель формы фильтрационного потока y_0, который для сечения трапецоидальной формы может быть определен по глубине в конце сооружения и глубине, соответствующей допускаемому уклонному коэффициенту c.

3. На основании уравнения (XI.40) вычисляется напор перед фильтрующей насыпью (см. решение задачи XI.25). Если полученный напор превышает допускаемый, то ширина сооружения прямоугольного или трапецоидального сечения может быть изменена.

4. При соответствии полученного напора допускаемому по уравнению (XI.40) строится кривая депрессии и устанавливаются вертикальные размеры фильтрующей насыпи, которые должны превышать глубину фильтрационного потока в 1,1—1,2 раза.

Следует иметь в виду, что если отношение глубины в конце сооружения к напору в фильтрующих насыпях прямоугольного сечения не превышает $\frac{1}{3}$, а для параболического и треугольного сечений $\frac{1}{2}$, то величиной $f(\eta_1)$ в уравнении (XI.40) можно пренебречь, что не повлияет существенно на точность расчетов.

Задачи

XI.22. Определить размеры фильтрующей насыпи трапецоидального сечения, обращенного меньшим основанием книзу, с коэффициентом заложения откосов $m_ф=1$. Длина насыпи $S=22$ м; грунт основания — галечник; высота насыпи земляного полотна $H_н=4{,}5$ м. Камень окатанный, аллювиального происхождения со средним диаметром, приведенным к шару, $d=50$ см. Уклон дна $i_0=0{,}005$; расчетный расход $Q=4{,}5$ м³/с.

Р е ш е н и е. 1. По табл. XI.4 находим соответствующий уклонный коэффициент $c=6$.

2. Определяем допускаемый напор перед сооружением

$$H=\frac{S}{c}=\frac{22}{6}=3{,}66 \text{ м}$$

В данном случае найденный напор с учетом запаса по формуле (XI.34) не превышает высоты насыпи $H_н=4{,}5$ м. Если $H>H_1$, то напор уточняется по формуле (XI.34).

3. Вычисляем гидравлический уклон

$$I=\frac{H}{S}+i_0=\frac{3{,}66}{22}+0{,}05\approx 0{,}22.$$

4. По табл. XI.3 находим коэффициент фильтрации k, который по условиям задачи равен 0,56.

5. Вычисляем площадь сечения сооружения:

$$\omega=\frac{Q}{k\sqrt{I}}=\frac{4{,}5}{2{,}56\sqrt{0{,}22}}=17 \text{ м}^2.$$

6. Принимая расход на единицу ширины фильтрующей насыпи понизу $q=0{,}5$ м²/с, найдем ширину сооружения понизу

$$b=\frac{Q}{q}=\frac{4{,}5}{0{,}5}=9 \text{ м}.$$

7. Определяем высоту фильтрующей насыпи

$$h_ф=\frac{\sqrt{b^2-4\omega m_ф}-b}{2m_ф}=\frac{\sqrt{9^2+4\cdot 17\cdot 1}-9}{2\cdot 1}=1{,}55 \text{ м}.$$

XI.23. Напорная фильтрующая насыпь, выполненная из камня элювиального происхождения неправильной, остроугольной формы, со средним диаметром, приведенным к шару, $d=30$ см, должна пропустить расход $Q=3$ м³/с. Длина фильтрующей насыпи $S=19$ м; уклон дна русла $i_0=0{,}02$. Рассчитать размеры сечения фильтрующей насыпи прямоугольного сечения реки, если: а) высота бровки земляного полотна $H_н=3$ м; грунт основания мелкий песок; б) $H_н=2{,}5$ м; грунт основания суглинок.

XI.24. Напорная фильтрующая насыпь трапецоидального сечения с меньшим основанием, обращенным книзу, выполненная из камня гляциального происхождения средней окатанности диаметром $d = 35$ см, должна пропустить расход $Q = 2{,}7$ м³/с. Высота бровки земляного полотна $H_н = 2{,}5$ м. Коэффициент заложения откосов фильтрующей насыпи $m_ф = 1{,}5$. Уклон лога $i_0 = 0{,}05$. Рассчитать размеры поперечного сечения фильтрующей насыпи, если: а) длина фильтрующей насыпи $S = 20$ м; грунт основания суглинок; б) $S = 27$ м; грунт основания илистый.

XI.25. Рассчитать размеры безнапорной фильтрующей насыпи трапецоидального сечения при следующих данных: расчетный расход $Q = 25$ м³/с; высота земляной насыпи $H_н = 4{,}7$ м; ширина земляной насыпи поверху $B_н = 11$ м; коэффициент заложения откосов земляной насыпи $m = 1{,}5$; коэффициент заложения откосов фильтрующей насыпи $m_ф = 1$; продольный уклон лога $i_0 = 0{,}01$; грунт основания мелкий песок; бытовая глубина потока в нестесненном русле $h_б = 0{,}25$ м; камень рваный элювиального происхождения со средним диаметром, приведенным к шару, $d = 20$ см. Коэффициенты принять: $\varepsilon = 0{,}9$, $\alpha = 1$.

Р е ш е н и е. 1. Назначаем ширину сооружения понизу $b = 10$ м и определяем критическую глубину подбором. Коэффициент порозности, согласно табл. XI.3, $p = 0{,}5$:

$$\frac{\alpha Q^2}{g\varepsilon^2 p^2} = \frac{1 \cdot 2{,}5^2}{9{,}81 \cdot 0{,}9^2 \cdot 0{,}50^2} \approx 3{,}15.$$

После ряда попыток задаемся $h = 0{,}31$ м. Тогда

$$\frac{\omega^3}{B} = \frac{[(b + m_ф h)\, h]^3}{b + 2m_ф h} = \frac{[(10 + 1 \cdot 0{,}31)\, 0{,}31]^3}{10 + 2 \cdot 1 \cdot 0{,}31} = 3{,}16.$$

Критическая глубина может быть принята $h_к = 0{,}31$ м.

Так как критическая глубина больше бытовой глубины в нестесненном сооружением русле, то в конце сооружения устанавливается глубина $h_к = 0{,}31$ м.

2. Определяем гидравлический показатель формы фильтрационного потока по глубинам $h_к$ и допускаемому напору H перед сооружением. На основании зависимости (XI.33) $H = S/c$. По табл. XI.4 для заданных оснований грунтов $c = 10$; S определяем по зависимости $S = B_н + 2mh_н = 11 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 4{,}7 = 25{,}1$ м, а допускаемый напор

$$H = S/c = \frac{25{,}1}{10} = 2{,}51 \text{ м}.$$

Тогда по формуле (XI.41):

$$y_0 = \frac{2\lg \dfrac{10 + 1 \cdot 2{,}51}{10 + 1 \cdot 0{,}31}}{\lg \dfrac{2{,}51}{0{,}31}} + 2 = 2{,}18.$$

3. Вычисляем напор перед фильтрующей насыпью, для этого предварительно определяем нормальную глубину фильтрационного потока h_0 из приведенной формулы

$$Q = \omega k \sqrt{i_0} = (bh_0 + m_ф h_0^2)\, k \sqrt{i_0},$$

откуда

$$h_0 = \frac{\sqrt{b^2 k^2 i_0 + 4Qm_ф k \sqrt{i_0}} - bk\sqrt{i_0}}{2mk\sqrt{i_0}} =$$

$$= \frac{\sqrt{10^2 \cdot 0{,}43^2 \cdot 0{,}01 + 4 \cdot 2{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}43\sqrt{0{,}01}} - 10 \cdot 0{,}43\sqrt{0{,}01}}{2 \cdot 1 \cdot 0{,}43 \cdot \sqrt{0{,}01}} = 4{,}27 \text{ м}.$$

Для определения напора перед сооружением пользуемся уравнением (XI.40) без учета $f(\eta_1)$:

$$f(\eta_2) = \frac{i_0}{h_0} S = \frac{0{,}01}{4{,}27} \cdot 25{,}1 = 0{,}0587.$$

По таблицам приложений 22 и 23, интерполируя значения η_2, найденные в зависимости от $f(\eta_2)$ при $y_0 = 2$ и $y_0 = 3$, находим $\eta_2 = 0{,}565$. Тогда

$$H = \eta_2 h_0 = 0{,}565 \cdot 4{,}27 = 2{,}41 \text{ м}.$$

Таблица XI.5

Номера точек	Расстояния от входного сечения, м	η	Глубина потока h, м	Высота сооружения H, м
1	0	0,565	2,41	2,9
2	5	0,507	2,16	2,6
3	10	0,472	2,01	2,4
4	15	0,398	1,71	2,0
5	20	0,345	1,47	1,8
6	25,1	—	0,31	—

Так как полученный напор не превышает допускаемого, принятая ширина фильтрующей насыпи по дну $b = 10$ м может быть сохранена.

4. Аналогично вычисляем глубины фильтрационного потока через каждые 5 м. Для определения вертикальных размеров сооружения глубины умножаем на 1,2. Данные вычислений, на основании которых может быть построена кривая свободной поверхности и запроектирована фильтрующая насыпь, заносим в табл. XI.5.

XI.26. Рассчитать размеры безнапорной фильтрующей насыпи прямоугольного сечения, выполненной из камня средней окатанности диаметром $d = 35$ см, если: а) $Q = 4$ м³/с; высота земляной насыпи $H_н = 3{,}5$ м; ширина земляной насыпи поверху $B_н = 10$ м; коэффициент заложения откосов земляной насыпи $m = 2$; продольный уклон лога $i_0 = 0{,}025$; грунт русла суглинок; бытовая глубина потока в нестесненном русле $h_б = 0{,}6$ м; б) $Q = 5$ м³/с, $H_н = 3$ м, $B_н = 10$ м; $m = 1{,}5$; $i_0 = 0{,}01$; грунт русла — мелкий песок; $h_б = 0{,}4$ м.

XI.27. Безнапорная фильтрующая насыпь треугольного сечения с коэффициентом заложения откосов $m_ф = 6$, выполненная из рваного камня размером $d = 0{,}45$ м, должна пропустить расход $Q = 3{,}6$ м³/с. Определить размеры фильтрующей насыпи, если: а) высота земляной насыпи $H_н = 3{,}5$ м; длина фильтрующей насыпи понизу $S = 20$ м; продольный уклон лога $i_0 = 0{,}05$; бытовая глубина потока в нестесненном русле $h_б = 0{,}4$ м; грунт русла лесс; б) $H_н = 2{,}5$ м; $S = 15$ м; $i_0 = 0{,}009$; $h_б = 0{,}5$ м.

XI.28. Безнапорная фильтрующая насыпь трапецоидального сечения с коэффициентом заложения откосов $m_ф = 3$, выполненная из среднеокатанного камня диаметром $d = 40$ см, должна пропустить расход $Q = 2$ м³/с. Рассчитать размеры фильтрующей насыпи, если: а) высота земляной насыпи $H_н = 2{,}5$ м; длина фильтрующей насыпи понизу $S = 20$ м; продольный уклон лога $i_0 = 0{,}02$; бытовая глубина потока в нестесненном русле $h_б = 0{,}3$ м; грунт русла средний песок; б) $H_н = 3{,}5$ м; $S = 24$ м; $i_0 = 0{,}01$; $h_б = 0{,}5$ м; грунт русла галечник.

Глава XII

ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

В гидравлике, как и в ряде других наук, широкое применение получил метод моделирования, при котором исследуется не сам поток, сооружение или машина, а их модели, выполненные обычно в уменьшенном масштабе.

Для того чтобы результаты исследований, полученные на модели, можно было перенести на натурный процесс, оба процесса должны быть подобными. *Подобными* называются явления, в которых наблю-

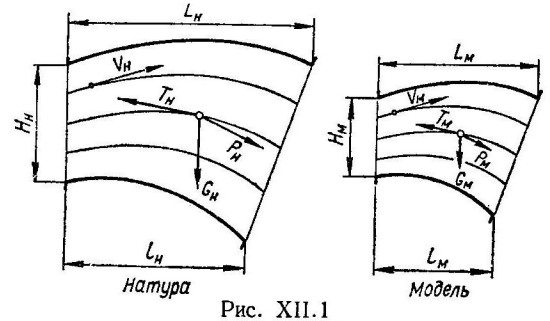


Рис. XII.1

даются процессы одинаковой физической природы и одноименные величины (например, размеры потока, скорости течения в сходственных точках, расходы жидкости, силы, действующие на жидкость, и т. д.) имеют постоянные соотношения. Следовательно, по заданным характеристикам одного потока можно получить характеристики другого потока умножением на постоянные безразмерные множители, называемые масштабами (коэффициентами) подобия. Отсюда следует, что необходимыми условиями гидродинамического подобия являются:

1. Геометрическое подобие, из которого следует пропорциональность сходственных линейных размеров натуры и модели (рис. XII.1):

$$\frac{l_н}{l_м} = \frac{L_н}{L_м} = \frac{H_н}{H_м} = \delta_l, \qquad \text{(XII.1)}$$

где δ_l — масштаб геометрического подобия; величины, относящиеся к натуре, отмечаются подстрочным индексом «Н», к модели — индексом «М».

2. Кинематическое подобие, т. е. подобие линий тока и пропорциональность скоростей в сходственных точках натуры и модели:

$$\frac{V_н}{V_м} = \frac{\frac{L_н}{t_н}}{\frac{L_м}{t_м}} = \frac{L_н}{L_м} \cdot \frac{t_м}{t_н} = \frac{\delta_1}{\delta_t} = \delta_V, \qquad \text{(XII.2)}$$

где δ_V — масштаб кинематического подобия; δ_t — масштаб времени.

3. Динамическое подобие, означающее пропорциональность сил, действующих на сходственные элементы кинематически подобных потоков, и равенство углов, характеризующих направление этих сил.

На любую частицу жидкости в общем случае действуют следующие силы (рис. XII.1):

сила тяжести, пропорциональная плотности жидкости ρ, ускорению силы тяжести g и кубу линейного размера частицы L:

$$G = mg = \rho g W \sim \rho g L^3; \qquad \text{(XII.3)}$$

сила давления, пропорциональная величине гидродинамического давления p и квадрату линейного размера L:

$$P = pS \sim pL^2; \qquad \text{(XII.4)}$$

сила трения, пропорциональная вязкости жидкости μ, скорости ее движения V и линейному размеру частицы L:

$$T = \mu \frac{dV}{dh} S \sim \mu L V. \qquad \text{(XII.5)}$$

Равнодействующая этих сил, согласно второму закону Ньютона, равна произведению массы частицы на ускорение

$$|\bar{R}| = |\bar{G} + \bar{P} + \bar{T}| = ma = \rho W a \sim \rho L^3 \frac{V^2}{L} = \rho L^2 V^2. \qquad \text{(XII.6)}$$

Она численно равна силе инерции

$$|I| = |R| \sim \rho L^2 V^2. \qquad \text{(XII.7)}$$

По условию подобия отношения всех пар сходственных сил (рис. XII.1) натуры и модели одинаковы:

$$\frac{G_н}{G_м} = \frac{P_н}{P_м} = \frac{T_н}{T_м} = \frac{R_н}{R_м} = \frac{I_н}{I_м} = \delta_F, \qquad \text{(XII.8)}$$

где δ_F — масштаб сил — число, показывающее, во сколько раз силы в натуре больше соответствующих сил в модели.

Из последнего соотношения, учитывая выражения (XII.3) — (XII.7), получаем условия динамического подобия:

$$\frac{I_н}{G_н} = \frac{I_м}{G_м}; \quad \frac{V_н^2}{g_н L_н} = \frac{V_м^2}{g_м L_м}; \quad \mathrm{Fr}_н = \mathrm{Fr}_м; \qquad \text{(XII.9)}$$

$$\frac{I_н}{T_н} = \frac{I_м}{T_м}; \quad \frac{\rho_н V_н L_н}{\mu_н} = \frac{\rho_м V_м L_м}{\mu_м}; \quad \mathrm{Re}_н = \mathrm{Re}_м; \qquad \text{(XII.10)}$$

$$\frac{I_н}{P_н} = \frac{I_м}{P_м}; \quad \frac{\rho_н V_н^2}{p_н} = \frac{\rho_м V_м^2}{p_м} \quad \mathrm{Eu}_н = \mathrm{Eu}_м, \qquad \text{(XII.11)}$$

где $\mathrm{Fr} = \frac{V^2}{gL}$ — критерий Фруда — отношение сил инерции к силам тяжести; $\mathrm{Re} = \frac{VL}{\nu}$ — критерий Рейнольдса — отношение сил инерции к силам трения; $\mathrm{Eu} = \frac{\rho V^2}{p}$ — критерий Эйлера — отношение сил инерции к силам давления.

Так как одновременное выполнение условий (XII.9) — (XII.11) практически трудно осуществить, то при моделировании ограничиваются подобием лишь наиболее важных для потока сил.

Если доминирующими являются силы тяжести (движение воды через гидротехнические сооружения), то добиваются равенства чисел Фруда натуры и модели ($Fr_н = Fr_м$). При этом минимальный геометрический масштаб модели

$$\delta_{l\min} = \left(\frac{Re_н}{Re_{кв}}\right)^{2/3} = \left(\frac{q_н}{Re_{кв}\nu_н}\right)^{2/3}, \qquad (XII.12)$$

где $Re_н$ — число Рейнольдса в натуре; $Re_{кв}$ — минимальное число Рейнольдса на модели, при котором течение происходит в квадратичной области сопротивлений (для водосливов $Re_{кв} = 5000 \div 10\,000$); $q_н$ — удельный расход.

Таблица XII.1

Коэффициенты подобия	Моделирование по критерию	
	Fr	Re
Длины $\delta_l = L_н/L_м$	δ_l	δ_l
Времени $\delta_t = t_н/t_м$	$\sqrt{\delta_l}$	δ_l^2/δ_ν
Скорости $\delta_V = V_н/V_м$	$\sqrt{\delta_l}$	δ_ν/δ_l
Расхода $\delta_Q = Q_н/Q_м$	$\delta_l^{5/2}$	$\delta_\nu \cdot \delta_l$
Кинематической вязкости $\delta_\nu = \nu_н/\nu_м$	—	δ_ν
Силы $\delta_F = F_н/F_м$	$\delta_\rho\,\delta_l^3$	$\delta_\rho\,\delta_\nu^2$
Плотности $\delta_\rho = \rho_н/\rho_м$	δ_ρ	δ_ρ
Потерь напора, перепада пьезометрических уровней $\delta_h = h_{wн}/h_{wм}$	δ_l	δ_ν^2/δ_l^2

Если главными являются силы трения (например, в напорных потоках), то добиваются равенства лишь чисел Рейнольдса натуры и модели ($Re_н = Re_м$). Минимальный геометрический масштаб модели в этом случае

$$\delta_{l\min} = \left(\frac{V_н\sqrt{\lambda}\,\Delta_м}{14\nu_м}\right)^2, \qquad (XII.14)$$

где $V_н$ — средняя скорость течения в натуре; $\Delta_м$ — шероховатость стенок русла на модели; $\nu_м$ — кинематическая вязкость жидкости на модели; $\lambda = \lambda_н = \lambda_м$ — коэффициент сопротивления трения.

Соотношения коэффициентов подобия при различных законах моделирования приведены в табл. XII.1.

Задачи

XII.1. Пропускная способность водозаборного сооружения (рис. XII.2), работающего по схеме водослива, исследуется на модели, выполненной в масштабе 1 : 40 от натуры.

Определить: 1) расход воды в натуре, при котором соблюдается гравитационное подобие, если расход воды на модели 16 л/с; 2) перепад Δz уровней верхнего и нижнего бьефов в натуре, если на модели он составляет 34,3 мм.

Р е ш е н и е. При движении воды через водосливы, определяющее значение имеют силы тяжести. Поэтому моделирование производится по критерию Фруда. В этом случае

$$Q_н = Q_м\delta_l^{5/2} = 16 \cdot 40^{5/2} = 162 \cdot 10^3 \text{ л/с} = 162 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$\Delta z_н = \Delta z_м\delta_l = 34{,}3 \cdot 40 = 1372 \text{ мм} = 1{,}37 \text{ м}.$$

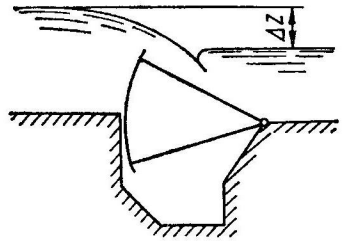


Рис. XII.2

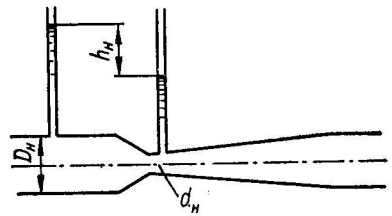


Рис. XII.3

XII.2. Определить минимальную глубину и расход воды на модели бетонного канала, если расход воды в натуре 250 м³/с, скорость течения 1,2 м/с, глубина канала 3,6 м, высота выступов шероховатости на модели 0,1 см; коэффициент сопротивления $\lambda = 0{,}012$, кинематическая вязкость воды 10^{-6} м²/с.

Р е ш е н и е. Минимальный масштаб модели

$$\delta_{l\,\min} = \left(\frac{V_н\Delta_м\sqrt{\lambda}}{14\nu_н}\right)^2 = \left(\frac{1{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{0{,}012}}{14 \cdot 10^{-6}}\right)^2 = 90.$$

Расход воды на модели канала

$$Q_м = \frac{Q_н}{\delta_l^{5/2}} = \frac{250}{90^{5/2}} = 3{,}26 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с} = 3{,}26 \text{ л/с}.$$

Глубина воды на модели $h_м = \dfrac{h_н}{\delta_l} = \dfrac{3{,}6}{90} = 0{,}04 \text{ м} = 4 \text{ см}.$

XII.3. Модель моста через реку, выполненная в масштабе 1 : 60 от натуры, испытывается в лаборатории.

Определить: 1) расход воды на модели, если в натуре он составляет 560 м³/с, а отверстие моста равно 112 м; 2) подпор воды перед мостом в натуре, если на модели он составляет 9 мм.

Р е ш е н и е. Проверяем, не слишком ли мал выбранный масштаб модели. С этой целью определяем удельный расход воды в натуре

$$q_н = \frac{Q_н}{l_н} = \frac{560}{112} = 5 \text{ м}^2/\text{с}$$

и находим минимально допустимый масштаб модели, принимая кинематическую вязкость воды $\nu_н = 10^{-6}$ м²/с:

$$\delta_{l\,\min} = \left(\frac{q_н}{Re_{кв}\nu_н}\right)^{2/3} = \left(\frac{5}{10^4 \cdot 10^{-6}}\right)^{2/3} = 63.$$

Следовательно, выбранный масштаб модели больше, чем минимально допустимый $\left(\frac{1}{60} > \frac{1}{63}\right)$.

Расход воды на модели

$$Q_м = \frac{Q_н}{\delta_l^{5/2}} = \frac{560}{60^{5/2}} = 0{,}02 \text{ м}^3/\text{с} = 20 \text{ л/с}.$$

Подпор перед мостом в натуре

$$\Delta h_н = \Delta h_м \delta_l = 9 \cdot 10^{-3} \cdot 60 = 0{,}54 \text{ м}.$$

XII.4. Модель расходомера Вентури, предназначенного для измерения расхода керосина ($\nu_н = 0{,}027$ см^2/с), испытывается на воде ($\nu_м = 0{,}01$ см^2/с). Определить расход воды $Q_м$ на модели для соблюдения подобия, если расход керосина в натуре $Q_н = 35$ л/с, диаметры расходомера в натуре $D_н = 200$ мм, $d_н = 100$ мм (рис. XII.3), геометрический масштаб модели $\delta_l = 2{,}5$.

Какой будет разность пьезометрических высот $h_н$ в натурном расходомере, если на модели $h_м = 0{,}8$ м?

Решение: 1. Моделирование напорных потоков производится по критерию Рейнольдса. Из равенства чисел Рейнольдса в натуре и в модели

$$\frac{V_м d_м}{\nu_м} = \frac{V_н d_н}{\nu_н}; \quad \frac{4Q_м}{\pi d_м^2} \cdot \frac{d_м}{\nu_м} = \frac{4Q_н}{\pi d_н^2} \cdot \frac{d_н}{\nu_н}$$

находим

$$Q_м = Q_н \cdot \frac{d_м}{d_н} \cdot \frac{\nu_м}{\nu_н} = \frac{Q_н}{\delta_l \delta_\nu},$$

где $\delta_l = 2{,}5$ (по условию задачи);
δ_ν — масштаб вязкости,

$$\delta_\nu = \frac{\nu_н}{\nu_м} = \frac{0{,}027}{0{,}01} = 2{,}7;$$

$$Q_м = \frac{35}{2{,}5 \cdot 2{,}7} = 5{,}19 \text{ л/с}.$$

2. Разность пьезометрических высот в натуре

$$h_н = h_м \left(\frac{\delta_\nu}{\delta_l}\right)^2 = 0{,}8 \cdot \left(\frac{2{,}7}{2{,}5}\right)^2 = 0{,}93 \text{ м}.$$

XII.5. Участок водопроводной трубы с рядом местных сопротивлений перед установкой испытывается на воздухе ($\rho_м = 1{,}3$ кг/м^3; $\nu_м = 0{,}15$ см^2/с) в лаборатории. Определить скорость продувки, при которой будет сохраняться вязкостное подобие, если скорость движения воды ($\rho_н = 1000$ кг/м^3; $\nu_н = 0{,}01$ см^2/с) в трубе будет равной $V_н = 2$ м/с. Какой будет потеря давления в натуре, если при движении воздуха она составляет $\Delta p_м = 6$ кПа (0,0612 кгс/см^2)?

Решение: 1. Находим коэффициенты подобия:

$$\delta_l = \frac{L_н}{L_м} = 1; \quad \delta_\nu = \frac{\nu_н}{\nu_м} = \frac{0{,}01}{0{,}15} = 0{,}067;$$

$$\delta_V = \frac{V_н}{V_м} = \frac{\delta_\nu}{\delta_l} = \frac{0{,}067}{1} = 0{,}067.$$

2. Находим скорость продувки (моделирование по критерию Рейнольдса):

$$V_м = \frac{V_н}{\delta_V} = \frac{2{,}0}{0{,}067} = 30 \text{ м/с}.$$

3. Находим потерю давления в натуре, пользуясь соотношением потерь напора (см. таблицу XII.1):

$$\frac{h_{\omega н}}{h_{\omega н}} = \frac{\frac{\Delta p_н}{\rho_н g_н}}{\frac{\Delta p_м}{\rho_м g_м}} = \left(\frac{\delta_\nu}{\delta_l}\right)^2.$$

Принимая $g_н = g_м$, находим

$$\Delta p_н = \frac{\rho_н}{\rho_м}\left(\frac{\delta_\nu}{\delta_l}\right)^2 \Delta p_м = \frac{1000}{1{,}3} \cdot \left(\frac{0{,}067}{1}\right)^2 \cdot 6 = 20{,}5 \text{ кПа}.$$

XII.6. Вода протекает по трубе диаметром 25 мм со скоростью 50 см/с. Определить скорость движения воздуха в трубе диаметром 100 мм из условия, что оба потока гидродинамически подобны. Температура воды 20° С, температура воздуха 50° С.

Решение. Из условия равенства чисел Рейнольдса для обоих потоков находим скорость продувки:

$$\frac{V_1 d_1}{\nu_1} = \frac{V_2 d_2}{\nu_2}; \quad V_2 = V_1 \frac{d_1}{d_2} \frac{\nu_2}{\nu_1} = 50 \cdot \frac{25}{100} \cdot \frac{0{,}178}{0{,}01} = 222 \text{ см/с},$$

где $\nu_1 = 0{,}01$ см^2/с — кинематическая вязкость воды при 20° С; $\nu_2 = 0{,}178$ см^2/с — кинематическая вязкость воздуха при 50° С.

XII.7. Вода с температурой 20° С ($\nu_н = 0{,}01$ см^2/с) протекает по трубе диаметром 250 мм со скоростью 1 м/с. Определить диаметр трубы модели исходя из условия вязкостного подобия, если скорость течения жидкости на модели не превосходит 5 м/с, а в качестве рабочей жидкости на модели используется: а) вода с температурой 60° С ($\nu_м = 0{,}0048$ см^2/с); б) керосин с температурой 20° С ($\nu_м = 0{,}022$ см^2/с).

Ответ: а) 24 мм; б) 110 мм.

XII.8. Какими будут потери напора на 1 км длины бетонного напорного водовода диаметром 500 мм при скорости течения воды 1 м/с, если потери напора на его воздушной модели при скорости движения воздуха 30 м/с составили 1 м? Кинематическая вязкость воды равна $1{,}14 \cdot 10^{-6}$ м^2/с, воздуха — $15{,}1 \cdot 10^{-6}$ м^2/с.

Ответ: 2,27 м.

XII.9. Протекание нефти ($\nu_н = 0{,}25$ Ст) по стальному трубопроводу диаметром 500 мм исследуется на его воздушной модели. Определить скорость движения воздуха ($\nu_в = 0{,}15$ Ст) на модели, если ее диаметр равен 50 мм, а скорость течения нефти в натуре составляет 1 м/с.

Ответ: 6 м/с.

XII.10. Найти минимально допустимое отверстие модели безнапорной дорожной водопропускной прямоугольной трубы, если в натуре оно равно 4 м; напор перед трубой — 2 м, пропускаемый расход 10 м^3/с.

Ответ: 10 см.

XII.11. Модель водозаборного сооружения (рис. XII.4) с сегментным затвором, выполненная в масштабе 1 : 20 от натуры, испытывается на воде. Определить: расход воды в натуре, если на модели он равен 10 л/с; перепад уровней $\Delta z_н$ в натуре, если на модели он составляет 5 см.

Ответ: $Q_н = 17{,}9$ м³/с; $\Delta z_м = 1$ м.

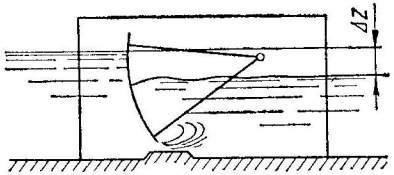


Рис. XII.4.

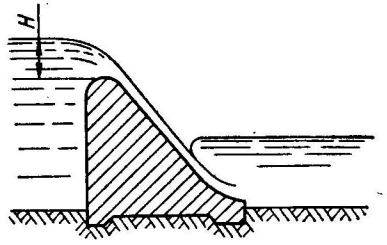


Рис. XII.5.

XII.12. Определить минимально допустимый масштаб модели водосливной плотины (рис. XII.5), если водосливное отверстие равно 50 м, расход воды — 250 м³/с, напор воды перед плотиной 1,64 м, кинематическая вязкость воды 10^{-6} м²/с. Найти также расход воды и напор перед плотиной на модели.

Ответ: $\delta_l = 63$; $Q_м = 8$ л/с; $H_м = 2{,}6$ см.

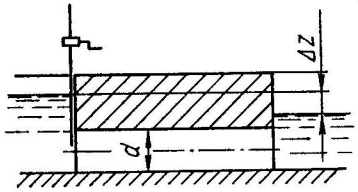


Рис XII.6

XII.13. Расход воды через модель трубчатого регулятора ($d_м = 150$ мм) при перепаде уровней верхнего и нижнего бьефов $\Delta z_м = 10$ см равен $Q_м = 18$ л/с (рис. XII.6.) Найти расход и перепад уровней воды в натуре, если диаметр сооружения $d_н = 1{,}5$ м.

Ответ: $Q_н = 5{,}7$ м³/с; $\Delta z_н = 1$ м.

XII.14. Найти минимальный масштаб модели малого моста (рис. XII.7) отверстием $b_н = 20$ м, который при напоре $H_н = 1{,}5$ м пропускает расход $Q_н = 55$ м³/с. Определить также геометрические размеры модели и расход воды на модели.

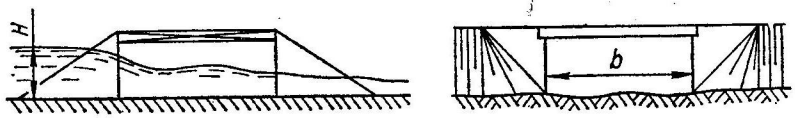


Рис. XII.7

Р е ш е н и е. Минимальный масштаб модели

$$\delta_{l\,\min} = \left(\frac{q_н}{\mathrm{Re}_{кв}\nu_н}\right)^{2/3} = \left(\frac{Q_н}{b_н\,\mathrm{Re}_{кв}\nu_н}\right)^{2/3} = \left(\frac{55}{20 \cdot 10^4 \cdot 10^{-6}}\right)^{2/3} = 42.$$

Примем $\delta_l = 40$.

Тогда $Q_м = \dfrac{Q_н}{\delta_l^{5/2}} = \dfrac{55}{40^{5/2}} = 0{,}0055$ м³/с $= 5{,}5$ л/с;

$b_м = \dfrac{b_н}{\delta_l} = \dfrac{20}{40} = 0{,}5$ м $= 50$ см;

$H_м = \dfrac{H_н}{\delta_l} = \dfrac{1{,}5}{40} = 0{,}0375$ м $= 3{,}75$ см.

XII.15. Найти отношение вязкостей жидкости натуры и модели при одновременном соблюдении гравитационного и вязкостного подобия потоков, если геометрический масштаб моделирования равен 100.

Р е ш е н и е. Из условия вязкостного подобия ($\mathrm{Re}_н = \mathrm{Re}_м$) находим:

$$\frac{V_н L_н}{\nu_н} = \frac{V_м L_м}{\nu_м}, \quad \frac{V_м}{V_н} = \frac{L_н}{L_м} \cdot \frac{\nu_м}{\nu_н}.$$

Из условия гравитационного подобия ($\mathrm{Fr}_н = \mathrm{Fr}_м$):

$$\frac{V_н^2}{gL_н} = \frac{V_м^2}{gL_м}; \quad \frac{V_м}{V_н} = \sqrt{\frac{L_м}{L_н}}.$$

Приравняв оба выражения для $\dfrac{V_м}{V_н}$, получим:

$$\sqrt{\frac{L_м}{L_н}} = \frac{L_н}{L_м} \cdot \frac{\nu_м}{\nu_н},$$

$$\frac{\nu_м}{\nu_н} = \left(\frac{L_м}{L_н}\right)^{3/2} = \left(\frac{1}{100}\right)^{3/2} = \frac{1}{1000}.$$

Следовательно, для одновременного выполнения гравитационного и вязкостного подобия необходимо, чтобы вязкость жидкости в модели была в 1000 раз меньше вязкости жидкости в натуре. Поскольку такую жидкость подобрать невозможно, то и одновременное выполнение критериев $\mathrm{Re} = \mathrm{idem}$ и $\mathrm{Fr} = \mathrm{idem}$ при заданном геометрическом масштабе моделирования осуществить нельзя.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Основные геометрические и гидравлические элементы труб круглого поперечного сечения при различном наполнении

$\Delta = \frac{h}{r}$	$B' = \frac{B}{r}$	$\omega' = \frac{\omega}{r^2}$	$\chi' = \frac{\chi}{r}$	$R' = \frac{R}{r}$	$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2\sqrt{r}}$	$\frac{\omega'}{\Delta^2} = \frac{\omega}{h^2}$	$\psi = \omega'^2 R'^{4/3}$	$E = \frac{1}{2\omega'^2}$
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	0,300	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

Приложение 2

Основные геометрические и гидравлические элементы лотков параболического поперечного сечения при различном наполнении

$\Delta = \frac{h}{p}$	$B' = \frac{B}{p}$	$\omega' = \frac{\omega}{p^2}$	$\chi' = \frac{\chi}{p}$	$R' = \frac{R}{p}$	$f(\Delta) = \frac{Q}{p^2\sqrt{p}}$	$\frac{\omega'}{\Delta^2} = \frac{\omega}{h^2}$	$\psi = \omega'^2 R'^{4/3}$	$E = \frac{1}{2\omega'^2}$
0,1	0,89	0,06	0,92	0,065	0,046	6	0,0001	139
0,2	1,26	0,17	1,34	0,125	0,184	4,25	0,0018	10,2
0,3	1,55	0,31	1,69	0,183	0,414	3,44	0,01	5,18
0,4	1,79	0,48	2	0,238	0,736	3	0,034	2,17
0,5	2	0,67	2,3	0,29	1,15	2,68	0,087	1,11
0,6	2,19	0,88	2,57	0,341	1,66	2,44	0,186	0,645
0,7	2,37	1,1	2,84	0,389	2,25	2,24	0,346	0,413
0,8	2,53	1,35	3,1	0,436	2,94	2,11	0,604	0,274
0,9	2,68	1,61	3,35	0,481	3,72	1,99	0,974	0,192
1	2,83	1,89	3,6	0,524	4,6	1,89	1,51	0,139
1,1	2,97	2,18	3,84	0,567	5,56	1,8	2,23	0,105
1,2	3,1	2,48	4,08	0,608	6,61	1,72	3,17	0,0813
1,3	3,22	2,79	4,31	0,647	7,77	1,65	4,36	0,0642
1,4	3,35	3,12	4,55	0,687	8,97	1,58	5,89	0,0513
1,5	3,46	3,46	4,78	0,725	10	1,54	7,78	0,0417
1,6	3,58	3,82	5,01	0,76	11,8	1,49	10,1	0,0343
1,8	3,8	4,55	5,47	0,83	14,8	1,4	16,2	0,0242
2	4	5,33	5,92	0,9	18,3	1,33	24,7	0,0176
2,2	4,2	6,15	6,36	0,97	22,2	1,27	36,3	0,0132
2,4	4,38	7,01	6,8	1,03	26,4	1,22	51,1	0,0102
2,6	4,56	7,91	7,24	1,09	31	1,17	70,2	0,008
2,8	4,74	8,89	7,68	1,15	36,3	1,13	95,2	0,0063
3	4,9	9,8	8,11	1,21	41,3	1,09	124	0,0052
3,2	5,06	10,8	8,54	1,27	47	1,05	160	0,0043
3,4	5,22	11,85	8,97	1,32	53,2	1,03	203	0,0036
3,6	5,37	12,88	9,4	1,37	59,4	0,99	252	0,003
3,8	5,52	13,97	9,82	1,42	66,2	0,97	312	0,0026
4	5,66	15,09	10,25	1,47	73,4	0,94	381	0,0022
4,2	5,8	16,26	10,67	1,52	81,1	0,92	462	0,0019
4,4	5,94	17,4	11,1	1,57	88,7	0,9	552	0,0017
4,6	6,07	18,6	11,52	1,62	97	0,88	658	0,0014
4,8	6,2	19,83	11,94	1,66	106	0,86	773	0,0013
5	6,33	21,08	12,36	1,71	115	0,84	909	0,0011
5,2	6,45	22,35	12,78	1,75	124	0,83	1054	0,001
5,4	6,57	23,65	13,2	1,8	134	0,81	1225	0,0009
5,6	6,7	25	13,61	1,84	144	0,8	1409	0,0008
5,8	6,81	26,35	14,03	1,88	154	0,78	1641	0,0007
6	6,93	27,73	14,45	1,92	165	0,77	1835	0,0006

Приложение 3

Максимальные допускаемые (неразмывающие) средние в сечении скорости течения

Наименование грунтов неукрепленных русел или типа крепления	Глубина потока h, м			
	0,4	1	2	3
	$V_{доп}$, м/с			
Несвязные грунты				
Пыль и ил с мелким песком, растительная земля	0,2	0,3	0,4	0,5
Песок мелкий с примесью среднего	0,3	0,4	0,5	0,6
Гравий крупный с песком и мелким гравием	0,9	1	1,1	1,3
Галька крупная с примесью гравия	1,5	1,8	2	2,3
Булыжник средний с примесью крупного	3	3,3	3,7	4,1
Связные грунты				
Глина среднеплотная	0,7	0,9	1	1 1
Глина плотная	1	1,2	1,4	1,5
Суглинки тощие, среднеплотные	0,7	0,8	0,9	1
Суглинки тяжелые, плотные	1	1,2	1,4	1,5
Лессовидные грунты, плотные	0,8	1	1,2	1,3
Супеси	0,5	0,6	0,7	0,8
Скальные породы *				
Конгломерат, мергель, сланцы	2	2,5	3	3,5
Пористый известняк, известняковый песчаник	3	3,5	4	4,5
Доломитовый песчаник, плотный известняк, мрамор	4	5	6	6,5
Граниты, базальты, кварциты	15	18	20	22
Крепление русел				
Одерновка плашмя на малосвязном основании	1,7	2	2,3	2,5
Одерновка плашмя на связном основании	1,9	2,2	2,5	2,7
Одерновка в стенку	2,2	2,5	2,8	3,2

* Примечание. Для скальных пород трещиноватых или выветренных значения допускаемой скорости следует уменьшать на 10%.

Продолжение приложения 3

Наименование грунтов неукрепленных русел или типа крепления	Глубина потока h, м			
	0,4	1	2	3
	$V_{доп}$, м/с			
Грунты, стабилизированные битумом	2,3	2,7	3	3,3
Фашинные тюфяки	2,5	3	3,5	3,8
Мощение на мху (слой мха не меньше 5 см):				
из булыжника размером 15 см	2	2,5	3	3,5
То же 20 см	2,5	3	3,5	4
» 25 см	3	3,5	4	4,5
Мощение плашмя на слое глины 10—15 см и соломе (мху):				
камнем размером 13—14 см	2,3	2,9	3,4	3,8
то же 14—16 см	2,5	3	3,5	4
» 16—18 см	2,8	3,3	3,8	4,3
Мощение на щебне (слой щебня не меньше 10 см):				
из рваного камня размером 15 см	2,5	3	3,5	4
то же 20 см	3	3,5	4	4,5
» » 25 см	3,5	4	4,5	5
Мощение с подбором лицевой поверхности и грубым приколом на щебне (слой щебня не меньше 10 см):				
камнем размером 20 см	3,5	4,5	5	5,5
то же 25 см	4	4,5	5,5	5,5
» » 30 см	4,5	5	6	6
Кладка из обыкновенного кирпича на цементном растворе	1,6	1,9	2,2	2,4
Бутовая кладка из средних пород	5,5	6,6	7,7	8,3
Кладка из клинкера	6,6	7,7	8,8	10
Облицовка из бетона и железобетона	6,6	8	9,2	10
Бетонные монолитные лотки с гладкой поверхностью	13	16	19	20
Деревянные лотки при надежном основании и течении вдоль волокон	8	10	12	14

Приложение 4

Коэффициенты шероховатости русел

	n
а) *неукрепленные русла*	
Каналы в исключительно гладкой, хорошо разработанной скале	0,017
Большие земляные каналы в лессе или плотной земле, без наносов, покрытые толстым устойчивым илистым слоем	0,018
Большие земляные каналы в песчаных и супесчаных грунтах, содержащиеся в хороших условиях, каналы в плотном лессе, мелком гравии или земле, затянутые илисто пленкой при полностью планированном дне и откосах	0,02
Каналы, чисто высеченные в скале; каналы в плотном лессе, мелком песке или земле с частично подчищенным дном и откосами после землеройной машины, большие земляные каналы в галечнике с песком	0,0225
Каналы в плотном лессе, мелком гравии и песке, вырытые землеройными машинами без последующей дополнительной планировки; большие земляные каналы с местными обвалами откосов	0,025
Большие земляные каналы при неблагоприятных условиях содержания и ремонта; малые земляные каналы с полностью спланированным дном и откосами	0,0275
Земляные каналы при сравнительно плохих условиях содержания, заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов, местами с водорослями, булыжником или гравием по дну, малые земляные каналы с частичной планировкой дна и откосов	0,03
Каналы при весьма плохих условиях содержания с неправильным профилем, заметно засоренные камнями и водорослями, малые земляные каналы при производстве работ землеройными машинами без последующей планировки; периодические потоки (большие и малые) при очень хорошем состоянии поверхности и формы ложа	0,035
Каналы с исключительно плохими условиями содержания, со значительными промоинами и обвалами, зарослями камыша, густыми корнями, крупными камнями по дну	0,040
б) *русла с искусственным креплением*	
Исключительно гладкие, покрытые эмалью или глазурью поверхности	0,009
Чистые (новые) гончарные, чугунные и стальные трубы, хорошо уложенные и соединенные; хорошо остроганные доски	0,011
Весьма хорошая бетонировка, неостроганные, хорошо пригнанные продольно расположенные доски; деревянный желоб из клепок; водопроводные трубы в нормальных условиях; весьма чистые водосточные трубы; поверхности из чистого цемента и гладкие, неокрашенные металлические	0,012
Хорошая кирпичная и клинкерная кладка; водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы; поверхности, оштукатуренные цементным раствором и гладкие, окрашенные металлические	0,013
Бетонировка каналов при средних условиях содержания; загрязненные водопроводные и водосточные трубы	0,014
Кирпичная кладка и облицовка среднего качества из тесаного камня; значительно загрязненные водотоки; брезент по деревянным рейкам	0,015
Сравнительно грубая бетонировка; хорошая бутовая кладка; старая (расстроенная) кирпичная кладка	0,017
Грунты, пропитанные битумом или дегтем	0,018
Булыжная мостовая; габионная кладка	0,020
Бутовая кладка на цементном растворе	0,0225
Хорошая сухая кладка; фашинные тюфяки и тяжелые фашины; каменная наброска в плетнях; ржавые, шероховатые металлические поверхности	0,025
Одерновка плашмя и в стенку	0,0275
Хворостяные укрепления; сухая кладка среднего качества	0,03

Приложение 5

Скоростные характеристики W; м/с; при различных значениях коэффициента шероховатости

R, м	Коэффициент шероховатости n													
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,02	0,0225	0,025	0,0275	0,03	0,035	0,04
0,10	21,3	19,0	17,2	15,6	14,2	12,0	11,2	9,67	8,22	7,09	6,19	5,46	4,35	3,56
0,12	23,9	21,4	19,3	17,6	16,1	13,7	12,7	11,0	9,41	8,15	7,14	6,32	5,07	4,18
0,14	26,3	23,6	21,4	19,5	17,9	15,2	14,1	12,3	10,6	9,17	8,06	7,16	5,77	4,78
0,16	28,6	25,7	23,3	21,3	19,5	16,7	15,5	13,6	11,7	10,2	8,95	7,97	6,45	5,36
0,18	30,8	27,8	25,2	23,0	21,2	18,1	16,9	14,8	12,7	11,1	9,81	8,75	7,12	5,94
0,20	33,0	29,7	27,0	24,7	22,7	19,5	18,2	16,0	13,8	12,0	10,7	9,52	7,78	6,50
0,22	35,0	31,6	28,7	26,3	24,2	20,8	19,4	17,1	14,8	12,9	11,5	10,3	8,42	7,06
0,24	37,0	33,4	30,4	27,5	25,7	22,1	20,7	18,2	15,8	13,8	12,3	11,0	9,05	7,61
0,26	38,9	35,2	32,1	29,4	27,1	23,4	21,9	19,3	16,7	14,7	13,1	11,7	9,67	8,15
0,28	40,8	36,9	33,7	30,9	28,5	24,6	23,0	20,3	17,7	15,6	13,8	12,4	10,3	8,69
0,30	42,6	38,6	35,2	32,3	29,9	25,8	24,2	21,4	18,6	16,4	14,6	13,1	10,9	9,22
0,32	43,5	39,4	36,0	33,1	30,5	26,4	24,7	21,9	19,0	16,8	15,0	13,5	11,2	9,48
0,34	46,1	41,8	38,2	35,1	32,5	28,1	26,4	23,4	20,4	18,0	16,1	14,5	12,1	10,3
0,36	47,8	43,4	39,6	36,5	33,8	29,3	27,5	24,3	21,2	18,8	16,8	15,2	12,6	10,8
0,38	49,4	44,9	41,1	37,8	35,0	30,4	28,5	25,3	22,1	19,6	17,5	15,8	13,2	11,3
0,40	51,1	46,4	42,5	39,1	36,2	31,5	29,5	26,2	22,9	20,3	18,2	16,5	13,8	11,8
0,45	55,0	50,0	45,9	42,3	39,2	34,1	32,1	28,5	25,0	22,2	20,0	18,1	15,2	13,0
0,50	58,8	53,5	49,1	45,3	42,1	36,7	34,5	30,7	27,0	24,0	21,6	19,6	16,5	14,2
0,55	62,4	58,9	52,2	48,3	44,8	39,2	36,9	32,9	28,9	25,8	23,2	21,1	17,8	15,4
0,60	65,9	60,2	55,3	51,1	47,5	41,6	39,1	35,0	30,8	27,5	24,8	22,6	19,1	16,5
0,65	69,3	63,3	58,2	53,9	50,1	43,9	41,4	37,0	32,7	29,2	26,4	24,0	20,4	17,6
0,70	72,6	66,4	61,1	56,6	52,6	46,2	43,5	39,0	34,5	30,8	27,9	25,4	21,6	18,7
0,75	75,8	69,4	63,9	59,2	55,1	48,4	45,0	40,9	36,2	32,4	29,4	26,8	22,8	19,8
0,80	79,0	72,3	66,6	61,7	57,5	50,6	47,7	42,8	37,9	34,8	30,8	28,2	24,0	20,9
0,85	82,1	75,1	69,3	64,2	59,9	52,7	49,7	44,7	39,6	35,6	32,2	29,5	25,2	21,9
0,90	85,1	77,9	71,9	66,7	62,2	54,8	51,7	46,5	41,2	37,1	33,6	30,8	26,3	23,0
0,95	88,0	80,6	74,4	69,1	64,4	56,8	53,7	48,3	42,9	38,5	35,0	32,1	27,5	24,0
1,0	90,9	83,3	76,9	71,4	66,7	58,8	55,6	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6	25,0
1,1	96,5	88,5	81,8	76,0	71,0	62,7	59,3	53,4	47,5	42,8	39,0	35,8	30,7	27,0
1,2	102	93,6	86,5	80,4	75,2	66,5	62,9	56,7	50,5	45,6	41,5	38,2	32,9	28,9
1,3	107	98,5	91,1	84,7	79,2	70,1	66,3	59,9	53,4	48,3	44,0	40,5	34,9	30,7
1,4	112	103	95,5	88,9	83,1	73,7	69,7	60,3	56,3	50,9	46,4	42,7	36,9	32,5
1,5	117	108	99,8	92,9	87,0	77,1	73,0	66,0	59,0	53,4	48,8	44,9	38,8	34,3
1,6	122	112	104	96,9	90,7	80,5	76,2	69,0	61,7	55,9	51,1	47,1	40,7	36,0
1,7	127	117	108	101	94,3	83,8	79,4	71,8	64,3	58,3	53,3	49,1	42,6	37,7
1,8	131	121	112	105	97,9	87,0	82,4	74,6	66,9	60,6	55,5	51,2	44,4	39,3
1,9	136	125	116	108	101	90,1	85,4	77,4	69,3	62,9	57,6	53,2	46,2	40,9
2,0	140	129	120	112	105	93,2	88,4	80,1	71,8	65,1	59,7	55,1	47,9	42,5
2,2	149	137	127	119	111	99,1	94,0	85,3	76,5	69,5	63,7	58,9	51,2	45,5
2,4	157	145	135	126	118	105	99,5	90,3	81,1	73,7	67,6	62,5	54,4	48,4
2,6	165	152	142	132	124	110	105	95,2	85,5	77,7	71,3	66,0	57,5	51,1
2,8	173	160	148	138	130	116	110	99,8	89,7	81,6	74,9	69,3	60,5	53,8
3,0	181	167	155	145	136	121	115	104	93,8	85,3	78,4	72,5	63,3	56,4

Приложение 6

Степени некоторых расчетных величин

n	$n^{3/2}$	r	$r^{0,67}$	$r^{2,67}$	H	$H^{1/2}$	$H^{3/2}$
0,009	0,00085	0,075	0,176	0,001	0,2	0,447	0,089
0,0095	0,00093	0,08	0,184	0,001	0,3	0,548	0,164
0,01	0,001	0,1	0,214	0,002	0,4	0,633	0,253
0,0105	0,00108	0,125	0,248	0,004	0,5	0,707	0,354
0,011*	0,00115	0,15	0,281	0,006	0,6	0,775	0,465
0,0115	0,00123	0,175	0,311	0,01	0,7	0,837	0,586
0,012*	0,00131	0,2	0,34	0,014	0,8	0,894	0,716
0,0125	0,0014	0,225	0,368	0,019	1	1	1
0,013*	0,00148	0,25	0,395	0,025	1,1	1,051	1,15
0,0135	0,00157	0,275	0,421	0,032	1,2	1,1	1,31
0,014*	0,00166	0,3	0,446	0,04	1,3	1,14	1,48
0,0145	0,00174	0,325	0,471	0,05	1,4	1,18	1,66
0,015*	0,00184	0,35	0,495	0,061	1,5	1,23	1,84
0,0155	0,00193	0,375	0,518	0,073	1,6	1,27	2,02
0,016	0,00202	0,4	0,541	0,087	1,7	1,3	2,22
0,0165	0,00212	0,425	0,564	0,102	1,8	1,34	2,42
0,017*	0,00222	0,45	0,586	0,119	1,9	1,38	2,62
0,0175	0,00232	0,475	0,608	0,137	2	1,41	2,83
0,018*	0,00241	0,5	0,629	0,157	2,1	1,45	3,04
0,019	0,00262	0,525	0,649	0,179	2,2	1,48	3,26
0,02*	0 00283	0,55	0,67	0,203	2,3	1,52	3,49
0,0225*	0,00337	0,575	0,69	0,228	2,4	1,55	3,72
0,025	0,00395	0,6	0,71	0,256	2,5	1,58	3,95
0,0275*	0,00456	0,7	0,787	0,386	2,6	1,61	4,19
0,028	0,00469	0,8	0,861	0,551	2,7	1,64	4,44
0,029	0,00494	0,9	0,932	0,755	2,8	1,67	4,69
0,03*	0,00519	1	1	1	2,9	1,7	4,94
0,031	0,00546	1,1	1,07	1,29	3	1,73	5,2
0,032	0,00572	1,2	1,13	1,63	3,1	1,76	5,46
0,033	0,00599	1,3	1,19	2,01	3,2	1,79	5,72
0,034	0,00627	1,4	1,25	2,46	3,3	1,82	6
0,035*	0,00655	1,5	1,31	2,95	3,4	1,84	6,27
0,04*	0,008	1,6	1,37	3,51	3,5	1,87	6,55
0,05	0,0112	1,7	1,43	4,12	3,6	1,9	6,83
0,06	0,0147	1,8	1,48	4,8	3,7	1,92	7,12
0,07	0,0184	1,9	1,54	5,55	3,8	1,95	7,41
0,08	0,0226	2	1,59	6,36	3,9	1,98	7,7
0,1	0,0316	2,5	1,85	11,55	4,0	2	8

* Значения коэффициента шероховатости, соответствующие данным, приведенным в таблице приложения 4.

Приложение 7

Величины, являющиеся функцией коэффициента заложения откосов

m	$2m$	$4m$	$\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1+m^2}{1}$	$\beta_{г.н} = 2\sqrt{1+m^2}-2m$	$\psi_{г.н} = 8\sqrt{1+m^2}-4m$	$\frac{1}{\sqrt{\beta_{г.н}+m}}$	$\frac{\beta_{г.н}}{\sqrt{\beta_{г.н}+m}}$
0	0	0	1	2	2	8	0,71	1,42
0,5	1	2	1,118	2,236	1,236	6,94	0,76	0,94
0,75	1,5	3	1,25	2,5	1	7	0,75	0,75
1	2	4	1,414	2,824	0,828	7,3	0,74	0,61
1,25	2,5	5	1,601	3,202	0,702	7,81	0,71	0,5
1,5	3	6	1,803	3,606	0,606	8,42	0,69	0,42
1,75	3,5	7	2,015	4,03	0,53	9,12	0,66	0,35
2	4	8	2,236	4,472	0,472	9,89	0,64	0,3
2,25	4,5	9	2,462	4,924	0,424	10,7	0,61	0,26
2,5	5	10	2,693	5,386	0,386	11,54	0,59	0,23
2,75	5,5	11	2,926	5,852	0,352	12,41	0,57	0,2
3	6	12	3,162	6,324	0,324	13,3	0,55	0,18
3,5	7	14	3,64	7,28	0,28	15,12	0,52	0,15

Приложение 8

Максимальный гидравлический радиус; соответствующий руслу гидравлически наивыгоднейшего профиля

R_{max}, м	R^2_{max}, м²	Значения $\frac{K_0 n}{\psi_{г.н}}$ при z			R_{max}, м	R^2_{max}, м²	Значения $\frac{K_0 n}{\psi_{г.н}}$ при z		
		0,65	0,7	0,75			0,65	0,7	0,75
0,1	0,01	0,0022	0,002	0,0018	0,85	0,72	0,65	0,64	0,64
0,12	0,0144	0,0036	0,0033	0,0029	0,9	0,81	0,76	0,75	0,75
0,14	0,0196	0,0054	0,0049	0,0045	0,95	0,9	0,87	0,87	0,87
0,16	0,0256	0,0078	0,0071	0,0065	1	1	1	1	1
0,18	0,0324	0,0107	0,0097	0,009	1,1	1,21	1,29	1,29	1,3
0,2	0,04	0,0123	0,0129	0,0104	1,2	1,44	1,62	1,63	1,65
0,22	0,0484	0,0162	0,0167	0,0137	1,3	1,69	2	2,03	2,05
0,24	0,0576	0,023	0,021	0,02	1,4	1,96	2,43	2,48	2,52
0,26	0,0676	0,028	0,026	0,025	1,5	2,25	2,9	2,99	3,05
0,28	0,0784	0,034	0,032	0,03	1,6	2,56	3,47	3,56	3,64
0,3	0,09	0,041	0,039	0,037	1,7	2,89	4,07	4,19	4,3
0,32	0,1024	0,049	0,046	0,044	1,8	3,24	4,74	4,9	5,02
0,34	0,1156	0,057	0,054	0,052	1,9	3,61	5,48	5,65	5,83
0,36	0,1296	0,067	0,063	0,06	2	4	6,28	6,5	6,73
0,38	0,1444	0,077	0,074	0,07	2,1	4,41	7,14	7,41	7,69
0,4	0,16	0,088	0,084	0,08	2,2	4,84	8,07	8,42	8,71
0,45	0,2025	0,12	0,116	0,111	2,3	5,29	9,09	9,48	9,88
0,5	0,25	0,159	0,154	0,149	2,4	5,76	10,16	10,62	11,07
0,55	0,3025	0,205	0,199	0,193	2,5	6,25	11,34	11,87	12,43
0,6	0,36	0,258	0,252	0,246	2,6	6,76	12,59	13,18	13,87
0,65	0,4225	0,319	0,313	0,306	2,7	7,29	13,9	14,61	15,36
0,7	0,49	0,388	0,381	0,375	2,8	7,84	15,31	16,11	16,98
0,75	0,5625	0,467	0,459	0,453	2,9	8,41	16,8	17,72	18,69
0,8	0,64	0,554	0,547	0,541	3	9	18,38	19,42	20,52

Приложение 9

Основные геометрические соотношения для русел трапецоидального поперечного сечения при $z = 0{,}7$

	$\frac{R}{R_{max}}$	$\frac{h}{R_{max}}$	$\frac{\omega}{\psi_{г.н} R^2_{max}}$	$\frac{b}{R_{max}}$ при m					
				0	0,5	1	1,5	2	2,5
	0,5	0,52	1,63	25	21,47	22,35	25,6	29,88	34,8
	0,55	0,58	1,52	21	17,97	18,54	21,29	24,81	28,69
	0,58	0,62	1,47	18,98	16,17	16,74	19,07	22,23	25,84
	0,6	0,64	1,43	17,91	15,13	15,62	17,78	20,67	24,04
	0,63	0,68	1,37	16,12	13,65	14,05	15,94	18,55	21,54
	0,65	0,71	1,35	15,23	12,86	13,21	14,98	17,38	20,18
	0,66	0,73	1,33	14,6	12,31	12,61	14,28	16,59	19,24
	0,7	0,78	1,28	13,12	11,01	11,22	12,65	14,65	16,97
	0,71	0,81	1,26	12,48	10,43	10,58	11,91	13,78	15,95
	0,75	0,86	1,22	11,33	9,43	9,52	10,66	12,25	14,21
	0,78	0,92	1,18	10,27	8,45	8,46	9,43	10,84	12,5
	0,8	0,96	1,17	9,8	8	7,98	8,88	10,17	11,71
	0,823	1	1,15	9,24	7,42	7,34	8,1	9,27	10,65
	0,85	1,06	1,12	8,43	6,77	6,64	7,26	8,27	9,48
	0,88	1,15	1,1	7,63	6,05	5,83	6,32	7,14	8,15
	0,9	1,2	1,08	7,16	5,62	5,35	5,75	6,46	7,34
	0,92	1,27	1,06	6,67	5,15	4,83	5,13	5,7	6,49
Расширенные сечения	0,94	1,35	1,044	6,2	4,65	4,31	4,5	4,95	5,56
	0,96	1,44	1,029	5,7	4,23	3,77	3,83	4,16	4,61
	0,98	1,6	1,014	5,07	3,61	3,04	2,95	3,07	3,33
	0,99	1,7	1,007	4,74	3,26	2,63	2,44	2,46	2,59
	0,995	1,77	1,003	4,53	3,05	2,37	2,1	2,06	1,99
	0,998	1,87	1,001	4,3	2,8	2,07	1,72	1,58	1,48
Область гидравлически выгодных сечений	1	2	1	4	2,47	1,66	1,21	0,94	0,76
Суженные сечения	0,999	2,1	1,001	3,8	2,24	1,37	0,84	0,54	0,28
	0,998	2,15	1,001	3,72	2,17	1,25	0,69	0,34	0,01
	0,997	2,19	1,002	3,65	2,07	1,15	0,56	0,13	—
	0,995	2,25	1,003	3,55	1,96	0,99	0,37	—	—
	0,99	2,37	1,007	3,39	1,77	0,74	0,07	—	—
	0,98	2,53	1,014	3,21	1,53	0,42	—	—	—
	0,97	2,7	1,021	3,03	1,29	0,08	—	—	—
	0,96	2,87	1,029	2,87	1,06	—	—	—	—
	0,95	2,97	1,037	2,8	0,94	—	—	—	—
	0,94	3,09	1,044	2,7	0,8	—	—	—	—
	0,92	3,34	1,06	2,54	0,53	—	—	—	—
	0,9	3,58	1,08	2,4	0,26	—	—	—	—
	0,88	3,83	1,1	2,29	0,08	—	—	—	—
	0,85	4,21	1,12	2,13	—	—	—	—	—

Приложение 10

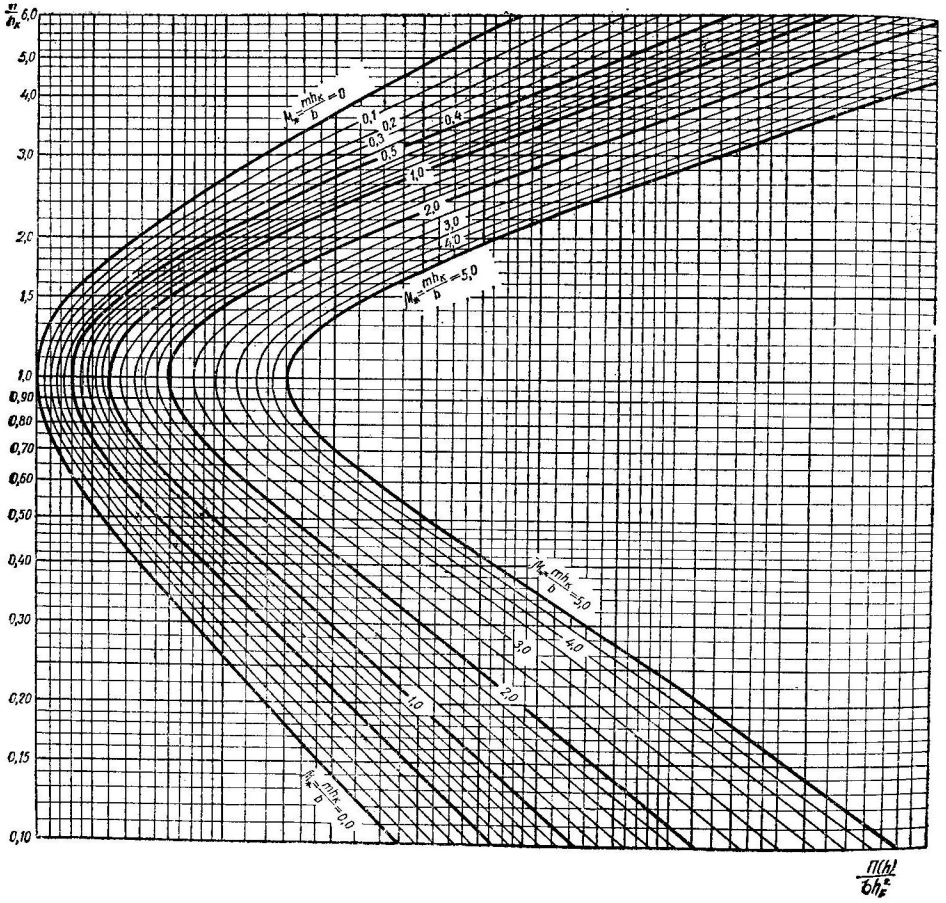
Основные геометрические соотношения для русел параболического поперечного сечения

	$\Delta = \frac{h}{p}$	$\frac{R}{R_{max}}$	$\frac{h}{R_{max}}$	$\frac{B}{R_{max}}$	$\frac{P}{R_{max}}$	$\frac{\omega}{R^2_{max}}$
	0,01	0,5	0,75	21,2	74,98	10,59
	0,02	0,57	0,85	17,1	42,75	9,68
	0,04	0,64	0,97	13,77	24,35	8,9
	0,06	0,69	1,05	12,15	17,53	8,5
	0,08	0,72	1,11	11,12	13,9	8,22
	0,1	0,75	1,16	10,38	11,6	8,04
	0,15	0,8	1,26	9,17	8,37	7,71
	0,2	0,83	1,33	8,41	6,65	7,46
	0,3	0,88	1,44	7,45	4,81	7,15
	0,4	0,91	1,53	6,85	3,83	6,99
	0,5	0,93	1,61	6,43	3,21	6,9
Расширенные сечения	0,6	0,95	1,67	6,1	2,79	6,78
	0,7	0,96	1,73	5,85	2,47	6,74
	0,8	0,97	1,78	5,64	2,23	6,69
	0,9	0,98	1,83	5,46	2,03	6,66
	1	0,984	1,88	5,31	1,88	6,65
	1,1	0,988	1,92	5,17	1,74	6,63
	1,2	0,992	1,96	5,06	1,63	6,61
	1,3	0,994	2	4,95	1,54	6,6
	1,4	0,996	2,03	4,86	1,45	6,58
	1,5	0,998	2,07	4,77	1,38	6,58
	1,6	0,999	2,1	4,69	1,31	6,57
	1,8	1	2,16	4,55	1,2	6,56
	1,885	1	2,19	4,5	1,16	6,56
Суженные сечения	1,9	1	2,19	4,49	1,15	6,56
	2	1	2,22	4,44	1,11	6,57
	2,2	0,998	2,28	4,35	1,04	6,58
	2,4	0,997	2,33	4,26	0,97	6,59
	2,6	0,996	2,37	4,18	0,91	6,6
	2,8	1,995	2,42	4,1	0,86	6,61
	3	0,989	2,46	4,03	0,82	6,62
	3,5	0,986	2,56	3,88	0,73	6,63
	4	0,978	2,66	3,76	0,66	6,65
	4,5	0,972	2,75	3,67	0,61	6,69
	5	0,965	2,83	3,57	0,56	6,73
	5,5	0,957	2,9	3,5	0,53	6,76
	6	0,949	2,97	3,43	0,49	6,8

Область наиболее гидравлически выгодных сечений

Приложение 11

График А. Н. Рахманова для определения сопряженных глубин в руслах трапецоидального сечения



Приложение 12

Значения функций Н. Н. Павловского для русел с прямым уклоном дна ($i>0$)

П	Ф (П)	П	Ф (П)	П	Ф (П)	П	Ф (П)
0,001	0,001	0,950	1,83	1,0015	3,60	1,35	0,952
0,01	0,010	0,955	1,89	1,0020	3,45	1,40	0,896
0,05	0,051	0,960	1,95	1,0025	3,34	1,45	0,847
0,10	0,100	0,965	2,01	1,003	3,25	1,5	0,805
0,15	0,151	0,970	2,09	1,004	3,11	1,6	0,733
0,20	0,203	0,975	2,18	1,005	3,00	1,7	0,675
0,25	0,255	0,980	2,30	1,006	2,91	1,8	0,626
0,30	0,309	0,982	2,35	1,007	2,83	1,9	0,585
0,35	0,365	0,984	2,41	1,008	2,76	2,0	0,549
0,40	0,424	0,986	2,48	1,009	2,70	2,2	0,490
0,45	0,485	0,988	2,55	1,010	2,65	2,4	0,444
0,50	0,549	0,990	2,65	1,015	2,45	2,6	0,405
0,55	0,618	0,991	2,70	1,020	2,31	2,8	0,374
0,60	0,693	0,992	2,76	1,025	2,20	3,0	0,347
0,65	0,775	0,993	2,83	1,030	2,11	3,5	0,294
0,70	0,867	0,994	2,90	1,035	2,03	4,0	0,255
0,75	0,973	0,995	2,99	1,04	1,97	4,5	0,226
0,80	1,10	0,996	3,11	1,05	1,86	5	0,203
0,82	1,16	0,997	3,25	1,06	1,77	6	0,168
0,84	1,22	0,9975	3,34	1,07	1,69	7	0,144
0,86	1,29	0,9980	3,45	1,08	1,63	8	0,126
0,88	1,38	0,9985	3,60	1,09	1,57	9	0,112
0,90	1,47	0,9990	3,80	1,10	1,52	10	0,100
0,91	1,53	0,9995	4,15	1,15	1,32	15	0,067
0,92	1,59	1,0000	∞	1,20	1,20	25	0,040
0,93	1,66	1,0005	4,15	1,25	1,10	50	0,020
0,94	1,74	1,0010	3,80	1,30	1,02	100	0,010

Приложение 13

Значения функций Н. Н. Павловского для горизонтальных русел ($i=0$)

$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$
0,01	0,010	0,60	0,528	1,65	0,153	2,60	—3,2
0,02	0,020	0,65	0,558	1,70	0,062	2,65	—3,55
0,03	0,030	0,70	0,586	1,71	0,043	2,70	—3,86
0,04	0,040	0,75	0,609	1,72	0,024	2,75	—4,18
0,05	0,050	0,80	0,629	1,73	0,004	2,80	—4,52
0,06	0,060	0,85	0,645	1,74	—0,016	2,85	—4,87
0,07	0,070	0,90	0,657	1,75	—0,036	2,90	—5,23
0,08	0,080	0,95	0,664	1,80	—0,144	2,95	—5,61
0,09	0,090	0,99	0,667	1,85	—0,260	3,0	—6,00
0,10	0,100	1,00	0,667	1,90	—0,386	3,5	—10,8
0,12	0,120	1,01	0,667	1,95	—0,522	4,0	—17,8

Продолжение приложения 13

$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$	$П_к$	$Ф(П_к)$
0,14	0,139	1,05	0,664	2,00	—0,667	4,5	—25,8
0,16	0,159	1,10	0,656	2,05	—0,822	5,0	—36,7
0,18	0,178	1,15	0,643	2,10	—0,987	5,5	—46
0,20	0,197	1,20	0,624	2,15	—1,16	6,0	—66
0,22	0,216	1,25	0,599	2,20	—1,35	6,5	—85
0,24	0,235	1,30	0,568	2,25	—1,55	7,0	—107
0,30	0,291	1,35	0,530	2,30	—1,76	7,5	—133
0,35	0,336	1,40	0,485	2,35	—1,98	8,0	—163
0,40	0,379	1,45	0,434	2,40	—2,21	8,5	—196
0,45	0,419	1,50	0,375	2,45	—2,45	9,0	—234
0,50	0,458	1,55	0,309	2,50	—2,71	9,5	—276
0,55	0,494	1,60	0,235	2,55	—2,98	10,0	—323

Приложение 14

Таблицы для расчета малых мостов

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											1,00	0,61	1,00	1,23	7,30
0,82											0,98	0,63	1,10	1,20	6,30
0,83						1,00	0,60	1,10	1,20	7,10	0,96	0,65	1,20	1,17	5,50
0,84	1,00	0,59	1,00	1,19	6,90	0,98	0,62	1,25	1,17	6,10	0,94	0,67	1,31	1,14	4,75
0,86	0,96	0,64	1,26	1,13	4,80	0,93	0,67	1,50	1,11	4,30	0,90	0,71	1,56	1,08	3,60
0,88	0,90	0,69	1,57	1,07	3,40	0,88	0,72	1,80	1,05	3,00	0,85	0,75	1,88	1,02	2,60
0,90	0,84	0,74	2,04	1,00	2,25	0,82	0,76	2,08	0,97	2,10	0,79	0,80	2,35	0,95	1,75
0,92	0,76	0,80	2,65	0,92	1,40	0,75	0,81	2,68	0,90	1,35	0,72	0,84	2,90	0,88	1,15
0,94	0,67	0,85	3,52	0,82	0,80	0,66	0,86	3,57	0,81	0,80	0,64	0,88	3,80	0,78	0,70
0,96	0,56	0,90	5,00	0,71	0,40	0,55	0,91	5,20	0,70	0,35	0,53	0,92	5,30	0,68	0,35
0,98	0,40	0,95	8,60	0,55	0,10	0,39	0,95	8,65	0,54	0,10	0,38	0,96	8,65	0,53	0,10
0,99	0,28	0,97	15,0	0,43	0,05	0,28	0,98	15,0	0,43	0,05	0,27	0,98	15,0	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						1,00	0,64	1,00	1,28	8,05
0,80	1,00	0,63	1,00	1,25	7,75	0,97	0,67	1,14	1,23	6,50
0,82	0,97	0,67	1,18	1,19	6,00	0,94	0,71	1,34	1,17	5,10
0,84	0,93	0,70	1,36	1,13	4,60	0,91	0,74	1,54	1,11	4,05
0,86	0,89	0,74	1,61	1,07	3,60	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
0,90	0,78	0,82	2,36	0,94	1,80	0,75	0,84	2,53	0,92	1,55
0,92	0,71	0,85	2,90	0,86	1,15	0,69	0,87	3,05	0,85	1,05
0,94	0,62	0,89	3,80	0,77	0,65	0,60	0,91	3,90	0,76	0,60
0,96	0,52	0,93	5,20	0,67	0,35	0,51	0,93	5,20	0,67	0,35
0,98	0,37	0,96	8,65	0,53	0,10	0,36	0,97	8,70	0,52	0,10
0,99	0,27	0,98	15,0	0,42	0,05	0,26	0,98	15,0	0,41	0,05

Приложение 15

Таблицы пропускной способности круглых железобетонных труб

Q, м³/с	$d = 0,75$ м				$d = 1,00$м				$d = 1,25$ м				$d = 1,50$ м				$d = 2,0$ 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	0,76	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

Продолжение приложения 15

Q, м³/с	$d = 0{,}75$ м				$d = 1{,}00$ м				$d = 1{,}25$ м				$d = 1{,}50$ м				$d = 2{,}0$ м				Q, м³/с
	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	
6,5											2,82	5,2	3,32	5,9	2,27	3,7	2,06	3,2	1,88	3,2	6,5
7,0											3,09	5,7			2,40	4,0	2,16	3,3	1,97	3,3	7,0
7,5											3,34	6,1			2,52	4,2	2,26	3,4	2,07	3,4	7,5
8,0															2,64	4,5	2,34	3,6	2,08	3,6	8,0
8,5															2,79	4,8	2,38	3,6	2,18	3,6	8,5
9,0															2,93	5,1	2,66	4,6	2,29	3,7	9,0
9,5															3,10	5,4	2,86	4,9	2,36	3,7	9,5
10															3,29	5,6	3,07	5,1	2,44	3,8	10
11															3,68	6,2	3,46	5,6	2,62	3,9	11
12																	3,83	6,1	2,74	4,0	12
13																			2,96	4,1	13
14																			3,10	4,4	14
15																			3,28	4,7	15
16																			3,40	5,0	16
17																			3,60	5,4	17
18																			3,80	5,7	18
19																			4,04	6,0	19

Примечание. I — необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбные): $\zeta = 0{,}40$; $\varphi = 0{,}85$; $\varepsilon = 0{,}65$; $\varepsilon_в = 0{,}60$; $i_о \geqslant i_к$; $i_{тр} > i_f$. При $H \leqslant 1{,}2\,d$ трубы работают как безнапорные; при $H > 1{,}2d$ трубы работают как полунапорные. II — обтекаемые оголовки: $\zeta = 0{,}10$; $\varphi = 0{,}95$; $i_о \geqslant i_к$; $i_{тр} < i_f$; $\varepsilon = \varepsilon_в = 1$; $l = l_{вх}$. При $H < 1{,}4\,d$ трубы работают как безнапорные; при $H > 1{,}4d$ трубы работают как напорные.

Приложение 16

Таблицы пропускной способности прямоугольных железобетонных труб (при откосных крыльях с разворотом 1 : 2; H, м; V, м/с)

Расход, м³/с	$h_{тр} = 1{,}0$ м				$h_{тр} = 1{,}5$ м				$h_{тр} = 2{,}0$ м				$h_{тр} = 2{,}5$ м				$h_{тр} = 3{,}00$ 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	4,96	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	8,3			3,71	5,5	5,11	7,1	3,68	4,7	4,35	5,9	3,68	4,7
12											4,03	6,9			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

Продолжение приложения 16

Расход, м²/с	$h_{тр} = 1{,}0$ м				$h_{тр} = 1{,}5$ м				$h_{тр} = 2{,}0$ м				$h_{тр} = 2{,}5$ м				$h_{тр} = 3{,}00$ 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
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 приложения 16

Расход, м²/с	$h_{тр} = 3{,}5$ м				$h_{тр} = 4{,}0$ 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	3,4	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	2,7	2,39	3,7	2,15	3,7

Продолжение приложения 16

Расход, м²/с	$h_{тр} = 3{,}5$ м				$h_{тр} = 4{,}0$ м			
	Тип оголовка							
	I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V
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	4,0	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			5,94	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. I — необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбные): $\zeta_{вх} = 0{,}40$; $\varphi = 0{,}85$. При $H \leqslant 1{,}2h_{тр}$ трубы работают как безнапорные. При $H > 1{,}2h_{тр}$ трубы работают как полунапорные. II — обтекаемые оголовки: $\zeta_{вх} = 0{,}10$; $\varphi = 0{,}95$. При $H \leqslant 1{,}4h_{тр}$ трубы работают как безнапорные; при $H > 1{,}4h_{тр}$ трубы работают как напорные.

Таблица для расчета дорожных труб

h, м	ω, м²	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, м³/с			$h_{вых} = 0{,}7h$, м	$\omega_{вых}$, м²	$Q_к$, м³/с
		$n = 0{,}012$	$n = 0{,}014$	$n = 0{,}016$			
			$d = 1$ м				
0,18	0,09	1,97	1,62	1,36	0,13	0,06	0,10
0,22	0,13	2,93	2,42	2,04	0,15	0,08	0,15
0,26	0,16	4,07	3,37	2,84	0,18	0,10	0,21
0,30	0,20	5,39	4,59	3,78	0,21	0,12	0,28
0,34	0,24	6,79	5,64	4,79	0,24	0,14	0,35
0,38	0,28	8,34	6,94	5,91	0,27	0,17	0,44
0,42	0,31	10,0	8,33	7,10	0,29	0,19	0,53
0,46	0,35	11,7	9,79	8,35	0,32	0,22	0,63
0,50	0,39	13,5	11,3	9,65	0,35	0,24	0,74
0,54	0,43	15,4	12,8	11,0	0,38	0,27	0,85
0,58	0,47	17,2	14,4	12,3	0,41	0,30	0,98
0,52	0,51	19,0	15,9	13,6	0,43	0,33	1,11
0,66	0,55	20,8	17,4	14,9	0,46	0,36	1,25
0,70	0,59	22,5	18,9	16,2	0,49	0,38	1,40
0,74	0,62	24,1	20,2	17,3	0,52	0,41	1,57
0,76	0,64	24,9	20,9	17,9	0,53	0,43	1,66
0,78	0,66	25,6	21,5	18,4	0,55	0,44	1,75
0,80	0,67	26,3	22,0	18,9	0,56	0,45	1,85
0,82	0,69	26,9	22,5	19,3	0,57	0,47	1,95
0,84	0,71	27,4	23,0	19,7	0,59	0,48	2,06
0,86	0,72	27,9	23,4	20,1	0,60	0,49	2,18
0,88	0,73	28,4	23,8	20,4	0,62	0,51	2,32
0,90	0,75	28,6	24,0	20,6	0,63	0,52	2,48
0,92	0,76	28,9	24,2	20,7	0,64	0,53	2,67
0,94	0,77	28,9	24,2	20,8	0,66	0,55	2,91
0,96	0,78	28,8	24,1	20,7	0,67	0,56	3,25
0,98	0,78	28,5	23,8	20,4	0,69	0,57	3,90
1,00	0,79	27,0	22,6	19,3	0,70	0,59	∞
			$d = 1{,}25$ м				
0,20	0,13	2,76	2,27	1,91	0,14	0,08	0,14
0,30	0,23	6,22	5,16	4,37	0,21	0,14	0,31
0,40	0,34	10,9	9,06	7,71	0,28	0,21	0,54
0,50	0,46	16,4	13,9	11,8	0,35	0,28	0,84
0,55	0,52	19,5	16,3	14,0	0,39	0,32	1,01
0,60	0,58	22,7	19,0	16,3	0,42	0,36	1,19
0,65	0,64	25,9	20,5	18,7	0,46	0,40	1,38
0,70	0,71	29,2	24,6	21,1	0,49	0,45	1,59
0,75	0,77	32,5	27,4	23,5	0,53	0,49	1,82
0,80	0,83	35,8	30,1	25,9	0,56	0,53	2,06
0,85	0,89	39,0	32,8	28,2	0,60	0,58	2,32
0,90	0,95	42,0	35,4	30,4	0,63	0,62	2,59
0,94	0,99	44,2	37,3	32,1	0,66	0,66	2,83
0,96	1,01	45,3	38,2	32,8	0,67	0,67	2,96
0,98	1,03	46,3	39,0	33,6	0,69	0,69	3,09
1,00	1,05	47,3	39,8	34,3	0,70	0,71	3,22
1,02	1,07	48,2	40,6	34,9	0,71	0,72	3,37
1,04	1,09	49,1	41,3	35,5	0,73	0,74	3,52
1,06	1,11	49,8	41,9	36,1	0,74	0,76	3,68
1,08	1,13	50,4	42,5	36,6	0,76	0,78	3,86
1,10	1,14	51,0	43,0	37,0	0,77	0,79	4,05
1,12	1,16	51,5	43,3	37,3	0,78	0,81	4,27
1,14	1,17	51,8	43,6	37,5	0,80	0,83	4,51

h, м	ω, м²	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, м³/с			$h_{вых} = 0{,}7\ h$, м	$\omega_{вых}$, м²	$Q_к$, м³/с
		$n = 0{,}012$	$n = 0{,}014$	$n = 0{,}016$			
1,16	1,19	52,0	43,6	37,5	0,81	0,84	4,81
1,18	1,20	52,0	43,8	37,7	0 83	0,86	5,18
1,20	1,21	51,9	43,6	37,6	0,84	0,88	5,69
1,22	1,22	51,4	43,2	37,1	0,85	0,89	6,50
1,25	1,23	48,6	40,8	35,0	0,88	0,92	∞
			$d = 1{,}5$ м				
0,20	0,14	3,1	2,5	2,1	0,14	0,03	0,15
0,30	0,25	7,0	5,8	4,9	0,21	0,15	0,36
0,40	0,38	12,5	10,4	8,8	0,28	0,23	0,59
0,50	0,52	19,2	16,1	13,7	0,35	0,31	0,91
0,55	0,58	22,4	18,7	16,7	0,39	0,37	1,10
0,60	0,66	26,6	22,3	19,1	0,42	0,40	1,30
0,65	0,73	30,5	25,6	21,9	0,46	0,46	1,51
0,70	0,81	35,0	29,4	25,4	0,49	0,51	1,74
0,75	0,89	39,7	33,3	28,9	0,53	0,56	2,00
0,80	0,96	43,8	36,8	31,9	0,56	0,60	2,25
0,85	1,03	48,1	40,5	35,1	0,60	0,66	2,52
0,90	1,11	52,7	44,4	38,6	0,63	0,70	2,83
0,95	1,18	57,1	48,1	41,8	0,67	0,76	3,13
1,00	1,25	61,4	51,7	44,9	0,70	0,81	3,45
1,04	1,31	65,0	54,7	47,5	0,73	0,86	3,73
1,08	1,36	67,8	57,2	49,6	0,76	0,90	4,03
1,12	1,43	71,7	60,5	52,5	0,78	0,93	4,35
1,16	1,47	74,0	62,5	54,2	0,81	0,97	4,66
1,20	1,51	76,3	64,3	55,9	0,84	1,02	5,01
1,24	1,57	79,3	66,8	58,1	0,87	1,06	5,40
1,28	1,61	81,0	68,4	59,4	0,90	1,11	5 81
1,32	1,65	82,6	69,6	60,5	0,92	1,14	6,30
1,36	1,69	83,9	70,7	61,4	0,95	1,18	6,88
1,40	1,72	84,6	71,3	61,8	0,98	1,22	7,64
1,44	1,75	84,3	71,0	61,7	1,01	1,27	8,84
1,48	1,76	82,1	69,2	60,0	1,04	1,31	11,70
1,50	1,77	78,7	66,2	57,0	1,05	1,32	∞
			$d = 2$ м				
0,40	0,45	15,0	12,5	10,7	0,28	0,27	0,7
0,50	0,61	23,3	19,6	16,8	0,35	0,37	1,1
0,60	0,79	33,3	28,0	24,0	0,42	0,48	1,6
0,70	0,98	44,5	37,5	32,3	0,49	0,60	2,1
0,80	1,17	56,9	48,1	41,3	0,56	0,72	2,7
0,90	1,37	70,2	59,3	51,3	0,63	0,85	3,4
1,00	1,57	84,1	71,2	61,6	0,70	0,98	4,2
1,06	1,69	92,6	78,5	67,9	0,74	1,07	4,6
1,12	1,81	101,2	85,8	74,3	0,78	1,14	5,2
1,18	1,93	109,9	92,3	80,8	0,83	1,22	5,7
1,24	2,05	118,3	100,4	87,1	0,87	1,31	6,3
1,30	2,16	126,7	107,6	93,3	0,91	1,35	6,9
1,36	2,28	134,9	114,6	99,5	0,95	1,47	7,5
1,42	2,39	142,7	121,2	105,2	0,99	1,56	8,2
1,48	2,49	150,3	127,7	110,8	1,04	1,64	8,9
1,52	2,56	154,9	131,7	114,3	1,06	1,70	9,4
1,56	2,63	159,3	135,4	117,5	1,09	1,75	9,9

Продолжение приложения 17

h, м	ω, м²	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, м³/с			$h_{вых} = 0{,}7h$, м	$\omega_{вых}$, м²	$Q_к$, м³/с
		$n = 0{,}012$	$n = 0{,}014$	$n = 0{,}016$			
1,60	2,69	163,4	138,9	120,6	1,12	1,81	10,4
1,64	2,76	167,4	142,3	123,5	1,15	1,87	11,0
1,68	2,82	170,9	145,2	126,1	1,18	1,92	11,7
1,72	2,87	173,8	147,7	128,2	1,20	1,98	12,3
1,76	2,93	176,5	150,0	130,2	1,23	2,03	13,1
1,80	2,98	178,4	151,5	131,5	1,26	2,09	14,0
1,84	3,02	179,7	152,7	132,5	1,29	2,14	15,1
1,88	3,07	180,2	153,0	132,7	1,32	2,19	16,4
1,92	3,10	179,6	152,7	132,2	1,34	2 25	18,4
1,96	3,13	177,3	150,4	130,3	1,37	2,30	22,1
2,00	3,14	168,1	142,5	123,2	1,40	2,35	∞

Приложение 18

Таблицы для определения величин τ_c и τ_c'' по вычисленной $\Phi(\tau_c)$ (к методу проф. И. И. Агроскина)

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c''				
		$\varphi = 0{,}80$	$\varphi = 0{,}85$	$\varphi = 0{,}90$	$\varphi = 0{,}95$	$\varphi = 1{,}00$
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0696	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

Продолжение приложения 18

$\Phi(\tau)_c$	τ_c	τ_c''				
		$\varphi = 0{,}80$	$\varphi = 0{,}85$	$\varphi = 0{,}90$	$\varphi = 0{,}95$	$\varphi = 1{,}00$
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

График для определения глубины в сжатом сечении в нижнем бьефе сооружений при трапецоидальной форме отводящего русла

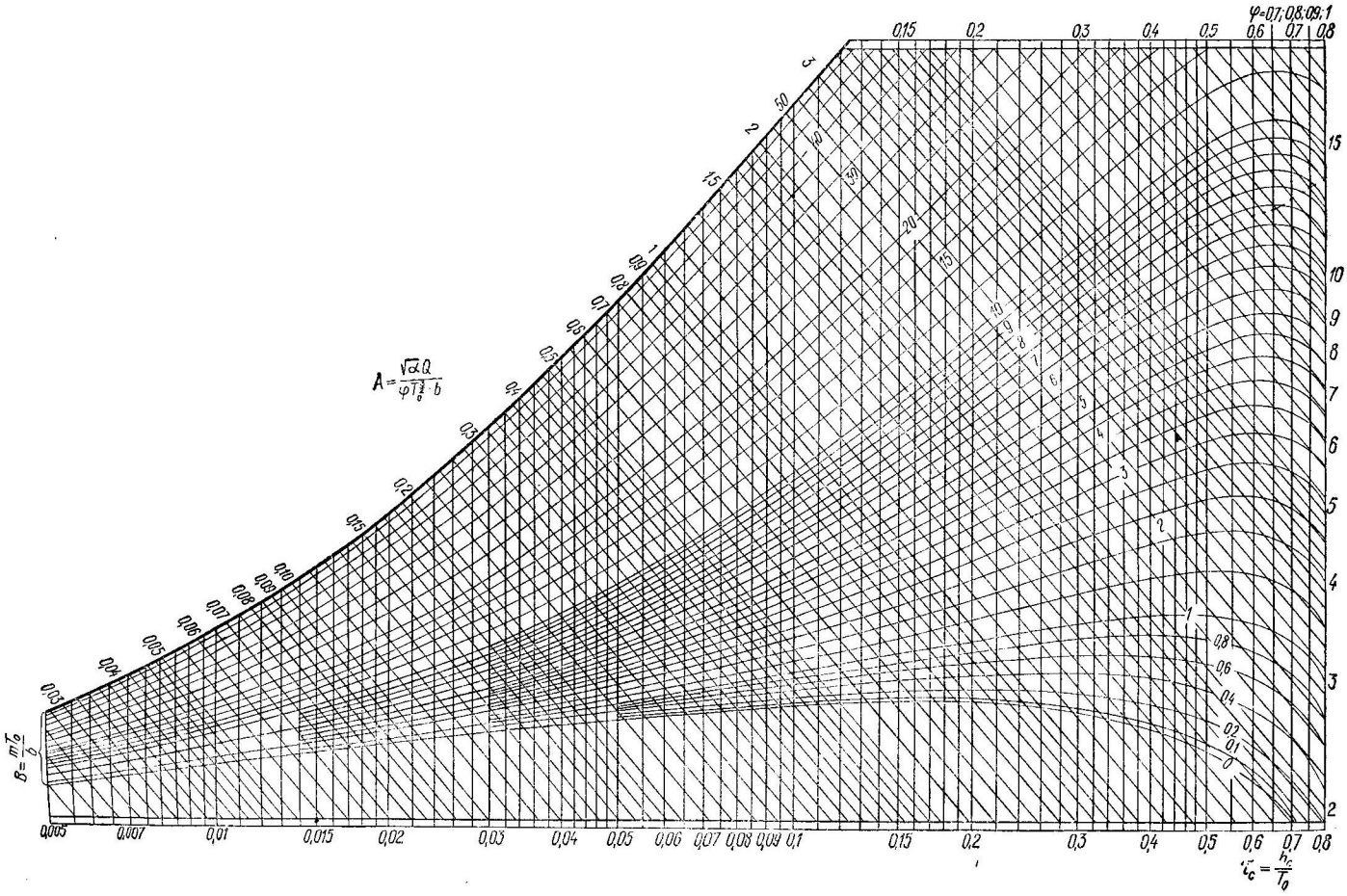
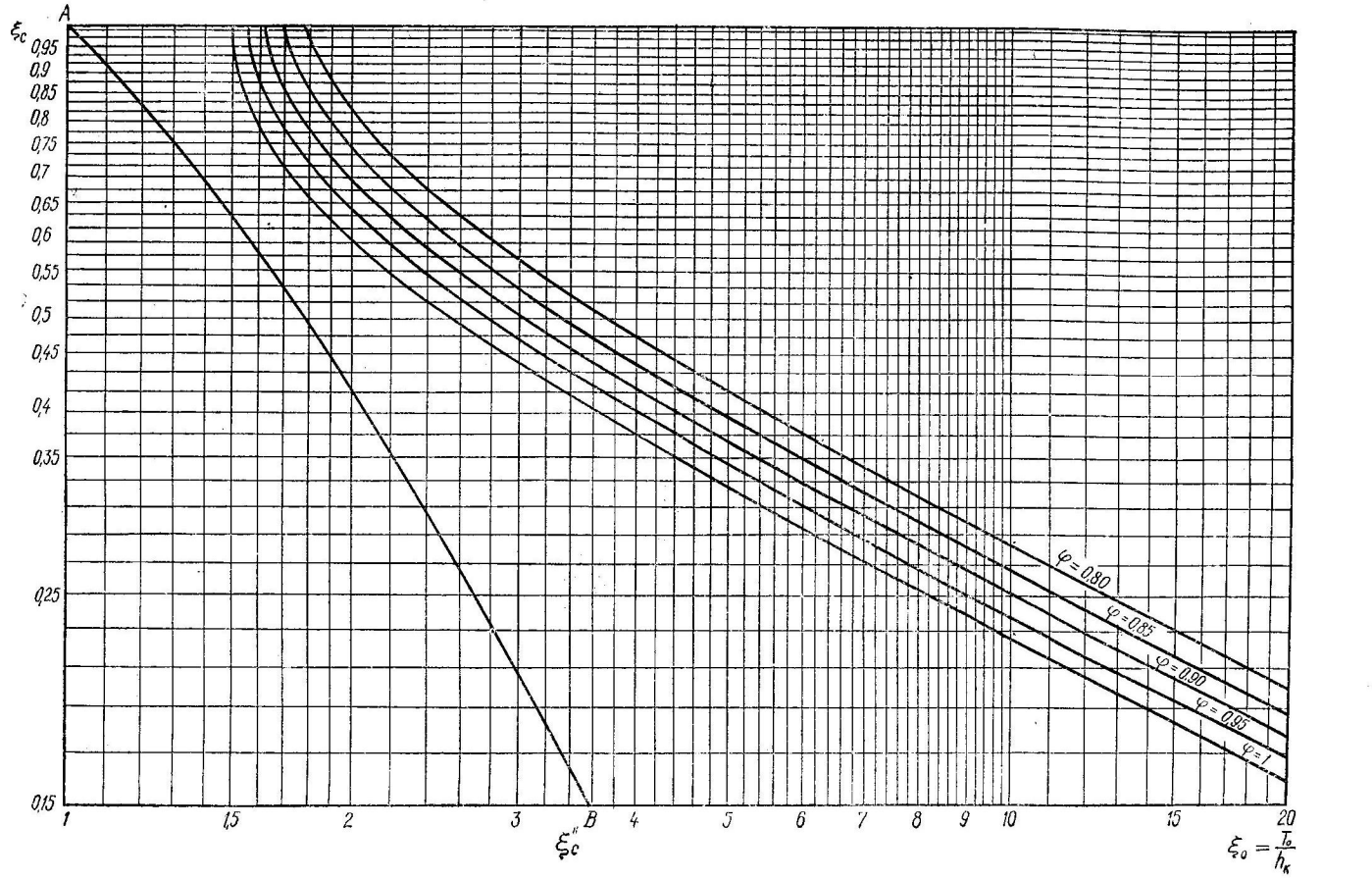
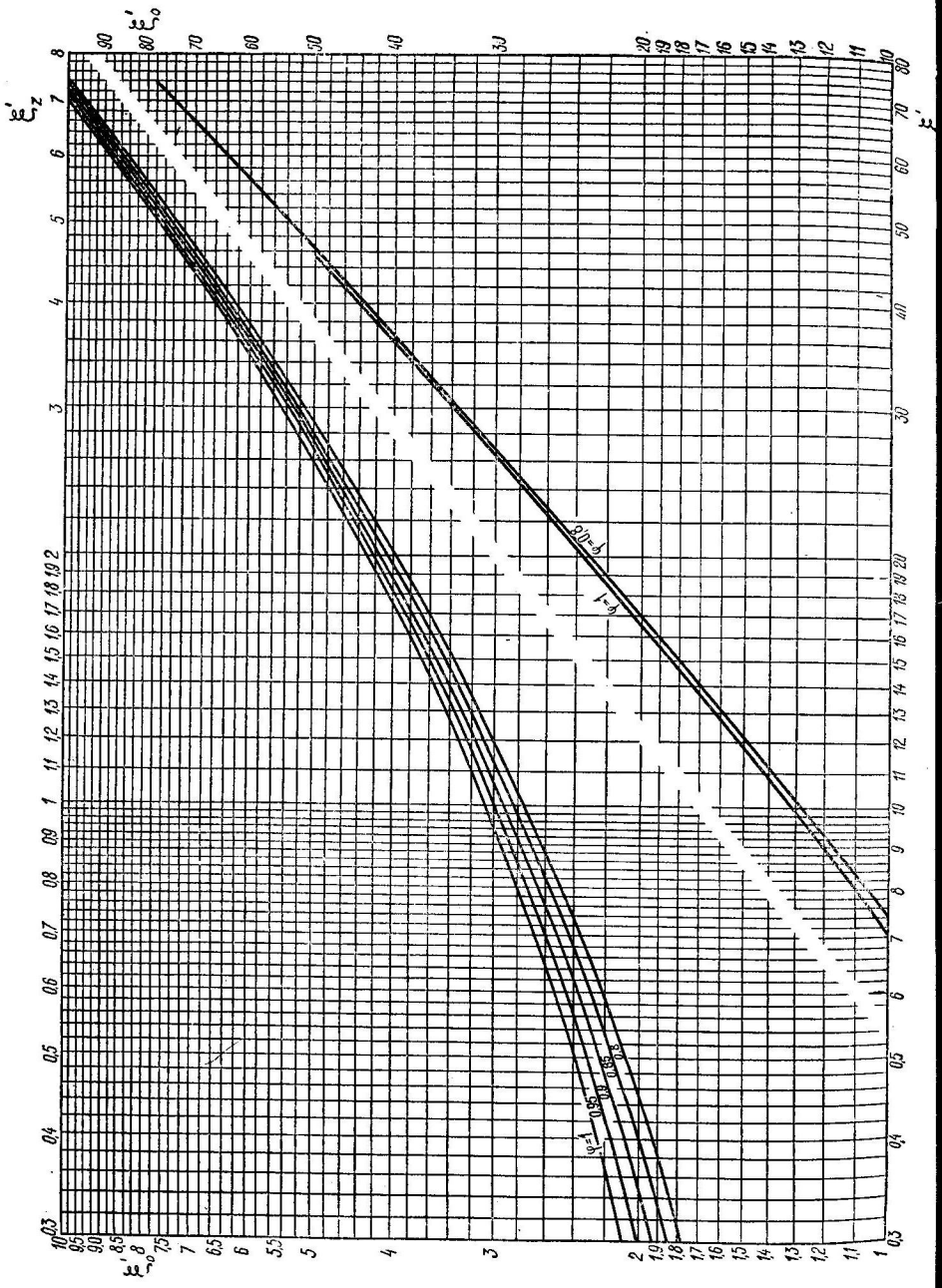


График для определения глубины в сжатом сечении и глубины, сопряженной с ней, в нижнем бьефе сооружений при прямоугольной форме отводящего русла.



Приложение 21

График определения глубины водобойного колодца в нижнем бьефе сооружений при прямоугольной форме отводящего русла (с учетом перепада)



Приложение 22

Значения функций $f(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе формы потока $y_0 = 2$ и $i_0 > 0$

η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ
0,00	0,0000		0,69	0,1579		0,90	0,5722	
		0,0000			0,00934			0,0220
0,05	0,0000		0,70	0,1673		0,905	0,5942	
		0,0000			0,00988			0,0233
0,10	0,0000		0,71	0,1772		0,910	0,6175	
		0,0011			0,0104			0,0249
0,15	0,0011		0,72	0,1876		0,915	0,6424	
		0,0016			0,0111			0,0268
0,20	0,0027		0,73	0,1988		0,920	0,6690	
		0,0027			0,0118			0,0286
0,25	0,0054		0,74	0,2105		0,925	0,6976	
		0,0041			0,0125			0,0308
0,30	0,0095		0,75	0,2230		0,930	0,7284	
		0,0059			0,0132			0,0333
0,35	0,0154		0,76	0,2362		0,935	0,7617	
		0,0082			0,0141			0,0363
0,40	0,0236		0,77	0,2503		0,940	0,7980	
		0,0111			0,0151			0,0398
0,45	0,0347		0,78	0,2654		0,945	0,8378	
		0,0146			0,0160			0,0440
0,50	0,0493		0,79	0,2814		0,950	0,8818	
		0,0191			0,0172			0,0489
0,55	0,0684		0,80	0,2986		0,955	0,9307	
		0,0247			0,0184			0,0552
0,60	0,0931		0,81	0,3170		0,960	0,9859	
		0,0058			0,0198			0,0630
0,61	0,0989		0,82	0,3368		0,965	1,0489	
		0,00609			0,0213			0,0734
0,62	0,1050		0,83	0,3581		0,970	1,1233	
		0,00647			0,0231			0,0874
0,63	0,1114		0,84	0,3812		0,975	1,2097	
		0,00678			0,0250			0,1079
0,64	0,1182		0,85	0,4062		0,980	1,3176	
		0,00712			0,0271			0,1397
0,65	0,1253		0,86	0,4333		0,985	1,4573	
		0,00752			0,0298			0,1993
0,66	0,1328		0,87	0,4631		0,990	1,6566	
		0,00793			0,0327			0,3429
0,67	0,1407		0,88	0,4958		0,995	1,9995	
		0,00837			0,0361			1,995
0,68	0,1491		0,89	0,5319		1,000		
		0,00884			0,0403			

Значения функций $f(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе формы потока $y_0 = 3$ и $i > 0$

η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ
0,00	0,0000		0,69	0,0706		0,90	0,3180	
		0,0000			0,0050			0,0140
0,05	0,0000		0,70	0,0756		0,905	0,3320	
		0,0000			0,0054			0,0150
0,10	0,0000		0,71	0,0810		0,910	0,3470	
		0,0001			0,0058			0,0160
0,15	0,0001		0,72	0,0868		0,915	0,3630	
		0,0003			0,0062			0,0170
0,20	0,0004		0,73	0,0930		0,920	0,3800	
		0,0005			0,0066			0,0180
0,25	0,0009		0,74	0,0996		0,925	0,3980	
		0,0011			0,0070			0,0200
0,30	0,0020		0,75	0,1066		0,930	0,4180	
		0,0018			0,0076			0,0210
0,35	0,0038		0,76	0,1142		0,935	0,4390	
		0,0028			0,0082			0,0240
0,40	0,0066		0,77	0,1224		0,940	0,4630	
		0,0042			0,0086			0,0260
0,45	0,0108		0,78	0,1310		0,945	0,4890	
		0,0060			0,0093			0,0280
0,50	0,0168		0,79	0,1403		0,950	0,5170	
		0,0096			0,0101			0,0320
0,55	0,0254		0,80	0,1504		0,955	0,5490	
		0,0117			0,0110			0,0360
0,60	0,0371		0,81	0,1614		0,960	0,5850	
		0,0028			0,0118			0,0410
0,61	0,0399		0,82	0,1732		0,965	0,6260	
		0,0031			0,0128			0,0480
0,62	0,0430		0,83	0,1860		0,970	0,6740	
		0,0032			0,0140			0,0580
0,63	0,0462		0,84	0,2000		0,975	0,7320	
		0,0034			0,0150			0,0710
0,64	0,0496		0,85	0,2150		0,980	0,8030	
		0,0037			0,0170			0,0920
0,65	0,0533		0,86	0,2320		0,985	0,8950	
		0,0039			0,0180			0,1320
0,66	0,0572		0,87	0,2500		0,990	1,0270	
		0,0042			0,0210			0,2280
0,67	0,0614		0,88	0,2710		0,995	1,2550	
		0,0044			0,0220			
0,68	0,0658		0,89	0,2930		1,000		

Значения функций $f(\eta)$ для турбулентных фильтрационных потоков при гидравлическом показателе формы потока $y_0 = 4$ и $i_0 > 0$

η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ	η	$f(\eta)$	Δ
0,00	0,0000		0,69	0,0360		0,90	0,2024	
		0,0000			0,0030			0,0099
0,05	0,0000		0,70	0,0390		0,905	0,2123	
		0,0000			0,0033			0,0105
0,10	0,0000		0,71	0,0423		0,910	0,2229	
		0,0000			0,0035			0,0112
0,15	0,0000		0,72	0,0458		0,915	0,2340	
		0,0001			0,0038			0,0121
0,20	0,0001		0,73	0,0496		0,920	0,2461	
		0,0001			0,0042			0,0130
0,25	0,0002		0,74	0,0538		0,925	0,2591	
		0,0003			0,0044			0,0140
0,30	0,0005		0,75	0,0582		0,930	0,2731	
		0,0006			0,0048			0,0152
0,35	0,0011		0,76	0,0630		0,935	0,2883	
		0,0010			0,0052			0,0165
0,40	0,0021		0,77	0,0682		0,940	0,3048	
		0,0017			0,0057			0,0180
0,45	0,0038		0,78	0,0739		0,945	0,3228	
		0,0024			0,0061			0,0198
0,50	0,0062		0,79	0,0809		0,950	0,3426	
		0,0044			0,0067			0,0238
0,55	0,0106		0,80	0,0867		0,955	0,3658	
		0,0062			0,0072			0,0272
0,60	0,0168		0,81	0,0939		0,960	0,3930	
		0,0015			0,0079			0,0286
0,61	0,0183		0,82	0,1018		0,965	0,4216	
		0,0017			0,0086			0,0322
0,62	0,0200		0,83	0,1104		0,970	0,4538	
		0,0018			0,0095			0,0377
0,63	0,0218		0,84	0,1199		0,975	0,4915	
		0,0019			0,0104			0,0432
0,64	0,0237		0,85	0,1303		0,980	0,5347	
		0,0021			0,0115			0,0506
0,65	0,0258		0,86	0,1418		0,985	0,5853	
		0,0023			0,0127			0,0597
0,66	0,0281		0,87	0,1545		0,990	0,6450	
		0,0024			0,0142			0,0714
0,67	0,0305		0,88	0,1687		0,995	0,7164	
		0,0026			0,0159			
0,68	0,0331		0,89	0,1846		1,000		

Международная система единиц (СИ)

Согласно ГОСТ (проект 1973 г.) во всех областях науки, техники и народного хозяйства СССР началось введение Международнрй системы единиц (СИ). Основные единицы этой системы, используемые в гидравлических расчетах, приведены в табл. 1

Таблица 1

Величины	Единицы	Обозначения единиц
	Основные единицы	
Длина	Метр	м
Масса	Килограмм	кг
Время	Секунда	с
Термодинамическая температура	Кельвин	К
	Дополнительные единицы	
Плоский угол	Радиан	рад
	Производные единицы	
Площадь	Квадратный метр	$м^2$
Объем	Кубический метр	$м^3$
Плотность (объемная масса)	Килограмм на кубический метр	$кг/м^3$
Сила	Ньютон	Н
Скорость	Метр в секунду	м/с
Давление (механическое напряжение)	Паскаль	Па
Удельный вес	Ньютон на кубический метр	$Н/м^3$
	Производные единицы, не вошедшие в ГОСТ	
Коэффициент объемного сжатия	Квадратный метр на ньютон	$м^2/Н$
Температурный коэффициент объемного расширения	Кельвин в минус первой степени	$К^{-1}$
Коэффициент расхода водослива («второго рода»)	Метр в степени 0,5 на секунду	$м^{0,5}/с$
Коэффициент фильтрации	Метр в секунду	м/с
Модуль упругости	Ньютон на квадратный метр	$Н/м^2$
Расход	Метр кубический в секунду	$м^3/с$
Расходная характеристика	Метр кубический в секунду	$м^3/с$
Скоростная характеристика	Метр в секунду	м/с
Удельная энергия (энергия, отнесенная к единице силы веса)	Метр	м
Удельный расход (расход на единицу ширины потока)	Метр квадратный на секунду	$м^2/с$

Кратные единицы, равные целому числу основных или производных единиц, и дольные единицы, составляющие определенную часть основных или производных единиц физических единиц, образуются умножением или делением последних на степень числа 10. Наименование кратных и дольных единиц, применяемых при гидравлических расчетах, получается прибавлением приставок (табл. 2).

Таблица 2

Кратность	Наименование приставки	Значение русскими буквами	Дольность	Наименование приставки	Значение русскими буквами
$1\,000\,000 = 10^6$	Мега	М	$0,1 = 10^{-1}$	Деци	д
$1000 = 10^3$	Кило	к	$0,01 = 10^{-2}$	Санти	с
$100 = 10^2$	Гекто	г	$0,001 = 10^{-3}$	Милли	м
$10 = 10^1$	Дека	да	$0,000001 = 10^{-6}$	Микро	мк

Измерение температуры. В международной системе единиц принята абсолютная термодинамическая шкала температур. Эта шкала не имеет отрицательных значений температур. Температура по абсолютной термодинамической шкале

$$T = (t^\circ C + 273{,}16)\ К.$$

Измерение плоского угла. Плоский угол в международной системе единиц измеряется в радианах (рад). Радиан — угол, длина дуги которого равна его радиусу.

$$1 \text{ радиан} \approx 57^\circ\,17'\,44{,}8'',$$

$$1 \text{ градус} = \frac{\pi}{180^\circ} \text{ рад};$$

$$1 \text{ минута} = \frac{\pi}{10\,800'} \text{ рад};$$

$$1 \text{ секунда} = \frac{\pi}{648\,000''} \text{ рад}.$$

Если угол в радианах равен α_p, то он содержит $\frac{180^\circ}{\pi}\alpha_p$ градусов; если угол в градусах равен n°, то он содержит $\frac{\pi}{180^\circ}n^\circ$ радиан (табл. 3).

Таблица 3

n°	α_p	n°	α_p	n°	α_p
5	$\frac{\pi}{36}$	20	$\frac{\pi}{9}$	90	$\frac{\pi}{2}$
10	$\frac{\pi}{18}$	30	$\frac{\pi}{6}$	120	$\frac{\pi}{1,5}$
15	$\frac{\pi}{12}$	45	$\frac{\pi}{4}$	180	π
18	$\frac{\pi}{10}$	60	$\frac{\pi}{3}$	270	$1,5\pi$
		75	$\frac{\pi}{2,4}$	360	2π

В табл. 4 дан перевод градусов $n°$ в радианы α_p.

Таблица 4

$n°$	α	$n°$	α	$n°$	α_p
1	0,01745	32	0,55851	65	1,13446
3	0,06236	35	0,61087	66	1,15192
5	0,08727	36	0,62832	68	1,18682
7	0,12217	38	0,66323	70	1,22173
8	0,13963	40	0,69813	72	1,25664
10	0,17453	42	0,73304	75	1,30900
12	0,20944	45	0,78540	76	1,32645
14	0,24435	46	0,80285	78	1,36136
15	0,26180	48	0,83776	80	1,39626
18	0,31416	50	0,87266	82	1,43117
20	0,34907	52	0,90757	85	1,48353
22	0,38397	55	0,95993	86	1,50098
25	0,43633	56	0,97738	88	1,53589]
26	0,45379	58	1,01229	90	1,57080
28	0,48869	60	1,04720		
30	0,52360	62	1,08210		

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/с²:

$$1\ \text{н} = 1\ \frac{\text{кг}\cdot\text{м}}{\text{с}^2} = \frac{1000\text{г}\cdot 100\ \text{см}}{\text{с}^2} = 10^5\ \frac{\text{г}\cdot\text{см}}{\text{с}^2}.$$

Таким образом,

$$1\ \text{н} = 0{,}101972\ \text{кгс}\ (\approx 0{,}102\ \text{кгс});$$

$$1\ \text{кгс} = 9{,}80665\ \text{н}\ (\approx 9{,}81\ \text{н}).$$

Удельный вес в Международной системе единиц измеряется в ньютонах на кубический метр. Так, например, удельный вес воды при 4° С

$$\gamma_{\text{в}}^4 = 9810\ \frac{\text{н}}{\text{м}^3} = 0{,}00981\ \frac{\text{н}}{\text{см}^3} = 1\ \frac{\text{гс}}{\text{см}^3} = 1000\ \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}.$$

Измерение давления. В Международной системе единиц за единицу давления принят паскаль.

Паскаль — давление, вызываемое силой 1Н, равномерно распределенной по нормальной к ней поверхности площадью 1 м². До сих пор на практике широко использовался 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/см³ и нормальном ускорении силы тяжести 980,665 см/с².

Техническая атмосфера (ат) — давление, производимое силой в 1 кгс на площадку в 1 см². Величина этих единиц в Международной системе приведена в табл. 5.

Таблица 5

Единица измерения	Н/м²
Физическая атмосфера	101 324
Бар	100 000
Техническая атмосфера (1 кгс/см²)	98066,5
Миллиметр ртутного столба	133,32
Миллиметр водяного столба	9,80665

$$1\ \text{Н/м}^2 = 0{,}101972\ \text{кгс/м}^2 = 10\ \text{дин/см}^2 = 0{,}00001\ \text{бар} =$$
$$= 0{,}102\ \text{мм вод ст.} = 0{,}0075\ \text{мм рт. ст.}$$

В табл. 6 дан перевод технических атмосфер кгс/см² в Н/см².

Таблица 6

кгс/см²	Н/см²	кгс/см²	Н/см²
0,01	0,09807	0,50	4,9033
0,02	0,19613	0,60	5,8840
0,05	0,49033	0,70	6,8647
0,10	0,98067	0,80	7,845
0,14	1,37293	0,90	8,826
0,20	1,96133	1,00	9,807
0,24	2,35360	5,00	49,033
0,30	2,94200	10,00	98,067
0,34	3,33426	20	196,13
0,40	3,9227	50	490,32
0,44	4,3149	100	980,67

Измерение плотности воды

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1000}{9{,}81} \approx 102\ \frac{\text{кгс}\cdot\text{с}^2}{\text{м}^4} = \frac{9810}{9{,}81} = 1000\ \frac{\text{Н}\cdot\text{с}^2}{\text{м}^4} = 1000\ \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}.$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Учебники

Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. 4-е изд. М.-Л., Энергия, 1964 г.

Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика. 2-е изд. М., Стройиздат, 1972 г.

Чугаев Р. Р. Гидравлика. М.-Л., Энергия, 1975 г.

Угинчус А. А. Гидравлика и гидравлические машины. 4-е изд. Изд-во Харьк. ун-та. 1970 г.

Угинчус А. А., Чугаева Е. А. Гидравлика. М., Стройиздат, 1971 г.

Учебные пособия

Альтшуль А. Д., Киселев П. Г. Гидравлика и аэродинамика. (Основы механики жидкости). 2-е изд. М., Стройиздат, 1975 г.

Андреевская А. В., Кременецкий Н. Н., Панова М. В. Задачник по гидравлике. 2-е изд. М., Энергия, 1970 г.

Лойцянский Л. Г. Механика жидкости и газа. 3-е изд. М., Наука, 1970 г.

Примеры гидравлических расчетов /Под ред. А. И. Богомолова. 2-е изд. М., Транспорт, 1977 г.

Примеры расчетов по гидравлике. /Под ред. А. Д. Альтшуля. М., Стройиздат, 1976 г.

Общие руководства

Бегам Л. Г., Волченков Г. Я. Водопропускная способность мостов и труб. М., Транспорт, 1973.

Гидромеханика, волновое движение жидкости, строительная механика. Сборник рекомендуемых терминов. Вып. 58. Комитет технической терминологии АН СССР. М., Изд-во АН СССР, 1962 г.

Муромов В. С., Лившиц М. Х. Косогорные водопропускные трубы. М., Транспорт, 1975 г.

Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. М.-Л., 1937. В надзаг.: ОНТИ.

Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений/ Под ред. Г. Я. Волченкова М., Транспорт, 1974 г.

Справочник по гидравлике, Под ред. В. А. Большакова. Киев, Вища школа. 1977 г.

Справочник по гидравлическим расчетам /Под ред. П. Г. Киселева. 4-е изд. М., Энергия, 1972 г.

Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1969 г.

Федоров Н. Ф., Курганов А. М. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. М.-Л. Стройиздат, 1973 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Основные буквенные обозначения, принятые в курсе гидравлики 5

Глава I. Гидростатика 9

§ I.1. Гидростатическое давление 9
§ I.2. Сила гидростатического давления на плоскую поверхность 14
§ I.3. Сила гидростатического давления на криволинейную поверхность 22
§ I.4. Плавание тел 30

Глава II. Основы гидродинамики и гидравлические сопротивления . 34

§ II.1. Основы кинематики потока жидкости 34
§ II.2. Уравнение Д. Бернулли без учета потерь энергии 36
§ II.3. Режимы движения жидкости 44
§ II.4. Гидравлические сопротивления 47
§ II.5. Уравнение Д. Бернулли с учетом потерь энергии 53

Глава III. Истечение жидкости из отверстий и насадков . . . 64

§ III.1. Истечение жидкости из отверстий 64
§ III.2. Истечение жидкости из насадков 74

Глава IV. Расчеты трубопроводов и водопроводных сетей 81

§ IV.1. Расчет коротких и длинных трубопроводов 81
§ IV.2. Расчет разветвленных (тупиковых) водопроводных сетей 94
§ IV.3. Расчет кольцевых водопроводных сетей 101
§ IV.4. Гидравлический удар в трубах 106

Глава V. Равномерное движение воды в открытых руслах . . . 109

§ V.1. Определение элементов живого сечения потока и допускаемых средних скоростей течения 109
§ V.2. Расчет русел при известной глубине равномерного движения или средней в сечении скорости протекания потока 114
§ V.3. Расчет русел гидравлически наивыгоднейшего профиля и определение максимальных средних скоростей течения 119
§ V.4. Определение нормальной глубины и средней в сечении скорости потока 121
§ V.5. Подбор типовых сечений при проектировании открытых водоотводных русел, каналов и лотков оросительной сети 130
§ V.6. Расчет канализационных, дренажных труб и гидротехнических тоннелей при известных расходе, относительной глубине наполнения и уклоне 135

Глава VI. Установившееся, неравномерное, плавноизменяющееся движение воды в открытых руслах 142

§ VI.1. Определение критической глубины, критического уклона и установление состояния потока 142
§ VI.2. Определение элементов гидравлического прыжка 152
§ VI.3. Исследование форм кривых свободной поверхности потока 159
§ VI.4. Построение кривых свободной поверхности потока 162

Глава VII. Водосливы и малые водопропускные сооружения . . 170

§ VII.1. Водосливы 170
§ VII.2. Малые мосты 182
§ VII.3. Дорожные трубы 188
§ VII.4. Учет аккумуляции при расчете отверстий малых мостов и дорожных труб 193
§ VII.5. Истечение из-под щита 200

Глава VIII. Сопряжение бьефов 207
§ VIII.1. Формы сопряжения бьефов 207
§ VIII.2. Расчеты выходных участков за малыми водопропускными сооружениями 216
§ VIII.3. Гасители энергии 225

Глава IX. Сопрягающие сооружения 236

§ IX.1. Перепады 236
§ IX.2. Быстротоки 254
§ IX.3. Консольные водосбросы 264

Глава X. Комплексные задачи по гидравлике сооружений . . . 267

Глава XI. Движение грунтовых вод 276

§ XI.1. Основы расчета ламинарной фильтрации 277
§ XI.2. Ламинарная фильтрация воды через плотину из однородного грунта на горизонтальном основании 283
§ XI.3. Турбулентная фильтрация 287

Глава XII. Основы гидравлического моделирования 294

Приложения 302

Список литературы 334

Валерий Алексеевич Большаков, Юрий Михайлович Константинов, Владимир Николаевич Попов, Иван Давидович Денисенко, Михаил Сергеевич Краснитский, Анатолий Васильевич Горелкин

СБОРНИК ЗАДАЧ ПО ГИДРАВЛИКЕ

Издание четвертое, переработанное и дополненное

Под редакцией доктора технических наук
профессора *В. А. Большакова*

Редактор А. И. Черкасенко
Переплет художника Г. А. Сергеева
Художественный редактор А. Е. Кононов
Технические редакторы Л. Н. Бессмертная, С. Л. Светлова
Корректор Р. П. Киевская

Информ. бланк № 3746

Сдано в набор 31.01.79. Подп. в печать 31.08.79. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага офсетная № 2. Лит. гарн. Выс. печать. 21 печ. л. 23,07 уч.-изд. л. Тираж 14 000 экз. Изд. № 4341. Зак. № 9—792. Цена 95 к.

Головное издательство издательского объединения «Вища школа», 252054, Киев-54, ул. Гоголевская, 7.

Отпечатано с матриц Головного предприятия Республиканского производственного объединения «Полиграфкнига», 252057, г. Киев-57, Довженко, 3, на Одесской книжной фабрике РПО «Полиграфкнига», 270008, Одесса-8, ул. Дзержинского, 24. Зак. 2844.