

ИНЖ.

О. Штрек

532.1

Ш 93

41079

Гидротехнические расчеты

Энергоиздат



532.1
Ш 93
О. ШТРЕК

628
Ш 93

628/7

ДЕЛ

проектировано 1932

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА
Л. П. 628/7

ПЕРЕВОД С НЕМЕЦКОГО ПОД
РЕДАКЦИЕЙ И С ДОПОЛНЕНИЯМИ
ДОЦЕНТА Н. А. ЛАДЫГИНА

34082

Б. П. 1932
РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА
В. С. 1932

65643

96.07

331 5-80



МИНИСТЕРСТВО
ЭНЕРГЕТИКИ
РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА
С. С. ЛОБОВИЧЕВ
И. В. No

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА
В. С. 1932

1932
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО • МОСКВА — ЛЕНИНГРАД

ПРЕДИСЛОВИЕ ПЕРЕВОДЧИКА.

Сборник задач д-ра О. Штрека „Aufgaben aus dem Wasserbau“ является одним из распространенных учебников современной Германии. Изданный в 1924 г. первым изданием, задачник почти без изменения переиздается вторично в 1929 г. Несмотря на то, что сборник содержит почти исключительно гидравлические расчеты, он все же выделяется из числа обычных задачников по гидравлике. Книга д-ра Штрека довольно полно охватывает все основные вопросы гидротехники и в особенности вопрос использования водной энергии. Кроме того среди примеров сборника имеется ряд задач по обработке гидрометрического материала и расчеты в области водоснабжения и регулирования. В виду этого сборник задач д-ра Штрека „Aufgaben aus dem Wasserbau“ на русском языке получил название „Гидротехнические расчеты“.

Достоинством настоящего сборника задач является еще и то обстоятельство, что некоторые примеры расчетов взяты из действительной практики. Такими расчетами являются: расчет затворов захватного сооружения гидростанции Ленч, задача 5; расчет напорного бассейна гидроэлектрической установки Вальхензее, задача 33; расчет сбросного трубопровода гидростанции на реке Инн (пущенного в эксплуатацию в 1925 г.) задача 32 и т. д. По предложению издательства я дополнил одну из задач на неравномерное движение (стр. 183) решением по способу проф. Бахметева с приложением в конце книги его таблиц. Кроме того, я ввел понятие о модуле расхода, отсутствующее в немецком подлиннике. Так как в книге Штрека вопрос о влиянии гидравлического удара на трубопровод дан лишь в подстрочном примечании, я дополнил этот вопрос специальной главой (стр. 152). В задаче 26 добавлено определение напряжений в стенках трубопровода. Кроме того и в других задачах сделан также ряд небольших дополнений. В заключение выражаю благодарность г-ж. А. Н. Долгову и Е. К. Репинек за перевод некоторых задач сборника.

Настоящий перевод сделан с последнего второго немецкого издания книги.

Доцент Н. А. Ладыгин.

ЗАДАЧИ ПО ГИДРОСТАТИКЕ.

Гидростатическое давление на вертикальную стенку.

Задача 1. Расчет шпунтовой стенки. Котлован для заложения большого бычка в русле реки с целью ограждения от давления воды обнечен шпунтовой стенкой.

1. Какое гидростатическое давление будет испытывать шпунтовая стенка при различных горизонтах воды в реке, если дно котлована лежит на отметке $\nabla 520,90$ м?

Отметки горизонтов воды в реке даны на фиг. 1.

2. Какое получится напряжение вследствие гидростатического давления в шпунтовой стенке типа Ларсена (Larssen) № III, если момент сопротивления последней равен 1363 см^3 на 1 пог. м (грунт: песчано-гравелистый, водонепроницаемый)?

3. Как изменится напряжение шпунтовой стене, если при максимальном горизонте реки (отметка $\nabla 526,10$) водоотливные машины прекратят работу и котлован будет затоплен водой до отметки $\nabla 523,77$?

4. До какой отметки должна подняться вода в котловане при максимальном горизонте реки ($\nabla 526,10$), чтобы напряжение в стенке не превышало того, которое получится при горизонте реки на отметке $\nabla 525$ и откаченном котловане?

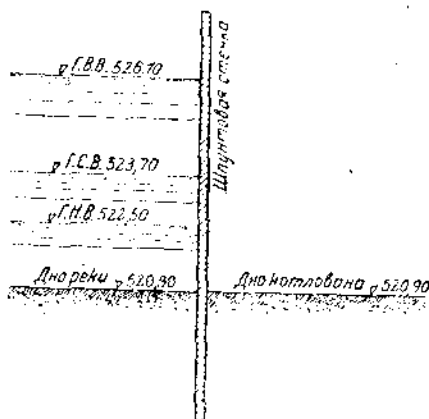
Решение. Прежде чем перейти к решению вопросов данной задачи, выясним кратко основные законы гидростатики.

Гидростатическое давление, равное давлению покоящейся жидкости, в отличие от давления или удара движущейся воды, обусловлено следующими причинами:

а) Вода, обладая легкою взаимоподвижностью своих частиц, оказывает малое сопротивление внешним силам и почти несжимаема.

б) Частицы воды находятся под действием силы тяжести.

Этим объясняется то важное явление, что все жидкие тела, а следовательно и вода, передают давление одинаково во все стороны, т. е. давление в одной и той же точке внутри жидкости постоянно во всех направлениях.



Фиг. 1.

Гидростатическое давление есть действующая сила и как таковая имеет три определяющих ее размерности:

1. величина силы,
2. направление ее действия,
3. точка ее приложения.

Гидростатическое давление на плоскую любой формы площадку равно весу столба воды, основанием которому служит нагруженная площадка и высота которого равна глубине погружения центра тяжести этой площадки от уровня воды (о давлении на кривую стену смотри дальше).

Направление гидростатического давления всегда нормально к площади давления. Точка приложения гидростатического давления лежит всегда на самой площади давления, однако, как будет показано на примерах, она не совпадает с центром тяжести площадки.

Перейдем теперь к решению отдельных вопросов задачи.

1. Как велико гидростатическое давление на 1 м ширины шпунтовой стены при глубине воды вне котлована $l = 1,6$ м?

Согласно вышесказанному, для плоской элементарной площадки ΔF , центр тяжести которой лежит на глубине y , давление воды

$$\Delta W = \gamma \cdot \Delta F \cdot y,$$

где γ — уд. вес воды.

Если бы нагруженная элементарная площадка была расположена горизонтально, то давление воды выразилось бы непосредственно весом водяной призмы над данной площадкой.

Так как давление внутри жидкости в любой точке по всем направлениям одинаково, величина давления не изменится, если мы названный элемент площадки повернем вокруг его центра тяжести, а в нашем примере в частности приведем его в вертикальное положение. При неизменном удельном весе воды и величине элемента площадки давление воды прямо пропорционально соответствующей глубине погружения y , что без пояснений очевидно из равенства

$$\Delta W = \gamma \cdot \Delta F \cdot y.$$

Взяв прямоугольную элементарную площадку шириной 1 м и высотой Δy (следовательно ее $\Delta F = 1,0 \cdot \Delta y$) и принимая, кроме того, все единицы объема воды $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$, получим ΔW для такой площадки

$$\Delta W = \Delta y \cdot y.$$

Этим отношением определяется давление воды на каждый отдельный элемент площади. Суммируя все эти элементарные давления, получим общее давление на всю площадку.

Исходя из бесконечно малого элемента площади для суммарного давления W , получим выражение:

$$W = \int dW = \int dy \cdot y = \left[\frac{y^2}{2} \right]_{y_1}^{y_2}.$$

В нашем случае, суммируя от $y = 0$ до $y = 1,6$ м, получим величину давления воды на 1 м ширины, равную:

$$W = \int_{y_1=0}^{y_2=1,6} y dy = \left[\frac{y_2^2}{2} - \frac{y_1^2}{2} \right] = \frac{1,6^2}{2} - 0 = 1,28 \text{ м}.$$

Направление этого давления W — нормально к поверхности давления, следовательно в нашем случае оно горизонтально. Точка приложения суммарного давления лежит на поверхности тупиковой стены.

Глубина ее погружения определяется отношением:

$$a = \frac{\text{момент инерции площади давления}}{\text{статический момент этой площади}}.$$

Моменты берутся относительно линии уреза воды о стенку (точка A на фиг. 2), следовательно

$$a = \frac{\int y^2 \cdot dF}{\int y \cdot dF}.$$

Взяв опять площадку шириной 1 м и высотой dy , имеем:

$$dF = 1 \cdot dy.$$

Тогда

$$a = \frac{\int y^2 \cdot dy}{\int y \cdot dy} = \frac{\left[\frac{y^3}{3} \right]_{y_1=0}^{y_2=1,6}}{\left[\frac{y^2}{2} \right]_{y_1=0}^{y_2=1,6}} = \frac{\frac{1,6^3}{3}}{\frac{1,6^2}{2}} = \frac{2}{3} \cdot 1,6 = 1,07 \text{ м}.$$

Выше мы видели, что величина гидростатического давления на плоскую элементарную площадку равна весу столба воды, основанием которому служит нагруженная площадка давления, а высотой — глубина погружения центра тяжести этой площадки до уровня воды. Поэтому гидростатическое давление для каждого элемента площадки изобразится столбом воды, нормально расположенным к сжимаемой поверхности, при высоте его, равной глубине погружения центра тяжести площадки от горизонта воды.

В практике такой метод изображения гидростатического давления нашел широкое применение.

Поэтому будем применять его в данной и ближайших задачах.

Согласно вышесказанному, глубина погружения центра тяжести элемента площади B (фиг. 3) равна нулю, а следовательно высота столба воды, изображающего давление воды на этот элемент, равна нулю.

Глубина погружения центра тяжести элемента F равна 1,6 м, следовательно гидростатическое давление на F изобразится столбом воды высотой 1,6 м.

Следовательно суммарное давление на плоскую, шириной в 1 м, полосу площади BF , при удельном весе воды $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$, получится как площадь треугольника BFG равным

$$\frac{1,6^2}{2} = 1,28 \text{ т на 1 м ширины.}$$

Из фиг. 3 видно, что треугольник давления воды (треугольник нагрузки)—равнобедренный прямоугольный, гипотенуза которого BC образует с BF угол в 45° .

Общее давление воды, которое изображается теперь треугольником BFG , получается как сумма элементарных давлений, направленных нормально. Поэтому и результирующее давление должно быть направлено к BF .

Точка приложения результирующего давления лежит в центре тяжести треугольника нагрузки. Так как центр тяжести треуголь-

ника находится на расстоянии $\frac{h}{3}$ от основания, где h — его высота, то для нашего случая имеем (фиг. 3)

$$b = \frac{1}{2} \cdot 1,6 = 0,53 \text{ м},$$

ИЛИ

$$a = 1,6 - 0,53 = 1,07 \text{ м},$$

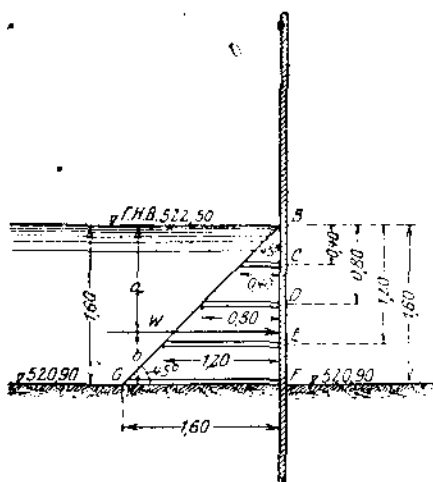
что совпадает с результатом, найденным ранее другим способом.

Короче говоря, при минимальном горизонте (отметка реки 522,5) суммарное давление воды

$$W_N = 1,28 \text{ м на } 1 \text{ м ширины шпунтовой стены};$$

расстояние точки приложения этого давления от дна реки, согласно обозначений фиг. 4, равно

$$a_N = 0,53 \text{ м.}$$



Фиг. 3.

Аналогично получим для среднего горизонта (отметка 523,7):

$$W_M = \frac{2,80^2}{2} = 3,92 \text{ т на 1 м шпунтовой стены}$$

$$a_M = \frac{2,80}{3} = 0,93 \text{ м,}$$

а для максимального горизонта (отметка 526,1):

$$W_H = \frac{5,20^2}{2} = 13,52 \text{ т на 1 м шпунтовой стены}$$

$$a_H = \frac{5,20}{3} = 1,73 \text{ м.}$$

Заметно быстрое возрастание полного гидростатического давления вследствие его зависимости от квадрата глубины воды.

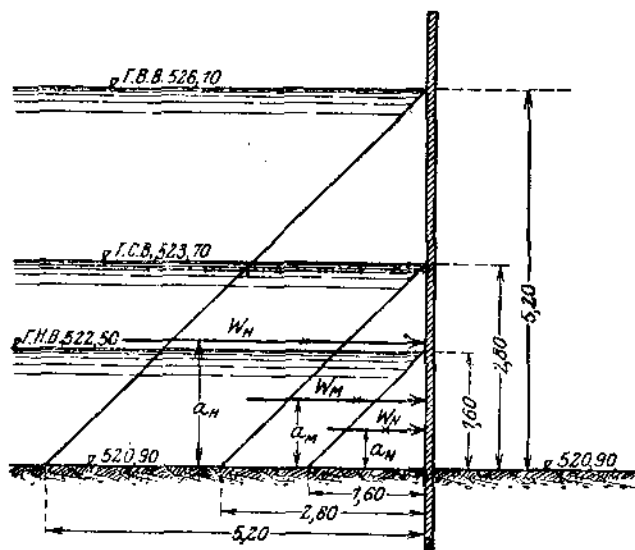


Рис. 4.

2. Шпунтовая стена может быть рассматриваема как консольная балка, закрепленная в грунте.

Принимая во внимание, что верхний слой грунта представляет рыхлую массу (наносы), считаем место закрепления стены на 0,5 м ниже отметки дна реки, т. е. на отметке

$$520,90 - 0,50 = 520,40 \text{ м;}$$

тогда на 1 пог. м шпунтовой стены получается:

для минимального горизонта при плече силы

$$l_N = a_N + 0,5 = 0,53 + 0,50 = 1,03 \text{ м}$$

момент

$$M_N = W_N \cdot l_N = 1,28 \cdot 1,03 = 1,32 \text{ тм},$$

и следовательно, напряжение

$$\sigma_N = \frac{M_N}{J} = \frac{132\,000 \text{ кгсм}}{1363 \text{ см}^3} = 97 \text{ кг/см}^2.$$

Для среднего горизонта

$$l_M = a_M + 0,50 = 0,93 + 0,50 = 1,43 \text{ м};$$

$$M_M = W_M \cdot l_M = 3,92 \cdot 1,43 = 5,6 \text{ тм};$$

$$\sigma_M = \frac{M_M}{J} = \frac{560\,000 \text{ кгсм}}{1363 \text{ см}^3} = 410 \text{ кг/см}^2.$$

Для максимального горизонта

$$l_H = a_H + 0,50 = 1,73 + 0,50 + 2,23 \text{ м};$$

$$M_H = W_H \cdot l = 13,52 \cdot 2,23 = 30,2 \text{ тм};$$

$$\sigma_H = \frac{M_H}{J} = \frac{3\,020\,000 \text{ кгсм}}{1363 \text{ см}^3} = 2\,210 \text{ кг/см}^2;$$

(Допускаемое напряжение доходит до 1600 кг/см^2 , временное сопротивление равно $3700 - 4400 \text{ кг/см}^2$.)

Если принять во внимание существование давления воды в наносах на протяжении $0,5 \text{ м}$, то получим:

Для минимального горизонта

$$W'_N = \frac{(1,6 + 0,5)^2}{2} = 2,2 \text{ т};$$

$$a'_N = \frac{1,6 + 0,5}{3} = 0,7 \text{ м} = l'_N; \quad M'_N = W'_N l'_N = 2,20 \cdot 0,70 = 1,54 \text{ тм};$$

$$\sigma'_N = \frac{154\,000}{1363} = 113 \text{ кг/см}^2.$$

Для среднего горизонта:

$$W'_M = \frac{(2,80 + 0,50)^2}{2} = 5,43 \text{ т};$$

$$a'_M = \frac{2,80 + 0,5}{3} = 1,1 \text{ м} = l'_m;$$

$$M'_M = W'_m \cdot l'_m = 5,43 \cdot 1,1 = 6,98 \text{ тм};$$

$$\sigma'_M = \frac{698\,000}{1363} = 511 \text{ кг/см}^2.$$

Для максимального горизонта

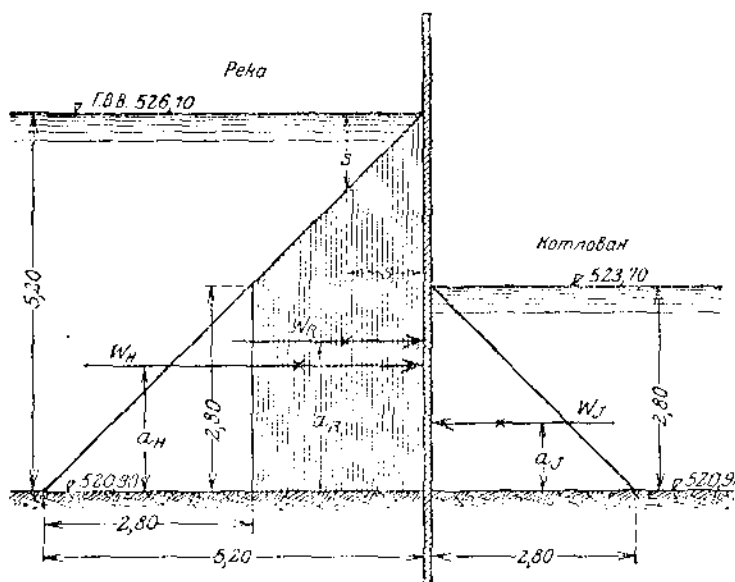
$$W'_H = \frac{(5,20 + 0,50)^2}{2} = 16,25 \text{ м};$$

$$a'_H = \frac{5,20 + 0,50}{3} = 1,9 \text{ м} = l'_H;$$

$$M'_H = W'_H \cdot l'_H = 16,25 \cdot 1,9 = 30,8 \text{ м};$$

$$\sigma_H = \frac{308000}{1363} = 2260 \text{ кг/см}^2.$$

3. Если котлован затоплен водой до отметки 523,7, в то время как горизонт реки лежит на отметке 526,1 (максимальный горизонт),



Фиг. 5.

то на шпунтовую стену действуют два гидростатических давления: извне

$$W_H = \frac{5,20^2}{2} = 13,52 \text{ т на 1 м шпунтовой стены}$$

и изнутри

$$W_J = W_M = \frac{2,80^2}{2} = 3,92 \text{ т на 1 м шпунтовой стены.}$$

Результирующее давление, испытываемое стеной, равно разности давлений

$$W_H - W_J,$$

т. е. $13,52 - 3,92 = 9,6 \text{ т на 1 м шпунтовой стены.}$

На фиг. 5 это результирующее давление изображено заштрихованной трапецией. Результирующее давление W_R проходит через

центр тяжести этой трапеции (заштрихованная площадь трапеции изображает здесь диаграмму нагрузки).

Расстояние центра тяжести трапеции от большей из параллельных сторон (а следовательно и от шпунтовой стены) равно:

$$s = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b},$$

где h — высота трапеции,
 a — длина большей параллельной стороны,
 b — длина меньшей параллельной стороны.

В нашем случае будет:

$$s = \frac{5,20 - 2,80}{3} \cdot \frac{5,20 + 2 \cdot 2,80}{5,20 + 2,80} = \frac{2,40}{3} \cdot \frac{10,8}{8,00} = 1,08 \text{ м}$$

и

$$a_R = \frac{5,20 - 1,08}{2} = 2,06 \text{ м (ср. фиг. 5)}.$$

Положения результирующего W_R можно определить и из уравнения моментов

$$W_R \cdot a_R = W_H \cdot a_H - W_J \cdot a_J,$$

откуда следует

$$a_R = \frac{W_H \cdot a_H - W_J \cdot a_J}{W_R},$$

$$a_R = \frac{13,52 \cdot 1,73 - 2,92 \cdot 0,93}{9,60},$$

$$a_R = 2,06 \text{ м.}$$

Для принятой нами ранее плоскости закрепления стенки, расположенной на 0,5 м ниже дна реки, плечо силы

$$l_R = 2,06 + 0,50 = 2,56 \text{ м}$$

и момент заделки

$$M_R = W_R \cdot l_R = 9,60 \cdot 2,56 = 24,60 \text{ тм.}$$

Если W_R и a_R неизвестны, то представляется возможным еще определить момент заделки M_R , составив уравнение моментов:

$$\begin{aligned} M_R &= W_H(a_H + 0,50) - W_J(a_J + 0,50) = \\ &= 13,52 \cdot (1,73 + 0,56) - 3,92(0,93 + 0,50) = \\ &= 30,2 - 5,6 = 24,60 \text{ тм.} \end{aligned}$$

Откуда напряжение в шпунтовой стенке σ_R :

$$\sigma_R = \frac{M_R}{W} = \frac{2460000 \text{ кг см}}{1363 \text{ см}^3} = 1800 \text{ кг/см}^2.$$

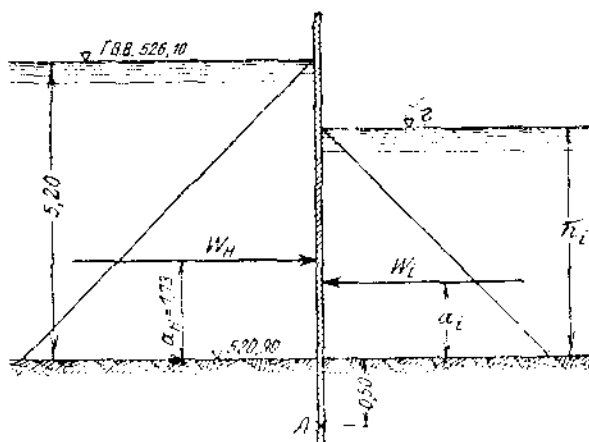
Если считать давление воды до плоскости защемления стены, т. е. на 0,5 м ниже дна реки, то получается для:

$$W_H' = \frac{(5,20 + 0,50)^2}{2} = 16,25 \text{ м}; \quad a_H' = \frac{5,20 + 0,50}{3} = 1,9 \text{ м};$$

$$W_J' = \frac{(2,80 + 0,50)^2}{2} = 5,43 \text{ м}; \quad a_J' = \frac{(2,80 + 0,50)}{3} = 1,10 \text{ м};$$

$$W_R' = 16,25 - 5,43 = 10,82 \text{ м};$$

$$a_R' = \frac{W_H' \cdot a_H' - W_J' \cdot a_J'}{W_R'} = \frac{16,25 \cdot 1,90 - 5,43 \cdot 1,10}{10,82} = 2,30 \text{ м}.$$



Фиг. 6.

При этом a_H' , a_J' и a_R дают расстояния соответствующих сил давлений воды от плоскости заделки. Трапеция результирующего давления воды доходит теперь до плоскости защемления, т. е. на 0,5 м в грунт.

Момент защемления теперь будет равен:

$$M_R' = W_R' \cdot a_R' = 10,82 \cdot 2,30 = 24,9 \text{ тм}$$

и

$$\sigma_R' = \frac{M_R'}{W} = \frac{2490000 \text{ кг/см}}{1363 \text{ см}^3} = 1826 \text{ кг/см}^2.$$

Сравнивая σ_R с напряжением, полученным при пустом котловане и максимальном горизонте в реке ($\sigma_H = 2510 \text{ кг/см}^2$), видим, что при данном наполнении котлована достаточного уменьшения напряжения шпунтовой стены еще не достигнуто, и следовательно необходимо горизонт воды в котловане поднимать выше.

4. Сначала определим напряжение шпунтовой стены при отметке горизонта реки 525,0 и пустом котловане.

Глубина воды в этом случае достигает

$$525,0 - 520,90 = 4,10 \text{ м.}$$

Тогда давление воды

$$W = \frac{4,10^2}{2} = 8,4 \text{ т на 1 пог. м}$$

и

$$a = \frac{4,10}{3} = 1,37 \text{ м.}$$

Для

$$l = a + 0,50 = 1,37 + 0,50 = 1,87 \text{ м}$$

получается момент

$$M = 8,4 \cdot 1,87 = 15,7 \text{ тм}$$

и напряжение шпунтовой стены

$$\delta = \frac{1570000 \text{ кг см}}{1363 \text{ см}^3} = 1150 \text{ кг/см}^2.$$

Для того чтобы в рассматриваемом случае напряжение σ в месте защемления стены A было равно найденному выше ($\sigma = 1150 \text{ кг/см}^2$), необходимо, чтобы результирующий момент M_R двух сил — W_H и W_i относительно точки A был равен $15,7 \text{ тм}$, т. е.

$$W_H \cdot (a_H + 0,50) - W_i (a_i + 0,50) = M_R = 15,7 \text{ тм.}$$

По предыдущему

$$W_H \cdot (a_H + 0,50) = 30,2 \text{ тм;}$$

следовательно

$$30,2 - 15,7 = 14,5 \text{ тм} = W_i (a_i + 0,50).$$

Так как здесь

$$W_i = \frac{h_i^2}{2} \text{ и } a_i = \frac{h_i}{3},$$

получается

$$14,50 = \frac{h_i^2}{2} \left(\frac{h_i}{3} + 0,50 \right)$$

или

$$\frac{h_i^3}{6} + \frac{h_i^2}{4} = 14,5 = M_i = f(h_i).$$

Решим это уравнение графо-аналитическим методом, который широко применяется в гидротехнических расчетах.

В данном примере для различных значений h_i определяют каждый раз величину правой части уравнения $M_i = f(h_i)$.

Отложив в прямоугольных координатах h_i по оси y и соответствующие значения функции $f(h_i)$ по оси x , соединим полученные точки кривой.

Тогда для $f(h_i) = 14,50$ получается точка кривой, ордината которой h_i дает искомую величину (см. таблицу 1 и фиг. 7).

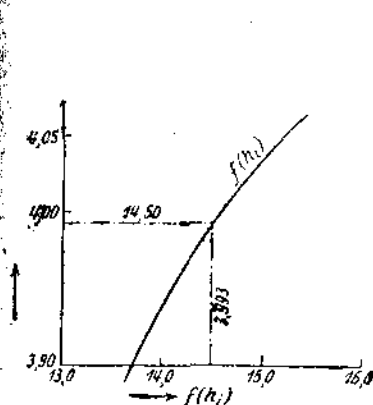
Таблица 1.

h_i	h_i^2	$\frac{h_i^3}{4}$	h_i^3	$\frac{h_i^3}{6}$	$f(h_i)$
3,90	15,21	3,81	59,4	9,89	13,70
4,00	16,00	4,00	64,0	10,56	14,56
4,05	16,40	4,10	66,4	11,07	15,17

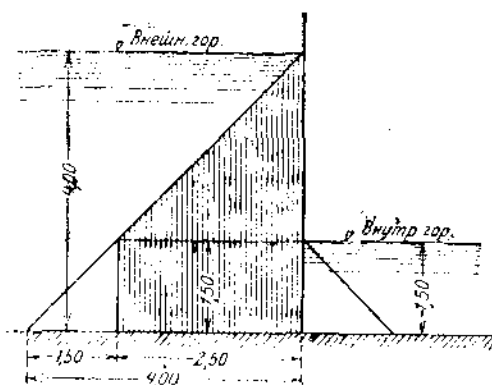
Отсюда видим, что искомая глубина наполнения котлована равна $3,993 \approx 4,00$ м и следовательно отметка горизонта в нем будет

$$520,90 + 4,00 = 524,90 \text{ м.}$$

Задача 2. Расчет временной перегородки против давления воды. При выполнении гидротехнических работ оказалась необхо-



Фиг. 7.



Фиг. 8.

димость закрыть на время возможно скорее щитовое отверстие, для которого щит еще не доставлен. Ширина отверстия в свету, измеренная между пазами, достигает около 2 м, горизонт воды с левой стороны стены 4 м, с правой 1,5 м.

Для установки временного щита имеется 12 м^2 досок толщиной 4 см и 5 шт. ригелей длиной в 2 м и сечением $14 \times 18 \text{ см}$.

1. Достаточно ли имеющихся пяти ригелей для восприятия давления воды, если, учитывая временный характер работы щитов, напряжение для дерева можно допустить до 95 кг/см^2 ?

2. Как для данного случая расположить ригели?

Решение. 1. По предыдущему (см. задачу 1) величина давления воды на щит будет равна (фиг. 8):

$$W_R = \gamma \cdot \frac{1,5 + 4,0}{2} \cdot 2,5 \cdot b =$$

$$= 1,0 \cdot \frac{1,5 + 4,0}{2} \cdot 2,5 \cdot 2,0 = 13,75 \text{ т.}$$

Если каждый ригель воспринимает равную часть всего гидростатического давления, то на каждый ригель придется:

$$w = \frac{13,75}{5} = 2,75 \text{ т},$$

и соответствующий момент на каждый ригель будет:

$$M_r = (pl) \frac{l}{8} = 2,75 \cdot \frac{20}{8} = 0,688 \text{ тм} = 68\,800 \text{ кг см}.$$

Так как момент сопротивления ригеля равен

$$\frac{14 \cdot 18^2}{6} = 755 \text{ см}^3,$$

то напряжение в ригеле будет равно

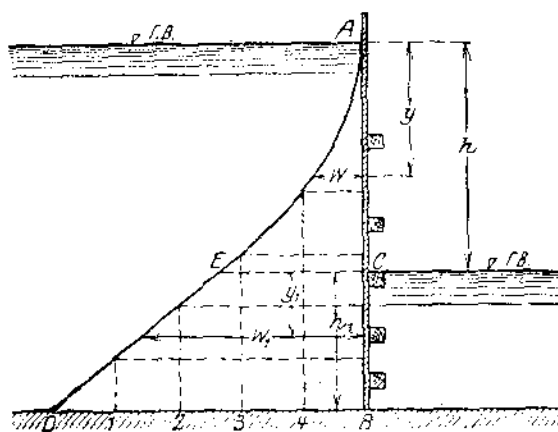
$$\sigma_r = \frac{68\,800}{755} = 91,1 \text{ кг/см}^2 < 95 \text{ кг/см}^2,$$

следовательно 5 ригелей достаточно, чтобы выдержать давление воды.

2. Ригели должно расположить так, чтобы на каждый приходилось давление воды в 2,75 т.

Для этого приведем следующий расчет:

В части пункта АС, т. е. на длине, равной разности горизонтов воды на глубине y , давление воды на щит получается равным:



Фиг. 9.

$$W = \gamma \cdot \frac{y^2}{2} \cdot b;$$

для

$$\gamma = 1 \text{ т/м}^3$$

и

$$b = 2 \text{ м};$$

$$W = 1,0 \cdot \frac{y^2}{2} \cdot 2,0 = y^2 \text{ т}.$$

Давление воды для различных величин y между А и С изобразится параболой с горизонтальной осью и вершиной в точке А.

Для построения этой кривой (АЕ на фиг. 9) для следующих значений y определены соответствующие величины W .

Для $y = 0,0 \text{ м}$	$W = 0,0 \text{ т}.$
$y = 0,5 \text{ "}$	$W = 0,25 \text{ "}$
$y = 1,0 \text{ "}$	$W = 1,00 \text{ "}$
$y = 1,5 \text{ "}$	$W = 2,25 \text{ "}$
$y = 2,0 \text{ "}$	$W = 4,00 \text{ "}$
$y = h = 2,5 \text{ м}$	$W = 6,25 \text{ "}$

В части щита — BC , т. е. ниже правого горизонта воды, гидростатическое давление для глубины y_1 будет:

$$W_1 = \gamma \cdot \frac{(h + y_1)^2}{2} \cdot b - \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot b;$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} b + \gamma \cdot h \cdot y_1 \cdot b + \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot b - \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot b = \\ &= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} b + \gamma \cdot h \cdot y_1 \cdot b. \end{aligned}$$

Первое слагаемое $\gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot b$ представляет гидростатическое давление W_h , для $y = h = 2,5$ м, найденное нами выше

$$W_h = 6,25 \text{ т.}$$

Подставив числовые значения в выражении

$$W_1 = 6,25 + 1,0 \cdot 2,5 \cdot y_1 \cdot 2,0$$

$$W_1 = 6,25 + 5,0 \cdot y_1,$$

откуда видим, что гидростатическое давление между C и B , т. е. в области двухстороннего давления на щит, изобразится прямой линией, соединяющейся с параболой в точке E .

Для построения этой прямой достаточно иметь лишь величину $13,75$ т для $y_1 = h_1 = 1,5$ м, отложив которую из B , получим точку D , соединяемую с точкой E . Если теперь разделить DB на 5 равных частей, т. е. по $\frac{13,75}{5} = 2,75$ т в каждой, и провести через

найденные точки вертикали до пересечения с линией AED , а затем горизонтали на AB , то получим участки с гидростатическим давлением, равным $2,75$ м каждый. Расположение ригелей находят аналогично вышеописанному способу, проводя из равных участков $\overline{D1}$, $\overline{12}$ и т. д. вертикаль на AED и оттуда горизонталь на AB . После того как расстояние между ригелями определено, необходимо еще раз проверить действующие максимальные напряжения в брусках, не превышают ли они допустимого напряжения дерева 95 кг/см^2 . Решения этой чисто статической задачи мы не приводим.

Разряжение и взвешивание.

Задача 3. Исследование опущенного кессона. Устанавливаемый для заложения бычка кессон, разрез которого изображен на фиг. 10, при своем погружении, проходя через водопроницаемый гравелистый грунт, достигает отметки $+90,0$ м над уровнем моря. Горизонт воды расположен на отметке $+100,0$, измеряемой также относительно уровня моря. Дно реки находится на отметке $+96,0$.

1. Каково должно быть давление воздуха в рабочей камере, если оно должно уравновешивать действующее снаружи гидростатическое давление? Какую подъемную силу испытывает кессон на 1 м длины?

2. Чему будет равна подъемная сила, если рабочая камера и шахта кессона наполнены водой до отметки $+100,0$?

3. Каков будет режим давления в рабочей камере кессона в мгновение внезапного прекращения нагнетания воздуха (например при порче нагнетательной трубы)?

Как велика будет в этот момент подъемная сила на 1 м длины кессона?

Решение. 1. Давление воды на бесконечно малую площадку dF основания кессона равно имеющему там место гидростатическому

давлению $\gamma t dF$, если γ — удельный вес воды и t — глубина погружения основания кессона от поверхности уровня в реке. Но так как на поверхность уровня действует атмосферное давление p_0 , общее давление будет

$$W = p_0 \cdot dF + \gamma \cdot t \cdot dF.$$

Это давление W на глубине t действует, как известно, во все стороны с одинаковой силой. Оно оказывает, следовательно, усилие на зубья кессона не только горизонтально, но и вертикально снизу вверх.

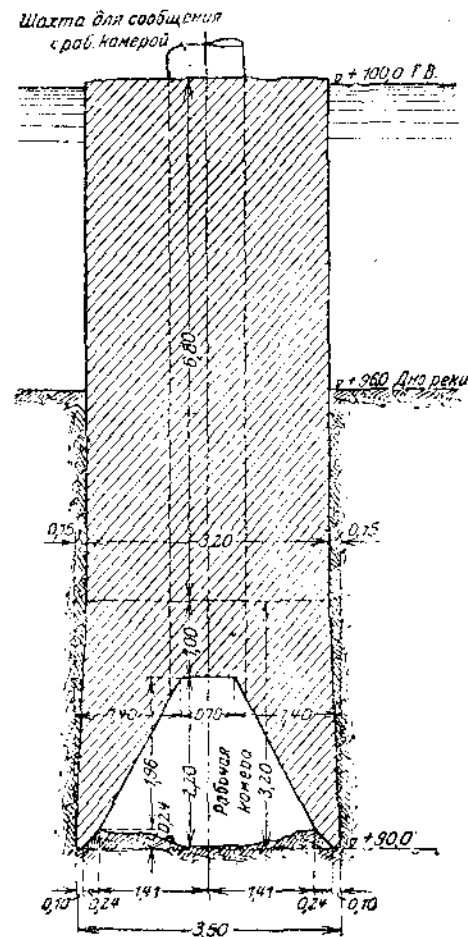
Если бы в рабочей камере не было сжатого воздуха, вода под давлением силы W прорвалась бы в камеру, потому что последняя снизу открыта. Следовательно вода не проникает в рабочую камеру лишь при том условии, если давление воздуха L здесь будет равно действующему извне гидростатическому давлению W .

Таким образом уравнение равновесия имеет следующий вид:

$$L = W = p_0 \cdot dF + \gamma \cdot t dF,$$

или на единицу площади и для $\gamma = 1,0 \text{ м/м}^3$

$$L = W = p_0 + t.$$



Фиг. 10.

Так как атмосферное давление в рабочей камере также может быть приравнено h_0 , то давление сжатого воздуха h' сверх атмосферного должно быть равно весу столба воды высотой t метров. В нашем примере высота столба воды получается равной $t = 100,0 - 90,0 = 10 \text{ м}$.

Следовательно манометр должен показать в рабочей камере давление в 2 *ата*.

Мы видели, что давление W действует нормально вверх на каждую элементарную площадку горизонтальной плоскости, расположенной на отметке $+90,0$.

Учитывая, что атмосферное давление $p_0 dF$ на стенки кессона уравновешивается тем же давлением внутри рабочей камеры, при определении подъемной силы, мы его можем исключить из рассмотрения. Тогда на каждый элемент площади, расположенной на отметке $+90,0$, мы имеем действующее снизу вверх гидростатическое давление, равное

$$W' = \gamma \cdot t \cdot dF.$$

Поэтому общее давление на 1 пог. м длины кессона при ширине его в 3,5 м будет:

$$W' = 1,0 \cdot 10,0 \cdot 3,5 \cdot 1,0 = 35,0 \text{ м.}$$

Этой действующей снизу вверх силе W' противостоит обратное направленное давление воды, действующее на величину склона стенки кессона.

Величина этого противодействия равна:

$$W'' = 1,0 \cdot \frac{10,0 + 6,80}{2} \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 2,52 \text{ м.}$$

Следовательно результирующее давление A_1 , действующее снизу вверх, будет:

$$A_1 = W' - W'' = 35,0 - 2,52 = 32,48 \text{ м.}$$

Все прочие силы, действующие на стенки кессона, направлены горизонтально. Поэтому результирующее давление A_1 дает величину подъемной силы на 1 пог. м. Заметим здесь, что выражение $W' - W''$ представляет одновременно и объем 1 пог. м кессона, включая сюда рабочую камеру, и подъемную шахту, так что полученный нами результат находится в полном соответствии с обычным определением взвешивающей силы, которое гласит, что: величина взвешивающего усилия, испытываемого телом в воде, равна весу вытесненной этим телом воды.

Легко убедиться, что в нашем случае это действительно так. Объем равен 32,48 м³, следовательно и подъемная сила при $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$, $A_1 = 32,48 \text{ т}$. Теперь остается нерешенным еще один вопрос: увеличивает ли величину подъемной силы A_1 вертикальная составляющая от давления сжатого воздуха в рабочей камере? Но это лучше всего выяснится в связи с решением вопроса 2 данной задачи.

2. Предположим, что длина кессона 16 м и снабжен он двумя подъемными шахтами. Тогда следовательно на 1 пог. м кессона приходится $\frac{1}{8}$ подъемной шахты. Они имеют эллиптическое сечение с большой полуосью $a = 0,5 \text{ м}$ и малой полуосью $b = 0,35 \text{ м}$. Площадь их

$$F = a \cdot b \cdot t_1 = 0,5 \cdot 0,35 \cdot 3,14 = 0,55 \text{ м}^2$$

и объем I одной шахты

$$I = 7,8 \cdot 0,55 = 4,28 \text{ м}^3;$$

следовательно на 1 пог. м кессона приходится

$$I' = \frac{4,28}{8} = 0,525 \text{ м}^3.$$

1 нашего примера, столбу воды высотой 10,0 м. Таким образом две равные и противоположно направленные силы уравниваются в плоскости основания кессона, за исключением оставшейся вертикальной составляющей давления воздуха в камере, направленной вверх. (Конечно, кроме этого будет иметь место и горизонтальная составляющая давления воздуха, преодолевающая горизонтальное давление воды на стенки камеры. Однако для нашей задачи эти составляющие не представляют интереса, так как на величину подъемной силы они не имеют никакого влияния. В случае же 2 нашей задачи они вообще отпадают).

Сложение вертикальных составляющих давления на все элементы рассматриваемой площади дает опять давление, равное 35,0 т, найденное в случае 1. Принимая же во внимание, что W'' остается неизменным, можно сказать, что давление воздуха в рабочей камере кессона не создаст никакой подъемной силы сверх нормальной, взвешивающей силы A_1 .

Что это действительно так, нетрудно доказать, просто сравнив случаи 1 и 2.

В первом случае каждый элемент площади потолка и стен рабочей камеры находится под давлением, измеряемым столбом воды высотой, равной глубине погружения основания кессона от поверхности воды.

В случае 2 каждая часть площади в пределах рабочей камеры испытывает различное гидростатическое давление, направленное вверх и измеряемое величиной столба воды высотой, равной глубине погружения этой части площади от поверхности воды.

Следовательно, для одной и той же площади разность вертикальных давлений в случаях 1 и 2 равна расстоянию той же площади от горизонтальной плоскости, расположенной на отметке $+90$. Складывая эти расстояния для всех элементов площади рабочей камеры, получим не что иное, как объем последней, так что вытесняющая сила в случае 1 будет больше, чем в случае 2 на величину вытесненной воды в объеме рабочей камеры.

Следовательно давление воздуха, как таковое, само по себе не создает никакой добавочной вытесняющей силы, кроме найденной нами выше.

3. Внезапный перерыв подачи сжатого воздуха в рабочую камеру нарушит условия равновесия в горизонтальной плоскости, расположенной на отметке $+90$, потому что в этот момент действующему здесь гидростатическому + атмосферному давлению внутри камеры противодействует давление всего лишь чуть выше атмосферного, так что в результате действующая снизу вверх сила будет равна гидростатическому давлению, испытываемому горизонтальной плоскостью на отметке $+90$.

Однако это гидростатическое давление не будет действовать, как удар, так как оно не встречает нигде сопротивления. Вследствие этого, давление (потенциальная энергия) преобразуется в кинетическую энергию, благодаря чему вода с большой скоростью будет врываться в камеру. Дальнейшим следствием является то, что при внезапном прекращении подачи сжатого воздуха прекращает существовать направленное вверх давление последнего в пределах рабочей камеры.

По мере того, как вода постепенно заполнит всю рабочую камеру, здесь установятся давление и взвешивающая сила, аналогично случаю 2. Поэтому в момент нарушения условия равновесия сила взвешивания равна 0. Практически это означает, что кессон в этот момент своим полным весом врезается в грунт.

Мы видим, что для определения силы взвешивания по общепринятой формуле (взвешивающая сила равна весу воды вытесненного объема) необходимо соблюдение условия равновесия.

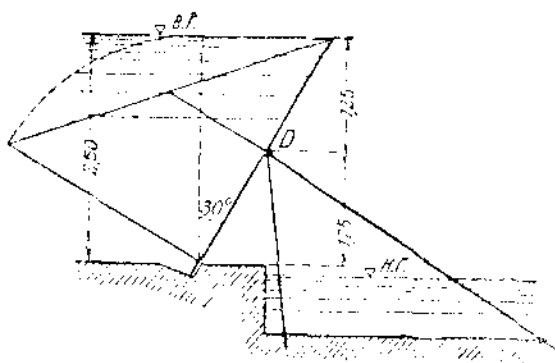
В случаях же, приведенных в вопросе 3 данной задачи, где имеет место момент нарушения этого равновесия, механическое применение вышеназванной формулировки определения силы взвешивания приводит к грубым неверным результатам.

Гидростатическое давление на наклонную поверхность.

Задача 4. Определение расположения центра вращения автоматического затвора. У плотины посредством затворов, имеющих ширину в 2 м, создан подпор высотой в 2,5 м. Угол наклона затворов к вертикали равен 30° .

1. Опрокинется ли затвор при напоре в 2,5 м или только при повышенном горизонте, если шарнир D расположен на половине высоты затвора.

2. На каком расстоянии x от верхнего конца затвора нужно расположить шарнир D , чтобы при повышении уровня верхнего бьефа



Фиг. 11.

Решение 1. Горизонт воды при глубине 2,5 см лежит на уровне верхней кромки затвора.

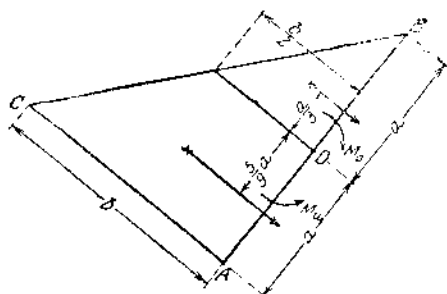
Центр вращения затвора находится в расстоянии $\frac{2,50}{2} = 1,25$ м от горизонта воды. Так как ударом воды и влиянием трения в шарнире мы пре-

набегали, то на затвор, следовательно действует лишь гидростатическое давление. Затвор повернется около своей точки вращения D , если момент давления на верхнюю половину затвора будет больше соответствующего момента для нижней половины, или для предельного случая, когда алгебраическая сумма этих двух моментов будет равна 0.

Это состояние равновесия ($\Sigma M = 0$) можно формулировать и так: результирующее давление воды должно проходить через точку вращения затвора.

При глубине воды 2,5 м общее давление воды на затвор изобра-

яется треугольником с основанием, равным длине затвора, и высотой, равной глубине воды. Этим и определяется величина давления. Ее точка приложения лежит в центре тяжести треугольника давления и направление ее нормально к плоскости затвора. Отсюда получается что результирующее давление воды в нашем примере проходит не через точку вращения затвора, а ниже, и затвор остается в первоначальном положении. Разлагая результирующее давление на две составляющих, действующих на обе половины затвора, получим для нижней половины затвора диаграмму нагрузки — трапецию, и для верхней — треугольник. Направление обеих составляющих будет опять нормально к затвору, а их точки приложения лежат в центре тяжести соответствующей фигуры давления (нижняя половина — трапеция, верхняя половина — треугольник (фиг. 12).



Фиг. 12.

Тогда получим:

$$\text{Площадь треугольника} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot \frac{b}{2};$$

$$\text{Плечо} = \frac{a}{3};$$

откуда

$$M_o = \frac{1}{2} a \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{a}{3} = \frac{1}{12} a^2 b.$$

$$\text{Площадь трапеции} = \frac{\frac{2}{2} b + \frac{b}{2}}{2} a = \frac{3}{4} ab;$$

$$\text{плечо} = \frac{a}{3} \cdot \frac{\frac{4}{2} b + \frac{b}{2}}{\frac{2}{2} b + \frac{b}{2}} = \frac{5}{9} a,$$

откуда

$$M_n = \frac{3}{4} ab \cdot \frac{5}{9} a = \frac{5}{12} a^2 \cdot b,$$

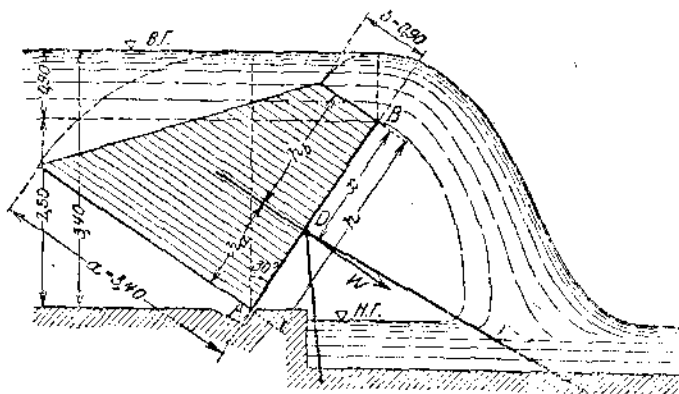
т. е. для любого наклона затвора M_n в 5 раз больше, чем M_o , следовательно затвор не может вращаться и остается прижатым к фундаменту.

Как изменится теперь положение затвора, если горизонт воды повысится? Первоначальный треугольник давления ABC перейдет теперь в трапецию. Так как результирующее давление воды приложено в центре тяжести этой трапеции и направлено нормально к затвору, оно благодаря положению центра тяжести трапеции пересекает

затвор ниже точки его вращения; следовательно вызывает момент, под влиянием которого опять затвор остается прижатым к основанию. Однако, чем выше поднимается горизонт воды, тем выше перемещается центр тяжести трапеции, т. е. тем ближе равнодействующая сила давления перемещается ближе к точке вращения.

Для бесконечно высокого горизонта воды эта равнодействующая идет через точку вращения, и затвор из существующего до сих пор устойчивого равновесия переходит в неустойчивое состояние (предельный случай).

Если затвор должен перекладываться при определенном горизонте воды, точка вращения должна лежать не в центре затвора, а где-то ниже. В какой степени это зависит от положения уровня воды, при котором должно иметь место вращение затвора? Приведем далее соответствующий расчет для этого случая (вопрос 2 данной задачи).



Фиг. 13.

2. Спрашивается, на каком расстоянии x от верхней кромки затвора надо расположить точку вращения последнего, чтобы при повышении горизонта воды на 90 см затвор опрокинулся. Положение точки вращения неизвестно и требуется его определить.

Если горизонт воды поднимается на 90 см, то давление, испытываемое затвором, изобразится трапецией. Из предыдущих рассуждений по вопросу 1 данной задачи видно: что предельный случай для вращения затвора наступает при прохождении равнодействующей давления воды через точку вращения затвора, т. е. тогда, когда момент этой равнодействующей относительно точки вращения равен нулю. Так как при заданном положении воды и постоянных размерах затвора величина, точка приложения и направление равнодействующей нам даны, то мы должны точку вращения расположить в месте пересечения равнодействующей с плоскостью затвора. Другими словами, точка вращения затвора должна быть расположена от верхней кромки на том же расстоянии, на каком лежит центр тяжести трапеции давления. Цифровой расчет, вытекающий из этих рассуждений, сам по себе очень прост:

$$h = \frac{2,50}{\cos 30^\circ} = 2,888 \text{ м},$$

$$x = h_b = \frac{h}{3} \cdot \frac{2a + b}{a + b} = \frac{2,888}{3} \cdot \frac{2 \cdot 3,40 + 0,90}{3,40 + 0,90} = 1,724 \text{ м.}$$

Для проверки:

$$h_a = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b} = 0,963 \cdot \frac{5,2}{4,30} = 1,164 \text{ м.}$$

$$h_a + h_b = h = 1,164 + 1,724 = 2,888 \text{ м.}$$

При расчете затвора, кроме того для оценки величины трения в шарнире и т. д. необходимо определить величину давления W . Последняя определится из равенства

$$W = \text{площади трапеции давления} \cdot \gamma \cdot b_1,$$

где

γ — уд. вес воды,

b — ширина затвора.

При $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$ и $b_1 = 2 \text{ м}$ получим

$$W = \frac{3,40 + 0,90}{2} \cdot 2,888 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 12,4 \text{ т.}$$

Гидростатическое давление на кривую поверхность.

Задача 5. Определение давления подъемной силы для вращающегося и сегментного затворов. Захватное сооружение высоконапорной гидросиловой установки для закрытия напорной штольни снабжено вращающимся и затем сегментным затворами.¹

Вращающийся затвор имеет длину 2,4 м при ширине 2,4 м. Для уменьшения подъемной силы затвор разделен на две части шириной по 1,2 м. Каждая часть затвора имеет вес 1,2 т. Расстояние равнодействующей силы тяжести от центра вращения затвора составляет $g = 0,96 \text{ м}$. Расстояние тяговой штанги (измеренное перпендикулярно к затвору) от центра его вращения равно $Z = 3,00 \text{ м}$ (фиг. 14а). Служащий вторым затвором сегментный щит закрывает то же самое отверстие. Центральный угол сегмента равен $\varphi_b = \varphi_a = 41^\circ 20' - 2^\circ 50' = 38^\circ 30'$, радиус 4,5 м (ср. фиг. 14б).

Горизонт воды лежит на 24,21 м выше верхнего ребра вращающегося затвора на 24,24 м выше верхнего ребра сегментного щита, на 26,55 м выше нижнего ребра вращающегося затвора и 27 м выше нижнего ребра сегментного щита.

Требуется определить: давление воды и величину подъемной силы.

Решение 1. Вращающийся затвор. По предыдущему, величина давления воды W определится по уравнению

$$W = \gamma \cdot F \cdot h,$$

где

W — давление воды на половину затвора шириной 1,2 м,

γ — уд. вес воды,

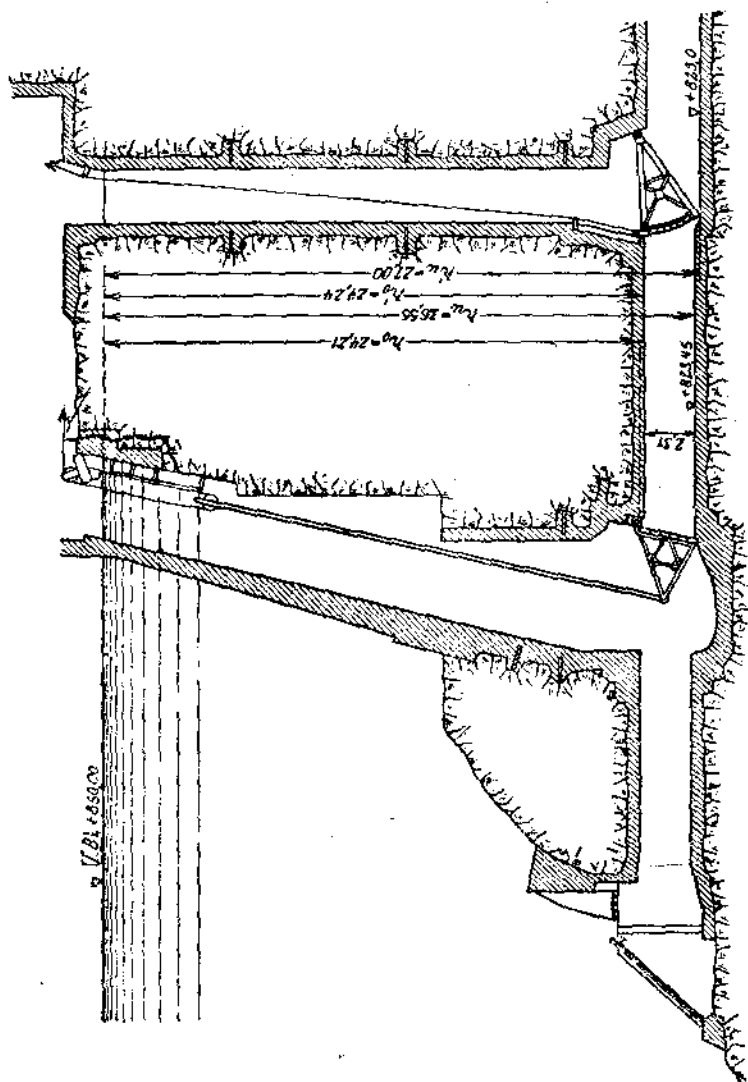
¹ Настоящая задача является расчетом затворов захватного сооружения гидростанции Lontschwerk. Н. А.

F — площадь половины затвора,
 h — расстояние центра затвора от напорного горизонта:

$$h = \frac{h_o + h_a}{2} = \frac{24,21 + 26,55}{2} = 25,38 \text{ м},$$

а потому

$$W = 1,0 (1,2 \cdot 2,40) \cdot 25,38 = 73,0 \text{ т}.$$



Фиг. 14.

Вследствие этого на каждую половину затвора приходится гидростатическое давление величиной $W = 73,0 \text{ т}$.

Направление этого движения нормально к затвору.

Точка приложения W лежит в центре тяжести трапеции давления воды. Последнее может быть определено графически или, как было

е приведено в задаче 4, аналитическим решением. Принимаем последний способ. Тогда получим

$$d = \frac{2,40}{3} \cdot \frac{2 \cdot 26,55 + 24,21}{26,55 + 24,21} = 1,22 \text{ м.}$$

Для проверки:

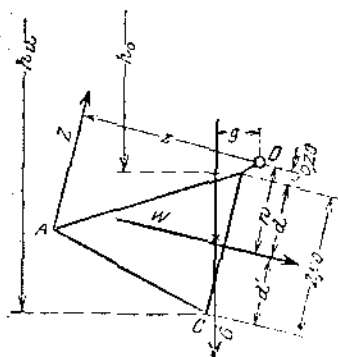
$$d' = \frac{2,40}{3} \cdot \frac{2 \cdot 24,21 + 26,55}{24,21 + 26,55} = 1,18 \text{ м;}$$

$$d + d' = 1,22 + 1,18 = 2,40 \text{ м.}$$

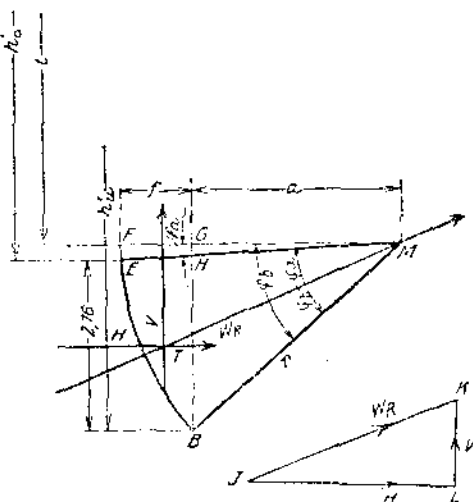
Следовательно, расстояние равнодействующей давления воды от центра вращения D равно:

$$w = d + 0,20 = 1,22 + 0,20 = 1,42 \text{ м.}$$

Подъемное устройство для каждой половины затвора состоит из двух нижних и двух верхних опорных стоек, сходящихся в точке A .



Фиг. 14а.



Фиг. 14б.

От A идет тяговая штанга кверху. Дальнейший ход расчета был бы таков: после того, как W точно определено, представляется возможным найти размер CD затвора и затем вес последнего. В зависимости от размеров находится сила тяжести G , расстояние g затвора от его центра вращения D . Затем, учитывая конструктивные соображения, устанавливается положение точки A , т. е. расстояние z . Предварительными соображениями этот размер был задан равным $z = 3,00 \text{ м}$.

При поднятии вверх затвора на него действуют теперь три силы: усилие в тяговой штанге — Z , давление воды W и вес G . Так как затвор находится в равновесии, то должно иметь место следующее равенство моментов действующих сил относительно точки D , как центра моментов:

$$Z \cdot z = W \cdot w + G \cdot g,$$

откуда

$$Z = \frac{W \cdot w + G \cdot g}{z}$$

Подставляя соответствующие значения, получим:

$$Z = \frac{73,0 \cdot 1,42 + 1,2 \cdot 0,69}{3,00} = \frac{103,7 + 0,83}{3,00} = 34,8 \text{ m.}$$

Отсюда видим, что в данном случае собственный вес оказывает незначительное влияние на величину тягового усилия.

Так как (фиг. 14) затвор снабжен простым полиспастом, усилие тягового каната подъемной лебедки на половину затвора будет равно:

$$Z' = \frac{Z}{z} = \frac{34,8}{2} = 17,4 \text{ m.}$$

2. Сегментный затвор. Здесь сначала необходимо определить давление воды на кривую стенку BE (рис. 14b). Для этого находятся ее горизонтальная и вертикальная составляющие. Величина горизонтальной составляющей давления на кривую стенку при этом равна:

$$H = \gamma \cdot F \cdot y,$$

где F — проекция кривой поверхности на вертикальное направление H и y — расстояние центра тяжести S этой проекции F от поверхности уровня.

В нашем случае, при $\gamma = 1 \text{ m/m}^3$, величина H на 1 пог. м цилиндрической поверхности выразится объемом трапеции водяного да-

вления.

Точка приложения силы H лежит в центре тяжести S' этой трапеции.

Величина вертикальной составляющей давления воды на кривую поверхность будет

$$V = \gamma \cdot \text{объем } ABCD.$$

В нашем случае вода не наполняет этого объема, поэтому V направлено вертикально вверх. Центр давления совпадает с центром тяжести $ABCD$. В случаях, где определение положения центра тяжести численно или графически затруднительно, его определяют путем пробы на фигуре $ABCD$, вырезанной из картона. В результате сложения векторов H и V , получим силовой треугольник, откуда найдем величину и направление искомой равнодействующей давления воды на изогнутую поверхность CD .

Положение равнодействующей определяется точкой пересечения T составляющих H и V (фиг. 15).

Перейдем теперь к определению давления.

Горизонтальная составляющая

$$H = \gamma \cdot F \cdot y,$$

где

$$\gamma = 1,0 \text{ м/м}^3,$$

$$F = 2,76 \cdot 2,40 = 6,62 \text{ м}^2,$$

$$y = \frac{27,00 + 24,24}{2} = 25,62 \text{ м (фиг. 14)}.$$

Отсюда

$$H = 1,0 \cdot 6,62 \cdot 25,62 = 170 \text{ м}.$$

Расстояние центра тяжести трапеции давления от горизонта воды (фиг. 15):

$$c = h_0' + \frac{h_u' - h_0'}{3} \cdot \frac{2h_u' + h_0'}{h_u' + h_0'};$$

$$c = 24,24 + \frac{2,76}{3} \cdot \frac{2 \cdot 27,00 + 24,24}{27,00 + 24,24} = 24,24 + 1,40 = 25,64 \text{ м}.$$

Следовательно, теперь горизонтальная составляющая H точно определена по величине, направлению и точке приложения.

Величина вертикальной составляющей изобразится трапецией и частью круга. Принимая во внимание обозначения на фиг. 14б и 15, получим:

$$\overline{FE} = h_0' - t = r \sin \varphi_a = 4,50 \sin 2^\circ 50' = 0,22 \text{ м},$$

откуда

$$t = 24,24 - 0,22 = 24,02 \text{ м};$$

$$\overline{FM} = f + a = z \cos \varphi_a = 4,5 \cos 2^\circ 50' = 4,49 \text{ м};$$

$$\overline{GB} = r \sin \varphi_b = 4,50 \sin 41^\circ 20' = 2,98 \text{ м};$$

$$\overline{GM} = a = \sqrt{r^2 - GB^2} = \sqrt{4,50^2 - 2,98^2} = 3,37 \text{ м}.$$

Следовательно

$$\overline{FG} - f = \overline{FM} - a = 4,49 - 3,37 = 1,12 \text{ м},$$

$$\overline{GH} = \overline{FE} \cdot \frac{a}{a + f} = 0,22 \cdot \frac{3,37}{3,37 + 1,12} = 0,17 \text{ м}.$$

Откуда трапеция

$$F = \left(t + \frac{\overline{FE} + \overline{GH}}{2} \right) \cdot f = \left(24,02 + \frac{0,22 + 0,17}{2} \right) \cdot 1,12 = 27,2 \text{ м}^2.$$

Часть площади $ENB = F_2 = \text{сектор } EBM - \triangle HBM$:

$$F_2 = -\frac{r^2 \pi (\varphi_a - \varphi_b)}{360^\circ} - \frac{1}{2} a(\overline{BG} - \overline{HG}) =$$

$$= \frac{4,50^2 \cdot 3,14 \cdot 38^\circ 30'}{360} - \frac{3,37}{2} (2,38 - 0,17).$$

$$F_2 = 6,8 - 4,73 = 2,07 \text{ м}^2,$$

$$V = \gamma (F_1 + F_2) b.$$

Если b — ширина щита, измеренная нормально к плоскости чертежа, то

$$V = 1,0 \cdot (27,2 + 2,07) \cdot 2,40 = 70,3 \text{ т}.$$

Теперь нужно было бы определить центр тяжести диаграммы нагрузки V . В нашем примере однако это излишне, потому что из предыдущего известно, что W_R должно проходить через точку M . Это обусловлено тем, что равнодействующая давления воды на каждый элемент площади цилиндрической поверхности щита направлена всегда нормально к соответствующему элементу площади, совпадая следовательно с направлением соответствующего радиуса, а значит проходит через точку M . Поэтому и равнодействующая давления воды W_R должна проходить через точку M .

Величина W_R найдется из

$$W_R = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{170^2 + 70,3^2} = 184,0 \text{ т}.$$

Направление W_R определится из треугольника сил JKL (фиг. 14) и кроме того из положения центра вращения M сегментного щита. Тогда V пройдет через точку пересечения W_R и H . Так как W_R проходит через точку M , момент этой силы относительно точки M равен 0. Поэтому и момент силы тяги относительно той же точки M должен равняться нулю. Так как плечо этого усилия не равно нулю, то должно быть равно нулю усилие подъемного каната. Другими словами, при поднятии щита нужно преодолеть лишь вес щита и трение в шарнире M . На величину подъемного усилия давление воды W имеет только косвенное действие, так как влияет на величину трения в шарнире.

Всплывание и устойчивость при плавании.

Задача 6. Расчет кессона на всплывание и опрокидывание. Бычок вновь сооружаемого на реке моста должен быть заложен посредством кессона.

Запроектированный железобетонный кессон и его основные размеры даны на фиг. 16.

При транспортировании кессона на место работ его средний вес был принят в 4,38 т на 1 м² площади основания. Требуется определить, будет ли кессон плавать и есть ли опасность его опрокиды-

ания, например при ударе волн? Какова должна быть предельная ширина кессона, гарантирующая его от опрокидывания?

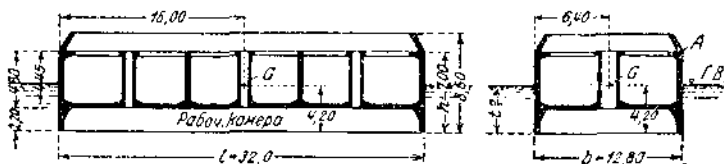
(Для упрощения может быть принято, что в рабочей камере кессона имеет место давление, равное весу столба воды, высотой, равной глубине погружения кессона.)

Приведем расчет в двух предложениях:

а) для $b = 12,8$ м,

б) для $b = 8$ м.

Решение. Если кессон должен быть плавающим, то в предельном случае, т. е. при погружении до борта, взвешивающая сила или вес

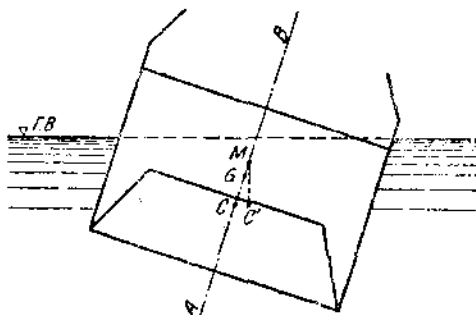


Фиг. 16.

воды в объеме погруженной части кессона, должен быть как раз равен весу кессона. Если вытесняющая сила воды больше веса, то кессон поднимается до тех пор, пока не наступит равенство этой силы и веса кессона.

В нашем случае вес кессона равен $4,38$ т на 1 м². Для состояния равновесия плавающего тела взвешивающая сила должна быть равна или больше веса тела, т. е. в данном случае равна или больше $4,38$ м. Это возможно в случае погружения кессона на глубину $t = 4,38$ м при уд. весе воды $\gamma = 1$ т/м³.

Так как глубина погружения меньше, чем высота кессона, последний будет плавать. Опасность опрокидывания исключена, если расстояние метацентра от точки приложения взвешивающей силы более или равно расстоянию группы центров тяжести от точки приложения взвешивающей силы. На рис. 17 обозначены:



Фиг. 17.

G — центр тяжести кессона,

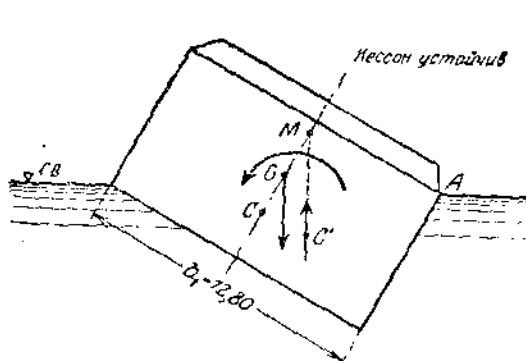
C — центр тяжести вытесненного объема воды в спокойном состоянии, т. е. при вертикальном положении оси, проходящей через центр тяжести (следовательно C — для данного положения есть точка приложения взвешивающей силы).

C' — центр тяжести вытесненного объема воды при наклонном положении кессона, а следовательно и точка приложения подъемной силы для этого положения.

M — метацентр, получаем как точку пересечения вертикали, проведенной через точку C' , с осью AB .

Расстояние метacentра от точки приложения взвешивающей силы дается, как известно, отношением:

$$\overline{MC} = \frac{\Theta_x}{V} = \frac{\text{момент инерции площади горизонтального сечения относительно продольной оси}}{\text{объем вытесненной воды}},$$



Фиг. 18.

$$\overline{MC} = \frac{l \cdot b^3}{12 \cdot b \cdot l \cdot t}$$

Взяв значения величин b , l и t из фиг. 16, очевидно,

$$\overline{MC} = \frac{b^2}{12t},$$

для $b = 12,8$ м и $t = 4,38$ м будет

$$\overline{MC} = \frac{12,80^2}{12 \cdot 4,38} = 3,10 \text{ м.}$$

Расстояние G от точки приложения взвешивающей силы C :

$$\overline{GC} = 4,20 - \frac{4,38}{2} = 2,01 \text{ м.}$$

Так как $\overline{MC}$ больше, чем $\overline{GC}$, то опасность опрокидывания исключается. Предельный случай опрокидывания имел бы место, если бы $\overline{MC} = \overline{GC}$.

$$\overline{MC} = \overline{GC} = 2,01 = \frac{\Theta_x}{V} = \frac{b^2}{12 \cdot t} = \frac{b^2}{52,5},$$

откуда

$$b^2 = 2,01 \cdot 52,5$$

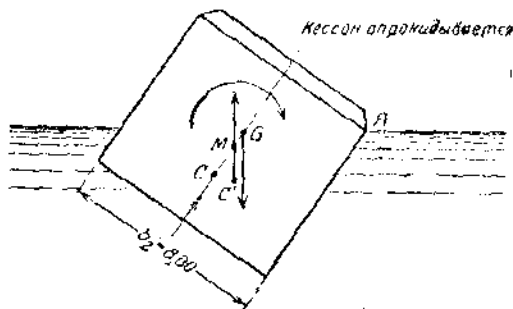
и

$$b = 10,3 \text{ м.}$$

Поэтому для $b \leq 10,3$ м устойчивость против опрокидывания недостаточна.

На фиг. 18 и 19 изображены распределения сил при ширине кессона $b_1 = 12,80$ м и $b_2 = 8,00$ м.

На фиг. 18 нанесен момент устойчивости, который восстанавливает кессон в первоначальное горизонтальное положение в то время, как на фиг. 19 указан момент, под действием которого кессон опрокидывается.



Фиг. 19.

Определение понятия о средней скорости живого сечения.

Задача 7. Обработка результатов гидрометрических измерений. Для определенного речного профиля требуется определить среднюю скорость v и расход воды в 1 сек. Q , если установленная вблизи рейка показывает горизонт воды в 60 см. Данными для этого служат имеющийся в распоряжении поперечный профиль реки, вычерченный в масштабе, и график результатов промеров вертушкой в 16 точках. (Таким образом из приведенных на фиг. 20а и 20б данных следует принять за известные профиль реки кривые распределения скорости на вертикали и без соответствующих средних скоростей v_m .)

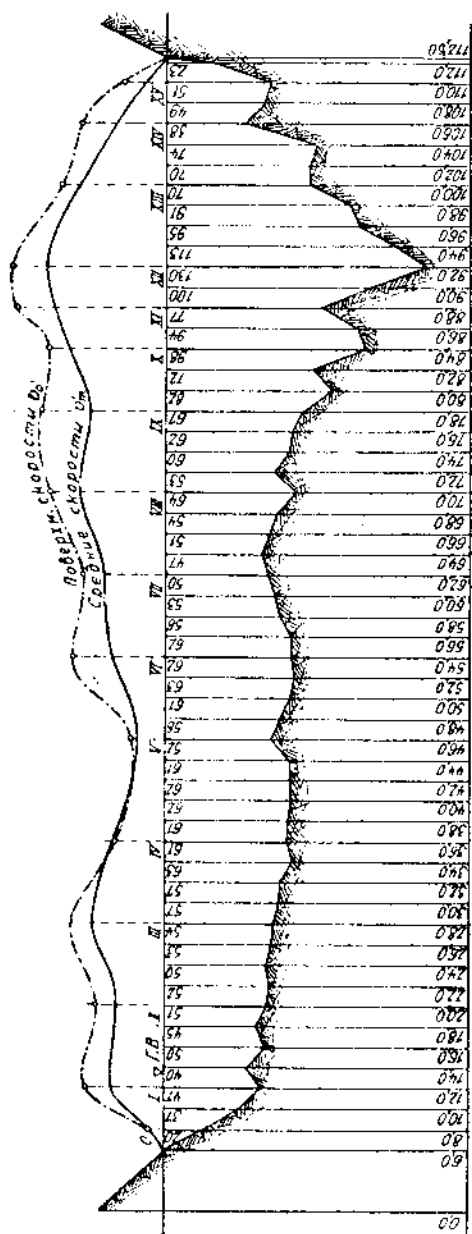
Решение. Прежде всего приведем краткое описание процесса определения расхода при помощи вертушки и последующей обработки гидрометрического материала.

В первую очередь с помощью каната и измерительного шеста был снят упомянутый профиль при высоте горизонта воды по рейке 60 см (см. поперечный профиль из черт. 20а без нанесенных кривых скоростей). По полученному таким образом профилю поперечного сечения реки были установлены вертикали 0, I, II и т. д. до XV, на которых должны были производиться измерения скоростей при помощи вертушки. По эпюрам скоростей, показанным на фиг. 20б, видно количество взятых на вертикали измерений и глубина погружения последних под уровнем воды. По уравнению вертушки, показывающей отношение между числом оборотов вертушки в 1 сек. и скоростью воды v' (или по кривой зависимости между числом оборотов и скоростью воды), получим величины скоростей v' . Если теперь начертить полученные величины v' на каждой вертикали 0 до XV на подлежащей глубине нормально к вертикали и соединить посредством кривой нанесенные таким образом точки, то получатся эпюры скоростей для взятых вертикалей. Так получились заданные в настоящей задаче эпюры скоростей (фиг. 20а).

Сразу обнаруживается большая неравномерность в отношении величин скоростей в разных местах рассматриваемого поперечного профиля воды. Скорости изменяются не только в зависимости от глубины, но и от расстояния рассматриваемой вертикали от берегов. Хотя на этот предмет и не существует какого-либо закона, могущего быть раз навсегда математически обоснованным, то все же определенно сказывается влияние трения дна и откосов берегов на величины скоростей в живом сечении. Скорости уменьшаются книзу и по направлению к берегам. Кроме того наименьшая поверх-

ностная скорость наблюдается в самом мелком месте, а наибольшая — в самом глубоком.

Вышеизложенные факты весьма наглядно выражены на фиг. 21,



Фиг. 20а.

показывающей линии одинаковых скоростей (изотакх) для подлежащего рассмотрению поперечного профиля. Необходимо запомнить эту картину течения и иметь в виду ее не-правильности, когда в последующих задачах будет приниматься непосредственно средняя скорость профиля v и при этом будут учитываться потери на трение и на образование вихрей в потоке.

Таким образом в нашей задаче мы имеем эпюры распределения скоростей для ряда рассматриваемых вертикалей. На практике не принимаются в расчет эти многочисленные различные величины v' . Наоборот, они объединяются в среднюю скорость v , причем за основу принимается предположение, что весь объем воды, ограниченный профилем, продвигается через профиль с этой средней скоростью v .

Для определения этой предполагаемой скорости v следует поступить следующим образом. Сначала вычисляют средние скорости v_m на каждой вертикали живого сечения. Для этой цели мы путем планиметрирования определяем площадь эпюры распределения скоростей на вертикали F' (фиг. 20b),

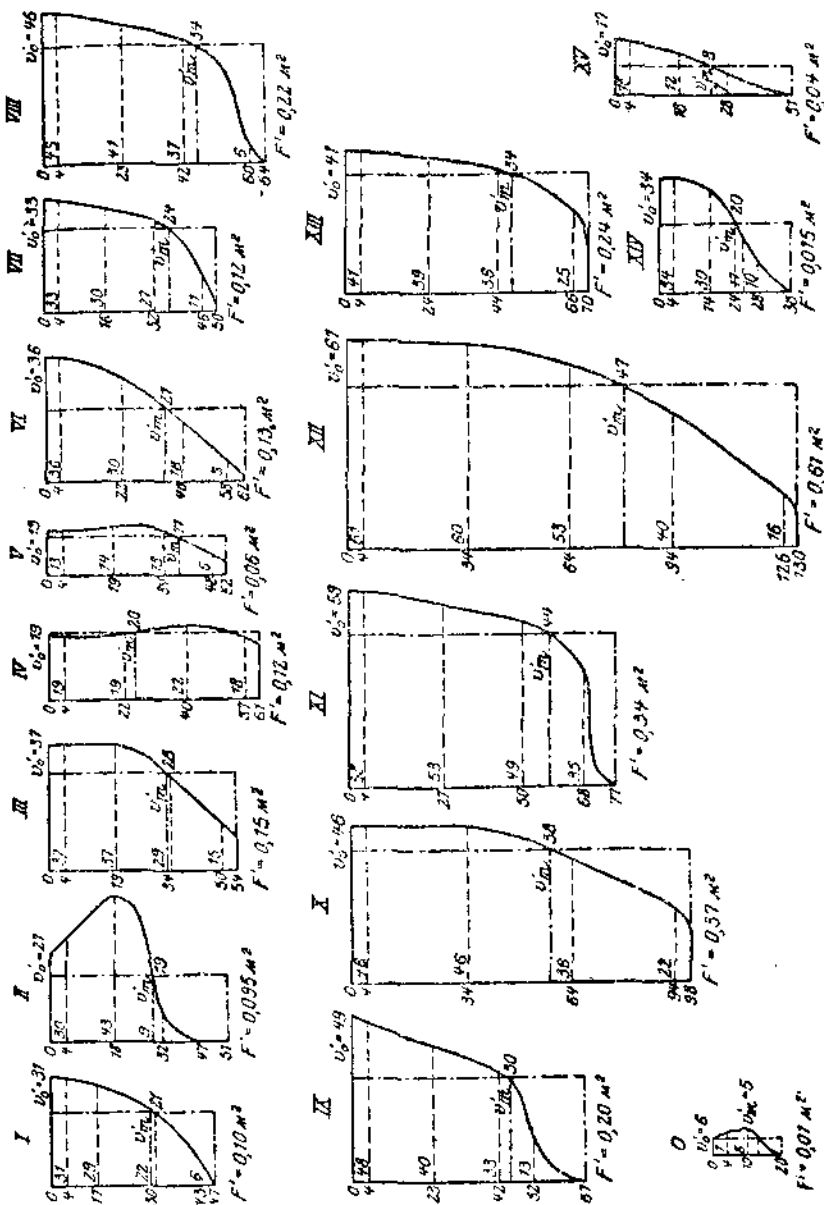
затем делим полученную площадь на соответствующую глубину вертикали. Частное показывает искомое v_m . (Другими словами мы превращаем площадь F' в прямоугольники с равными площадями, при-

1.
и.
о-
о-
а-
е-
о-
о-
т-
т-
ль-
у-
и-
а-

а-
м-
о-
т-
на-
ся-
с-
и-
ни-
ю-
с-
о-
м-
о-
е-
д-

й-
у-
е-
а-
у-
я-
м-
е-
ы-
ы-
т-
г-

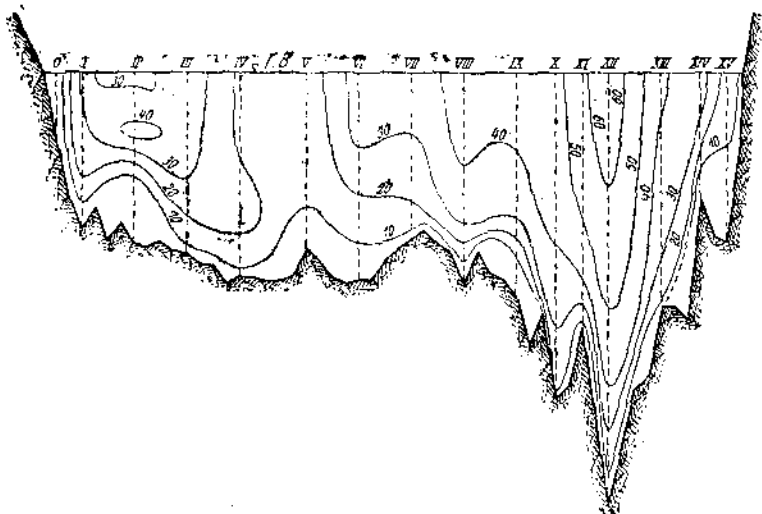
ом высота прямоугольников равна глубине на вертикали, а ши-
нна равна искомой средней скорости на вертикали v_m . Таким об-
разом в нашей задаче мы имеем 16 величин средних скоростей-
 v_m . Нанесение их над профилем на фиг. 20а дает кривую средних
скоростей v_m . Получить на основании этих 16 величин v_m среднюю



Фиг. 20б.

скорость профиля можно различными путями. Применяем следующий способ.

Представляем себе все живое сечение разбитым на столько отдельных секций, сколько имеется измерительных вертикалей (или величин v_m'). В таком случае каждая измерительная вертикаль (каждая величина v_m') имеет свою секцию. Верхнюю и нижнюю границу такой секции образуют горизонт воды и дно. Границами обеих сторон этой секции являются вертикали, расположенные на середине расстояния между рассматриваемой вертикалью и двумя соседними. Так например секция, соответствующая вертикали VIII, ограничивается по бокам вертикалями, делящими пополам расстояние VII—VIII



Фиг. 21.

и VIII—IX. Таким образом получается площадь секции $f'VIII$. Этой секции $f'VIII$ соответствует средняя скорость $VIII v_m'$. Представим себе, что через секцию VIII со скоростью $VIII v_m'$ движется водяная призма, равная по своему размеру, положению и форме измерениям секции VIII. Это означает, что через секцию VIII проходит расход воды, равный $f'VIII \cdot VIII v_m' = q'VIII$ м/сек. Это же рассуждение применяется и ко всем другим секциям, и таким образом для

Сечения профиля	0	I	II	III	IV	V	VI	VII
t_m'	0,19	0,44	0,50	0,54	0,61	0,59	0,61	0,55
b'	4,00	6,00	8,00	8,00	9,00	9,00	8,00	8,00
f'	0,76	2,60	3,97	4,35	5,48	5,30	4,85	4,44
v_m	0,05	0,21	0,19	0,28	0,20	0,11	0,21	0,24
q'	0,038	0,546	0,753	1,220	1,096	0,581	1,020	1,064

Каждой из них находится соответствующая величина q' . Суммирование всех величин q' дает общий расход воды в 1 сек., проходящий через все живое сечение. Частное от деления расхода воды в 1 сек. $\Sigma q' = Q$ на полную площадь живого сечения $\Sigma f' = F$ дает среднюю скорость профиля v . Следовательно

$$v = \frac{\Sigma q'}{\Sigma f'} = \frac{Q}{F} \text{ м/сек.}$$

В таблице I приведен весь расчет.

Следовательно в рассматриваемом речном профиле имеется средняя скорость течения

$$v = \frac{\Sigma q'}{\Sigma f'} = \frac{Q}{F} = \frac{18,304}{65,74} = 0,28 \text{ м/сек.}$$

при пропускной способности в $18,304 \text{ м}^3/\text{сек.}$

1. УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ.

1. РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ.

а) ОТКРЫТЫЕ КАНАЛЫ И БЕЗНАПОРНЫЕ ШТОЛЬНИ.

Зависимость величины средней скорости от расхода и от размеров живого сечения.

Задача 8. Определение v и Q для различных глубин сводчатого профиля по Базену (Bazin) и по Гангюлье-Куттеру (Canguillet-Kutter) расчет круглого профиля на те же условия, но по сокращенной формуле Куттера. 1. Для водовода сводчатого сечения ($r = 1,30 \text{ м}$), указанного на фиг. 22, требуется рассчитать и вычертить кривые скоростей и секундного расхода Q для горизонта воды, изменяющегося между дном и замком свода, при условии существования в водоводе равномерного движения воды. Уклон водовода $J = 1:500$.

Расчет следует произвести:

а) по новой формуле Базена ($\gamma = 0,20$),

б) по формуле Гангюлье-Куттера ($n = 0,04$)

(коэффициенты шероховатости γ и n соответствуют неоштукатуренному, но гладкому бетону).

Таблица 2.

	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	$\Sigma f'$ и $\Sigma q'$
5	0,56	0,69	0,86	0,90	1,10	0,80	0,57	0,37	
0	8,00	7,00	5,00	4,00	6,00	7,00	5,00	4,50	
4	4,52	4,85	4,30	3,62	6,58	5,61	2,87	1,64	65,74
4	0,34	0,30	0,38	0,44	0,47	0,34	0,20	0,08	
54	1,536	1,455	1,628	1,600	3,100	1,960	0,575	0,132	18,304

2. Требуется определить радиус водовода круглого сечения, который при том же уклоне $J=1:500$ пропускал бы при работе полным сечением расход воды Q , как и водовод вышеуказанного сводчатого сечения, заполненный по всему профилю. При этом решении для обоих сечений коэффициент c для скоростной формулы Шези следует определять по так называемой сокращенной формуле Куттера:

$$c = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}},$$

принимая $m=0,35$.

Решение. К вопросу 1. При упоминании в этой и в последующих задачах выражения „скорость“ под этим термином следует понимать среднюю скорость

рассчитываемого сечения. Подобная средняя скорость найдена в задаче 7 для естественного речного профиля. Таким образом мы уже знаем, что под понятием „средняя скорость“ понимается не действительное, а условное значение скорости.

Эта величина скорости зависит:

1. от уклона,
2. от размера и формы русла,
3. от шероховатости русла.

Для искусственных лотков с однообразным по всей длине лот-

ка сечением (в отличие от естественных нерегулированных русел рек) эта связь выражена следующей формулой:

$$v = c \sqrt{R \cdot J}.$$

В этой формуле буквенные обозначения выражают следующее:

J — поверхностный уклон воды, R — гидравлический радиус, который определяется из отношения $R = \frac{F}{p}$, причем F — площадь сечения воды в m^2 , p — смоченный периметр в метрах; c — скоростной коэффициент для вышеуказанной формулы, определяющей скорость.

Величины R , а также F и p являются зависящими от формы и размеров сечения величинами, отчего также зависит и уклон J , ввиду того что в нашем случае идет речь о равномерном движении, при котором уклон поверхности воды равен уклону дна.

Величина c (скоростной коэффициент) зависит, во-первых, от шероховатости русла, т. е. от свойств дна и откосов, во-вторых, величина c является функцией гидравлического радиуса, т. е. функцией величины площади живого сечения и формы лотка

$$\left(R = \frac{F}{p} \right).$$

Базен дает для этой функциональной зависимости следующую эмпирическую формулу:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

где γ — коэффициент шероховатости.

Многочисленными опытами и измерениями величина последнего определена для различных материалов русел. Для более удобного определения величины c составлены таблицы (приложение табл. I).

Гангюлье-Куттер пошли в этом направлении еще дальше, поставив величины c еще в зависимость от уклона лотка J .

Эмпирическим путем они дошли до следующей формулы:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

J и R имеют в этой формуле то же значение, как и раньше: значение коэффициента шероховатости n , для которого также сделана классификация соответственно различным материалам русла, см. приложение, табл. 3. Соответственно различной конструкции формул, определяющих скоростный коэффициент c , величины γ и n должны быть в упомянутых формулах так же конечно различны.

Здесь же приводим упомянутую в вопросе 2 „сокращенную формулу Куттера“, служащую для определения коэффициента c . Она имеет следующий вид:

$$c = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Величина m в этой формуле является коэффициентом шероховатости, т. е. имеет аналогичное значение с γ и n .

Из этого видно, что последняя формула для скоростного коэффициента сконструирована точно так же, как и формула Базена. При соответствующей переформировке формулы Базена получим

$$\left(c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \right).$$

Повышение коэффициента 87 в числителе до 100 в формуле Куттера конечно также обуславливает значение величины m , которое при одном и том же русле отличается от значения γ , а именно оно больше последнего.

В данной задаче вопрос ставится в первую очередь относительно распределения скоростей при различных глубинах заполнения. Ввиду того, что форма сечения, заданная величиной $r = 1,30$ м, известна, кроме того, заданы еще также величины J и γ , то возможно определить для любой глубины соответствующую площадь живого сечения F и соответствующий смоченный периметр p .

Вместе с величинами F и r определяется и значение гидравлического радиуса R . По данным значениям γ и R (по Базену) или же по величинам n , R и J (по Гангюлье-Куттеру) определяется соответствующее c и наконец искомая скорость по формуле

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot J} \text{ м/сек.}$$

Так как этот расчет может быть повторен для любой глубины, то каждой глубине соответствует совершенно определенная скорость.

Расход воды Q является, как мы уже видели в предыдущей задаче, функцией поперечного сечения F и скорости воды v , выраженной отношением:

$$Q = F \cdot v \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Так как каждой степени заполнения, т. е. каждой глубине, соответствует определенное поперечное сечение F и известная средняя скорость сечения v , то для каждой глубины наполнения получается совершенно определенный расход воды Q , который легко может быть вычитан посредством вышеупомянутой формулы $Q = F \cdot v \text{ м}^3/\text{сек.}$

Таким образом в принципе вопрос настоящей задачи разрешен.

Для практического проведения числового примера берем из бесконечно большого количества возможных глубин (от нуля до полного наполнения) следующие отметки горизонта воды:

Сечение пусто; Отметка горизонта ± 0	Отметка горизонта $+0,948$
" " $+0,116$	" " $+1,148$
" " $+0,232$	" " $+1,348$
" " $+0,348$	" " $+1,548$
" " $+0,648$ Сечение наполнено;	" " $+1,648$

Для вычисления F и r наиболее целесообразно исходить из сегментов. Поэтому принимаем

$$F = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi^0 \cdot \pi}{180^\circ} - \sin \varphi \right) = a (b \cdot \varphi^0 - \sin \varphi),$$

$$U = \frac{\varphi^0 \pi}{180^\circ} \cdot z = c \cdot \varphi^0.$$

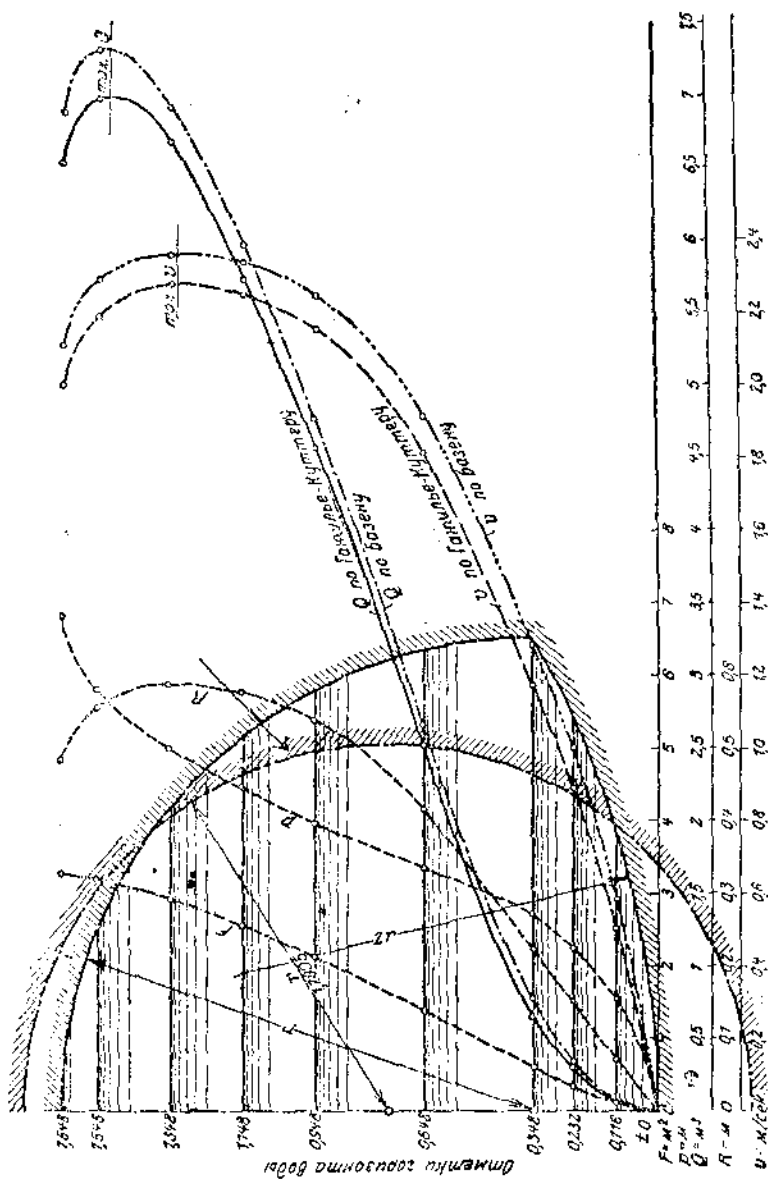
Значения a , b и c являются при этом постоянными величинами для любых площадей сегментов F и дуг окружности U ; выше отметки $+0,348$ будет:

$$a = \frac{1,3^2}{2} = 0,84; \quad b = \frac{\pi}{180^\circ} = 0,0174;$$

$$c = \frac{\pi \cdot 1,3}{180^\circ} = 0,0227.$$

Ниже отметки 0,348 эти цифровые величины будут:

$$a = \frac{2,6^2}{2} = 3,38.$$



Фиг. 24.

$$b = 0,0174,$$

$$c = \frac{\pi \cdot 2,60}{180^\circ} = 0,0454,$$

При наполнении на 0,10 м ниже самой верхней точки (отметка зеркала воды — 1,548)

$$F = 3,262 - 0,07 = 3,192 \text{ м}^2;$$

$$p = 6,79 - 1,03 = 5,76 \text{ м};$$

то же при наполнении на 0,30 м ниже верха (отметка горизонта воды 1,348)

$$F = 3,262 - 0,338 = 2,924 \text{ м}^2;$$

$$p = 6,79 - 1,8 = 4,99 \text{ м};$$

и так далее.

Дальнейшее вычисление v и Q по табл. 3; вычерченные результаты на фиг. 24.

Таблица 3.

Определение F и U .

Между отметками горизонта воды	$\cos \frac{\varphi}{2}$	$\frac{\varphi}{2}$	φ	$\sin \varphi$	F м^2	U м
1,648 и 1,548	$\frac{1,2}{1,3} = 0,923$	22° 47'	45° 34'	0,714	0,07	1,03
1,648 и 1,348	$\frac{1,0}{1,3} = 0,7696$	39° 40'	79° 20'	0,933	0,338	1,80
1,648 и 1,148	$\frac{0,8}{1,3} = 0,6155$	52° 0'	104° 0'	0,970	0,715	2,36
1,648 и 0,948	$\frac{0,6}{1,3} = 0,4615$	62° 30'	125° 0'	0,819	1,142	2,84
1,648 и 0,648	$\frac{0,3}{1,3} = 0,2307$	76° 40'	153° 20'	0,449	1,874	3,44
1,648 и 0,318 (полукруг)	0	90° 0'	180° 0'	0	2,660	4,03
± 0 и 0,116	$\frac{2,484}{2,6} = 0,956$	17° 0'	34° 0'	0,559	0,108	1,54
± 0 и 0,232	$\frac{2,368}{2,6} = 0,9103$	24° 30'	49° 0'	0,775	0,338	2,32
± 0 и 0,348	$\frac{2,252}{2,6} = 0,8680$	29° 46,4'	59° 33'	0,862	0,602	2,71

Из этого следует, что сечение воды при полном заполнении (отметка горизонта воды 1,648) и смоченный периметр при этих же условиях соответственно равны:

$$F = 0,602 + 2,66 = 3,262 \text{ м}^2;$$

$$p = 2,71 + 4,08 = 6,79 \text{ м};$$

К вопросу 2. Спрашивается, какого размера должен быть радиус кругового сечения, равноценного сводчатому, если при том же уклоне и при прежнем коэффициенте шероховатости через оба сечения, совершенно заполненные, должен проходить одинаковый расход воды в 1 сек.

Тогда получится следующее уравнение, удовлетворяющее условию:

$$Q_M = Q_{Kr}$$

причем индекс M относится к сводчатому сечению, а индекс Kr к круговому.

Так как

$$Q_M = v_M \cdot F_M = c_M \cdot \sqrt{R_M} \cdot J \cdot F_M$$

и

$$Q_{Kr} = v_{Kr} \cdot F_{Kr} = c_{Kr} \cdot \sqrt{R_{Kr}} \cdot J \cdot F_{Kr},$$

то при делении на постоянную величину J получается:

$$\frac{Q_M}{J} = c_M \cdot \sqrt{R_M} \cdot F_M$$

и

$$\frac{Q_{Kr}}{J} = c_{Kr} \cdot \sqrt{R_{Kr}} \cdot F_{Kr}.$$

В виду того что

$$\frac{Q_M}{J} = \frac{Q_{Kr}}{J}.$$

получим, что

$$c_M \cdot \sqrt{R_M} \cdot F_M = c_{Kr} \cdot \sqrt{R_{Kr}} \cdot F_{Kr}.$$

Величины, относящиеся к сводчатому сечению и носящие индекс M , известны, так что левая часть уравнения будет:

$$c_M \cdot \sqrt{R_M} \cdot F_M = \frac{100 \cdot 0,694}{0,35 + 0,694} \cdot 0,694 \cdot 3,262 = 66,5 \cdot 0,694 \cdot 3,262 = 150,2.$$

c_{Kr} , R_{Kr} и F_{Kr} могут быть выражены через радиус круга r_{Kr} , и тогда мы будем иметь одно уравнение с одним неизвестным r_{Kr} .

Таким образом получается

$$c_{Kr} \cdot \sqrt{R_{Kr}} \cdot F_{Kr} = \frac{100 \cdot \sqrt{R_M}}{0,35 + \sqrt{R_{Kr}}} \cdot \sqrt{R_{Kr}} \cdot r_{Kr}^2 \cdot \pi,$$

$$150,2 = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{r_M}{2}}}{0,35 + \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}}} \cdot \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}} \cdot \frac{r_{Kr}^2}{2} \cdot \pi,$$

$$\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}}}{0,35 + \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}}} \cdot \sqrt{r_{Kr}} = \frac{150,2}{\pi} \cdot \sqrt{2} = 67,7.$$

Это уравнение наиболее целесообразно решается при помощи подстановок. Из-за последующих соображений не будем переформулировать предыдущее уравнение.

Величина r_{Kr} может быть оценена, исходя из соображений, что:

1. $F_{Kr} < F_M$ (круговое сечение является наивыгоднейшим для про пуска какого-либо расхода), т. е.

$$r_{Kr} < \sqrt{\frac{F_M}{\pi}} = \sqrt{\frac{3,262}{3,14}} = 1,02_m;$$

2. $c_{Kr} > c_M$ (также вследствие того, что круговое сечение является наивыгоднейшим), откуда

$$c_{Kr} = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}}}{0,35 + \sqrt{\frac{r_{Kr}}{2}}} > \frac{100 \cdot \sqrt{R_M}}{0,35 + \sqrt{R_M}} = 66,5 \text{ (см. выше!)}.$$

Заменим для пробы c_{Kr} величиною 67,7, полученной в правой части уравнения, определяющего r_{Kr} . Тогда получим, что

$$67,7 \sqrt{r_{Kr}^5} = 67,7$$

или

$$r_{Kr} = 1,00 \text{ м.}$$

Расчет σ и Q

Отметка горизонта воды	Сечение воды F $м^2$	Смочен- ный периметр p $м$	Гидрав- лический радиус R $м$	$\sqrt{R}$	$\sqrt{J}$	$\sqrt{R \cdot J}$	По Базену	
							$1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}$	$c_b^1)$
1,648	3,262	6,79	0,481	0,694	0,0447	0,0310	1,288	67,6
1,548	3,192	5,76	0,554	0,744	0,0447	0,0332	1,269	68,6
1,348	2,924	4,99	0,587	0,766	0,0447	0,0342	1,261	68,9
1,148	2,547	4,43	0,575	0,758	0,0447	0,0339	1,264	68,8
0,948	2,120	3,95	0,537	0,733	0,0447	0,0328	1,273	68,3
0,648	1,388	3,35	0,414	0,644	0,0447	0,0288	1,311	66,3
0,348	0,602	2,71	0,222	0,471	0,0447	0,0210	1,424	61,0
0,232	0,338	2,22	0,152	0,390	0,0447	0,0174	1,512	57,5
0,116	0,108	1,54	0,070	0,265	0,0447	0,0118	1,755	49,5
± 0	0	0	0	0	0,0448	0	∞	0

Примечания:

1) $c_b = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ для $\gamma = 0,20$;

2) $Q_b = v_b \cdot F \text{ м}^3/\text{сек.};$

3) Числитель $= 23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}$ для $n = 0,014$ и $J = 0,002$

4) $v_b = c_b \cdot \sqrt{R \cdot J} \text{ м/сек.};$

При $r_{Kr} = 1,00$ м — левая сторона уравнения для r_{Kr} будет:

$$\frac{100 \cdot 0,707}{0,35 + 0,707} \cdot 1 = 66,9 < 67,7;$$

при $r_{Kr} = 1,01$ м получается

$$\frac{100 \cdot 0,71}{0,35 + 0,71} \cdot 1,025 = 68,6 > 67,7.$$

Интерполяцией получим:

$$r_{Kr} \cong 1,005 \text{ м,}$$

т. е. при данных условиях нашему сводчатому сечению соответствует круговое сечение радиусом 1,005 м или диаметром 2,01 м. Следовательно в действительности F_{Kr} меньше F_M и $c_{Kr} > c_M$).

Результаты вычисления, представленные на фиг. 24, одновременно указывают те глубины заполнения, при которых v и Q имеют максимальное значение. На фиг. 24 видно во-первых, что эти максимумы наступают не при полном заполнении живого сечения, а при меньшей глубине наполнения, и во-вторых что глубина наполнения для максимального v не совпадает с глубиной наполнения максимального Q . Поэтому если желательно получить для данного сводчатого сечения наибольшую возможную среднюю скорость, то наполнение не должно превышать отметки 1,33 м. Если же для того же сечения желательно получить наибольший возможный расход в секунду, то горизонт воды должен примерно достигнуть отметки 1,55 м.

Таблица 4
(задача 8).

v_b ²⁾ м/сек.	Q_b ³⁾ м ³ /сек.	По Гангюлье-Куттеру				v_g ⁷⁾ м/сек.	Q_g ⁸⁾ м ³ /сек.
		Числитель ⁴⁾	$\frac{n}{\sqrt{R}}$	Знаменатель ⁵⁾	c_g ⁶⁾		
2,10	6,85	95,175	0,0202	1,480	64,4	1,99	6,50
2,28	7,28	95,175	0,0188	1,447	65,8	2,18	6,95
2,35	6,87	95,175	0,0183	1,435	66,4	2,27	6,65
2,33	5,94	95,175	0,0185	1,440	66,1	2,24	5,70
2,24	4,75	95,175	0,0191	1,454	65,5	2,15	4,56
1,91	2,65	95,175	0,0218	1,518	62,8	1,81	2,51
1,23	0,77	95,175	0,0297	1,705	55,8	1,17	0,65
1,00	0,34	95,175	0,0359	1,852	51,3	0,89	0,30
0,58	0,06	95,175	0,0528	2,254	42,2	0,50	0,05
0	0	95,175	∞	∞	0	0	0

$$\text{Знаменатель} = 1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}$$

$$^7) v_g = c_g \cdot \sqrt{R \cdot J} \text{ м/сек.};$$

$$^8) Q_g = v_g \cdot F \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$= \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} = \frac{\text{Числитель}}{\text{Знаменатель}}$$

В подобных условиях находится также каждая безнапорная штольня, независимо от формы ее и поперечного сечения.

Зависимость между расходом Q , с одной стороны, и между формой живого сечения, скоростью и уклоном — с другой наивыгоднейший профиль при трапециодальном сечении.

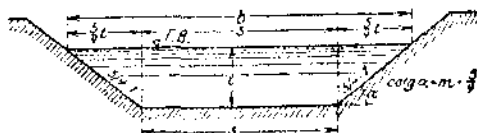
Задача 9. Расчет трапециодальных сечений при различных условиях. Нормальный расход, который должен пропускать подводящий канал гидросиловой установки при наличии в нем равномерного режима, составляет $70 \text{ м}^3/\text{сек}$. Дно и откосы канала должны быть бетонированы. Откосы имеют наклон в $5/4$ ($\text{ctg } \alpha = m = 5/4$). Каковы должны быть размеры трапециодального профиля канала:

1. Если поставлено условие, чтобы глубина воды не превышала $2,00 \text{ м}$, а скорость воды не превышала $2,50 \text{ м/сек}$.? Каков должен быть уклон дна канала?

2. Если требуется наивыгоднейшая форма профиля и максимальная скорость в $2,50 \text{ м/сек}$.? Уклон дна канала?

3. Если требуется наивыгоднейшая форма профиля и наличия в канале уклона, равного $0,10\%$.

Полученные профили должны быть вычерчены в масштабе.



Фиг. 25.

Решение. 1. Как известно, характерным для равномерного движения воды является то обстоятельство, что в любом поперечном профиле русла имелась налицо равная средняя скорость воды v . Это выражается в том, что при абсолютно равных по форме и по величине профилях русла глубина воды в них равна, или, что равносильно вышесказанному — поверхностный уклон соответствует уклону дна.

О таком режиме идет речь и в нашем примере. Поэтому, если мы берем в основу определения размеров скорость течения $v = 2,50 \text{ м/сек}$. при расходе воды $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$. то каждый поперечный профиль нашего русла должен иметь среднюю скорость профиля в $2,50 \text{ м}^3/\text{сек}$. Отсюда следует, что каждое живое сечение F русла должно иметь размер:

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{70 \text{ м}^3/\text{сек}}{2,5 \text{ м/сек}} = 28,0 \text{ м}^2,$$

так как каждое поперечное сечение пропускает $70 \text{ м}^3/\text{сек}$ (непрерывность).

Форма всех профилей нашего канала определяется следующими условиями: трапециодальный профиль $5/4$ -кратные откосы, глубина воды $t = 2,00 \text{ м}$ и кроме того вычисленным выше размером живого

¹ При сопоставлении с понятием об линии энергии (задача 32) состояние равномерного режима может быть объяснено таким образом: характерность этого режима состоит в параллельности между линией уровня воды и линией энергии.

ечения $F = 28,0 \text{ м}^2$. Теперь могут быть составлены нижеследующие уравнения для вычисления неизвестных величин формы поперечного профиля (фиг. 25):

$$b = s + 2 \cdot \frac{5}{4} \cdot t = s + \frac{5}{2} \cdot t = s + \frac{5}{2} \cdot 2,0 = s + 5,0; \quad (1)$$

$$F = \frac{s+b}{2} \cdot t = \frac{s+(s+5,0)}{2} \cdot 2,0 = 28,0. \quad (2)$$

$$\text{Из (2)} \quad 2s = 28,0 - 5,0 = 23,0,$$

$$s = 11,50 \text{ м},$$

$$\text{Из (1)} \quad b = 11,50 + 5,0 = 16,5 \text{ м}.$$

Таким образом найден искомый профиль, соответствующий требуемым условиям.

Теперь еще спрашивается, какой продольный уклон должно иметь дно канала для того, чтобы через все профили, имеющие форму и размер вышеупомянутого, при скорости в $2,50 \text{ м/сек.}$ проходил расход в $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$ В задаче 8 мы уже ознакомились с зависимостью между v и J . Эта зависимость имеет следующий вид:

$$v = c \sqrt{R \cdot J}.$$

В этом уравнении v известно, так как задано по условию задачи. Если вспомнить, что гидравлический радиус $R = \frac{F}{p}$, причем F может быть вычислено, а p определено на основании установленного профиля, то и R может быть рассматриваемо как принципиально известная величина. Остается скоростный коэффициент c . По Базену он равен:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{1}{\sqrt{R}}},$$

R может быть рассматриваемо как известная величина; кроме того для русла запроектирована бетонная облицовка; следовательно по Базену γ должно быть принято равным $0,30$ (приложение, табл. 1). Таким образом коэффициент c может быть рассмотрен как известный. Уравнение

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

Таким образом содержит лишь одну неизвестную величину J , которая может быть легко определена.

$$J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R};$$

$$R = \frac{F}{p},$$

$$p = s + 2 \sqrt{t^2 + (mt)^2} = s + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2}.$$

Для $m = \frac{5}{4}$ получим

$$2 \cdot \sqrt{1+m^2} = 3,20 \text{ (ср. приложение, табл. 4).}$$

Поэтому

$$p = s + 3,20t = 11,50 + 6,40 = 17,90 \text{ м.}$$

Следовательно

$$R = \frac{28,0 \text{ м}^2}{17,90 \text{ м}} = 1,56 \text{ м;}$$

для $R = 1,57$ и $\gamma = 0,30$, согласно приложению, табл. 3, $c = 70,2$.

Если в уравнение для J подставить $v = 2,5 \text{ м/сек.}$,

$$c = 70,2 \text{ и } R = 1,56 \text{ м,}$$

то получим

$$J = \frac{2,5^3}{70,2^2 \cdot 1,56} = 0,00082 = 0,82\%.$$

Итак, если наше русло повсюду имеет ширину дна $s = 11,50 \text{ м}$, ширину по уровню горизонта $b = 16,50 \text{ м}$, далее забетонированные дно и откосы, последние с уклоном $\text{ctg } \alpha = m = \frac{5}{4}$, если русло кроме того будет иметь непрерывный уклон дна в $0,82\%$ ¹, то теоретически мы имеем повсюду глубину воды в $2,0 \text{ м}$, среднюю скорость профиля в $2,5 \text{ м/сек.}$ и расход воды $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$

2. В первую очередь опять поставлены два условия: расход воды должен составлять $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$, скорость воды не должна превышать $2,50 \text{ м/сек.}$ Как и в первом случае, размер живого сечения определится из уравнения непрерывности:

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{70,0 \text{ м}^3/\text{сек.}}{2,50 \text{ м/сек.}} = 28,0 \text{ м}^2.$$

Этим устанавливается величина живого сечения F . Но ввиду того что s , а также b и t неизвестны, представляется бесконечное количество решений для выбора одной из этих величин без изменения при этом F . Из этого бесконечного количества решений выбираем такое, при котором получается профиль наименее подверженный влиянию шероховатости стенок. Это достигается в том случае, если смоченный периметр p , вдоль которого действует трение, будет по возможности мал, без изменения при этом заложения откосов m . Другими словами, мы даем p минимальное значение. Для этой цели необходимо составить уравнение, которое должно включить величину p и одну из переменных s или t .

¹ Теоретически, ввиду того что применение эмпирических формул и выбор коэффициента шероховатости γ дает цифровой результат лишь приблизительно соответствующий тем фактическим условиям, которые будут иметь место после производства.

Принимая во внимание фиг. 26, имеем:

$$F = s \cdot t + 2 \cdot \frac{t \cdot mt}{2} = s \cdot t + mt^2; \quad (1)$$

$$p = s + 2 \sqrt{t^2 + m^2 t^2} = s + 2t \sqrt{1 + m^2}. \quad (2)$$

Из уравнения следует:

$$s = \frac{F}{t} - mt;$$

подставляя полученное значение s в уравнение (2), получим:

$$p = \frac{F}{t} - mt + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2}. \quad (3)$$

В виду того что p должно быть минимальным, дифференцируем уравнение (3) по переменной величине t и приравняем первую производную нулю. Тогда получаем:

$$\frac{dp}{dt} = 0 = -\frac{F}{t^2} - m + 2 \cdot \sqrt{1 + m^2},$$

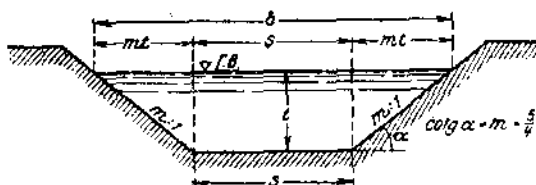
откуда:

$$F = t^2 (2 \cdot \sqrt{1 + m^2} - m).$$

Если заменить $(2 \cdot \sqrt{1 + m^2} - m) = M$, ввиду того, что при данном заложении откосов это выражение представляет постоянную величину, то F будет:

$$F = t^2 \cdot M$$

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}.$$



Фиг. 26.

Если ввести это выражение в уравнение (3), то получится:

$$p = 2t (2 \sqrt{1 + m^2} - m) = 2t M.$$

Далее для наивыгоднейшего профиля ширина канала по дну будет:

$$\begin{aligned} s &= p - 2t \sqrt{1 + m^2} = \\ &= 2t \sqrt{1 + m^2} - 2t m = \\ &= t (2 \sqrt{1 + m^2} - m - m) = \\ &= t (M - m), \end{aligned}$$

а ширина по уровню горизонта b :

$$\begin{aligned} b &= s + 2mt = \\ &= t (M - m) + 2mt = \\ &= t (M + m). \end{aligned}$$

Здесь же определяем гидравлический радиус R для наивыгоднейшего профиля. Он будет:

$$R = \frac{F}{p} = \frac{2tM}{F M} = \frac{F}{2}.$$

Таким образом весьма быстрым и простым способом могут быть найдены размеры для наивыгоднейшего трапециoidalного профиля канала при известном заложении откосов. Это будет применимо к той или иной из последующих задач. Здесь же еще раз резюмируем результаты расчета:

Живое сечение

$$F = F \cdot M.$$

Глубина воды в канале

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}.$$

Смоченный периметр

$$p = 2tM.$$

Ширина по дну

$$s = t(M - m).$$

Ширина по уровню горизонта воды

$$b = t(M + m).$$

Гидравлический радиус

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

Для заданных значений m по таблице 4 приложения определены

¹ Иногда бывает более целесообразно выражать все размеры профиля вместо t через F . Тогда получим

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}.$$

$$p = 2tM = 2 \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} \cdot \sqrt{M} = 2\sqrt{F \cdot M}.$$

$$s = t(M - m) = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} (M - m) = \sqrt{F} \left(\sqrt{M} - \frac{m}{\sqrt{M}} \right),$$

$$b = t(M + m) = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} (M + m) = \sqrt{F} \left(\sqrt{M} + \frac{m}{\sqrt{M}} \right),$$

$$R = \frac{t}{2} = \frac{\sqrt{F}}{2\sqrt{M}}.$$

В табл. 4 приложения даны также величины

$$\left(\sqrt{M} - \frac{m}{\sqrt{M}} \right) \text{ и } \left(\sqrt{M} + \frac{m}{\sqrt{M}} \right)$$

для различных заложений откосов m . Так же, как раньше требовалось только раз установить величину t для того, чтобы затем посредством последнего считать все остальные размеры профилей, так и теперь посредством однократного расчета величины $\sqrt{F}$ могут быть немедленно определены все остальные величины профиля.

величины M и $\sqrt{M}$, затем $M+t$ и $M-t$, а также в случае необходимости и величины $2\sqrt{1+m^2}$.

В нашем примере $m = \frac{5}{4} = 1,25$, поэтому $M = 1,95$ и $\sqrt{M} = 1,396$.

Поэтому при $F = 28,0$ $m-t$ будет равно

$$\frac{\sqrt{28}}{1,396} = 3,79 \text{ м};$$

$$p = 2 \cdot 3,79 \cdot 1,95 = 14,75 \text{ м}, \quad s = 3,79 \cdot (1,95 - 1,25) = 2,65 \text{ м},$$

$$b = 3,79 \cdot (1,95 + 1,25) = 12,10 \text{ м}.$$

Проверка:

$$\frac{s+b}{2} \cdot t = \frac{2,65 + 12,10}{2} \cdot 3,79 = 28,0 \text{ м}^2.$$

Для определения уклона русла J в нашем распоряжении имеется то же уравнение, как и в первом вопросе

$$J = \frac{v^2}{c^2 R};$$

$$v = 2,5 \text{ м/сек.}; \quad R = \frac{t}{2} = \frac{3,79}{2} = 1,90 \text{ м}.$$

При $R = 1,90$ м и $\gamma = 0,30$, согласно табл. 3 приложения, $c = 71,5$. Поэтому

$$J = \frac{2,5^2}{71,5^2 \cdot 1,90} = 0,000644 \sim 0,64 \text{‰}.$$

По сравнению с результатом первой части настоящей задачи при применении наивыгоднейшего профиля без изменения прочих условий требуется уклон лишь в $0,64 \text{‰}$ для пропуска $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при скорости $2,5 \text{ м/сек.}$ против $0,82 \text{‰}$ по первому варианту. Это означает выигрыш в напоре на $0,82 - 0,64 = 0,18$ на каждый километр длины канала, или прибыль мощности приблизительно в $10 \cdot 70 \cdot 0,18 = 126 \text{ л. с.}$ на каждый километр канала при выборе наивыгоднейшего профиля.

3. Каким условиям теперь должен удовлетворять профиль канала? Как и раньше, канал должен пропускать $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$ в бетонированном русле (т. е. $\gamma = 0,30$ по Базену), при откосах в $\frac{5}{4}$ ($m = \frac{5}{4}$).

Кроме того профиль должен быть наивыгоднейшим и иметь продольный уклон, равный $0,10 \text{‰}$. Таким образом вместо скорости v теперь задан уклон J . Итак, мы имеем в уравнении непрерывности

$$Q = v \cdot F,$$

величины v и F как неизвестные. Если заменить величину v выражением $c \cdot \sqrt{R \cdot J}$, то получим

$$Q = c \cdot \sqrt{R \cdot J} \cdot F.$$

Учитывая далее, что для наивыгоднейшего профиля

$$R = \frac{t}{2} \text{ и } F = t^2 M,$$

получим, что уравнение для Q содержит лишь одну неизвестную величину t , или

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{\frac{t}{2}}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot J \cdot t^2 \cdot M.$$

При $Q = 70,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$, $\gamma = 0,30$; $J = 0,10\text{‰} = 0,0001$ и $M = 1,9$ (согласно $m = \frac{5}{4} = 1,25$ по табл. 4 приложения) получится:

$$70,0 = \frac{87}{1 + \frac{0,30}{\sqrt{\frac{t}{2}}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot \sqrt{0,0001} \cdot t^2 \cdot 1,95,$$

или

$$3590 = \frac{87}{1 + \frac{0,30}{\sqrt{\frac{t}{2}}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot t^2 = f(t).$$

Как при вопросе 4 первой задачи настоящего сборника, так и здесь, применяем снова графо-арифметический способ для решения вышеуказанного уравнения.

При $t = 4,5$ м правая часть уравнения будет

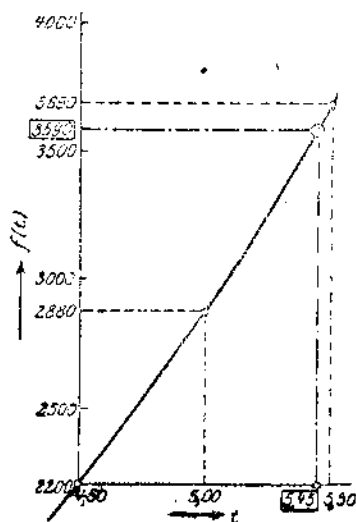
$$f(t) = 2200,$$

при $t = 5,0$ м будет

$$f(t) = 2880,$$

при $t = 5,5$ м будет

$$f(t) = 3690.$$



Фиг. 27.

Если в прямоугольной системе координат нанести соответствующие друг другу величины t и $f(t)$ и соединить полученные точки посредством кривой, то на ней должна находиться и точка, для которой $f(t) = 3590$.

На абсциссе считывают для этой точки величину $t = 5,45$ м (фиг. 27).

Проверка для $t = 5,45$ м:

$$1 + \frac{\frac{87}{0,30}}{\sqrt{\frac{5,45}{2}}} \cdot \sqrt{\frac{5,45}{2}} \cdot 5,45^2 = 3590.$$

Если таким образом установлено t , легко определить и прочие размеры профиля:

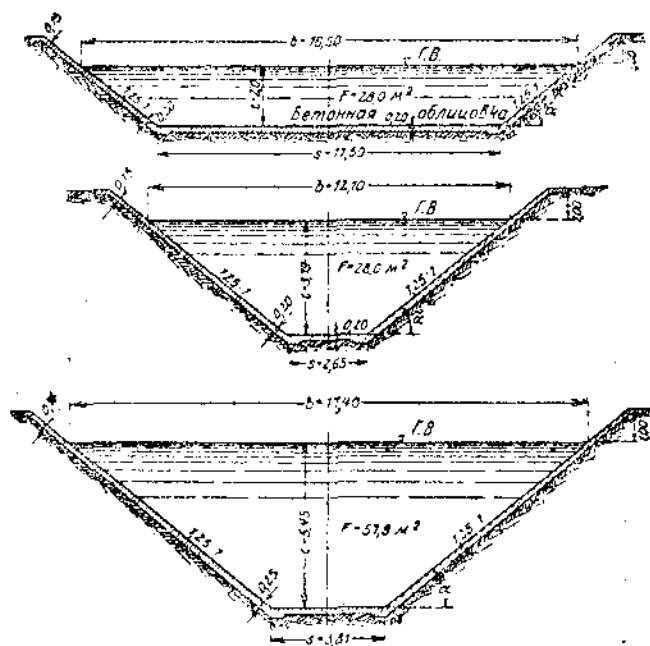
$$s = t(M - m) = 5,45 (1,95 - 1,25) = 3,81 \text{ м},$$

$$b = t(M + m) = 5,45 (1,95 + 1,25) = 17,40 \text{ м},$$

$$F = t \cdot M = 5,45^2 \cdot 1,95 = 57,9 \text{ м}^2.$$

Проверка:

$$F = \frac{s + b}{2} \cdot t = \frac{3,81 + 17,40}{2} \cdot 5,45 = 57,9 \text{ м}^2.$$



Фиг. 28.

При $F = 57,9 \text{ м}^2$ и $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$ из условия непрерывности определится v

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{70,0 \text{ м}^3/\text{сек}}{57,9 \text{ м}^2} = 1,21 \text{ м/сек}.$$

Проверка:

$$v = c \sqrt{R \cdot J} = c \sqrt{\frac{t}{2} \cdot J}.$$

при $R = \frac{t}{2} = \frac{5,45}{2} = 2,72$ м и $\gamma = 0,30$, с будет $= 7,36$, а следовательно $v = 73,6 \cdot 1,65 \cdot 0,01 = 1,21$ м/сек.

При сравнении этого результата с результатом второй части настоящей задачи видно, что экономия в уклоне против уклона канала в 0,64‰, равна 54 см на каждые 1000 м канала. Вследствие этого получается экономия в мощности гидростанции, равная около

$$10 \cdot 70,0 \cdot 0,54 = 3,78 \text{ л. с.}$$

на каждый километр длины канала. Эта экономия получена за счет большего в два раза с лишним живого сечения, т. е. более чем вдвое большей выемки грунта и значительно большей поверхности бетонирования.

Вычерченные в масштабе профиля см. на фиг. 28.

Определение максимального горизонта в подводящем канале гидростанции.¹ Для того чтобы считать гидравлический расчет подводящего канала гидроэлектрической станции законченным, необходимо определить еще максимальный горизонт воды, который образуется при внезапном закрытии турбин.² Знание величины этого горизонта необходимо нам для проектирования отметок берегов канала, которые должны быть расположены выше самого наибольшего уровня. Последний будет иметь место при внезапном закрытии всех турбин и прекращении потребления всего расчетного расхода, равного в нашем примере 70,0 м³/сек. В таком случае перед зданием гидростанции³ образуется волна, которая будет распространена вверх по каналу. Эта волна имеет наибольшую высоту h' у места закрытия, убывая по мере распространения вверх по каналу.

Для непосредственного определения величины максимального горизонта h' удобнее всего воспользоваться следующим уравнением.⁴

$$h' = v \frac{v + \sqrt{16g \cdot h_m}}{4g}$$

где h' — высота волны в метрах,

v — скорость в канале до закрытия в м/сек.,

g — ускорение силы тяжести в м/сек²,

h_m — средняя глубина канала в метрах,

$$h_m = \frac{F}{b},$$

где b — ширина канала в месте уровня воды, а F — живое сечение.

Означенное уравнение хотя и содержит ряд допущений, но тем не менее достаточно хорошо согласуется с результатами более точных вычислений, позволяя при этом определять величину h' без предварительного нахождения скорости распространения положительной волны.

¹ Дополнение Н. А. Ладыгина. *Прим. ред.*

² См. Feiffel, Forsch. Arb. Ing., Heft 205, Berlin VCI — Verlag, 1918; Forchheimer; Wasserschwall und Wassersunk, Leipzig, 1924; Eisner, Wasserkraft jahrbuch, 1925 — 26, стр. 231.

³ В рассматриваемой задаче гидростанция расположена непосредственно на канале.

⁴ F. Bundschu' Angewandte Hydraulik, Berlin, Springer. Verlag, 1923 г., стр. 71.

1. В нашем примере мы имеем для канала с уклоном $0,82\%$,
 $v = 2,5$ м; $F = 28$ м; $b = 15,50$ м,

откуда

$$h_m = \frac{F}{b} = \frac{28,0}{16,5} = 1,7 \text{ м.}$$

Повышение горизонта при внезапном закрытии будет тогда равно

$$h' = v \frac{v + \sqrt{16g \cdot h_m}}{4g} = 2,5 \frac{2,5 + \sqrt{16 \cdot 9,81 \cdot 1,7}}{4 \cdot 9,81} = 1,20 \text{ м.}$$

2. При канале с уклоном $0,64\%$ при ширине живого сечения $= 12,10$ м получим

$$h_m = \frac{F}{b} = \frac{28}{12,10} = 2,32 \text{ м,}$$

откуда

$$h' = 2,5 \frac{2,5 + \sqrt{16 \cdot 9,81 \cdot 2,32}}{4 \cdot 9,81} = 1,40 \text{ м.}$$

Как видно, увеличение глубины канала при той же подходной скорости увеличивает высоту повышения горизонта. Полученные значения h' превышают принятые высоты боковых валов, которые равны m (фиг. 28). Для того чтобы уменьшить высоту поднятия горизонта при внезапной остановке турбин, необходимо перед зданием станции главным образом расширить наш подводящий канал. Таким образом является необходимым сооружение в конце канала аванкамеры. Для того же чтобы предохранить от действия ударной волны часть канала, расположенную дальше здания станции, необходимо устройство в аванкамере сбросного сифона. Последние, вступая в работу при повышении горизонта в аванкамере, образуют, в свою очередь, отрицательную волну, которая постепенно сокращает высоту поднятого горизонта.¹

3. Разберем теперь третий случай нашей задачи, когда уклон равен $0,10\%$; $v = 1,21$ м/сек, $g = 70,0$ м³/сек, $F = 57,9$ м и $b = 174$ м. Тогда будем иметь:

$$h_m = \frac{F}{b} = \frac{57,9}{17,4} = 3,33 \text{ м,}$$

откуда

$$h' = 1,21 \frac{1,21 + \sqrt{16 \cdot 9,81 \cdot 3,33}}{4 \cdot 9,81} = 0,75 \text{ м.}$$

Как видно, уменьшение скорости в канале сильно уменьшает высоту поднятия горизонта при внезапном закрытии.

Задача 10. Расчет трапециoidalных сечений при различных условиях. Для пропуска $0,75$ м³/сек в гравелистом грунте запроектирована осушительная канава. Соответственно материалу дна и стенок допустимые откосы канавы приняты двойные (т.е. $\text{ctg } \alpha = m = 2$). Для того чтобы исключить возможность разрушения потоком дна

¹ Расчет этого случая см. в курсе проф. И. В. Егизарова, „Гидроэлектрические силовые установки“, вторая часть, стр. 223.

и откосов, максимальная скорость в канаве не должна превышать величины 1,0 м/сек. Уклон канавы J должен быть по возможности мал.
Решение. Прежде всего спрашивается, какова будет величина живого сечения канавы, чтобы при скорости $v = 1,0$ м/сек она пропустила расход $\gamma = 0,75$ м³/сек. Из уравнения непрерывности:

$$\gamma = v \cdot F$$

получим, что

$$F = \frac{\gamma}{v} = \frac{0,75 \text{ м}^3/\text{сек}}{1,0 \text{ м/сек}} = 0,75 \text{ см}^2.$$

Этим мы определили площадь живого сечения по величине. По дальнейшему условию, что уклон J должен быть по возможности мал, определится и форма живого сечения. Для более ясного решения вопроса о форме поперечного сечения канавы посмотрим, в какой зависимости находятся величины F и J . Для этого воспользуемся уравнением

$$v = c \sqrt{R}$$

или, так как искомой величиной является J перепишем это уравнение в следующем виде:

$$J = \frac{v^2}{c^2 R}.$$

Так как $R = \frac{F}{p}$, то в последнем уравнении есть зависимость между J и F . Ввиду того что смоченный периметр p зависит от формы живого сечения, то и R имеет ту же зависимость. Величина R находится также и в выражении для коэффициента c . По Базену получим для c следующее значение:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}.$$

Таким образом и c зависит от формы живого сечения.

Изменение c , которое наступает при колебании в практически приемлемых пределах величины гидравлического радиуса R , для постоянного значения F является весьма незначительным. Это изменение ни в коем случае не будет больше той ошибки, которую мы допускаем при выборе величины коэффициента шероховатости γ . Было бы случайностью, если бы сооруженный канал имел точно такую же величину γ , которая была принята при проектировании. Поэтому практически можно считать величину c постоянной. Тогда в уравнении

$$J = \frac{v^2}{c^2 R}$$

останется только одна переменная величина R . Так как J должно быть по возможности малым, v дано по заданию, а c на основании нашего соображения можно считать постоянным, то R должно быть по возможности большим. Гидравлический радиус определяется по формуле

$R = \frac{F}{p}$, где R нам уже известно. Тогда для получения наибольшего значения R величина p должна быть возможно мала, или мы должны иметь минимум p . По предыдущему (задача 9) мы знаем, что подобное требование удовлетворяется применением наивыгоднейшего профиля. Пользуясь выведенными для определения наивыгоднейшего профиля формулами, получим:

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}};$$

для $m = 2$ получим $M = 2,47$ и $\sqrt{M} = 1,57$.

Тогда

$$t = \frac{\sqrt{0,75}}{\sqrt{1,57}} = 0,55 \text{ м};$$

$$p = 2tm = 2 \cdot 0,55 \cdot 2,47 = 2,72 \text{ м};$$

$$s = t(M - m) = 0,55 (2,47 - 2,0) = 0,26 \text{ м};$$

$$b = t(M + m) = 0,55 (2,47 + 2,0) = 1,46 \text{ м};$$

$$R = \frac{t}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ м}.$$

Таким образом искомый профиль найден.

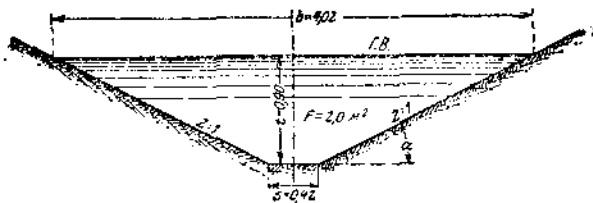
Для определения величины уклона узнаем еще значение коэффициента c . Для земляных каналов по Базену $\gamma = 1,30$. Для этого значения γ и для $R = 0,275$ находим в приложении по таблице $c = 25,0$. Тогда искомый уклон канавы будет равен:

$$J = \frac{v^3}{c^2 R} = \frac{1,0^3}{25,0^2 \cdot 0,275} = 0,0058 = 5,8 \text{‰}.$$

Задача 11. Расчет трапециoidalного осушительного канала.

Для пропуска $1,6 \text{ м}^3/\text{сек}$ воды необходимо запроектировать осушительный канал. Наибольший уклон, который может быть использован при расчете канала, равен 20‰ . Может ли канал при указанном уклоне и требуемой пропускной способности быть запроектирован без облицовки, следовательно прямо в земле, или для уменьшения потерь на трение необходима бетонная облицовка?

Решение. Попробуем сначала обойтись без бетонной облицовки, тогда следовательно наш канал будет вырыт прямо в земле. Для того чтобы стенки канала не разрушались водой, придаем им двойные откосы. Тогда будем иметь: $\operatorname{ctg} \alpha = m = 2$. По этой же причине



Фиг. 29.

средняя скорость в канале не должна превышать величины от 0,80 до 1,0 м/сек.

Для большей безопасности останавливаемся на $v = 0,80$ м/сек.

С выбором $v = 0,80$ м/сек и при требуемом расходе $Q = 1,6$ м³/сек — вследствие уравнения непрерывности — величина живого сечения является уже вполне определенной. Тогда по уравнению

$$Q = v \cdot F$$

следует, что

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{1,60 \text{ м}^3/\text{сек}}{0,80 \text{ м/сек}} = 2,0 \text{ м}^2.$$

Переходя к форме поперечного сечения канала, принимаем стенки с двойными откосами, оставляя свободными в выборе глубины t и ширины по дну S .

Дальнейший расчет должен производиться при условии, что заданный уклон J не должен быть превзойден.

Для первого ориентировочного расчета будет целесообразно принять такую форму живого сечения, которая соответствует наибольшей пропускной способности. Таким образом эта форма живого сечения использует минимальный уклон для пропуска расчетного расхода в 1,6 м³/сек. Следовательно из всевозможных профилей канала с площадью в 2,0 м² и с двойными откосами мы выбираем так называемый „наивыгоднейший“.

Тогда для $m = 2$, $M = 2,47$ и $\sqrt{M} = 1,57$ получим

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{1,57}} = 0,90 \text{ м};$$

$$p = 2tM = 2 \cdot 0,90 \cdot 2,47 = 4,45 \text{ м};$$

$$s = t(M - m) = 0,90 (2,47 - 2,0) = 0,42 \text{ м};$$

$$b = t(M + m) = 0,90 (2,47 + 2,0) = 4,02 \text{ м};$$

$$R = \frac{t}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45.$$

Для того чтобы канал, имеющий только что вычисленные размеры, мог пропускать требуемый расход 1,6 м³/сек, он должен иметь некоторый определенный продольный уклон.

Коэффициент шероховатости по Базену для земляного русла может быть принят $\gamma = 1,30$.

Тогда для $R = 0,45$ м $\gamma = 1,30$ получим $c = 29,6$, следовательно:

$$J = \frac{0,80^3}{29,6^2 \cdot 0,45} = 0,0016 = 1,6\text{‰} < 2,0\text{‰}.$$

Таким образом в бетонировке канала нет необходимости.

Желательно еще разрешить вопрос, как должен быть спроектирован канал, дабы при расходе $Q = 1,6$ м³/сек, скорости $v = 0,8$ м/сек, двойных откосах $m = 2$ и коэффициенте шероховатости $\gamma = 1,30$ уклон в 2,0‰ был использован полностью?

Так как Q и v остались теми же величинами, что были в преды-

в этом решении, то живое сечение F должно быть также равным $2,0 \text{ м}^2$ (условие непрерывности).

Рассматривая далее уравнение

$$v = c \sqrt{R \cdot J} = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R J},$$

мы видим, что оно может быть решено путем выбора соответствующей величины R , так как значения v , γ и J нам уже известны.

Таким образом мы должны решить это уравнение относительно R . Для этого переписываем уравнение в следующем виде:

$$1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} = \frac{87}{v} \cdot \sqrt{J} \cdot \sqrt{R},$$

$$\frac{\sqrt{R} + \gamma}{R} = \frac{87}{v} \cdot \sqrt{J} = \frac{8,7}{0,8} \sqrt{0,002} = 4,86,$$

$$\frac{\sqrt{R} + \gamma}{R} = 4,86.$$

Путем подстановок определяем неизвестную величину $R = 0,397 \text{ м}$. Так как

$$R = \frac{F}{p},$$

$$p = \frac{F}{R} = \frac{2,0}{0,397} = 5,04 \text{ м}.$$

Из уравнения

$$F = \frac{s + s + 2mt}{2} \cdot t = 2,0 \quad (1)$$

$$p = s + 2t \sqrt{1 + m^2} = 5,04 \quad (2)$$

получим два уравнения с двумя неизвестными s и t .

$$st + 2t^2 = 2,0, \quad (1)$$

$$s + 4,47t = 5,04. \quad (2)$$

По уравнению (2) получим

$$s = 5,04 - 4,47t.$$

Подставляя это значение в уравнение (1), получим:

$$5,04t - 4,47t^2 + 2t^2 = 2,0,$$

откуда

$$t_1 = 1,50 \text{ м}; t_2 = 0,54 \text{ м}.$$

Для t_1 получаем s_1 отрицательным, а потому и непригодным; для $t_2 = 0,54 \text{ м}$ получим $s_2 = 2,63 \text{ м}$.

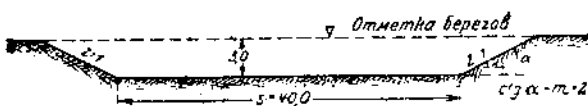
Таким образом канал при продольном уклоне в $2,0\%$ должен иметь ширину по дну $s = 2,63 \text{ м}$ и глубину $t = 0,54 \text{ м}$.

Задача 12. Построение кривой зависимости для пропускной способности реки. Вновь выправленный участок реки имеет уклон 1:4000. Сечение этого участка реки имеет форму трапеции с шириной дна в 40 м и двукратными откосами ($m=2$) в грунту. Глубина до уровня берегов равна 3 м.

Для этого участка следует определить пропускную способность при глубине воды в 1,0 м, 2,0 м и 3,00 м. Полученную таким образом зависимость между расходом и горизонтом необходимо выразить аналитически при помощи уравнения следующего вида:

$$Q_a + a + b \cdot z + c \cdot z^2,$$

Где величина z означает для каждого отдельного случая глубину воды в реке. При расчете применяется формула Базена.



Фиг. 30.

Решение. Нам уже известно, что пропускная способность в общем выражается уравнением

$$Q = v \cdot F,$$

где Q — искомая величина. F может быть вычислено для каждой определенной величины z , т. е. для каждой известной глубины, v — неизвестно. Поэтому в приведенном уравнении непрерывности вводим вместо v величину $c \sqrt{R \cdot J}$ и получаем:

$$Q = c \sqrt{R \cdot J \cdot F}.$$

По Базену

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Стенки и дно русла земляные, а потому γ принимается за 1,30. Как же далее обстоит дело с гидравлическим радиусом R ? Так как $R = \frac{F}{\rho}$, то R является функцией формы сечения и глубины z .

В нашем случае форма сечения известна; что же касается глубины, то она непостоянна. Поэтому здесь F и ρ , а вместе с тем и R зависят исключительно от глубины z . Для каждой избранной цифровой величины z получаются определенные величины F и ρ , вместе с тем и определенные R и c . Таким образом величина расхода Q может быть легко определена.

Если произвести этот расчет для величин $z_1 = 1,0$ м, $z_2 = 2,0$ м и $z_3 = 3,0$ м, то получатся три соответствующие величины Q_1 м/сек, Q_2 м/сек, Q_3 м/сек. В уравнении

$$Q = a + b \cdot z + cz^2$$

следует принимать величины Q и z как известные, а коэффициенты a , b и c — как неизвестные величины. Помощью трех парных вели-

ин: $z_1, Q_1; z_2, Q_2; z_3, Q_3$ можно составить три таких функциональных уравнения:

$$Q_1 = a + b_1 z_1 + c z_1^2; \quad (1)$$

$$Q_2 = a + b z_2 + c z_2^2; \quad (2)$$

$$Q_3 = a + b z_3 + c z_3^2. \quad (3)$$

На основании этих уравнений легко могут быть вычислены три неизвестных a, b и c .

Общее уравнение для вычисления величин Q :

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{1,3}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot I \cdot F}.$$



Фиг. 31.

Ссылаясь на фиг. 31, получаем:

$$F = \frac{s + s + 2 \cdot 2z}{2} \cdot z = (s + 2z) \cdot z;$$

$$\rho = s + 2 \sqrt{z^2 + 4z^2} = s + 2z \sqrt{5};$$

$$R = \frac{F}{\rho} = \frac{(s + 2z) z}{s + 2z \sqrt{5}}.$$

Поэтому

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{1,3}{\sqrt{\frac{(s + 2z) z}{s + 2z \sqrt{5}}}}} \cdot \sqrt{\frac{(s + 2z) z}{s + 2z \sqrt{5}}} \cdot 0,00025 \cdot (s + 2z) z.$$

Цифровое вычисление.

Для $z_1 = 1,0$ м.

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{1,3}{\sqrt{\frac{42,0}{44,47}}}} \cdot \sqrt{0,940 \cdot 0,00025 \cdot 42,0} = 24,0 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Для $z_2 = 2,0$ м.

$$Q_2 = \frac{87}{1 + \frac{1,3}{\sqrt{\frac{88,0}{48,94}}}} \cdot \sqrt{1,800 \cdot 0,0158 \cdot 88,0} = 82,2 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Для $z_3 = 3,0$ м.

$$Q_3 = \frac{87}{1 + \frac{1,3}{\sqrt{\frac{138,0}{53,42}}}} \cdot \sqrt{2,585 \cdot 0,0158 \cdot 138,0} = 169,9 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Таким образом получим три уравнения:

$$24,0 = a + b \cdot 1,0 + c \cdot 1,0^2 \quad (1)$$

$$82,2 = a + b \cdot 2,0 + c \cdot 1,0^2 \quad (2)$$

$$169,0 = a + b \cdot 3,0 + c \cdot 3,0^2 \quad (3)$$

$$58,2 = b + 3 \cdot c \quad (2) - (1) = (4)$$

$$86,8 = b + 5 \cdot c \quad (3) - (2) = (5)$$

$$28,6 = 2 \cdot c \quad (5) - (4) = (6)$$

Поэтому

$$c = +14,3,$$

в (4)

$$58,2 = b + 42,9,$$

$$b = +15,3,$$

в (1)

$$24,0 = a + 15,3 + 14,3,$$

$$a = 5,6.$$

Отсюда искомое уравнение будет:

$$Q = -5,6 + 15,3 \cdot z + 14,3 \cdot z^2.$$

Это уравнение конечно удовлетворительно только для величин z , коэффициенты которых вычислены. Этим объясняется, что для $z=0$, Q будет равно $-5,6 \text{ м}^3/\text{сек}$, а не $Q=0$. Если бы потребовалось составить уравнение, удовлетворяющее и этому условию, то пришлось бы или составить при четырех условиях четыре уравнения с четырьмя неизвестными коэффициентами a , b , c и d , или же, при сохранении трех коэффициентов, выразить четвертое условие с помощью метода наименьших квадратов.

Для последнего случая является более практичным применение графического способа вместо аналитического; тогда, через точки четырех парных величин Q_0z_0 , Q_1z_1 , Q_2z_2 и Q_3z_3 , нанесенных в прямоугольной системе координат, проводят кривую. Этот способ приобретает практическое значение при построении кривой связи между горизонтом и расходом в каком-либо речном сечении на основании результатов гидрометрических измерений. При помощи кривой связи возможно определять соответствующий расход воды для каждого уровня по рейке. В конце настоящего сборника мы еще подробно остановимся на этом вопросе (задача 37).

Зависимость необходимого уклона J от расхода Q и от коэффициента шероховатости γ .

Задача 13. Определение необходимого уклона J для различных расходов Q и γ и построение показательных кривых. В прямоугольной системе координат посредством кривых требуется изобразить зависимость между Q и F , для величин Q от 10 до 300 $\text{м}^3/\text{сек}$, протекающих в трапециевидном искусственном канале. Канал имеет наивыгоднейшее сечение и $1\frac{1}{2}$ -кратные откосы. Зависимость между

уклоном и расходом следует построить при нижеследующих коэффициентах шероховатости, взятых по Базену:

1. $\gamma = 0,06$ (стенки канала из старого, совершенно гладко оштукатуренного бетона).

2. $\gamma = 0,30$ (стенки канала из грубо оштукатуренного бетона).

3. $\gamma = 0,85$ (откосы покрыты старым бетоном без штукатурки, дно неукреплено).

4. $\gamma = 1,30$ (откосы и дно неукреплены, покрыты гравием).

5. $\gamma = 1,75$ (канал выполнен взрывными работами в скале, стенки не имеют никакой дальнейшей отделки).

В целях предоставления полной возможности сравнения, для всех величин Q и γ при расчете принимается одинаковая скорость $v = 2,0$ м/сек, вне зависимости от того, может ли эта скорость быть признана практически приемлемой для всех упомянутых здесь случаев.

То же самое можно сказать относительно применения наивыгоднейшего профиля для всех встречающихся здесь случаев (см. по этому поводу задачу 27 настоящего сборника).

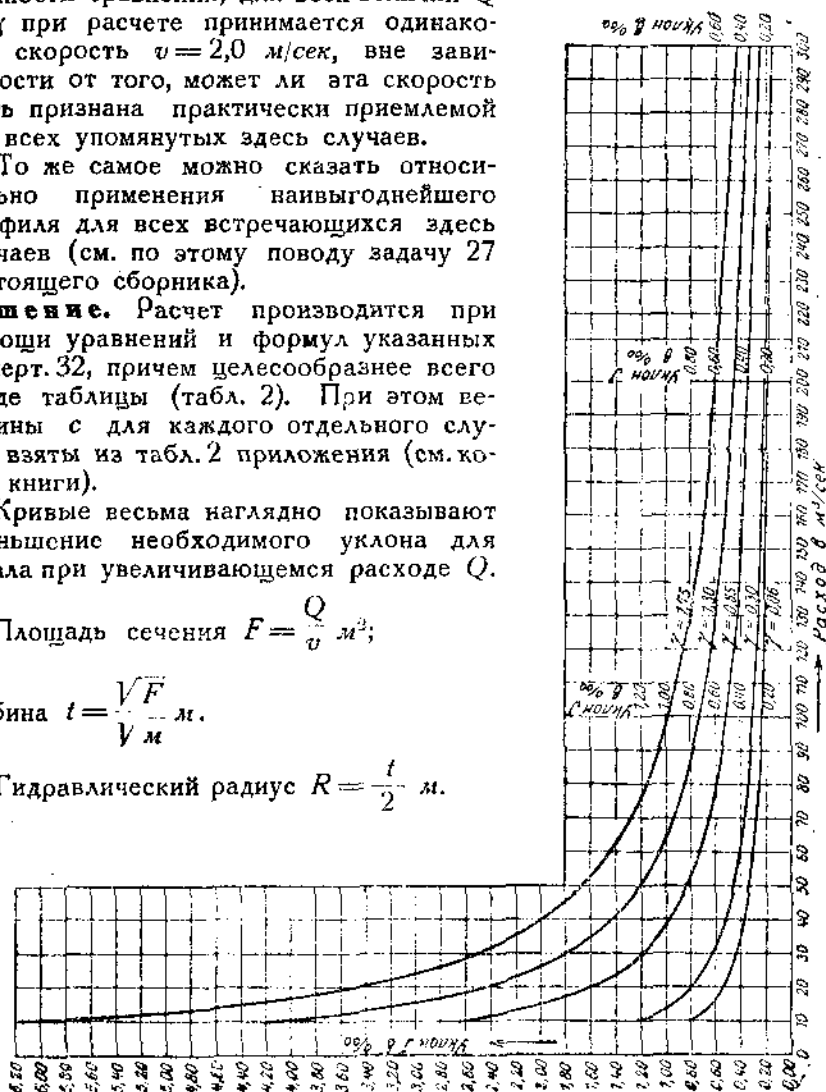
Решение. Расчет производится при помощи уравнений и формул указанных на черт. 32, причем целесообразнее всего в виде таблицы (табл. 2). При этом величины s для каждого отдельного случая взяты из табл. 2 приложения (см. конец книги).

Кривые весьма наглядно показывают уменьшение необходимого уклона для канала при увеличивающемся расходе Q .

$$\text{Площадь сечения } F = \frac{Q}{v} \text{ м}^2;$$

$$\text{глубина } t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{m}} \text{ м.}$$

$$\text{Гидравлический радиус } R = \frac{t}{2} \text{ м.}$$



Фиг. 32.

Скоростный коэффициент (по Базену):

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{\frac{t}{2}}}}$$

Уклон

$$J = \frac{v^3}{c^2 \frac{t}{2}} \cdot 1000 \text{ ‰}$$

Подобные вычисления весьма полезны для лиц, мало опытных в решении гидравлических задач, так как, во-первых, они дают хорошую практику в области гидравлических расчетов, а во-вторых, при помощи целесообразного сравнения цифровых результатов разбивают кругозор в области возможных или невероятных результатов будущих вычислений.

Таблица 5.

Q	v	F	t	R	Скоростный коэффициент с при $\gamma =$					Величина уклона J ‰ при $\gamma =$				
					0,06	0,30	0,85	1,30	1,75	0,06	0,30	0,85	1,30	1,75
10	2,0	5,0	1,54	0,77	81,4	64,8	44,2	35,1	29,0	0,79	1,24	2,66	4,22	6,17
20	2,0	10,0	2,18	1,09	82,2	67,6	47,9	38,7	32,5	0,54	0,80	1,60	2,45	3,48
30	2,0	15,0	2,67	1,33	82,7	69,1	50,1	40,9	34,6	0,44	0,63	1,19	1,80	2,51
40	2,0	20,0	3,03	1,54	82,9	70,1	51,6	42,5	36,1	0,38	0,53	0,93	1,44	2,00
50	2,0	25,0	3,45	1,72	83,1	70,9	52,8	43,8	37,3	0,34	0,46	0,83	1,21	1,67
60	2,0	30,0	3,78	1,89	83,3	71,5	53,7	44,7	38,2	0,31	0,41	0,73	1,06	1,45
80	2,0	40,0	4,36	2,18	83,6	72,2	55,2	46,3	39,8	0,26	0,35	0,60	0,86	1,16
100	2,0	50,0	4,87	2,43	83,7	73,0	56,3	47,4	40,9	0,23	0,31	0,52	0,73	0,98
120	2,0	60,0	5,34	2,67	83,8	73,5	57,2	48,4	42,1	0,21	0,28	0,46	0,64	0,85
150	2,0	75,0	5,97	2,98	84,0	74,2	58,3	49,7	43,3	0,21	0,24	0,39	0,54	0,71
300	2,0	150,0	8,44	4,22	84,5	75,9	61,5	53,3	47,0	0,15	0,16	0,25	0,33	0,43

Влияние уклона J на величину скоростного коэффициента с по формуле Гангюлье и Куттера

Задача 14. ¹ Определение этого влияния на двух примерах. **Следствие.** На следующих двух примерах надо проверить, какое влияние имеет величина уклона J в формуле для скоростного коэффициента с по Гангюлье-Куттеру на величину самого коэффициента с. Какие практические выводы могут быть сделаны на основании полученного результата?

1. Бетонированный канал с гидравлическим радиусом $R = 2,0$ м, и уклон $J = 0,155 \text{ ‰}$.

Участок напорного бассейна в земле с гидравлическим радиусом $R = 3,0$ м и уклоном $J = 0,03 \text{ ‰}$.

¹ См. Rümelin. Wie bewegt sich fließendes Wasser. 1913.

Решение. Для того чтобы установить влияние величины уклона на скоростной коэффициент c , предварительно высчитываем этот коэффициент посредством формул, не включающих в себя величины уклона. Самая близкая для сравнения формула c и поэтому самая целесообразная — это формула Куттера (сокращенная формула Куттера). Кроме того для сравнения принимаем еще формулу Базена, так как она построена совершенно подобно сокращенной формуле Куттера.

Для примера 1 получаем:

а) По Базену ($\gamma = 0,30$)

$$c_B = \frac{87}{1 + \sqrt{R}} = \frac{87}{1 + \frac{0,30}{\sqrt{2,5}}} = 71,7.$$

б) По Куттеру (сокращенная формула)

$$c_K = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}.$$

В виду того что между m и n (по Гангюлье-Куттеру) существует приблизительно следующее отношение:

$$m = 100n - 1,$$

а для грубо оштукатуренных старых бетонных каналов (соответственно $\gamma = 0,30$ по Базену) $n = 0,015$, получим

$$m = 100 : 0,015 - 1 = 0,50.$$

Следовательно

$$c_K = \frac{100 \sqrt{2}}{0,50 + \sqrt{2}} = 73,8.$$

в) Если же одновременно учесть заданный уклон J посредством применения формулы Гангюлье-Куттера для c , то получим

$$c_G = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J} \right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}},$$

причем относительный уклон J следует заменить абсолютной величиной, т. е. 0,000155, или, заменяя в формуле абсолютный уклон относительным, получим, что

$$c_G = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{1,55}{J_2}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{J_2} \right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}},$$

где относительный уклон J_2 дан в промилли. При $n = 0,015$, $R = 2,0$ м и $I_2 = 0,155\text{‰}$, получим:

$$c_B = \frac{23 + \frac{1}{0,015} + \frac{1,55}{0,155}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{0,155}\right) \cdot \frac{0,015}{\sqrt{2}}} = 73,8.$$

Переходим к примеру 2. Здесь соответственно получаются следующие величины скоростных коэффициентов c .

а) По Базену

$$c_B = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{\sqrt{3}}} = 49,7.$$

Коэффициенту шероховатости 1,30 по Базену соответствует земляной канал, эксплуатируемый уже в течение продолжительного времени и покрытый местами уже некоторой растительностью. Соответствующий коэффициент шероховатости n по Гангюлье-Куттеру будет около 0,027, а следовательно величина m будет равна

$$m = 100 \cdot 0,027 - 1 = 1,7.$$

б) По Куттеру (сокращенно)

$$c_K = \frac{100 \sqrt{3}}{1,7 + \sqrt{3}} = 50,5.$$

при учете J .

в) По Гангюлье-Куттеру получим

$$c_G = \frac{23 + \frac{1}{0,027} + \frac{1,55}{0,03}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{0,03}\right) \cdot \frac{0,027}{\sqrt{3}}} = 51,7.$$

Эти два примера показывают, что при одной и той же шероховатости скоростные коэффициенты по Куттеру (сокращенная формула) и по Гангюлье-Куттеру будут больше, чем по Базену. Это при равных R и J приводит к большим скоростям v и в дальнейшем и к большим расходам воды, чем при расчете по Базену. Следовательно, если требуется установить, какой расход воды может пропустить рассматриваемое русло, то расчет по формуле Базена дает наибольшую гарантию, что пропускная способность в действительности будет равна вычисленной по предварительному расчету.

Существенным является также то обстоятельство, что введение величины уклона J в формулу Гангюлье-Куттера для скоростного коэффициента не дает нам никакого изменения последнего. Даже для крайнего случая, когда J только $0,03\text{‰}$, влияние уклона на величину c меньше ненадежности, вносимой в результат выбором коэффициента шероховатости n . Следовательно, для расчетов практической гидравлики можно отказаться от применения большой формулы

Сангюлье-Куттера не только при уклонах больших или равных $0,5\%$, как предполагал Аюгер, но и при других уклонах, на что указал Рюмелин еще в 1913 году.

Определение Q и v для неправильных профилей.

Задача 15. Определение расхода Q в реке при низком, среднем и паводковом горизонтах. Река регулированная на низкий и средний горизонты воды должна быть еще зарегулирована на случай паводка, в целях ограждения низменностей по обе стороны ее от наводнения.

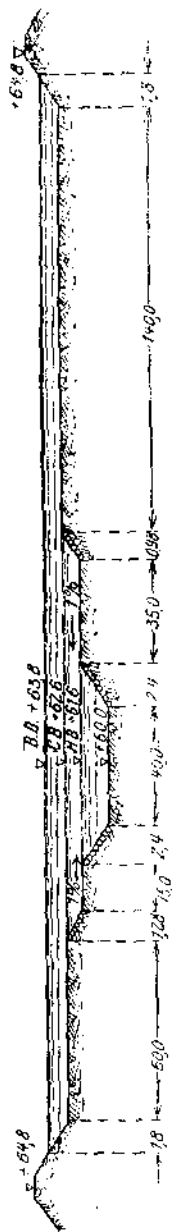
Откосы русла низкого и среднего горизонта воды вымощены. Наоборот, откосы русла паводка, а также дно русла низкого и среднего горизонта воды и дно русла паводка — земляные. Все остальные размеры сечения следует брать согласно прилагаемому эскизу (фиг. 33). Уклон реки составляет $0,4\text{‰}$.

Каков будет расход воды в реке:

- при низком горизонте воды (русло низкого горизонта наполнено до краев),
- при среднем горизонте воды (русло среднего горизонта наполнено до краев),
- при паводке (уровень паводка на $1,0$ м ниже гребня плотины береговой дамбы)?

Решение. Ввиду того, что формы и размеры сечения заданы, можно непосредственно определить площадь живого сечения F , смоченный периметр p , и гидравлический радиус R . Величина коэффициента шероховатости γ определится по качеству материалов исследуемого русла. По данным R и γ может быть определена величина скоростного коэффициента c . Ввиду того что уклон J известен, R и c могут быть определены на основании вычислений, то v получится непосредственно из уравнения $v = c\sqrt{RJ}$. По уравнению непрерывности получим величину расхода $Q = v \cdot F$.

Однако условия здесь не так просты, как в предыдущих задачах. В них шла речь об искусственных каналах со сплошь однообразными условиями для поперечного сечения (простая, правильная форма сечения и одинаковая шероховатость вдоль всего смоченного периметра). В данном примере не только сечение в целом имеет несимметричную форму, но также меняется и шероховатость, в зависимости от того, проходит ли поток по земному дну или по мощеным откосам. Поэтому формула $v = c\sqrt{R \cdot J}$ в этом случае не может быть безоговорочно применена каждый раз (живое сечение при низком горизонте, среднем горизонте и высоком горизонте). Считаясь с этими неравномерностями, приходится



Фиг. 33.

каждый раз подразделять общий профиль на участки так, чтобы для каждого участка имели место однородные условия. Затем высчитывается для каждого из этих участков F_n , p_n , R_n , затем v_n и наконец Q_n . Сумма всех Q_n дает общий расход воды в реке.

Таким образом получается следующий расчет:

а) Низкий горизонт воды. Участок 1 или 3 (фиг. 34).

$${}_NF_1 = {}_NF_3 = \frac{2,40}{2} \cdot 1,60 = 1,92 \text{ м}^2;$$

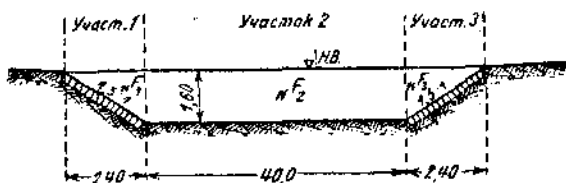
$${}_NP_1 = {}_NP_3 = \sqrt{2,40^2 + 1,60^2} = 2,88 \text{ м};$$

$${}_NR_1 = {}_NR_3 = \frac{1,92}{2,88} = 0,666 \text{ м};$$

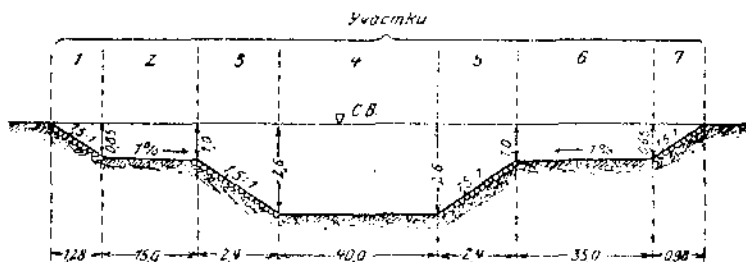
$${}_N\tilde{I}_1 = {}_N\tilde{I}_3 = 0,46 \text{ (облицовка)};$$

$${}_NC_1 = {}_NC_3 = 55,6;$$

$${}_Nv_1 = {}_Nv_3 = 0,91 \text{ м/сек};$$



Фиг. 34.



Фиг. 35.

$${}_NQ = {}_NQ_3 = {}_Nv_1 \cdot {}_NF_1 = {}_Nv_3 \cdot {}_NF_3 = 1,75 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Участок 2.

$${}_NF_2 = 40,0 \cdot 1,6 = 64,0 \text{ м}^2;$$

$${}_NP_2 = 40,0 \text{ м};$$

$${}_NR_2 = \frac{64,0}{40,0} = 1,60 \text{ м};$$

$$N_2 = 1,30 \text{ (земляной грунт);}$$

$$Nc_2 = 43,0;$$

$$Nv_2 = 1,06 \text{ м/сек;}$$

$$NQ_2 = Nv_2 \cdot NF_2 = 67,9 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следовательно полный расход воды:

$$NQ = NQ_1 + NQ_2 + NQ_3 = 1,75 + 67,9 + 1,75 = 71,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Отсюда средняя скорость b сечений:

$$Nv = \frac{NQ}{NF} = \frac{71,4}{67,84} = 1,05 \text{ м/сек.}$$

Аналогично проводится расчет сечения среднего и высокого горизонта воды. Результаты вычислений сопоставляются в таблице для каждого случая отдельно. Расчет величин следует брать по прилагаемым рисункам.

6) Средний горизонт.

Таблица 6.

Участки сечения	MF_n м ²	MF_n м	MR_n м	$\sqrt{MR_n}$	$M'n$	ME_n	MV_n м ³ /сек	MQ_n м ³ /сек
1	0,54	1,54	0,35	0,59	0,46	48,8	0,58	0,31
2	13,90	15,00	0,93	0,96	1,30	37,1	0,71	9,80
3	4,32	2,88	1,50	1,22	0,46	63,2	1,54	6,65
4	104,00	40,00	2,60	1,61	1,30	48,1	1,55	161,00
5	4,32	2,88	1,50	1,22	0,46	63,2	1,54	6,65
6	28,80	35,00	0,83	0,91	1,30	35,9	0,65	18,63
7	0,32	1,17	0,27	0,52	0,46	46,1	0,47	0,15
$F = \sum_{n=1}^{n=7} MF_n = 156,20$				$MQ = \sum_{n=1}^{n=7} MQ_n = 203,19$				

Следовательно, полный расход воды:

$$MQ = 203,19 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Этому соответствует средняя скорость b сечений:

$$Nv = \frac{\sum_{n=1}^{n=7} MQ_n}{\sum_{n=1}^{n=7} MF_n} = \frac{203,19}{156,20} = 1,30 \text{ м/сек.}$$

Если бы вместо того среднее сечение рассматривалось как однообразное сечение, так чтобы R' определялось из

$$\frac{\sum_{i=1}^7 M F_i}{\sum_{i=1}^7 M P_i}$$

или следовательно:

$$M R' = \frac{156,20}{98,47} = 1,59 \text{ м}$$

и если бы затем считать, в предположении наличия мощных откосов, что $\gamma = 1,20$ вместо $\gamma = 1,30$ (сравнивая упрощенный метод расчета с точным способом), тогда получим:

$$M c' = \frac{87}{1 + \frac{1,20}{\sqrt{1,59}}} = 44,6,$$

и следовательно

$$M V' = 44,6 \sqrt{M R' \cdot I} \approx 1,12 \text{ м/сек};$$

откуда расход получился бы равным

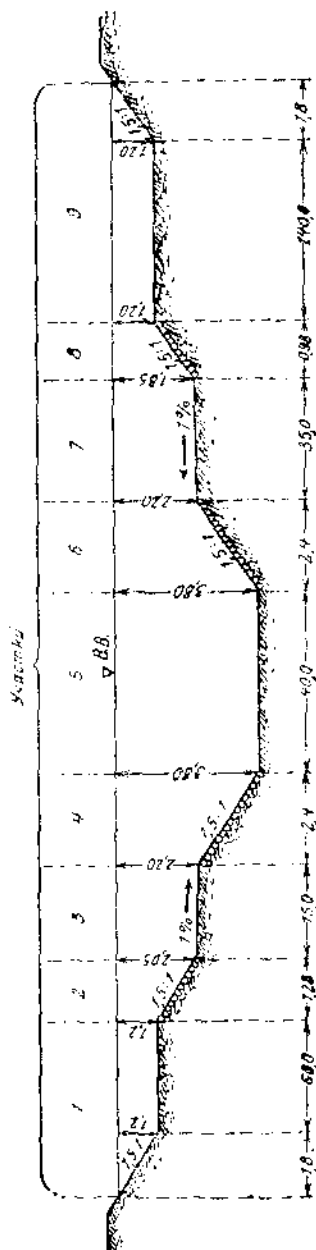
$$\begin{aligned} M Q' &= M V' \cdot M F = \\ &= 1,12 \cdot 156,20 \approx 175 \text{ м}^3/\text{сек}. \end{aligned}$$

Как еще будет указано, эта разница между $M Q$ и $M Q'$ зависит не от неправильного выбора среднего коэффициента шероховатости, а по существу должна быть отнесена за счет ошибки при расчете среднего $M R'$.

На основании одних величин v , помещенных в табл. 4, нельзя прямо образовать значение средней скорости, по которой затем определяется полный расход воды $M Q$. Это достаточно ясно из указания на то, что этот неправильный способ расчета не учитывает влияния размеров частичных

площадей на фактическую среднюю скорость сечения.

в) Паводковый горизонт воды.



Фиг. 36.

Таблица 7.

Участки сечения	$H F_n$ м ³	$H P_n$ м	$H K_n$ м	$V_{H R_n}$	$H \bar{v}_n$	$H c_n$	$H V_n$ м/сек	$H Q_n$ м ³ /сек
1	73,00	62,16	1,17	1,08	1,30	39,5	0,86	62,50
2	2,08	1,54	1,35	1,16	0,46	62,3	1,45	3,00
3	31,85	15,00	2,12	1,46	1,30	45,9	1,34	42,70
4	7,20	2,88	2,50	1,58	0,46	67,4	2,13	15,30
5	152,00	40,00	3,80	1,95	1,30	52,2	2,04	310,00
6	7,20	2,88	2,50	1,58	0,46	67,4	2,13	15,30
7	70,80	35,00	2,02	1,42	1,30	45,4	1,30	91,70
8	1,50	1,17	1,28	1,13	0,46	61,9	1,40	2,10
9	169,00	142,16	1,19	1,09	1,30	39,7	0,87	146,90
$\sum_{n=1}^{n=9} H F_n =$	514,63					$\sum_{n=1}^{n=9} H Q_n =$		689,50

Общий расход при паводковом горизонте воды $H Q$ таким образом составляет 689,50 м³/сек; отсюда средняя скорость в сечении:

$$H \bar{v} = \frac{H Q}{H F} = \frac{689,50}{514,63} = 1,34 \text{ м/сек.}$$

Если бы живое сечение при паводковом горизонте воды рассматривалось как единое, правильное сечение, т. е. было бы принято

$$H R' = \frac{\sum_{n=1}^{n=9} H F_n}{\sum_{n=1}^{n=9} H P_n} = \frac{514,63}{302,79} = 1,70 \text{ м;}$$

то для среднего $\gamma = 1,20$ получилось бы

$$H \bar{v}' = H c' V_{H R'} \cdot I = 45,13 \cdot 0,02 = 1,18 \text{ м/сек,}$$

$$H Q' = H \bar{v}' \cdot H F = 1,18 \cdot 514,63 = 604,0 \text{ м}^3/\text{сек}$$

следовательно мало.

Желательно ответить на вопрос, необходимо ли это обширное расчленение рассматриваемого русла на участки, и нельзя ли достигнуть того же результата при более простом способе разбивки на отдельные участки. Ответом на этот вопрос могут служить следующие расчеты.

Упрощенный расчет.

а) Низкий горизонт воды.

Живое сечение при низком горизонте воды рассматривается теперь как правильная трапеция с средним коэффициентом шерохова-

тости γ ; оцениваемым в 1,20. Отсюда получаются нижеследующие величины:

$$\begin{aligned} {}_N F &= 67,84 \text{ м}^3; \\ &= 45,76 \text{ м}; \end{aligned}$$

$${}_N R = \frac{67,84}{45,76} = 1,48 \text{ м} \quad \sqrt{{}_N R} = 1,22;$$

$${}_N \gamma = 1,20; \quad {}_N c = 43,8;$$

$${}_N V = 43,8 \cdot 1,22 \cdot 0,02 = 1,07 \text{ м/сек};$$

$${}_N Q = 1,07 \cdot 67,84 = 72,5 \text{ м}^3/\text{сек};$$

против 71,4 м³/сек по первому расчету.

б) Средний горизонт воды.

Сечение теперь делится на 3 участка вместо 7. Участки 1 и 2, затем 3, 4 и 5, и наконец 6 и 7 составляют вместе по одному участку. Средний коэффициент шероховатости γ опять принимается равным 1,20.

Тогда получается:

$${}_M F_1 = 14,44 \text{ м}^2; \quad {}_M p_1 = 16,04 \text{ м};$$

$${}_M v_1 = 0,706 \text{ м/сек}; \quad {}_M Q = 10,20 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$${}_M F_2 = 112,64 \text{ м}^2; \quad {}_M p_2 = 45,76 \text{ м};$$

$${}_M v_2 = 1,55 \text{ м/сек}; \quad {}_M Q_2 = 174,50 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$${}_M F_3 = 29,12 \text{ м}^2; \quad {}_M p_3 = 36,17 \text{ м};$$

$${}_M v_3 = 0,67 \text{ м/сек}; \quad {}_M Q_3 = 19,60 \text{ м}^3/\text{сек}$$

$$\Sigma F = 156,20 \text{ м}^2$$

$$\Sigma {}_M Q = 204,60 \text{ м}^3/\text{сек}$$

Следовательно средний расход воды 204,30 м³/сек против 203,19 м³/сек первого способа.

в) Паводковый горизонт воды.

Делим общее сечение на 5 участков вместо 9, соединяя 2 и 3; 4, 5 и 6; 7 и 8 в одно сечение. Средний коэффициент шероховатости для новых участков 2, 3 и 4 принимается $\gamma = 1,20$, а для участков 1 и 5 остается $\gamma = 1,30$.

Получается:

$${}_H v_1 = 0,86 \text{ м/сек}$$

$${}_H Q_1 = 62,5 \text{ м}^3/\text{сек}$$

$${}_H v_2 = 1,35 \text{ "}$$

$${}_H Q_2 = 45,9 \text{ "}$$

$${}_H v_3 = 2,04 \text{ "}$$

$${}_H Q_3 = 340,20 \text{ "}$$

$${}_H v_4 = 1,33 \text{ "}$$

$${}_H Q_4 = 96,0 \text{ "}$$

$${}_H v_5 = 0,87 \text{ "}$$

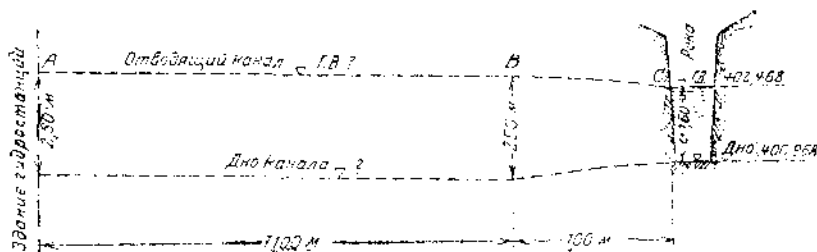
$${}_H Q_5 = 146,9 \text{ "}$$

$$\text{Следовательно } \Sigma {}_H Q = \frac{691,5 \text{ м}^3/\text{сек}}{689,50} \text{ против}$$

Из вышеизложенного видно, что второй метод расчета приводит почти к тем же результатам, как и первый, так что он может быть признан достаточно точным. Выбор средней величины для γ не должен при этом представлять особых затруднений, — во всяком случае не больше, чем вообще предположение величины γ само по себе.

Равномерное движение при переменных профилях.

Задача 16. Расчет сопряжения отводящего канала с рекой при наличии в канале участка с обратным уклоном. Отводящий канал гидроэлектрической установки, имеющий длину 1200 м, отводит от здания станции воду в количестве 60,0 м³/сек, со средней скоростью в 1,0 м/сек. Глубина воды на протяжении канала от станции до сечения, расположенного в 100 м от впадения в реку, равна повсюду 2,5 м. Канал имеет трапециевидальный профиль с земляными откосами и дном. Откосы канала на всем протяжении равны 1,75, т. е. $\text{ctg } \alpha =$



Фиг. 37.

$= 1,75$, где α угол между направлением откоса и уровнем воды. В месте впадения отводящего канала в реку глубина реки равна 1,5 м, а потому глубину отводящего канала в этом месте проектируем равной 1,50 м.

Изменение глубины канала с 2,5 м до 1,5 по заданию происходит на участке длиной 100 м от впадения канала в реку (фиг. 37). Какой поверхностный уклон установится для этого участка в 100 м и какой необходимо будет придать уклон по дну для того, чтобы во всем канале от здания станции до впадения в реку существовал равномерный режим? Какая отметка горизонта воды установится в начале канала?

Решение. Так как расход и скорость в отводящем канале заданы, то нам остается по уравнению непрерывности определить площадь живого сечения F :

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{60,0}{1,0} = 60,0 \text{ м}^2.$$

Основным требованием задачи является создание равномерного движения по всей длине канала, а потому следовательно и на участке ВС. Так как при существовании в канале равномерного движения скорости Q по всей длине канала должны быть равны, то следовательно

частное $\frac{Q}{v}$ должно быть также постоянно во всех сечениях канала. Таким образом F должно быть одинаково по всему каналу. Это означает то, что в каждом поперечном сечении канала, следовательно также и на участке BC , живое сечение $F = 60 \text{ м}^2$. До тех пор, пока глубина воды $t = 2,50 \text{ м}$, профиль канала остается неизменным, так как F постоянно. Таким образом остается постоянным и смоченный периметр ρ , а с ним следовательно и гидравлический радиус $R = \frac{F}{\rho}$.

В уравнении

$$J = \frac{v^2}{c^3 R}$$

все величины правой части уравнения постоянны, а потому до тех пор, пока t не меняется, уклон J остается также постоянным.

Это имеет место на участке AB . Для каждого поперечного сечения этого участка ширина канала по дну равна

$$s = \frac{F}{t} - m \cdot t^1$$

$$s = \frac{60,0}{2,50} - 1,75 \cdot 2,50$$

$$s = 19,62 \text{ м},$$

откуда следует, что

$$\rho^2 = s + 2t + \sqrt{1 + m^2} = 19,62 + 2 \cdot 2,50 \sqrt{1 + 1,75^2} = 29,72 \text{ м}.$$

тогда

$$K = \frac{F}{\rho} = \frac{60,0}{29,72} = 2,02 \text{ м}.$$

По Базену:

При $\gamma = 1,30$ и $k = 2,02$ получим $c = 45,5$, откуда

$$J = \frac{1,0^2}{45,5^2 \cdot 2,02} = 0,000239 \approx 24^0_{100}.$$

Это значит, что продольный уклон поверхности воды в отводящем канале равен $0,24^0_{100}$. Ввиду того, что на всем участке AB мы имеем один и тот же поперечный профиль канала и вследствие того, что в канале существует равномерное движение, продольный уклон дна канала на участке AB равен так же $0,24^0_{100}$.

Переходим теперь к рассмотрению переходного участка BC . Мы знаем, что, вследствие равномерного режима в каждом месте этого участка живое сечение канала должно быть равно $60,0 \text{ м}^2$. Однако,

¹ Следует из $F = \frac{3+3}{2} \cdot \frac{mt}{2} \cdot t = s \cdot t + mt^2$.

как как глубина в канале t изменяется — она уменьшается от B 2,50 м до 1,50 м, — меняется также от профиля к профилю и величина смачиваемого периметра p . В уравнении $R = \frac{F}{p}$ поперечное сечение F остается постоянным, в то время как величина p меняется, что влечет за собой и изменение гидравлического радиуса. В свою очередь, с изменением R меняется и значение коэффициента c .

В уравнении:

$$J = \frac{v^2}{c^2 R},$$

таким образом теперь переменными величинами являются c и R . Спрашивается теперь, является ли произведение $c^2 \cdot R$ также переменной величиной? Небольшое рассуждение разъясняет нам этот вопрос. Так как в уравнении $R = \frac{F}{p}$ величина F постоянна, в то время, как p , с уменьшением глубины t увеличивается, должен гидравлический радиус при тех же условиях уменьшаться.

Это уменьшение величины R имеет то следствие, что в выражении для коэффициента c знаменатель $1 + \frac{1}{\sqrt{k}}$ увеличивается. Таким образом с уменьшением t сама величина c так же уменьшается. Поэтому и произведение $c^2 \cdot R$ с уменьшением t будет иметь все меньшее и меньшее значение.

Вследствие этого уклон J на участке BC от B до C будет постепенно увеличиваться.

Другими словами: требование сохранения равномерного режима на переходном участке ведет к образованию выпуклой свободной поверхности воды в канале. Поэтому так же и дно канала должно иметь — по крайней мере теоретически — выпуклую кверху кривизну в продольном направлении канала. Дабы получить представление о величине этой кривизны, делим наш переходный участок BC на четыре равных промежутка длиной в 25,0 м и определяем для каждого промежутка требуемый уклон J . Этот простой расчет дан на табл. 8.

Из таблицы 8 видим, что при сохранении в канале равномерного

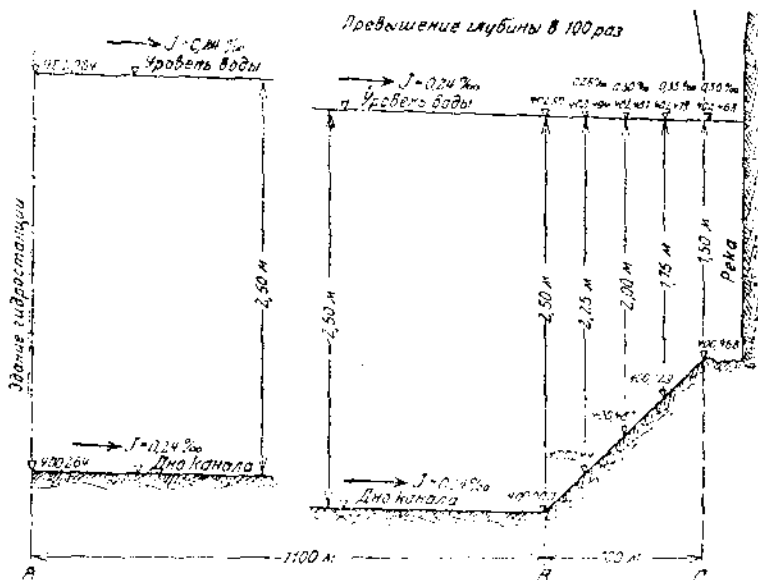
Таблица 8.

$t =$	2,25	2,00	1,75	1,50
$s =$	22,73	26,50	31,24	37,33
$p =$	31,81	34,58	33,30	43,43
$R =$	1,89	1,74	1,57	1,38
$\sqrt{R} =$	1,38	1,32	1,25	1,17
$c =$	44,9	43,9	42,7	41,3
$J = \text{‰} =$	0,26	0,30	0,35	0,50

режима уклон J при переходе от профиля B к следующему профилю, расположенному через 25,0 м от B , увеличивается с 0,24‰ до 0,50‰.

Таким образом для промежутка, расположенного между этими профилями, необходимый уклон будет равен $0,25\text{‰}$. Подобным образом определяем уклон так же и для других промежутков.

При помощи этих средних уклонов, исходя от отметки впадения канала в реку 402,468, определяем постепенно отметки горизонта воды на участке ВС. Построение отметок горизонта на переходном участке производится, понятно, в направлении противоположном течению. Откладывая далее соответствующие глубины, получим также и отметки дна канала. В конце этого построения определится и отметка горизонта воды в отходящем канале у здания станции.¹ Цифровой результат этих подсчетов приведен на фиг. 38. Настоящий пример показывает нам, что существование в канале равномерного



Фиг. 38.

режима не всегда должно быть связано с прямолинейной поверхностью воды. Пример указывает нам также, что при тех же условиях, которые имеются в данном случае, дно канала между В и С без значительных гидравлических ошибок может быть выполнено прямолинейным, что вообще и имеет место на практике.²

¹ Другой способ расчета дает Dr.-Ing. Böss (см. „Wasserkraft und Wasserwirtschaft“, 1929 г. в статье „Berechnung der Abflussmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen“).

² Настоящий расчет отводящего канала произведен при условии существования в канале равномерного режима. Так как в большинстве случаев отводящий канал имеет обратный уклон, то это влечет за собой значительное уширение канала вдоль по течению. Последнее ведет к увеличению земляных работ, а потому на практике вместо увеличения поперечных сечений идут на увеличение скоростей. Таким образом в канале будет иметь место уже неравномерное движение. Так как скорости в канале по направлению к реке увеличиваются, то вместе с ними увеличивается и необходимый уклон I . Однако ввиду незначительных уклонов и небольших участков неко-

Формулы для определения скоростей по Германеку и Зидеку.

Задача 17. Определение расхода Q для реки с наносами по Базену, Гангюлье-Куттеру (сокращенно), Германеку и по Зидеку. Река, имеющая наносы при ширине в 74,2 м и средней глубине $t = 0,68$ м, имеет живое сечение $F = 50,5$ м². Поверхностный уклон реки (равный клону дна) составляет $J = 0,90/100$.

Какие величины будет иметь расход воды в реке Q м³/сек, если то определение производится:

1) по Базену, 2) по Гангюлье-Куттеру, 3) по Куттеру (сокращенно), 4) по Германеку, 5) по Зидеку?

Решение. 1. По Базену. Для рек, имеющих наносы, γ принимается равным 1,75. Для живых сечений значительной ширины b и небольшой глубины t можно, не совершая крупной ошибки, принять вычисленный периметр p равным ширине b . Следовательно

$$R = \frac{F}{p} \approx \frac{F}{b} = \frac{50,5}{74,2} = 0,68 \text{ м} = t.$$

Другими словами, можно ввести $R \sim t$. Тогда расход воды Q будет:

$$Q = v \cdot F = c \cdot \sqrt{R \cdot J} \cdot F = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{t}}} \cdot \sqrt{t \cdot J} \cdot F.$$

При подстановке цифровых значений получим:

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{1,75}{\sqrt{0,68}}} \cdot \sqrt{0,68 \cdot 0,0009} \cdot 50,5 = 27,8 \cdot 0,824 \cdot 0,03 \cdot 50,5 = 0,687 \cdot 50,5 = 34,7 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

2. По Гангюлье-Куттеру. Так как мы имеем дело с рекой, имеющей наносы, то коэффициент шероховатости n принимается равным 0,030. Тогда получаем Q :

$$Q = v \cdot F = c \sqrt{R \cdot J} \cdot F = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{1,55}{J_2}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{J_2}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot J} \cdot F =$$

$$= \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{1,55}{J_2}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{J_2}\right) \frac{n}{\sqrt{t}}} \cdot \sqrt{t \cdot J} \cdot F.$$

Более увеличение уклона выгоднее все же, чем уширение канала, необходимое для поддержания в нем равномерного режима.

Н. А.

1 Ср. задачу 14 (J принять в промиллях).

Подставляя цифровые значения, получим:

$$Q = \frac{23 + \frac{1}{0,030} + \frac{1,55}{0,9}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{0,9}\right) \cdot \frac{0,030}{\sqrt{0,68}}} \cdot \sqrt{0,68} \cdot 0,0009 \cdot 50,5 =$$

$$= 30,6 \cdot 0,824 \cdot 0,03 \cdot 50,5 = 0,755 \cdot 50,5 = 38,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

3. По Куттеру (по сокращенной формуле).

При $m = 100 \cdot n - 1 = 100 \cdot 0,030 - 1 = 2,0$ получится Q .

$$Q = v \cdot F = c \sqrt{R \cdot J} \cdot \bar{F} = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R} \cdot J \cdot F =$$

$$= \frac{100 \sqrt{t}}{m + \sqrt{t}} \cdot \sqrt{t} \cdot J \cdot \bar{F}.$$

Цифровые значения дадут:

$$Q = \frac{100 \sqrt{0,68}}{2,0 + \sqrt{0,68}} \cdot \sqrt{0,68} \cdot 0,009 \cdot 50,5 = 29,2 \cdot 0,824 \cdot 0,03 \cdot 50,5 =$$

$$= 0,721 \cdot 50,5 = 36,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

4. По Германеку. Германек дал нижеследующие формулы для определения скорости воды в естественных руслах рек:

$$v = (30,7 \cdot \sqrt{t}) \cdot \sqrt{t} J, \text{ если } t \leq 1,5 \text{ м,}$$

$$v = (34,0 \sqrt[4]{t} \cdot \sqrt{t} J), \text{ если } 1,5 < t \leq 6,0 \text{ м,}$$

$$v = (50 \cdot 2 + 0,5 \cdot t) \cdot \sqrt{t} J, \text{ если } t > 6,0 \text{ м.}$$

Формулы Германека, служащие для определения скоростей, имеют то же самое построение, как и применяемое нами до сего времени уравнение $v = c \sqrt{R \cdot J}$, если $R = t$, а значения, содержащиеся в скобках, принимаются равными c . В значении для c в формуле Германека не имеется коэффициента шероховатости.

Так как в нашем цифровом примере $t = 0,68$, т. е. t меньше 1,5 м, то v будет равно

$$v = (30,7 \cdot \sqrt{t}) \cdot \sqrt{t} J,$$

а)

$$Q = v \cdot F = (30,7 \cdot \sqrt{t}) \cdot \sqrt{t} J \cdot F.$$

Подставляя цифровые значения, получим:

$$Q = 30,7 \cdot \sqrt{0,68} \cdot \sqrt{0,68} \cdot 0,0009 \cdot 50,5 = 25,4 \cdot 0,824 \cdot 0,03 \cdot 50,5 =$$

$$= 0,628 \cdot 50,5 = 31,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

5. По Зидеку. Скоростная формула Зидека для нормальных

русл рек (т. е. не для искусственных каналов) имеет следующий вид:

$$v = \frac{t \cdot \sqrt{J}}{\sqrt[20]{b \cdot \sqrt{0,001}}};$$

следовательно она тоже обходится без коэффициента шероховатости, и кроме того она построена уже не по закону $v = f(R^{1/2} \cdot J^{1/2})$. Область ее применения главным образом составляют речные сооружения. Вычисляется Q при помощи этой формулы.

$$Q = v \cdot F = \frac{t \cdot \sqrt{J}}{\sqrt[20]{b \cdot \sqrt{0,001}}} \cdot F.$$

При замене цифровыми величинами, получим Q

$$\begin{aligned} Q &= \frac{0,68 \cdot \sqrt{0,0009}}{\sqrt[20]{74,2 \cdot \sqrt{0,001}}} \cdot 50,5 = \\ &= 0,52 \cdot 50,5 = 26,2 \text{ м}^3/\text{сек}. \end{aligned}$$

Сводка полученных результатов:

1) по Базену	$Q = 34,7 \text{ м}^3/\text{сек}$
2) „ Гангюлье-Куттеру	$Q = 38,2 \text{ „}$
3) „ Куттеру (сокращенн.)	$Q = 36,5 \text{ „}$
4) „ Германеку	$Q = 31,7 \text{ „}$
5) „ Зидеку	$Q = 26,2 \text{ „}$

На первый взгляд удивляет большая разница результатов при применении той или иной формулы: Q по Гангюлье-Куттеру получается на 46% больше, чем по Зидеку. Для критической оценки полученных результатов следует помнить, что Базен вывел значение скоростного коэффициента с эмпирически на основании опытов в искусственных лотках. ¹ Величина с по Гангюлье-Куттеру выведена через сопоставление результатов бесчисленного количества измерений, произведенных в реках, и искусственных каналах. На подобных же основаниях получена величина с и по Куттеру (сокращенная формула Куттера).

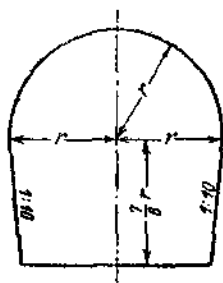
У Германека и Зидека построению эмпирических формул предшествовало разделение всего цифрового материала, причем результаты измерений, произведенных в естественных реках, с одной стороны, и искусственных каналах, с другой стороны, отделялись друг от друга. В виду того, что в нашем примере мы имеем дело с естественным руслом реки, то применяем эмпирические формулы Германека и Зидека, которые наиболее соответствуют именно таким руслам, и составлены на основании цифрового материала, собранного исключительно в естественных реках. Таким образом результаты, вычисленные по Германеку и Зидеку, подходят относительно ближе всех прочих формул к действительным условиям. В данном случае

¹ Поэтому в данном сборнике задач для искусственных лотков или совершенно правильных сечений скоростный коэффициент всегда принимается по Базену.

измерение воды, произведенное на месте (задача 7), является наилучшим критерием относительно величины действительно протекающего расхода воды.

Безнапорные штольни

Задача 18. Расчет безнапорной штольни при заданном профиле, а также известных $v_{\max}$, Q , J . По трассе подводящего канала низконапорной гидросиловой установки требуется пройти штольней горный хребет на протяжении 215 м длины. Нормальный расход воды гидростанции установлен водохозяйственным расчетом и составляет $45,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. Геогностические условия требуют внутренней облицовки штольни. Для этой цели применен бетон, покрытый с внутренней стороны грубо растертой штукатуркой. Для того чтобы эта бетонная облицовка в свою очередь не была разрушена длительно проходящим течением воды, максимальная скорость (скорость равна средней скорости сечения, равной $v = \frac{Q}{F}$) ни при



Фиг. 39.

каком заполнении не должна превышать $2,50 \text{ м/сек}$. Однако желательно обойтись с меньшей скоростью, причем поперечное сечение штольни в свету по экономическим соображениям не должно превышать размера примерно $F = 22 \text{ м}^2$. В основу для формы поперечного сечения штольни взят следующий профиль (фиг. 39). Продольный уклон штольни принят в $0,7\text{‰}$.

Следовательно требуется определить размеры штольни, а именно таким образом, чтобы она имела наиболее благоприятное сечение для пропуска нормального расхода воды.

Решение. Штольня здесь является частью подводящего канала. Поэтому ее осуществляют, как и всегда в таких случаях, в виде безнапорной, т. е. таким образом, чтобы верхушка штольни оставалась свободна и не смачивалась водой. Как уже было показано на задаче 8 (фиг. 24), наибольшая пропускная способность такой штольни имеет место не при полном заполнении ее, а при несколько пониженном уровне воды. Также и максимум средней скорости имеет место не при совершенном заполнении сечения, а при наполнении меньшем, чем то, которое необходимо для наибольшей пропускной способности. Из этого следует, что запроектированное нами сечение должно в первую очередь удовлетворять двум условиям:

1. При соблюдении условия использования наивыгоднейшего сечения оно должно пропускать нормальный расход воды. Это следует понимать в том смысле, что при этом сечении только при совершенно определенном уровне воды пропускается расход в $45 \text{ м}^3/\text{сек}$. При всех прочих возможных наполнениях этого сечения пропускаемый расход воды следовательно должен быть меньше $45,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ (равен $Q_{\max}$).

2. Наибольшая возможная скорость этого установленного согласно п. 1 сечения не должна превышать $2,5 \text{ м/сек}$. Ввиду того что этому $v_{\max}$ соответствует другое наполнение, чем $Q_{\max}$ этого же сечения,

следовательно v , имеющее место при пропуске $Q_{\max}$, будет меньше, чем $v_{\max}$.

Таким образом размеры сечения должны быть выбраны так, чтобы они соответствовали условию 1, причем условие 2 тогда должно быть выполнено само собой. При этом легко понять, что предположение соответственно меньшей скорости удовлетворило бы обоим вышеуказанным условиям. Кроме того при этом условии уменьшается использованный уклон. Меньшая скорость однако требует большего поперечного сечения (что видно по уравнению непрерывности), чем дорожается стоимость сооружения. По этой причине поперечное сечение нашей штольни должно иметь в свету площадь около 22 м^2 . Так как мы имеем дело с безнапорной штольней, то живое сечение для $Q_{\max}$ должно быть еще меньше этого размера. Следовательно мы имеем здесь дело еще с третьим условием в нашей задаче.

Если бы не существовало этого третьего условия, то решение должно было быть произведено следующим образом. Исходят из заданного нормального расхода воды и пытаются обойтись со скоростью, соответствующей этой пропускной способности, для того чтобы, с одной стороны, не получить слишком большого поперечного сечения, а с другой стороны не потерять слишком много напора.

Для нашего примера можно было бы принять эту скорость $v = 2,20 \text{ м/сек}$. Из этого следует, что живое сечение воды равно:

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{45,0}{2,2} = 20,5 \text{ м}^2.$$

Затем следует найти сечение, для которого при той же площади расход воды $Q = 45,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ составляет максимально пропускаемый расход. Далее необходимо проверить, остается ли в этом сечении $v_{\max}$ в предусмотренном пределе до $2,50 \text{ м/сек}$, и не стало ли сечение штольни в свету слишком большим, т. е. незаконным. Наконец необходимо проверить, не превосходит ли необходимый для этого уклон нормальных условий?

При осуществлении этого расчета надо было бы в первую очередь подумать об определении наивыгоднейшего сечения для данных условий чисто математическим путем, как в свое время было сделано для трапециoidalного сечения (задачу 9-6). Нетрудно убедиться однако, что этот способ приводит к большим и сложным уравнениям и в конце концов при цифровом расчете все-таки сводится к решению при помощи подстановок. Для разнообразных условий, встречающихся большей частью на практике при подобных вычислениях, для получения более точного результата подстановка искомой величины должна по мере надобности повторяться. Вследствие вышеизложенных причин способ вычисления посредством подстановок должен найти предпочтение, как более практичный.

В примере данной задачи число опытных вычислений существенно уменьшается вследствие существующего условия, что поперечное сечение штольни в свету $F \approx 22,0 \text{ м}^2$, чем значительно упрощается весь расчет. Если при первом приближении принять поперечное се-

чение штольни в свету $F = 22,0 \text{ м}^2$, то получим следующее уравнение для r (фиг. 39):

$$F = \frac{1}{2} \left[2r + \left(2r - \frac{7}{30} r \right) \right] \cdot \frac{7}{6} r + \frac{r^2 \pi}{2} = \\ = 2,2 \cdot r^2 + 1,57 \cdot r^2 = 3,77 \cdot r^2;$$

откуда

$$r = \sqrt{\frac{F}{3,77}},$$

для

$$F = 22,0 \text{ м}^2$$

будет

$$r = \sqrt{\frac{22,0}{3,77}} = 2,415 \approx 2,40 \text{ м.}$$

Повторные расчеты штолен при форме сечения, аналогичной нашей, показывают, что самое благоприятное наполнение для $v_{\max}$ составляют около $\frac{5}{6}$ высоты сечения штольни в свету.

$$Q_{\max} \approx \frac{13}{14} \text{ высоты сечения штольни в свету.}$$

Для нашей штольни $r = 2,40 \text{ м}$; таким образом самое благоприятное наполнение будет:

$$\text{для } Q_{\max}: \frac{13}{14} \left(r + \frac{7}{6} r \right) = 2,01 \cdot r = 2,01 \cdot 2,40 = 4,82 \text{ м,}$$

$$\text{для } v_{\max}: \frac{5}{6} \left(\frac{7}{6} r + r \right) = 1,81 \cdot r = 1,81 \cdot 2,40 = 4,34 \text{ м.}$$

Теперь необходимо проверить, совпадают ли (при $r = 2,40 \text{ м}$) полученные цифровые значения для $Q_{\max}$ и $v_{\max}$ с заданными в условии величинами.

Обычно для определения указанного на фиг. 40 живого сечения воды принимается, что поперечное сечение воды

$$F = \Phi - \text{сегмент.}$$

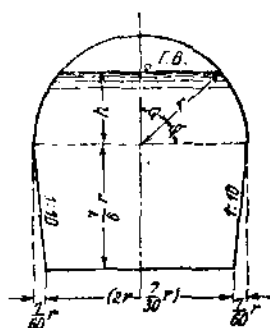
$$F = 3,77 \cdot r^2 - \frac{r^2}{r} \left(\frac{2\rho^{\circ}}{180^{\circ}} \pi - \sin 2\rho \right) = \\ = 3,77 r^2 - \frac{r^2}{r} \left(\frac{\rho^{\circ}}{90^{\circ}} \cdot \pi - \sin 2\rho \right),$$

где

$$\frac{h}{r} = \cos \rho$$

и

$$\rho' = 90^{\circ} - \rho,$$



Фиг. 40.

смоченный периметр p

$$p = \left(2r - \frac{7}{30}r\right) + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{7}{6}r\right)^2 + \left(\frac{7}{60}r\right)^2} + 2 \cdot \frac{r\pi \cdot \varphi'}{180^\circ} =$$

$$= 4,087 \cdot r + \frac{r\pi}{90^\circ} \cdot \varphi'.$$

Для $\frac{13}{14}$ наполнения, т. е. для $Q_{\max}$, h будет

$$h = 4,82 - \frac{7}{6} \cdot r = 4,82 - 2,80 = 2,02 \text{ м.}$$

Поэтому

$$\cos \varphi = \frac{h}{r} = \frac{2,02}{2,40} = 0,841, \quad \varphi = 32^\circ 45'; \quad 2\varphi + 65^\circ 30',$$

$$\sin 2\varphi = 0,910, \quad \varphi' = 57^\circ 15'.$$

Следовательно

$$F = 3,77 \cdot 2,40^2 - \frac{2,40^3}{2} \left(\frac{3,14}{90^\circ} \cdot 32^\circ 45' - 0,910 \right) =$$

$$21,68 - 2,88 \cdot (0,0349 \cdot 32,75 - 0,910) = 21,68 - 0,66 = 21,09 \text{ м}^2,$$

где $\mathcal{O} = 21,68 \text{ м}^2$.

$$p = 4,087 \cdot 2,40 + \frac{2,40 \cdot 3,14 \cdot 57^\circ 15'}{90^\circ} = 9,80 + 0,0837 \cdot 57,25 = 14,59 \text{ м.}$$

$$R = \frac{F}{p} = \frac{22,0^2}{14,59} = 1,44 \text{ м}; \quad \sqrt{R} = 1,20;$$

при $\gamma = 0,30$ будет $c = 69,5$. Поэтому $v = c \sqrt{R \cdot J}$, причем $J = 0,0007$.
 $v = 69,5 \cdot 1,20 \cdot 0,02645 = 2,21 \text{ м/сек.}$

Следовательно

$$Q_{\max} = v \cdot F = 2,21 \cdot 21,02 = 46,5 \text{ м}^3/\text{сек} > 45,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Для $\frac{5}{6}$ наполнения, т. е. для $v_{\max}$, h будет

$$h = 4,34 - \frac{7}{6} \cdot r = 4,34 - 2,80 = 1,54 \text{ м.}$$

Откуда следует

$$\cos \varphi = \frac{h}{r} = \frac{1,54}{2,40} = 0,642, \quad \varphi = 50^\circ 4'; \quad 2\varphi = 100^\circ 8';$$

$$\sin 2\varphi = \cos (2\varphi - 90) = 0,984; \quad \varphi' = 39^\circ 56'.$$

Следовательно

$$F = 21,68 - 2,88 \cdot (0,0349 \cdot 50,07 - 0,984) = 21,68 - 2,20 = 19,48 \text{ м}^2.$$

$$p = 9,80 + 0,0837 \cdot 39,93 = 9,80 + 3,34 = 13,14 \text{ м.}$$

$$R = \frac{F}{p} = \frac{19,48}{13,14} = 1,48 \text{ м}; \quad \sqrt{R} = 1,216; \quad c = 69,8.$$

Откуда;

$$v_{\max} = c \sqrt{R \cdot J} = 69,8 \cdot 1,216 \cdot 0,02645 = 2,24 \text{ м/сек} < 2,50 \text{ м/сек.}$$

Между тем как условия (2) ($v_{\max} < 2,50 \text{ м/сек}$) и (3) (поперечное сечение штольни к своему $\varnothing < 22,0 \text{ м}^2$) выполнены, условие (1), согласно которому $Q_{\max}$ должно быть равно $45,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, оказалось не выполненным. Существует возможность двумя способами выполнить еще и первое условие. Первый способ состоит в уменьшении уклона настолько, чтобы $Q_{\max}$ стало равным $45,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. С этим одновременно уменьшилось и v . Второй способ состоит в незначительном уменьшении поперечного сечения штольни, при сохранении уклона $J = 0,7\%$. Этот второй путь сокращает расходы по сооружению штольни.

По первому способу получается;

$$Q_{\max} = 4,50 \text{ м}^3/\text{сек}; F = 21,02 \text{ м}^2;$$

поэтому

$$v = \frac{45,0}{21,02} = 2,14 \text{ м/сек},$$

итак

$$J = \frac{r^2}{c^2 R} = \frac{2,14^2}{69,5^2 \cdot 1,44} = 0,000658 \approx 0,66\%.$$

Таким образом для гидростанции был бы сохранен напор в

$$H = (0,0007 - 0,00066) \cdot 215 = 0,0086 \approx 0,009 \text{ м},$$

а вследствие этого была бы увеличена мощность на

$$L = 10 \cdot Q \cdot H = 10 \cdot 45,0 \cdot 0,009 = 4,05 \text{ л. с.}$$

Второй способ. Если по уменьшении сечения штольни принять скорость v при $\frac{13}{14}$ наполнения равной $2,20 \text{ м/сек}$, то живое сечение F было бы равно $\frac{45,0}{2,20} \approx 20,5 \text{ м}^2$. Существует следующее приближенное отношение между живым сечением воды и радиусами r сечения штольни

$$\frac{F_1}{F_2} \approx \frac{r_1^2}{r_2^2}$$

или в цифровом выражении:

$$\frac{21,02}{20,5} = \frac{2,40^2}{r_2^2},$$

откуда

$$r_2 = \sqrt{\frac{20,5}{21,02} \cdot 2,40^2} \approx 2,37 \text{ м.}$$

Тогда

$$h = \frac{13}{14} \cdot \left(\frac{7}{6} \cdot 2,37 + 2,37 \right) - \frac{7}{6} \cdot 2,37 = 4,76 - 2,76 = 2,0 \text{ м.}$$

$$\cos \varphi = \frac{h}{r} = \frac{2,00}{2,37} = 0,844; \varphi = 32^\circ 26'; 2\varphi = 64^\circ 52',$$

$$\sin 2\varphi = 0,905; \varphi' = 57^\circ 34';$$

Следовательно:

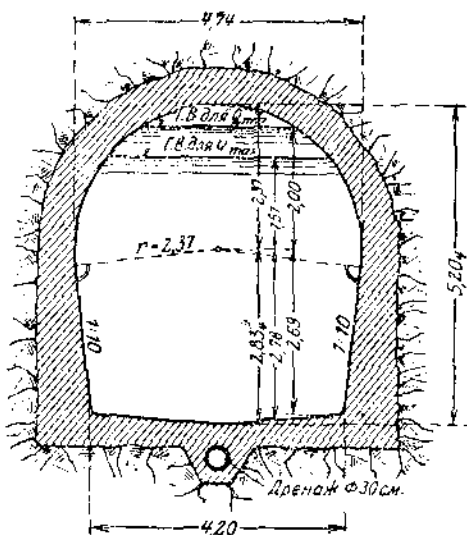
$$F = 3,77 \cdot 2,37 - \frac{2,37^2}{2} (0,0349 \cdot 32,43 - 0,905) = 21,2 - 0,63 = 20,57 \text{ м}^2,$$

причем

$$\Phi = 21,20 \text{ м}^2 < 22,0 \text{ м}^2 \text{ (условие 3!)} \\ \rho = 4,087 \cdot 2,37 + \frac{2,37 \cdot 3,14}{90^\circ} \cdot 57,57 = 9,69 + 0,0826 \cdot 57,57 = 14,45 \text{ м};$$

$$R = \frac{20,57}{14,45} = 1,42 \text{ м}; \sqrt{R} = 1,19; c = 69,5;$$

$$v = 69,5 \cdot 1,19 \cdot 0,02645 = 2,19 \text{ м/сек},$$



Фиг. 41а.

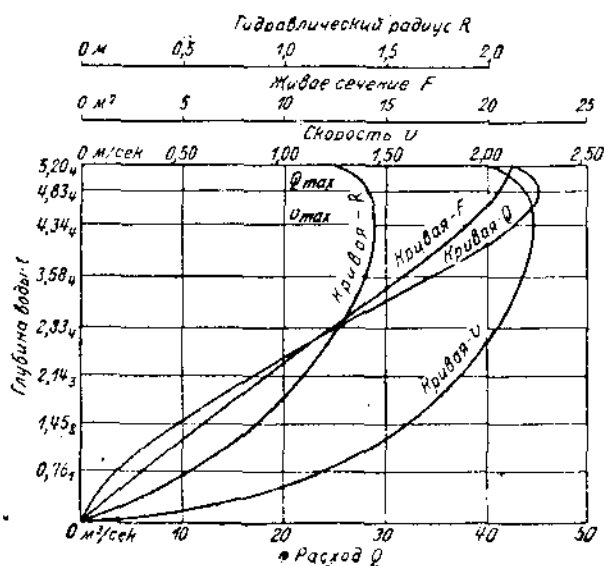
$$Q = 2,19 \cdot 20,57 = 45,0 \text{ м}^3/\text{сек} \text{ (условие 1!)}.$$

Так как вследствие уменьшения сечения штольни все скорости стали меньше, ¹ то проверка $v_{\max}$ для нового сечения становится лишнею (условие 2).

На фиг. 41а дано сечение штольни с окончательно принятыми размерами. Небольшие изменения в форме сечения штольни, произведенные по конструктивным соображениям, не меняют более пропускной способности, что видно из кривой скорости v и кривой расхода Q для различных наполнений (фиг. 41б). Кроме того по фиг. 41б видно, что запроектированная на расход 45,0 м³/сек штольня очень

¹ Уменьшение поверхности сечения штольни влечет за собой уменьшение R , в связи с этим и меньшее c , таким образом при том же уклоне J скорость v уменьшится (а вместе с этим и количество перемещаемой воды, что как раз служило поводом к уменьшению сечения).

увести тельна к обратному подпору воды, так как и в этом случае горизонт воды начинает очень близко подходить к верху сечения. Учет возможности такого подпора приводит к большему профилю штольни, так чтобы между нормальным уровнем воды и верхушкой оставалось достаточное пространство. Однако такой профиль не будет уже являться наивыгоднейшим для нормального расхода воды.



Фиг. 41б.

Таблица 9.

Глубина воды t м	F м²	ρ м	R м	c	U м/сек	Q м³/сек
0,76 ₁	2,94	5,57	0,528	61,6	1,18	9,47
1,45 ₂	5,99	6,96	0,865	65,7	1,61	9,65
2,14 ₃	9,10	8,35	1,090	67,6	1,87	17,00
2,83 ₄	12,34	9,74	1,268	68,7	2,04	25,25
3,58 ₅	15,85	11,21	1,411	69,4	2,18	34,55
4,34 ₆	19,01	12,95	1,469	69,8	2,23	42,55
4,83 ₇	20,57	14,45	1,420	69,5	2,19	45,00
5,20 ₈	21,20	17,14	1,236	68,5	2,02	42,70

По Базену $c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$, где $\gamma = 0,30$.

НАПОРНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ.

Задачи по водоснабжению.

Задача 19. Расчеты трубопроводов (определение потерь напора) и построение пьезометрических линий для различных случаев. Пруд снабжается водой из озера посредством трубопровода длиной

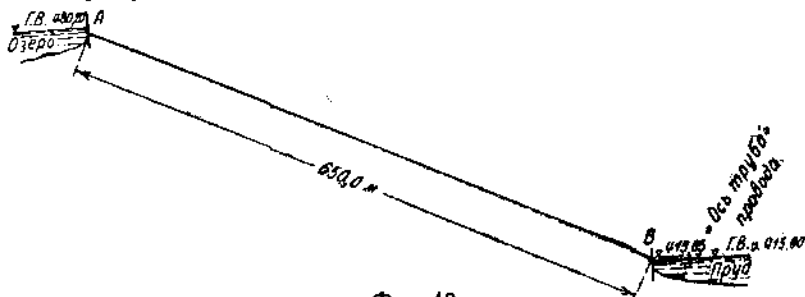
650 м. Уровень воды в озере лежит на отметке 480,20 м, нижний конец оси трубы лежит на отметке 415,65 м, уровень пруда на отметке 415,00 м.

1. С какой скоростью вода оставляет конечное совершенно открытое сечение трубы, если она имеет диаметр 2" (50,8 мм) и верхний насадок с заостренной кромкой?

Каков в данном случае секундный расход?

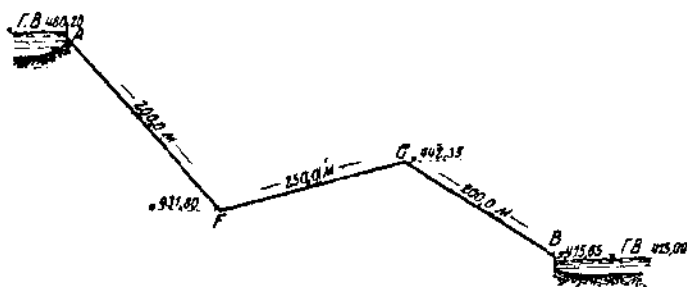
Каково изменение пьезометрической линии?

Будет ли полученный расход через трубопровод являться максимальной пропускной способностью последнего?



Фиг. 42.

2. Какая скорость установится в том же трубопроводе, если посредством регулирования установленным в точке В краном пропускную способность держать равной только 1,5 л/сек?



Фиг. 43.

3. Какой режим движения воды установится в трубопроводе и какая будет его пропускная способность, если выходное сечение В совершенно открыто и если:

а) Трубопровод так рассчитан, что от озера, на длину 200 м труба имеет диаметр 65 мм, в то время как остальной участок состоит из труб в 1 3/4". Построить пьезометрическую линию.

б) Трубопровод смонтирован так, что на длине 200 м применена труба в 2", на следующих 250 м — 2 1/4", на остальном участке — 2 1/2"; при условии учитывать только потери напора на трение?

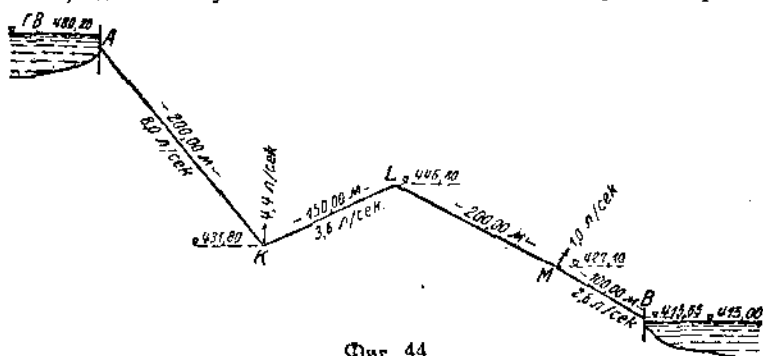
Построить пьезометрическую линию. Выбрать диаметр начального участка трубопровода?

При решении вопросов 1—3 предполагается, что трубопровод по всей длине А до В проложен с одинаковым уклоном (фиг. 42).

4. Как изменится пропускная способность воды в трубопроводе, если по местным условиям направление трубопровода придется взять согласно фиг. 43; если кроме того истечение воды в точке *B* ничем не стеснено и диаметр трубы (как в случае 1) равен 2"?

5. а) На фиг. 44 изображена трасса трубопровода, сечения которого подобраны, учитывая торговый сортамент на трубы. Настоящий трубопровод рассчитан так, что вполне отвечает нижеследующим условиям:

- пропускная способность от *A* до *K* : 8,0 л/сек,
 - захват воды в *K* : 4,4 л/сек
 - остаточный напор в гидранте *K* : 30 м столба воды,
 - отсутствие засасывающего действия в *L*,
 - захват воды в *M* : 1,0 л/сек,
 - захват воды в *B* : 2,6 л/сек,
 - неиспользованная высота напора в *B* : 15 м столба воды.
- Для определения учитываем только лишь потери на трение.



Фиг. 44.

б) Как пойдет пиезометрическая линия, если требуемый расход трубопровода а) составляет от *A* до *B* только 2,6 л/сек, причем в *K* и *M* никакого потребления воды нет? Какова будет при этом высота неиспользованного напора в *B*?

Решение. Вода озера, расположенная выше центра выходного сечения трубы — точки *B*, обладает относительно этой точки энергией положения (потенциальной энергией). При движении воды от *A* до *B* потенциальная энергия (давление воды, напор) преобразуется в энергию движения (кинетическую энергию).

Если весь существующий напор *H* полностью мог-бы преобразоваться в скорость, то она в месте истечения (в точке *B*) была-бы равна

$$v = \sqrt{2gH} \text{ м/сек.}$$

В этом случае конечная скорость зависела бы только от величины использованного напора *H* и совершенно не зависела бы от характера и длины водовода. Движение воды от *A* до *B* было бы (в данном случае) *ускоренным*.

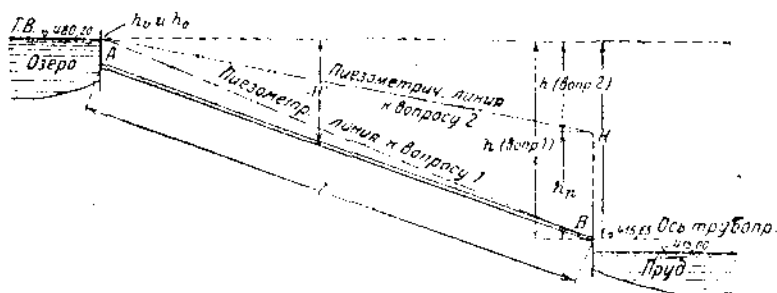
Наоборот, если для скорости v_1 в каком-либо месте трубопровода соответствующая высота напора равна $H_1 = \frac{v_1^2}{2g}$, то следовательно при

скорости v для конечной точки B , высота, соответствующая давлению (равная скоростному напору),

$$H = \frac{v^2}{2g} \text{ м.}$$

Так как мы предположили, что для случая движения воды в трубе $A-B$ горизонты воды ни в озере, ни в пруде не изменяются, то в данном случае имеет место *равномерное* движение воды, а, стало быть, учитывая неразрывность струи, количество воды, протекшей через B и поступившей в A должно быть равно.

Однако движение воды сопряжено, как известно, с потерями напора. Так уже при входе воды в трубу A получают потери на вход, кроме того трение воды о стенки трубы вдоль всего трубопровода $A-B$ даст еще потери напора на трение. Наконец потери имеют место на закруглениях, в отводах, в местах изменения живого сечения, в дроссельных клапанах и т. д.



Фиг. 45.

На преодоление этих сопротивлений затрачивается некоторая часть напора H . Остаточная часть напора, если только движение воды ничем не стеснено, все идет на создание скорости.

Наоборот, если в трубопроводе имеется стеснение потока, например при частичном закрытии трубы, то тогда там образуется такая скорость v , которая соответствует уравнению непрерывности $v = Q$.

Понятно, что затраченный на создание этой скорости напор будет меньше вышеупомянутого напора, идущего на создание скорости при условии свободного истечения в атмосферу. Тогда тот напор, который остается за вычетом потерь и скоростного напора, является напором действующим (потенциальная энергия в конце трубопровода). Другими словами, напор, затраченный на создание скорости (скоростной напор), равен полному напору за вычетом всех потерь и существующего давления (потенциальной энергии).

Если обозначим потерю напора при входе через h_0 , потерю напора на трение — h , прочие потери вследствие сопротивлений — h_1 и оставшееся неиспользованным давление через h_p (в метрах водяного столба), то следовательно скоростной напор должен быть равен

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = H - (h_0 + h + h_1 + h_p).$$

Выше мы говорили, что при отсутствии потерь между A и B движение воды здесь будет ускоренным.

Какое же влияние окажут появившиеся теперь сопротивления на движение воды? Так как в любом месте трубопровода существует еще некоторое избыточное давление, то вода должна полностью заполнить все поперечное сечение трубы; кроме того существует урав-

нение непрерывности $v = \frac{Q}{F}$, которое означает, что при постоянных Q и F v тоже будет постоянным, а следовательно движение воды должно быть равномерным.

Равномерное движение имеет место и в том случае, если избыточное давление в какой-либо части трубы будет равно нулю или станет даже отрицательным (действие всасывания), конечно только в том случае, если практически возможная высота всасывания не превзойдена, т. е. если не может произойти разрыва струи.

Лишь в том случае, когда вода не имеет никакой потенциальной энергии (никакого избыточного давления), и кроме того приращение уклона от сечения к сечению всегда больше напора, необходимого для преодоления суммарных потерь, а всасывающее действие устранено специальными сооружениями (например устройством воздушных труб), ускоренное движение воды может иметь место. В данном случае речь идет уже о незаполненном полностью профиле, который аналогичен открытому каналу (задача 32 — сбросный трубопровод гидростанции).

Как видно из условия непрерывности, при наличии избыточного давления h_p (потенциальной энергии), в трубопроводах с постепенно увеличивающимся сечением имеет место неравномерное замедленное движение, а для постепенно уменьшающихся сечений — неравномерное ускоренное движение. Если же избыточное давление равно 0, то и в этом случае для образования ускоренного движения воды, приведенное рассуждение остается в силе.

При числовом решении данной задачи будет рассмотрен случай движения воды вышеуказанного характера.

1. От A до B трубопровод имеет постоянный диаметр. Выходное сечение совершенно открыто, т. е. струя свободно вытекает в атмосферу, а следовательно движение воды происходит так, что от A до B существующий напор весь используется, т. е. скорость воды v в трубопроводе достигает возможного максимума.

Принимаем, как обычно:

$$h_0 = \xi_0 \frac{v^2}{2g} = 0,505 \frac{v^2}{2g} \approx 0,51 \frac{v^2}{2g} \text{ (потери при входе);}$$

0,51 относится на переход воды из бесконечно большого бассейна в цилиндрический насадок трубы,

$$h = \xi \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ (потери на трение);}$$

¹ Это выражение получается из: $v = c \sqrt{RJ} = c \sqrt{\frac{h}{R \cdot l}}$, откуда

$$h = \frac{v^2 l}{c^2 R} = \frac{2g}{c^2} \cdot \frac{l}{R} \cdot \frac{v^2}{2g}; \text{ для } R = \frac{d}{4} \text{ имеем } h = \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

c — коэффициент скорости по Базену (обычно при $\gamma = 0,16$) или по сокращенной формуле Куттера (при $m = 0,25 \div 0,35$);

l — длина трубопровода, диаметра, равного d ;

$h_j = \xi_j \cdot \frac{v^2}{2g}$ (сумма остальных потерь; относительно коэффициента ξ_j , см. дальнейшие примеры);

$\rho = \frac{P}{\gamma}$ (избыточное давление в метрах столба воды).

Принимая во внимание, что в данном случае нет никаких потерь кроме потери на вход и на трение, получим следующее равенство для скоростного напора:

$$\frac{v^2}{2g} = H - (h_1 + h) = H - \left(0,51 \cdot \frac{v^2}{2g} + \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \right),$$

откуда следует:

$$\frac{v^2}{2g} \left(1 + 0,51 + \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \right) = H,$$

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + 0,51 + \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d}}}.$$

Для $H = 480,20 - 415,65 = 64,55$ м,

$l = 650,0$ м,

$d = 2'' = 50,8$ мм = 0,0508 м,

$m = 0,25$ (по Куттеру для водопроводных труб) и

$R = \frac{d}{4} = 0,0127$ м получим:

$$c = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} = \frac{100 \sqrt{0,0127}}{0,25 + \sqrt{0,0127}} = 31,1.$$

Откуда получается

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 64,55}{1,51 + \frac{8 \cdot 9,81}{31,1^2} \cdot \frac{650,0}{0,0508}}},$$

$$v = \sqrt{\frac{1266}{1,51 + 1039}},$$

$$v = 1,103 \approx 1,10 \text{ м/сек.}$$

Поэтому расход воды Q через трубопровод будет равен:

$$Q = v \cdot F = 1,10 \cdot \frac{0,0508^2 \pi}{4} = 1,01 \cdot 0,00202 = 0,00222 \text{ м}^3/\text{сек} \approx \approx 2,2 \text{ л/сек.}$$

Для построения пьезометрической линии (линии избыточного

давления) необходимы величины отдельных потерь напора, т. е. скоростный напор

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{1,10^2}{2g} = 0,06202 \approx 0,062 \text{ м};$$

потери при входе:

$$h_0 = 0,51 \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,51 \cdot 0,06202 = 0,032 \text{ м};$$

потери на трение:

$$h = \left(\frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \right) \cdot \frac{v^2}{2g} = 1039 \cdot 0,06202 \approx 64,456 \text{ м};$$

общая потеря напора = 64,550 м.

Следовательно суммарные потери равны существующему напору. Мы видим, что напор, затраченный на трение, немного превышает напор, идущий на образование скорости и на преодоление сопротивления при входе (на фиг. 45 при данном масштабе обе последние величины не изображены).

Поэтому на практике при длинных трубах с малым диаметром, часто употребляемых в деле водоснабжения, местными сопротивлениями и образованием скоростного напора можно пренебречь, учитывая лишь потери трения в самих трубах.

Однако, если здесь имеют место подсчеты потерь напора при входе и величины скоростного напора, то это делается лишь только с целью упражнения.

Спрашивается теперь, возможно ли при данных условиях достигнуть большей пропускной способности, чем $Q = 2,2 \text{ л/сек.}$

Увеличение пропускной способности трубопровода было бы возможно лишь в том случае, если, как видно из выражения

$$Q = vF,$$

где $F = \text{const}$, увеличивается скорость v . Однако с увеличением скорости возрастают и общие потери, а следовательно и величина потребного напора H . Но так как существующий напор уже весь затрачен на пропуск расхода в $2,2 \text{ л/сек.}$, то отсюда следует, что данный расход является максимальным. Если же по тем или иным обстоятельствам требуется расход воды больший, чем $2,2 \text{ л/сек.}$, то необходимо для увеличения действующего напора или повысить горизонт воды в озере или опустить ниже выходное сечение трубы, или—самое лучшее и самое выгодное—взять трубы большего сечения.

2. Здесь $Q = 1,5 \text{ л/сек.}$ Из условия непрерывности для $F = \frac{d^2 \pi}{4} =$
 $= 0,00202 \text{ м}^2$ скорость воды в трубе будет

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0,0015}{0,00202} = 0,740 \text{ м/сек.}$$

Соответственно этой скорости, потери напора теперь будут равны: скоростный напор

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0,740^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0279 \approx 0,028 \text{ м};$$

потери на вход

$$h_0 = 0,51 \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,51 \cdot 0,0279 \approx 0,014 \text{ м};$$

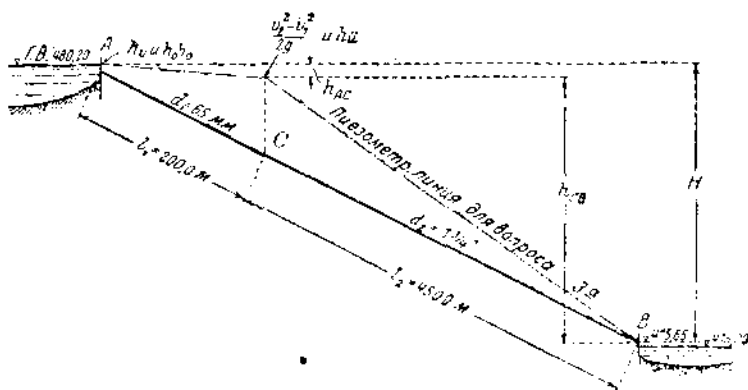
потери на трение

$$h = \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^3}{2g} = 1039 \cdot 0,0279 \approx 28,948 \text{ м};$$

суммарная потеря напора = 28,990 м.

Поэтому в точке *B* имеет место напор $h_p = H - 28,99 = 64,55 - 28,99 = 35,56 \text{ м}$.

При выходе из трубопровода (крана) эта потенциальная энергия, если не считать потери напора на преодоление сопротивлений в кране, преобразуется в скорость. Тогда (пренебрегая остальными потерями)



Фиг. 46.

простейший напор в *B* будет $= \frac{v'^2}{2g} = h_v + h_p = 0,028 + 35,500 =$

35,588 м и следовательно $v' = \sqrt{2g \cdot 35,588} = 26,5 \text{ м/сек}$.

В данном случае конец трубопровода можно было бы установить в озере, как фонтанный насадок.

О построении пьезометрической линии см. фиг. 45 и сказанное в первом вопросу.

3. а) Ход расчета аналогичен первому вопросу. При этом лишь надо заметить, что, так как диаметр трубы на участке AC (фиг. 46) иной, чем на участке BC, то в силу условия непрерывности скорость в этих участках будет различной и потери надо определять для каждого участка в отдельности.

Обозначим индексом 1 все величины участка AC, индексом 2 — участка CB.

Так как секундный расход воды, вытекающей из *B*, равен количеству воды, поступившей в *A* за то же время, то должно быть

$$Q = F_1 \cdot v_1 = F_2 \cdot v_2 \quad (1)$$

По сказанному ранее:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + 0,51 \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \frac{8g}{C_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \xi_n'' \cdot \frac{v_2^2}{2g} + \frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \cdot \frac{v_2^2}{2g}. \quad (2)$$

Кроме всех потерь в напоре, которые приводились в вопросе 1 и 2, здесь имеют место еще следующие потери:

$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$ — напор, необходимый для повышения скорости от v_1 до v_2

$\xi_n \frac{v_1^2}{2g}$ — преодоление сопротивления при переходе от трубы AC большего диаметра к трубе CB меньшего диаметра.

По Вейсбаху:

$$\xi_n = \frac{0,0765}{\mu^2} + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right)^2; \text{ для } \frac{F_2}{F_1} = \frac{d_2^2}{d_1^2} = \frac{0,044^2}{0,065^2} = 0,46,$$

согласно табл. 5 приложений, коэффициент зависимости $\mu = 0,72$ и $\xi = 0,30$.

Основное уравнение (2) содержит два неизвестных: v_1 и v_2 . Но из уравнения (1) следует, что в силу непрерывности скорости относятся обратно пропорционально площадям сечений труб. Поэтому представляется возможным одну из неизвестных скоростей выразить через другую.

$$\text{Пусть } v_1 = v_2 \cdot \frac{F_2}{F_1},$$

тогда

$$\begin{aligned} H &= \frac{v_2^2}{2g} \cdot \frac{F_2^2}{F_1^2} \cdot \left(1,51 + \frac{8g}{c_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \right) + \frac{v_2^2}{2g} \left(1 - \frac{F_2^2}{F_1^2} \right) + \\ &\quad + \frac{v_2^2}{2g} \left(0,30 + \frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \right) = \\ &= \frac{v_2^2}{2g} \left[\frac{F_2^2}{F_1^2} \cdot \left(1,51 + \frac{8g}{c_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \right) + \left(1 - \frac{F_2^2}{F_1^2} \right) + \left(0,30 + \frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \right) \right]; \end{aligned}$$

где:

$$d_1 = 65 \text{ мм} = 0,065 \text{ м};$$

$$d_2 = 1\frac{3}{4}'' = 44,45 \text{ мм} \approx 0,044 \text{ м};$$

$$F_1 = \frac{d_1^2 \pi}{4} = \frac{0,065^2}{4} \cdot 3,14 = 0,00332 \text{ м}^2;$$

$$F_2 = \frac{d_2^2 \pi}{4} = \frac{0,044^2}{4} \cdot 3,14 = 0,00152 \text{ м}^2;$$

$$l_1 = 200,0 \text{ м};$$

$$l_2 = 450,0 \text{ м};$$

$$c_1 = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d_1}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d_1}{4}}} = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{0,065}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,065}{4}}} = 33,7;$$

$$c_2 = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d_2}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d_2}{4}}} = \frac{100 \cdot \sqrt{\frac{0,044}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,044}{4}}} = 29,6.$$

Тогда

$$H = \frac{v_2^2}{2g} \left[\left(\frac{0,00152}{0,00332} \right)^2 \cdot \left(1,51 + \frac{8g}{33,7^2} \cdot \frac{200,0}{0,065} \right) + \left(1 - \left(\frac{0,00152}{0,00332} \right)^2 \right) + \right. \\ \left. + \left(0,30 + \frac{8g}{29,6^2} \cdot \left(\frac{450,0}{0,044} \right) \right) \right] = \frac{v_2^2}{2g} [0,209 \cdot (1,51 + 213,0) + (1 - 0,209) + \\ + (0,30 + 916,5)] = \frac{v_2^2}{2g} \cdot 962,391.$$

Отсюда

$$v^2 = \sqrt{\frac{2g \cdot H}{962,391}} = \sqrt{\frac{19,62 \cdot 64,55}{962,391}} = 1,146 \approx 1,15 \text{ м/сек.}$$

$$v_1 = v_2 \cdot \frac{F_2}{F_1} = 1,146 \cdot \frac{0,00152}{0,00332} = 0,525 \approx 0,53 \text{ м/сек.}$$

Тогда расход воды:

$$Q = v_1 F_1 = v_2 F_2 = 1,146 \cdot 0,00152 = 0,00174 \text{ м}^3/\text{сек} = 1,74 \approx 1,7 \text{ л/сек.}$$

Величина отдельных потерь:

Образование скорости

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = 0,01405 \approx 0,014 \text{ м.}$$

Потери на вход

$$h_0 = 0,51 \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,00716 \approx 0,007 \text{ м.}$$

Трение на участке АС.

$$h_{CB} = 916,5 \cdot \frac{v_2^2}{2g} = 61,461 \text{ м,}$$

суммарные потери напора 64,550 м

т.е. равны существующему напору H . Пьезометрическая линия представлена на фиг. 46.

б) Значок 1 опять относится к участку трубы диаметром 2", 2—к участку с диаметром 2 1/4" и 3—к участку с диаметром 2 1/2". Если мы теперь будем учитывать только потери на трение, всеми же прочими потерями ввиду их незначительности будем пренебрегать, то весь затраченный напор H пойдет на преодоление всех сопротивлений от трения и будет равен их сумме.

$$H = \frac{8g}{c_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \cdot \frac{v_1^2}{2g} + \frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \cdot \frac{v_2^2}{2g} + \frac{8g}{c_3^2} \cdot \frac{l_3}{d_3} \cdot \frac{v_3^2}{2g}. \quad (1)$$

Условие непрерывности приводит к следующему уравнению:

$$Q = v_1 F_1 = v_2 F_2 = v_3 F_3.$$

Выражая v_1 и v_2 через v_3 , получим:

$$v_1 = v_3 \cdot \frac{F_3}{F_1}; \quad (2)$$

$$v_2 = v_3 \cdot \frac{F_3}{F_2}. \quad (3)$$

Тогда

$$\begin{aligned} H &= \frac{8g}{c_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \cdot \frac{v_3^2}{2g} \cdot \frac{F_3^2}{F_1^2} + \frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \cdot \frac{v_3^2}{2g} \cdot \frac{F_3^2}{F_2^2} + \frac{8g}{c_3^2} \cdot \frac{l_3}{d_3} \cdot \frac{v_3^2}{2g} = \\ &= \frac{v_3^2}{2g} \left[\left(\frac{8g}{c_1^2} \cdot \frac{l_1}{d_1} \right) \cdot \frac{F_3^2}{F_1^2} + \left(\frac{8g}{c_2^2} \cdot \frac{l_2}{d_2} \right) \cdot \frac{F_3^2}{F_2^2} + \left(\frac{8g}{c_3^2} + \frac{l_3}{d_3} \right) \right], \end{aligned}$$

где

$$d_1 = 2'' = 50,80 \text{ мм} \approx 0,051 \text{ м};$$

$$d_2 = 2\frac{1}{4}'' = 57,03 \text{ мм} \approx 0,057 \text{ м};$$

$$d_3 = 2\frac{1}{2}'' = 63,50 \text{ мм} \approx 0,063 \text{ м}.$$

Следовательно

$$F_1 = \frac{d_1^2 \pi}{4} = 0,00204 \text{ м}^2;$$

$$F_2 = \frac{d_2^2 \pi}{4} = 0,00255 \text{ м}^2;$$

$$F_3 = \frac{d_3^2 \pi}{4} = 0,00312 \text{ м}^2;$$

$$l_1 = 200,0 \text{ м};$$

$$l_2 = 250,0 \text{ м};$$

$$l_3 = 200,0 \text{ м};$$

$$H = 64,55 \text{ м};$$

$$c_1 = \frac{100 \sqrt{\frac{0,051}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,051}{4}}} = 31,2;$$

$$c_2 = \frac{100 \sqrt{\frac{0,057}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,057}{4}}} = 32,3;$$

$$c_3 = \frac{100 \sqrt{\frac{0,063}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,063}{4}}} = 33,4.$$

Подставляя полученные числовые значения в данные уравнения получим:

$$64,55 = \frac{v_3^2}{2g} \left[\left(\frac{8g}{31,2^2} \cdot \frac{200,0}{0,051} \right) \frac{0,00312^2}{0,00204^3} + \left(\frac{8g}{32,3^2} \cdot \frac{250,0}{0,057} \right) \frac{0,00312^2}{0,00255^3} + \frac{8g}{35,4^2} \cdot \frac{200,0}{0,063} \right] = \frac{v_3^2}{2g} [316,0 \cdot 2,34 + 330,0 \cdot 1,50 + 223,3] = \frac{v_3^2}{2g} \cdot 1457,8,$$

откуда

$$v_3 = \sqrt{\frac{2g \cdot 64,55}{1457,8}} = 0,9325 \approx 0,93 \text{ м/сек};$$

$$v_1 = v_3 \frac{F_3}{F_1} = 1,427 \approx 1,43 \text{ м/сек};$$

$$v_2 = v_3 \frac{F_2}{F_2} = 1,140 \text{ м/сек}.$$

Тогда расход будет

$$Q = v_1 F_1 = v_2 F_2 = v_3 F_3 = 2,9 \text{ л/сек}.$$

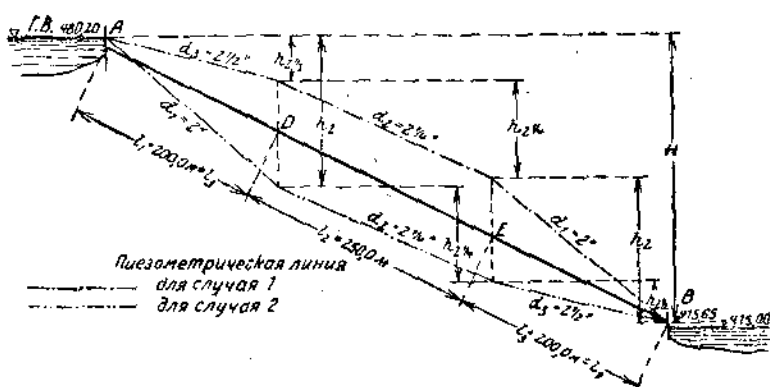
Величины потери трения для отдельных участков:

$$\text{участок с диаметром } 2'' \quad h_2'' = 316,0 \frac{v_1^2}{2g} = 32,80 \text{ м}.$$

$$\text{„ „ „ } 2\frac{1}{4}'' \quad h_{2\frac{1}{4}''} = 330,0 \frac{v_2^2}{2g} = 21,87 \text{ м}.$$

$$\text{„ „ „ } 2\frac{1}{2}'' \quad h_{2\frac{1}{2}''} = 223,3 \frac{v_3^2}{2g} = 9,88 \text{ м}.$$

суммарная потеря напора 64,55 м = H



Фиг. 47.

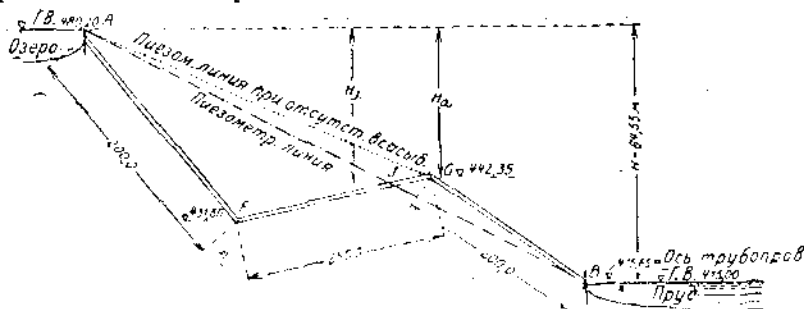
При укладке трубопровода имеется две возможности. Можно на-
мат трубопровод от точки А—трубой в 2 1/2'' (случай 1, фиг. 47); тогда

пиезометрическая линия будет лежать всюду выше оси трубы. Но можно от точки A взять трубу и в 2" (случай 2-й, фиг. 47); тогда, наоборот, по всей длине трубопровода мы имели бы разряжение (вопрос 4-й). Так как этого стремятся избежать, прокладываем трубы согласно случаю первому.

4. По предыдущему, имеющийся в наличии напор от уровня озера до выходного сечения трубы B , равен 65,55 м. Так как в этом случае диаметр трубы, как и в вопросе 1-м данной задаче, равен 2" и в сечении B отсутствуют причины, тормозящие или стесняющие истечение воды, для v и Q получаются те же цифровые результаты, что и в вопросе первом.

Однако в то время как там пиезометрическая линия от A до B , проходит выше трубопровода, следовательно движущаяся по трубе вода находится под давлением, постепенно уменьшающимся от A к B , а в B даже равно 0, — здесь пиезометрическая линия пересекает ось трубы в точке I (фиг. 48).

Поэтому лишь участок AI находится под избыточным давлением, которое в точке I затрачивается полностью. Участок же $I-B$ нахо-



Фиг. 48.

дится под давлением ниже атмосферного (разряжение), это значит, что затраченный напор больше имеющегося в наличии.

Лишь только в выходном сечении трубы B имеет место соответствие существующего и затраченного напора. Поэтому сначала кажется, как будто движение воды в точке I приостанавливается. Но это не так. Потому что, если скорость воды от I к G уменьшится, то, в силу непрерывности потока, должно замедлится движение воды и на участке $A-I$. Так как возникающие потери зависят от v^2 и уменьшаются с уменьшением последней, пиезометрическая линия между A и I будет стремиться подняться еще выше, до тех пор, пока не установилось бы давление, достаточное для того, чтобы вода с уменьшенной скоростью v достигла вершины G . Первоначально давление между G и B будет достаточным не только для поддержания вновь установившегося движения воды, но сохраняется еще некоторый остаток напора в точке B , который однако сразу преобразуется в скорость и тем самым способствует повышению v на участке GB .

В силу непрерывности, все струйки воды от A до G должны принимать участие в повышении этой скорости, так что пиезометрическая линия на прямой B будет колебаться. Следовательно на участке IB имеет место процесс всасывания. Но если по каким-либо

причинам (например присасывание воздуха вследствие неплотности фланцев трубы) всасывающее действие прекратится, то произойдет разрыв струи около точки G . В этом случае сечение трубы в точке G можно было бы рассматривать как выходное сечение, и пьезометрическая линия шла бы от A до G . H_0 — было бы напором, соответствующим величине v и Q , и следовательно равномерное движение воды имело бы место лишь от A до G ; в то же время на участке GB установилось ускоренное движение.

5. а) Соответственно оставленным требованиям, необходимо так рассчитать трубопровод, чтобы для всех его частей были выполнены следующие условия:

Участок AK (фиг. 44 49).

Здесь расход воды составляет $Q = 8,0$ л/сек = $0,008$ м³/сек.

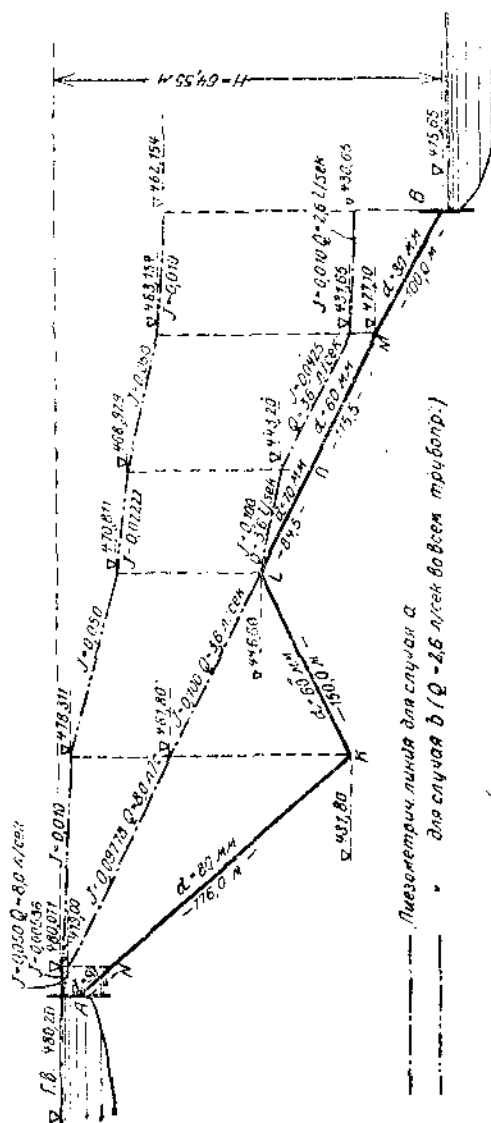
Так как в точке K должно существовать давление, равное столбу воды высотой 30 м, напор, затраченный на участке AK , может быть равен только $(80,20 - 431,80) - 30,0 = 48,4 - 30,0 = 18,40$ м.

Следовательно возможное относительное падение давления (гидравлический уклон) будет:

$$= \frac{18,40}{200,0} = 0,092 (\approx 1:11).$$

Для преодоления сопротивления трения необходим уклон J

$$J = \frac{v^2}{c^2 R} = \frac{v^2}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^3 \cdot \frac{d}{4}}$$



Фиг. 49.

Из условия непрерывности следует

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{\frac{d^2 \pi}{4}},$$

откуда

$$J = \frac{\left(\frac{Q}{\frac{d^2 \pi}{4}} \right)^2}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2 \cdot \frac{d}{4}} = \frac{Q^2}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2 \cdot \left(\frac{d^2 \pi}{4} \right)^2 \cdot \frac{d}{4}}$$

$$= \frac{6,48}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5},$$

или

$$\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2 \cdot d^5 = 6,48 \cdot \frac{Q^2}{J}.$$

Полагая приближенно для:

$$\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} = 51,$$

получим, что

$$\frac{6,48}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2} = 0,00249,$$

откуда

$$d = 0,3 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}.$$

Определяем теперь в первом приближении диаметр d .

Для $Q = 0,008$ м/сек. и $J = 0,092$ $d \approx 0,3 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,008}{0,092}} = 0,07$ м.

Подставляя эту величину $d = 0,07$ м в вышеприведенную расчетную формулу, получим:

для левой части уравнения:

$$\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{0,07}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{0,07}{4}}} \right]^2 \cdot 0,07^5 = 34,6^2 \cdot 0,00000168 = 0,00202;$$

правая часть равна:

$$6,48 \cdot \frac{0,008^2}{0,092} = 0,0045.$$

Очевидно, величина $d=0,07$ несколько мала. Равенства левой и правой части уравнения достигнем путем подбора, взяв $d=0,081$ м = 81 мм. Но такой диаметр труб не соответствует торговому сортаменту. Ниже будет указано, как поступить в таком случае.

Для того чтобы при определении d не производить кропотливых пересчетов, в практике обычно пользуются таблицами (см. табл. 6 приложений).¹ Последние дают для целого ряда значений гидравлического уклона (падения напора, уклона пьезометрической линии) и стандартного диаметра труб величины расхода Q в л/сек. и соответствующие этим расходам скорости v .

Наоборот, при заданном гидравлическом уклоне и расходе воды Q по ним можно определить диаметр труб. Ход расчета при пользовании табл. 6 будет следующий. Сначала между двумя взятыми точками определяют гидравлический уклон (в нашем примере между A и K), учитывая при этом поставленные условия (в нашем примере требуется иметь в точке K давление, равное 30 м водяного столба, следовательно отметка линии давления в K будет не 431,80, а $431,80 + 30,0 = 461,8$ м и соответствующий идеальный уклон на участке AK при длине его в 200 м и разности высот $480,20 - 461,80 = 18,40$ м будет $J = \frac{18,40}{200,0} = 0,092$). Таким образом J дано. Кроме того известно еще Q .

Тогда, взяв по табл. 6 найденное J и найдя в той же строке соответствующую величину расхода Q в л/сек., вверху столбца прочтем диаметр трубы в миллиметрах.

Однако возможно, что для данного J и Q таблица не даст величины подходящего и отвечающего сортаменту диаметра. В этом случае берется ближайшее большее J' и соответственно Q' , для которых получающийся по таблице диаметр d отвечает имеющимся в торговле размерам.

Возможно, что этот диаметр будет несколько большим для заданного расхода Q . Но так как необходимо знать, каково же будет J'' , соответствующее данному расходу Q и принятому диаметру трубы d' , нужно произвести подсчет снова. Уклон J'' , указывающий действительное положение пьезометрической линии, может быть найден по

¹ Потому что в деле водоснабжения большею частью для требуемого расхода Q и для существующего гидравлического уклона требуется определить необходимый диаметр трубы d .

таблице путем интерполяции или непосредственным пересчетом следующего уравнения:

$$J = \frac{6,48}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5},$$

причем Q соответствует заданному, а d берется из таблицы в зависимости от J' и Q' ; тогда J соответствует названному выше значению J'' , т. е.

$$J'' = \frac{6,48}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5}.$$

Кроме того величина J'' может быть получена еще следующим образом:

$$1. J'' = \frac{6,48}{\left[\frac{100 \cdot \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \right]^2} \cdot \frac{Q'^2}{d^5} = K_d \cdot \frac{Q'^2}{d^5},$$

где

J' — гидравлический уклон, взятый по табл. 6, $J' \cong J$

Q — тоже взято по табл. 6, $Q' \cong Q$

d — диаметр трубы, соответствующий взятым Q' и J'

Кроме того теперь

$$J' = K_d \cdot \frac{Q^2}{d^5},$$

причем здесь Q — расход воды, заданный вначале, J' — гидравлический уклон для Q и d .

Отсюда следует

$$\frac{J''}{J'} = \frac{K_d \cdot \frac{Q^2}{d^5}}{K_d \cdot \frac{Q'^2}{d^5}} = \frac{Q^2}{Q'^2},$$

следовательно

$$J'' = J' \cdot \frac{Q^2}{Q'^2}.$$

В дальнейших расчетах пользуемся исключительно табл. 6, для того чтобы на числовом примере достаточно пояснить вышеприведенный механический способ применения таблиц.

Как было найдено, от A до K имеется уклон $J = 0,092$ и расход

воды составляет 8,0 л/сек. Так как $J_1 = 0,092$ в табл. 6 не приведено, берем там же ближайшее большее, т. е. $J' = 0,1$. Но для $J' = 0,1$ и требуемого расхода $Q = 8,0$ л/сек. не существует труб торгового сортамента, поэтому мы берем по таблице диаметр труб такой, который соответствовал бы расходу, чуть большему, т. е. $d = 80$ мм и $Q = 8,1$ л/сек. Каков будет теперь уклон пьезометрической линии, если по трубе с диаметром $d = 80$ мм будет пропущено только $Q = 8,0$ л/сек.

Разность между J' и ближайшим меньшим уклоном в таблице составляет $0,10000 - 0,06667 = 0,03333$, разность же расходов, соответствующих этим уклонам, будет $8,1 - 6,6 = 1,5$ л/сек. Таким образом уменьшение расхода на 0,1 л/сек. соответствует уменьшению уклона на $0,03333 \cdot \frac{0,1}{1,5} = 0,00222$. Поэтому

$$J'' = J' - 0,00222 = 0,09778.$$

Но так как уклон может быть взят только $J = 0,092$, то выбранный диаметр оказывается мал (выше нами был найден диаметр трубы, равный 81 мм). По таблице ближайший больший диаметр равен 90 мм. Для того чтобы трубопровод такого диаметра мог пропустить расход 8,0 л/сек, требуемый согласно таблице уклон получается равным $0,05000 < 0,092$. Применение труб подобного диаметра на длине всего участка АК было бы непроизводительной тратой материала. Поэтому мы применим трубу с диаметром 90 мм только на такой длине x участка АК, чтобы сэкономленный благодаря этому напор дал возможность на остальном участке $(200,0 - x)$ применить трубу диаметром 80 мм.

При диаметре трубы 90 мм и расходе 8,0 л/сек. будет

$$J''_{90} \cdot x = 0,05000 \cdot x \text{ метров; и}$$

на остальном участке с диаметром 80 мм при том же расходе,

$$J''_{80} \cdot (200,0 - x) = 0,09778 \cdot (200,0 - x) \text{ м.}$$

Сумма этих двух затраченных напоров должна быть равна падению давления, существующему между точкой А и К, т. е. 18,40 м. Следовательно

$$0,05000 \cdot x + 0,09778 \cdot (200,0 - x) = 18,40,$$

откуда

$$x = \frac{18,40 - 0,09778 \cdot 200,0}{0,05000 - 0,09778},$$

$$x = 24 \text{ м.}$$

Таким образом на длине 24 м прокладываем трубу диаметром 90 мм и на $(200 - 24) = 176$ м — 80 мм трубопровод с меньшим уклоном, т. е. 90 мм диаметра мы располагаем так, чтобы он начинался в А, и на конце его, т. е. в точке N, получалась отметка пьезометрической линии, равная

$$480,20 - 24 \cdot 0,05000 = 479,00 \text{ м,}$$

а. у точки К

$$479,00 - 176 \cdot 0,09778 = 461,80 \text{ м,}$$

т. е., как требовалось, на 30 м выше центра труб в точке К.

Участок $K\alpha$.

Так как забор воды в точке K равен 4,4 л/сек, расход воды в дальнейшем участке от K к α будет $8,0 - 4,4 = 3,6$ л/сек.

В точке α не должно иметь места всасывающее действие, т. е. пнезметрическая линия здесь не может спуститься ниже отметки 442,35 м. Поэтому мы должны считаться с падением давления в $461,80 - 446,80 = 15,0$ м на длине 150 м, что дает уклон

$J = \frac{15,00}{150,0} = 0,100$. Для $J = 0,100$ и $Q = 3,6$ л/сек по таблице находим $d = 60$ мм. Этому значению соответствует шероховатость трубы по Куттеру $m = 0,25$. Взятый коэффициент шероховатости $m = 0,25$ соответствует трубам, бывшим продолжительное время в эксплуатации. Для новых труб m — меньше и расход воды следовательно больше приведенного в таблицах. Такое расхождение дает гарантию, что и после продолжительной эксплуатации труб в точке L не может быть всасывающего действия.

Участок αMB . Величина падения напора от точки α на участке αM будет

$$446,80 - 427,10 = 19,7 \text{ м на длине } 200 \text{ м,}$$

т. е.

$$J = \frac{19 \cdot 70}{200,0} = 0,009850.$$

Расчет ведем теперь обратно от точки B . Для того чтобы потери на трение на участке MB были не столь велики, потому что это приводит к очень большому диаметру на участке αM , берем от M до B диаметр $d = 80$ мм. Для этого диаметра и расхода $Q = 2,6$ л/сек таблица дает величину $J = 0,01000$. Отсюда следует отметка пнезметрической линии в точке M .

$$430,65 + 100 \cdot 0,0100 = 431,65 \text{ м.}$$

Тогда напор, затраченный на участок αM , будет

$$446,80 - 431,65 = 15,15 \text{ м,}$$

и следовательно уклон пнезметрической линии

$$J = \frac{15,15}{200,0} = 0,07575.$$

Для $J = 0,10000$ и $Q = 3,6$ л/сек из таблицы получается $d = 60$ мм. Так как $J < J'$, этот калибр труб не достаточен на всей длине участка. Наоборот, ближайший больший $\alpha = 70$ мм очевидно велик для всего участка αM . Поэтому оборудование участка αM мы комбинируем из труб обоих диаметров: 60 и 70 мм.

Необходимый уклон для $d = 70$ мм и $Q = 3,6$ л/сек будет $I_{70}'' = 0,0425$. Обозначив через x участок, на длине которого мы предполагаем взять трубу с $d = 60$ мм, получим следующее отношение (см. участок AK)

$$0,10000 \cdot x + 0,0425 \cdot (200 - x) = 15,15,$$

откуда

$$x = \frac{15,15 - 0,04250 \cdot 200}{0,10000 - 0,0425},$$
$$x = 115,5 \text{ м.}$$

Следовательно на длине 115,5 м берем трубу диаметром $d = 60 \text{ мм}$ и на остальной длине $200 - 115,5 = 84,5 \text{ м}$; $d = 70 \text{ мм}$.

Трубу с $d = 70 \text{ мм}$ в точке α соединяем с трубопроводом участка $K\alpha$, имеющим $d = 60 \text{ мм}$. Отметка пьезометрической линии в месте стыка O трубы 60 и 70 мм будет

$$446,80 - 84,5 \cdot 0,04250 = 443,20 \text{ м,}$$

и то же самое для M :

$$443,20 - 115,5 \cdot 0,10000 = 431,65 \text{ м.}$$

Если бы 60-миллиметровая труба участка αM соединялась в точке α непосредственно с трубой того же диаметра, расположенной на участке $K\alpha$, то пьезометрическая линия в месте стыка труб 60 и 70 мм пошла бы ниже оси трубы на

$$(446,80 - 115,5 \cdot 0,07575) - (446,80 - 115,5 \cdot 0,10000) = 4,82 \text{ м.}$$

В результате на большей части αM имело бы место всасывающее действие.

Во избежание этого на участке αM труба с диаметром 70 мм расположена выше 60 мм трубы (фиг. 49).

б) Расход Q по всей длине трубопровода равен 2,6 л/сек. Вследствие этого пьезометрическая линия для отдельных частей трубопровода будет иметь следующее положение:

Участок AN (фиг. 49).

Для $d = 90 \text{ мм}$ и $Q = 2,6 \text{ л/сек}$ имеем $J = 0,00536$; откуда отметка пьезометрической линии для конца участка

$$480,20 - 0,00536 \cdot 24 = 480,071 \text{ м.}$$

Участок NK .

$$d = 80 \text{ мм}; Q = 2,6 \text{ л/сек}; J = 0,01000;$$

отметка:

$$480,071 - 0,0100 \cdot 176 = 478,311 \text{ м.}$$

Участок KL .

$$d = 60 \text{ мм}; Q = 2,6 \text{ л/сек}; J = 0,05000;$$

отметка:

$$478,311 - 0,0500 \cdot 150 = 470,811 \text{ м.}$$

Участок LO .

$$d = 70 \text{ мм}; Q = 2,6 \text{ л/сек}; J = 0,02222;$$

отметка:

$$470,811 - 0,02222 \cdot 84,5 = 648,929 \text{ м.}$$

Участок OM .

$$d = 60 \text{ мм}; Q = 2,6 \text{ л/сек}; J = 0,050000;$$

отметка:

$$468,929 - 0,0500 \cdot 115,5 = 463,154 \text{ м.}$$

Участок MB .

$$d = 80 \text{ мм}; Q = 2,6 \text{ л/сек}; J = 0,0100;$$

отметка:

$$463,154 - 0,0100 \cdot 100,0 = 462,154 \text{ м.}$$

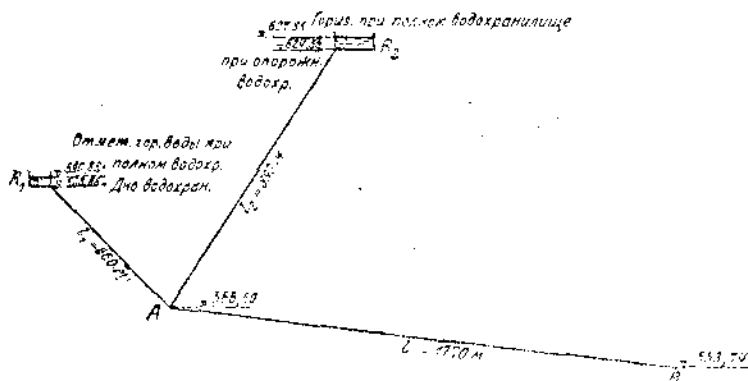
Поэтому давление в B :

$$462,154 - 415,65 = 46,504 \text{ м.}$$

Полное давление на всем участке AB

$$64,55 - 46,504 = 18,046 \text{ м.}$$

Задача 20. Определение диаметра труб соединяющих два резервуара. Местный водопровод состоит из двух напорных водохранилищ R_1 и R_2 и трех главных магистралей $R_1 A$, $R_2 A$ и AB (фиг. 50). Максимальное потребление воды из обоих водохранилищ имеет место в случае пожара. В этом случае из R_1 забирается



Фиг. 50.

8,0 л/сек и из R_2 — 10,0 л/сек. Обе магистрали, выходящие из водохранилищ, сходятся в точке A . В период малого потребления воды водохранилище R_1 (водохранилище для покрытия максимального потребления) пополняется из R_2 (главное водохранилище, имеющее насосную станцию). Необходимые для расчета отметки местоположения и длины магистралей даны на фиг. 50.

Спрашивается:

1. Как рассчитать указанные водопроводные магистрали, чтобы в случае пожара, при наполненных водохранилищах, в точке B можно было забрать максимум, равный $8,0 + 10,0 = 18 \text{ л/сек}$, обеспечив в то же время требуемый напор гидранта в 30 м водяного столба? Какое давление будет в этом случае в точке A ?

2. Чему будет равно давление в A , если в B лопнет труба и вода, не встречая сопротивления, будет свободно вытекать? Каков будет в этом случае секундный расход воды из обоих наполненных водохранилищ?

3. До какой величины должно снизиться потребление в B , чтобы это количество воды могло быть доставлено исключительно из водо-

хранилища R_2 при условии его совершенного наполнения, т. е. предполагается, что от R_1 к A никакого движения воды нет, и если к тому же уровень воды в этом водохранилище понижен до отметки 588,77 м? Каково в этом случае будет давление в B ?

4. Как нужно регулировать потребление воды в B , чтобы в водохранилище R_1 доставлялось 9,0 л/сек, если уровень воды этого водохранилища лежит на отметке 588,88, тогда как в R_2 на отметке 627,55?

Решение. 1. Расчет водопроводных магистралей ведем, ориентируясь на максимальное потребление воды, т. е. трубопровод $R_1 A$ на 8,0 л/сек, $R_2 A$ на 10,0 л/сек и AB на $8,0 + 10,0 = 18,0$ л/сек. Так как при этом расходе — 18,0 л/сек в точке B требуется обеспечить еще давление, равное 30 м водяного столба, пиезометрическая линия в этом месте должна иметь как минимум отметку:

$$583,74 + 30,0 = 583,74 \text{ м.}$$

Преодоление трения в трубе от A до B обусловит в дальнейшем потерю напора h , так что линия давления в месте стыка A будет иметь уже отметку $583,74 + h$. Вследствие этого мы можем не учитывать естественного уклона магистралей $R_1 A$ и $R_2 A$. Что касается гидравлического уклона в обозначенных магистралях, то при расчете желательно выйти с минимальным значением последнего.

Кроме того в месте соединения трех магистралей (точка A) в каждой магистрали должно быть одинаковое давление, так как иначе не может существовать равновесия, необходимого для создания установившегося движения. В виду того пиезометрические линии (линии давлений) в точке A имеют одну и ту же отметку для всех трех магистралей. Этим обстоятельством вполне обусловлен ход изменения линии давления от R_1 и R_2 к точке A . Как очевидно из уравнения:

$$h = \xi \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \xi \cdot \frac{l}{d} \cdot \left(\frac{Q}{F} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} = \xi \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{Q^2}{d^4 \pi^2} \cdot \frac{16}{2g},$$

потеря напора на трение при постоянных l и Q увеличивается с уменьшением диаметра, и наоборот. Если на участке AB мы выберем больший диаметр, что ведет к уменьшению h , отнеса большую долю падения давления на участке от R_1 и R_2 к A , взяв меньший диаметр для этих участков. Наоборот, при малом диаметре трубы магистрали AB получается больший диаметр для $R_1 A$ и $R_2 A$. Окончательный выбор диаметра устанавливается путем подбора. Принимаем для магистрали AB диаметр труб $d = 200$ мм. Тогда, пользуясь табл. 6 приложения, для 18,0 л/сек получим падение давления на единицу длины (гидравлической уклон):

$$J = 0,00308 - 0,00022 \cdot \frac{0,3}{0,6} = 0,00297;$$

следовательно, на длине 1700 м потеря напора будет:

$$h = 0,00297 \cdot 1700 = 5,25 \text{ м.}$$

Поэтому пиезометрическая линия в точке A имеет отметку

$$583,74 + 5,25 = 588,99 \text{ м.}$$

Таким образом для магистралей R_1A и R_2A получается следующая величина гидравлического уклона для R_1A :

$$J = \frac{590,88 - 588,99}{660} = \frac{1,89}{660} = 0,00286;$$

для этого $J_1 = 0,00286$ и $Q_1 = 8,0$ л/сек непосредственно из табл. 6 получим $d_1 = 150$ м.

Для R_2A :

$$J_2 = \frac{627,55 - 588,99}{890} = \frac{38,56}{890} = 0,0433;$$

для $Q_2 = 10,0$ л/сек и $J_2 = 0,0433$ получается $d_2 = 100$ мм.

(Для удобства расчетов отметки водохранилищ были выбраны так, чтобы для данного уклона линии давления и данного расхода можно было бы непосредственно из таблицы взять соответствующий диаметр. В противном случае по таблице надо брать ближайший больший размер, что приводит к уменьшению потерь напора или увеличению давления в трубах. Если бы магистрали R_1A и R_2A имели трубы различных диаметров торгового сортамента, то последние комбинируем так, чтобы они соответствовали существующему уклону линии давления. (При направлении трубопроводов через возвышенную местность, расчет отдельных участков производится аналогично последнему случаю задачи 19.)

Как велико давление в A ? Весь имеющийся между R_2 и A напор составляет $627,55 - 566,50 = 61,05$ м, потеря напора на преодоление трения в участке $R_2A - 38,56$ м.

Таким образом остаточное давление будет равно:

$$61,05 - 38,56 = 22,49 \text{ м.}$$

Очевидно такое же давление должно получиться, если произвести подсчет для участка R_1A . Весь напор между R_1 и A равен

$$590,88 - 566,50 = 24,38 \text{ м,}$$

напор же, потерянный на преодоление трения на этом участке $1,89$ м, следовательно избыточное давление будет

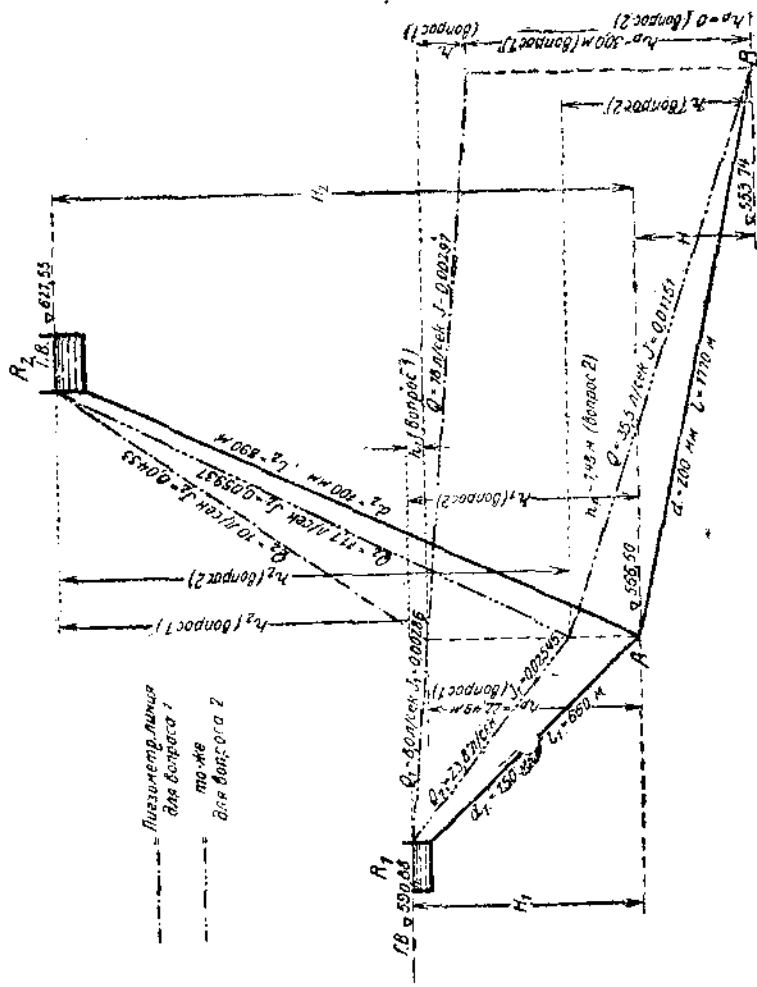
$$24,38 - 1,89 = 22,49 \text{ м.}$$

2. Давление в B упало теперь до нуля, так как вследствие поломки в этом месте трубы происходит беспрепятственное вытекание воды, и таким образом весь имеющийся от R_1 и R_2 до B напор будет затрачен на преодоление сопротивлений и создания скорости. Это явление можно объяснить еще тем обстоятельством, что движение воды, которое установится в этом случае, будет соответствовать максимальному расходу через систему. При свободном истечении это положение наступит тогда, когда давление в B упадет до нуля (см. задачу 19,1).

Итак пьезометрическая линия в точке B имеет отметку $553,74$ м. Три магистрали R_1A , R_2A и BA в стыковом сечении A опять-таки находятся под одним и тем же давлением и следовательно пьезометрическая линия в этой точке имеет общую отметку.

Обозначая (фиг. 51):

H_1 — разность между отметками уровня воды в наполненном водохранилище R_1 и центра трубы в точке 24,38 м;
 H_2 — разность между отметками уровня воды в наполненном водохранилище R_2 и центра трубы в точке $A = 61,05$ м;
 H — разность отметок центров трубы в точке A и B 12,76 м;
 h_1 — напор, затраченный на преодоление трения в магистрали $R_1 A$;
 h_2 — напор, затраченный на преодоление трения в магистрали $R_2 A$;



Фиг. 51.

h — напор, затраченный на преодоление трения в магистрали AB ;
 Q_1 — расход воды магистрали $R_1 A$ при условии свободного истечения в B и полностью наполненного водохранилища R_1 ;
 Q_2 — расход воды магистрали $R_2 A$ при условии свободного истечения в B с совершенно наполненного водохранилища R_2 ;
 Q — расход воды магистрали AB при условии свободного истечения в B ;

d_1 — диаметр трубопровода $R_1 A = 0,15$ м;

d_2 — диаметр трубопровода $R_2 A = 0,10$ м;

d — диаметр трубопровода $AB = 0,20$ м.

Тогда данные условия для давления в точке A можно выразить следующим образом:

$$H_1 - h_1 = H_2 - h_2, \quad (1)$$

$$h = H_1 + H h_1 \text{ [или (2 а) } h = H_2 + H - h_2]. \quad (2)$$

Расход воды, вытекающей в B , неизвестен, а следовательно неизвестно Q_1 и Q_2 . Однако имеет место следующее уравнение:

$$Q = Q_1 + Q_2. \quad (3)$$

Вообще же

$$Q = v F + c \sqrt{RI} \cdot \frac{d^3 \pi}{4} = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RI} \cdot \frac{d^3 \pi}{4};$$

подставляя $R = \frac{d}{4}$ и $m = 0,25$ (коэффициент шероховатости, по табл. 6 приложений), имеем:

$$Q = \frac{100 \sqrt{\frac{d}{4}}}{0,25 + \sqrt{\frac{d}{4}}} \cdot \sqrt{\frac{d}{4}} \cdot J \cdot \frac{d^3 \pi}{4} = \frac{100 \sqrt{d}}{0,50 + \sqrt{d}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \sqrt{dI} \cdot \frac{d^3 \pi}{4},$$

$$Q = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{100 \cdot \sqrt{d}}{0,50 + \sqrt{d}} \cdot d^3 \sqrt{d} \cdot J.$$

Для

$$J = \frac{h}{l}$$

получим

$$Q = 0,393 \frac{100 \cdot \sqrt{d}}{0,50 + \sqrt{d}} \cdot d^3 \cdot \sqrt{\frac{dh}{l}}.$$

Величина $c = \frac{100 \sqrt{d}}{0,50 + \sqrt{d}}$ зависит только от d , а следовательно может быть найдена для всех трех магистралей:

$$d = 0,20 \text{ м; } c = \frac{100 \cdot \sqrt{0,20}}{0,50 + \sqrt{0,20}} = 47,2;$$

$$d_1 = 0,15 \text{ м; } c_1 = \frac{100 \cdot \sqrt{0,15}}{0,50 + \sqrt{0,15}} = 43,7;$$

$$d_2 = 0,10 \text{ м; } c_2 = \frac{100 \cdot \sqrt{0,10}}{0,50 + \sqrt{0,10}} = 38,7.$$

Подставляя полученные данные в имеющееся выражение для Q получим для расходов Q_1 , Q_2 и Q следующие уравнения:

$$Q_1 = 0,393 \cdot c_1 \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{\frac{d_1 h_1}{c}} =$$

$$= 0,393 \cdot 43,7 \cdot 0,15 \sqrt{\frac{0,15}{660}} \cdot h = 0,00582 \cdot \sqrt{h_1}; \quad (4)$$

$$Q_2 = 0,393 \cdot c_2 d_2^2 \cdot \sqrt{\frac{d_2 \cdot h_2}{l_2}} =$$

$$= 0,393 \cdot 38,7 \cdot 0,10^2 \cdot \sqrt{\frac{0,10 \cdot h_2}{890}} = 0,00161 \cdot \sqrt{h_2}; \quad (5)$$

$$Q = 0,393 \cdot c \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{d \cdot h}{l}} =$$

$$= 0,393 \cdot 47,2 \cdot 0,20^2 \cdot \sqrt{\frac{0,20 \cdot h}{1770}} = 0,00788 \cdot \sqrt{h}. \quad (6)$$

Подставив (4), (5) и (6) уравнения в (3), получим:

$$0,00788 \cdot \sqrt{h} = 0,00582 \cdot \sqrt{h_1} + 0,00161 \cdot \sqrt{h_2}.$$

Подстановка же уравнений (1) и (2) в уравнение (7) дает нам:

$$0,00788 \cdot \sqrt{H_1 + H - h_1} = 0,00582 \cdot \sqrt{h_1} +$$

$$+ 0,00161 \cdot \sqrt{H_2 - H_1 + h_1}, \quad (8)$$

$$0,00788 \cdot \sqrt{37,14 - h_1} = 0,00582 \cdot \sqrt{h_1} + 0,00161 \cdot \sqrt{36,67 + h_1},$$

$$1,353 \cdot \sqrt{37,14 - h_1} = \sqrt{h} + 0,277 \sqrt{36,67 + h_1}.$$

Двукратным возвышением в степень с соответствующим сокращением получим новое уравнение, по которому определим искомую величину h_1 :

$$h_1 = 16,90 \text{ м},$$

искомое давление в точке A :

$$h_p = H_1 - h_1 = 24,38 - 16,90 = 7,48 \text{ м}.$$

Затем напор, затраченный на сопротивление от R_2 до A :

$$h_2 = H_2 - H_1 - h_1 = H_2 - h_p = 53,57 \text{ м},$$

и напор, затраченный на сопротивление от A до B :

$$h = H_1 + H - h_1 = H_2 + H - h_2 = 20,24 \text{ м}.$$

Расходы воды:

магистрала $R_1 A$:

$$Q_1 = 0,00582 \sqrt{h_1} = 0,00582 \sqrt{16,90} =$$

$$= 0,0238 \text{ м}^3/\text{сек} = 23,8 \text{ л/сек},$$

магистрала R_2A :

$$Q_2 = 0,00161 \sqrt{h_2} = 0,00161 \sqrt{53,57} = \\ = 0,0117 \text{ м}^3/\text{сек} = 11,7 \text{ л/сек.}$$

Проверка магистрали AB :

$$Q (= Q_1 + Q_2) = 0,00788 \sqrt{h} = \\ = 0,00788 \sqrt{20,24} = 0,0355 \text{ м}^3/\text{сек} = 35,5 \text{ л/сек.}$$

Итак вода из водохранилища R_1 забирается расходом 23,8 л/сек, а из R_2 — расходом 11,7 л/сек, так что через точку B вытекает: $23,8 + 11,7 = 35,5$ л/сек.

3. Движение воды от R_1 к A прекратится при том условии, что потеря напора на участке R_1A будет равна нулю. В этом случае пьезометрическая линия в точке A должна лежать на той же отметке, что и уровень воды в водохранилище R_1 , т. е. на отметке 588,88, в силу чего потеря напора на участке R_2A должна составлять:

$$627,55 - 588,88 = 38,67,$$

а

$$I_2 = \frac{38,67}{890} = 0,04345.$$

Для $d = 100$ мм и $Q = 0,04345$ из табл. 6 приложения получается

$$Q = 10,8 - 0,00655 \cdot \frac{1,2}{0,01} = 10,0 \text{ л/сек.}$$

Лишь эти 10,0 л/сек поступают из R_2 к A , так что и расход через AB тоже должен быть равен 10,0 л/сек. Следовательно, регулирующий затвор в точке B может быть открыт лишь на пропуск 10,0 л/сек для того, чтобы не забирать воду из водохранилища R_1 .

Для $d = 200$ мм и $Q = 10,0$ л/сек, $J = 0,00091$, а напор, потерянный на участке AB , равен

$$h = 0,00091 \cdot 1770 = 1,61 \text{ м,}$$

Поэтому в точке B пьезометрическая линия имеет отметку

$$588,88 - 1,61 = 587,27 \text{ м;}$$

тогда избыточное давление будет равно

$$h_p = 587,27 - 553,74 = 33,53 \text{ м.}$$

Здесь может возникнуть вопрос: а что произойдет, если по каким-либо причинам, при пустом водохранилище R_1 , труба в B будет совершенно открыта? Для ответа на этот вопрос представим себе, что трубопровод R_1A закрыт в точке A задвижкой. Тогда имеет место уравнение

$$Q = Q_2$$

и

$$h + h_2 = H + H_2 = 73,81 \text{ м}$$

(значения H и H_2 см. фиг. 51).

Пользуясь для Q и Q_2 выражением, приведенным в вопросе 2 данной задачи, имеем

$$0,00161 \sqrt{h_2} = 0,00788 \sqrt{h}$$

$$h_2 = 24 \cdot h.$$

Так как $h_2 = 73,81 - h$, то получим:

$$h = \frac{73,81}{25} = 2,95 \text{ м}$$

$$h_2 = 70,86 \text{ м}$$

Тогда расход воды будет равен

$$Q_1 = Q_2 = 13,5 \text{ л/сек.}$$

Весь трубопровод от R_2 до B находится под давлением ниже атмосферного (разряжение), максимум которого в точке A составляет

$$566,50 - (553,74 + 2,95) = 9,81 \text{ м.}$$

Подобное состояние не будет иметь уже места, если мы осуществим соединение всех трех магистралей трубопровода (R_2A и AB с R_1A). С увеличением открытия выходного сечения в B вода, находящаяся в трубе R_1A , устремляется к выходу, благодаря чему линия давления этого трубопровода всюду спадет, вследствие чего для трубопровода R_2A отметка линии давления в точке A снизится, чем обуславливается и увеличение расхода Q_2 . В тот момент верхний слой воды трубопровода R_1A достигнет точки A , и пьезометрическая линия для R_2A вблизи точки A сольется с осью трубы. Избыточное давление здесь равно нулю. Так как теперь вода из R_1A больше не поступает в AB , должно наступить такое положение, когда $Q = Q_2$. Таким образом линия давления в точке A снизится на 9,81 м ниже отметки центра трубы, образуя в точке A отрицательное давление, что приводит к разряжению всего трубопровода. Однако это всасывающее действие не ограничивается лишь магистральями R_2A и AB , но вовлекает и магистраль R_1A , причем воздух, увлекаемый водой из R_1 , дойдя до A , разрывает здесь струю воды и тем компенсирует напряжение. Следовательно линия давления на участке устанавливается так, что давление в точке A как раз равно нулю. Это дает уклон

$$J_2 = \frac{61,05}{890} = 0,0686$$

$$Q = 12,6 \text{ л/сек.}$$

Это-то количество воды и течет теперь от A к B .

Так как пропуск такого расхода воды обуславливает потери напора меньшие, чем напор, имеющийся между A и B , что очевидно из предыдущих расчетов табл. 6 приложений, трубопровод AB работает не только неполным сечением, но, наоборот, здесь имеет место ускоренное движение воды. Это происходит на такой длине, пока сопротивление трения, возрастаая с уменьшением заполнения, не срав-

няется с существующим уклоном самой трубы. С этого места до точки B будет движение воды равномерное.

4. Здесь движение воды происходит так, что расход Q_2 , доставляемый из водохранилища R_2 , разделяется в месте соединения труб — в точке A , причем

Q течет от A к B

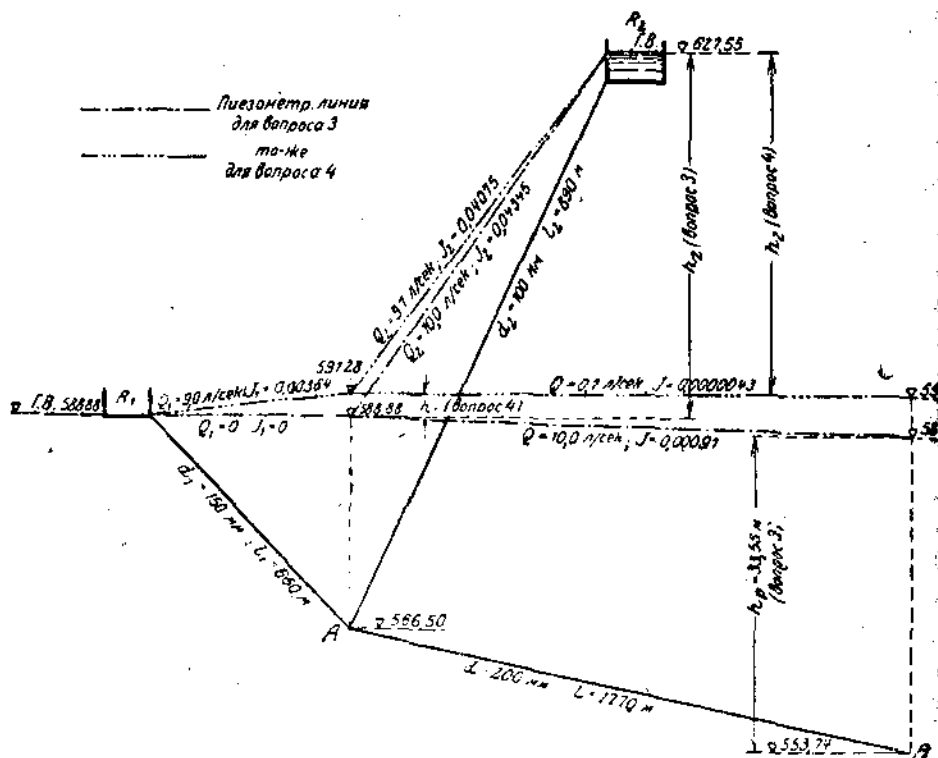
и

Q_1 течет от A к R_1 .

При этом имеет место уравнение:

$$Q_2 = Q + Q_1,$$

где $Q_1 = 9,01$ л/сек — дано. При данном диаметре $d_1 = 150$ мм, пропуск этого расхода от A в R_1 требует уклона, равного $J_1 = 0,00364$



Фиг. 52.

что соответствует потере напора от A к R_1 в $0,00364 \cdot 660 = 2,4$ м. В силу этого отметка линии давления в точке A будет

$$588,88 + 2,40 = 591,28 \text{ м.}$$

Таким образом для доставки расхода Q_2 от R_2 к A необходим напор в $627,55 - 591,28 = 36,27$ м или уклон линии давления

$$J_2 = \frac{36,27}{890} = 0,04075.$$

Для этого J_2 и данного $d_2 = 100$ мм получается расход

$$Q = 9,6 + 0,00075 \cdot \frac{1,2}{0,01} = 9,7 \text{ л/сек},$$

следовательно для магистрали AB остается:

$$Q = 9,7 - 9,0 = 0,7 \text{ л/сек},$$

т. е. в точке B может быть забрано воды только 0,7 л/сек. Пропуск этого расхода при данном $d = 200$ мм требует напора

$$h = \frac{2g}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0,0007}{0,0314} = 0,022 \text{ м/сек};$$

следовательно:

$$h = \frac{78,5}{47,2^2} \cdot \frac{1770}{0,20} \cdot \frac{0,022^2}{19,62} = 0,0077 \approx 0,008 \text{ м}.$$

Тогда отметка пьезометрической линии в точке B будет:

$$591,28 - 0,008 = 591,272 \text{ м};$$

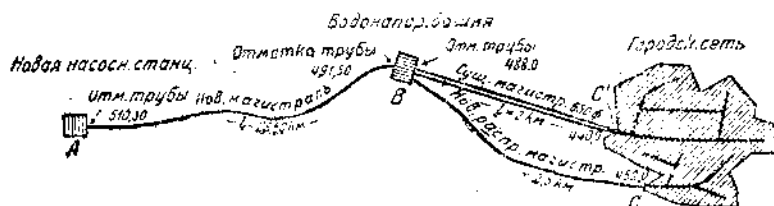
давление в трубопроводе в точке B :

$$591,272 - 553,74 = 37,532 \text{ м}.$$

Задача 21. Проектирование новой системы для расширения существующего городского водоснабжения. Для расширения водоснабжения города предполагается:

а) Прокладка дополнительной магистрали от новой насосной станции пропускной способностью в 300 л/сек.

б) Устройство третьей распределительной магистрали, которая вместе с существующими двумя магистралями должна давать город-



Фиг. 53.

ской сети 2700 л/сек. Диаметр двух существующих магистралей равен 50 мм. Центры труб существующих магистралей у начала городской водопроводной сети лежат на отметке 440,0 м. Новая распределительная магистраль, проходя по возвышенной части пригорода, имеет отметку соединения с городской сетью, равную 452,0 м (точка C).

1. Какие размеры будут иметь трубы новой магистрали, расположенной от A до B ?

2. Какие размеры будут иметь трубы новой распределительной магистрали BC , если требуется, чтобы давление во всех магистралях у начала городской сети было равно не менее 3 ат ? ¹

Гидравлический уклон трубопровода от A к B составляет:

$$J = \frac{510,30 - 491,50}{28\,500} = \frac{18,8}{28\,500} = 0,00066.$$

Для $Q = 313 \text{ л/сек}$ и $J = 0,00066$ из табл. 6 приложения (см. конец книги) получается $d = 750 \text{ мм}$.

Так как расчетный расход воды равен только 300 л/сек , то при полученном диаметре необходимый для преодоления трения уклон (гидравлический уклон) будет равен:

$$J_1 = 0,00059 + 0,00003 \cdot \frac{6,0}{9,0} = 0,00061 \text{ (против } 0,00066).$$

Полученная таким образом экономия в гидравлическом уклоне дает возможность выполнить часть трубопровода из труб меньшего диаметра, требующих большего гидравлического уклона.

Для труб $d = 700 \text{ мм}$, при расходе 300 л/сек требуемый уклон

$$J_2 = 0,00083 + 0,00008 \cdot \frac{9}{13} = 0,000885.$$

Обозначая через x участ⁰к, имеющий трубопровод диаметром 750 мм , получим для определ^{ения} x следующее выражение (см. задачу 19/5, а)

$$x = \frac{18,8 - l \cdot J_2}{J_1 - J_2} = \frac{18,8 - 28\,500 \cdot 0,000885}{0,00061 - 0,000885} = 23\,300 \text{ м.}$$

Следовательно, остальной участок длиной $26\,500 - 23\,300 = 3\,200 \text{ м}$ имеет трубы $d = 700 \text{ мм}$.

Для того чтобы избежать участков со всасыванием (см. задачу 19/3, а), новый трубопровод начинаем в точке A трубами с $d = 750 \text{ мм}$. Трубы же с $d = 700 \text{ мм}$ образуют соединяющий участок между трубопроводом с $d = 750 \text{ мм}$ и водохранилищем B .

3. При расчете берем самый неблагоприятный случай. Последний будет иметь место тогда, когда горизонт воды в водохранилище достигнет своего минимального положения — $488,0 \text{ м}$, так как в этом случае напор между B и C или C' имеет наименьшую величину.

Участок BC' (существующие трубопроводы):
напор, которым располагает данный участок равен:

$$488,0 - 440,0 = 48,0 \text{ м,}$$

требуемое давление в точке C'

$$3 \text{ ат} = \frac{3 \cdot 1,033 \cdot 10\,000 \text{ кг/м}^2}{1000 \text{ кг/м}^3} = 30,99 \text{ м столба воды.}$$

Поэтому возможная на этом участке потеря напора равна:

$$48,0 - 30,99 = 17,01 \text{ м,}$$

¹ Для упрощения вводим в расчет физические атмосферы.

и соответствующий гидравлический уклон

$$J = \frac{17,01}{2000} = 0,0085.$$

Для $d = 650$ мм и $J' = 0,0080$, $Q' = 738$ л/сек; для того же диаметра и $J = 0,0085$, Q будет равно (см. задачу 19/5, а):

$$Q = Q' \sqrt{\frac{J}{J'}} = 738 \cdot \sqrt{\frac{0,0085}{0,0080}} = 760 \text{ л/сек}$$

(то же самое Q получим, пользуясь табл. 6 прилож. для $d = 650$ мм и $J = 0,0085$).

Следовательно через обе существующие магистрали может быть доставлено:

$$2 \cdot Q = 2 \cdot 760 = 1520 \text{ л/сек.}$$

Таким образом новая магистраль при полной загрузке в 2700 л/сек должна пропустить

$$2700 - 1520 = 1180 \text{ л/сек.}$$

Так как отметка линии давления в точке C не должна падать ниже $452,0 + 30,99 = 482,99$ м, то уклон пиезометрической линии на участке BC будет равен:

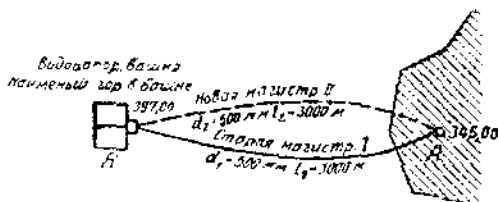
$$J = \frac{488,0 - 482,99}{2500} = 0,002.$$

Для $J = 0,002$ и $Q = 1180$ л/сек величина диаметра получается в пределах (по имеющимся размерам торгового сортамента) между 1000 и 1100 мм. Мы выбираем последний с максимальной пропускной способностью в 1509 л/сек при $J = 0,002$. Благодаря сохранению части напора, достигаемому применением труб диаметром 1100 мм при расходе в 1180 л/сек, отметка линии давления в точке C поднимется выше 482,99, что, конечно, желательно.

Поэтому, в противоположность трубопроводу главной магистрали, при расчете новой линии BC отказываемся от полного использования имеющегося напора, что могли бы получить путем комбинации труб двух различных диаметров.

Задача 22. Определение давления в новом трубопроводе. От напорной башни R , служащей для водоснабжения города, к месту потребления A идет водопроводная магистраль I длиной 3000 м и диаметром $d = 500$ мм. Ввиду недостаточного давления в точке A должна быть проложена вторая магистраль той же длины и диаметра.

1. Какое давление h_p будет в точке A :



Фиг. 54.

а) до прокладки второй магистрали,
 б) после прокладки второй магистрали,
 если при этом максимальное потребление воды $Q = 420$ л/сек?

2. Сколько гидрантов может быть включено в точке A одновременно (теоретически) в случае пожара, если каждый из них при давлении в $h_p = 30,0$ м дает по 6 л/сек?

3. На сколько лет будет хватать новой магистрали, если годовой прирост потребления воды составляет 20 л/сек и необходимое давление для гидрантов в точке A должно быть равно $h_p = 30,0$ м столба воды?

Решение. 1. а) До сооружения магистрали II магистраль I должна пропускать расход $Q = 420$ л/сек.

Для данного диаметра труб $d = 500$ мм табл. 6 дает относительный уклон

$$J = 0,01000 + \frac{13}{22} \cdot 0,00111 = 0,01065;$$

падение напора между R и A

$$H_0 = 397,0 - 345,0 = 52,0 \text{ м.}$$

При расстоянии $R - A$, равном 3000 м, потеря напора на трение в этом участке (падение линии давления) равна:

$$h = 0,01065 \cdot 3000 = 31,9 \text{ м,}$$

и избыточное давление в точке A

$$h_p = H_0 - h = 52,0 - 31,9 = 20,1 \text{ м.}$$

Если желательно определить h_p , не пользуясь табл. 6, то тогда поступают следующим образом:

$$h_p = H_0 - h,$$

$$h_p = H_0 - \frac{v^2 \cdot l}{c^2 \cdot R} = H_0 - \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{l \cdot 4}{c^2 \cdot d} = H_0 - \frac{64}{\pi^2} \cdot \frac{Q^2}{c^2 d^5} \cdot l,$$

$$h_p = 52,0 - \frac{64}{3,14^2} \cdot \frac{0,420^2 \cdot 3000}{58,6^2 \cdot 0,5^5} = 20,1 \text{ м.}$$

Но возможен еще и иной путь для определения h_p , когда при данном диаметре 500 мм и гидравлическом уклоне $J_0 = 1\text{‰}$, известен расход ($Q_0 = 129$ л/сек), тогда (см. задачу 19/5, а) имеем:

$$\frac{J}{J_0} = \frac{Q^2}{Q_0^2},$$

следовательно

$$J = \frac{h}{l} = J_0 \cdot \frac{Q^2}{Q_0^2} = \frac{1}{1000} \cdot \frac{Q^2}{Q_0^2}$$

и

$$h = \frac{Q^2}{Q_0^2} l \text{ км} = \frac{0,420^2}{0,129^2} \cdot 3 = 31,9 \text{ м,}$$

ткуда:

$$h_p = H_0 - h = 52,0 - 31,9 - 20,1 \text{ м.}$$

1. 6) После сооружения второй линии максимальный расход воды 420 л/сек распределится на обе магистрали I и II.

Так как обе магистрали имеют одинаковую длину и диаметр и к тому же находятся под одинаковым давлением в R и A , то расходы в них должны быть также равны. Следовательно на каждый трубопровод придется расход:

$$\frac{420}{2} = 210 \text{ л/сек.}$$

Для этого расхода при $d = 500$ мм получается $J = 0,00267$, и, следовательно

$$h_p = H_0 - 0,00267 \cdot 3000 = 52,0 - 8,0 = 44 \text{ м,}$$

так как

$$\frac{J}{J_1} = \frac{Q^2}{Q_1^2}$$

или

$$\frac{\frac{h}{l}}{\frac{h_1}{l}} = \frac{Q^2}{Q_1^2},$$

то

$$h = \frac{Q^2}{Q_1^2} \cdot h_1.$$

Заменяя здесь h_p через:

$$h_p = H_0 - \frac{Q^2}{Q_1^2} \cdot h_1,$$

причем $Q = 210$ л/сек $= \frac{Q_1}{2}$, и h — потеря напора при $Q = 420$ л/сек, получим:

$$h_p = 52,0 - \frac{h_1}{4} = 5,20 - \frac{31,9}{4} = 44,0 \text{ м.}$$

2. Теоретически число рабочих гидрантов найдем, исходя из общего расхода двух магистралей I и II при давлении гидрантов в месте A , равном 30,0 м водяного столба.

Для каждой магистрали падение давления на погонный метр будет:

$$J = \frac{H_0 - 30,0}{3000} = \frac{52,0 - 30,0}{3000} = 0,00073.$$

Для $d = 500$ мм и $J = 0,00733$ имеем:

$$Q = 332 + \frac{0,00066}{0,00133} \cdot 32 = 348 \text{ л/сек.}$$

Поэтому общий расход будет равен:

$$2 \cdot Q = 2 \cdot 348 = 696 \text{ л/сек.}$$

и теоретически возможное число гидрантов

$$\frac{696 \text{ л/сек}}{6 \text{ л/сек}} = 116.$$

Если для трубопровода $d = 500 \text{ мм}$ и $J_0 = 1\text{‰}$ известно ($Q_0 = 129 \text{ л/сек}$), то Q определится из пропорции:

$$\frac{J}{J_0} = \frac{Q^2}{Q_0^2},$$

откуда

$$Q = Q_0 \sqrt{\frac{J}{J_0}}.$$

Заменяя

$$J = \frac{h}{l} = \frac{H_0 - h_p}{l}$$

и

$$J_0 = \frac{1}{1000}$$

получим:

$$Q = Q_0 \sqrt{\frac{\frac{H_0 - h_p}{l}}{\frac{1}{1000}}} = Q_0 \sqrt{\frac{H_0 - h_p}{l \text{ км}}}$$

$$Q = 129 \sqrt{\frac{52,0 - 30,0}{3}} = 348 \text{ л/сек.}$$

и для обеих магистралей:

$$2 \cdot Q = 2 \cdot 348 = 696 \text{ л/сек.}$$

При обусловленном давлении гидрантов в 30,0 м водяного столба в точке А возможная пропускная способность обеих магистралей составляет 696 л/сек. В то же время максимальное потребление дано 420 л/сек, следовательно обе магистрали могут удовлетворить максимальное увеличение потребления в количестве $696 - 420 = 276 \text{ л/сек}$. Так как годовой прирост потребления воды составляет 20,0 л/сек, то обеих магистралей I и II хватит на $\frac{276}{20} = 13,8 \approx 14 \text{ лет}$.

Время опорожнения водохранилища.

Задача 23. Расчет пропускной способности донного спуска при водохранилищной плотине. Время опорожнения водохранилища образованного этой плотинной. Труба донного спуска плотины должна быть рассчитана так, чтобы горизонт воды перед плотинной при наибольшем

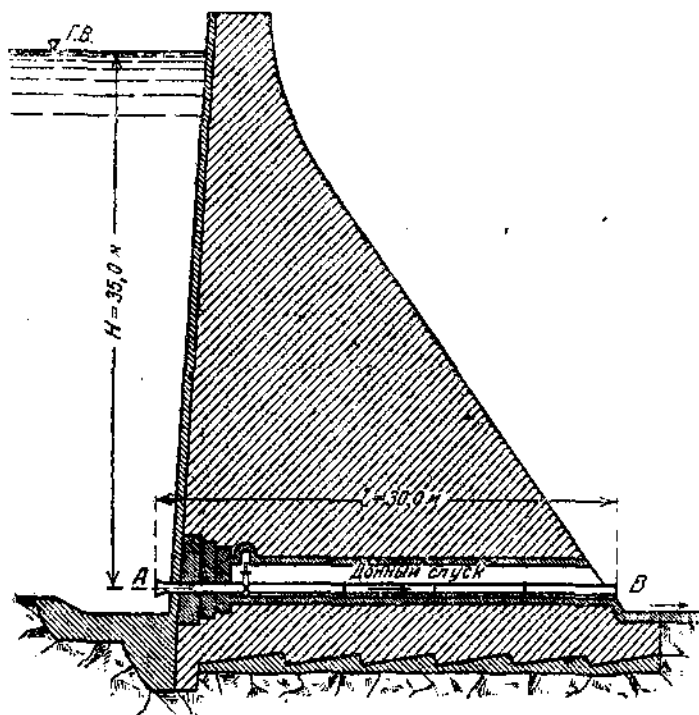
возможном расходе в реке в $5,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ не превышал $H=35,0 \text{ м}$ (фиг. 54). Длина спускной трубы равна $l=30,0 \text{ м}$.

1. Какой диаметр спускной трубы будет удовлетворять поставленным условиям, если вход в трубу у A :

1. выполнен с плавным закруглением,
2. " " острыми краями.

Истечение через спускную трубу происходит в атмосферу. Потеря напора при протекании через полностью открытую задвижку при расчете не учитывается.

Труба данного спуска расположена горизонтально.



Фиг. 55.

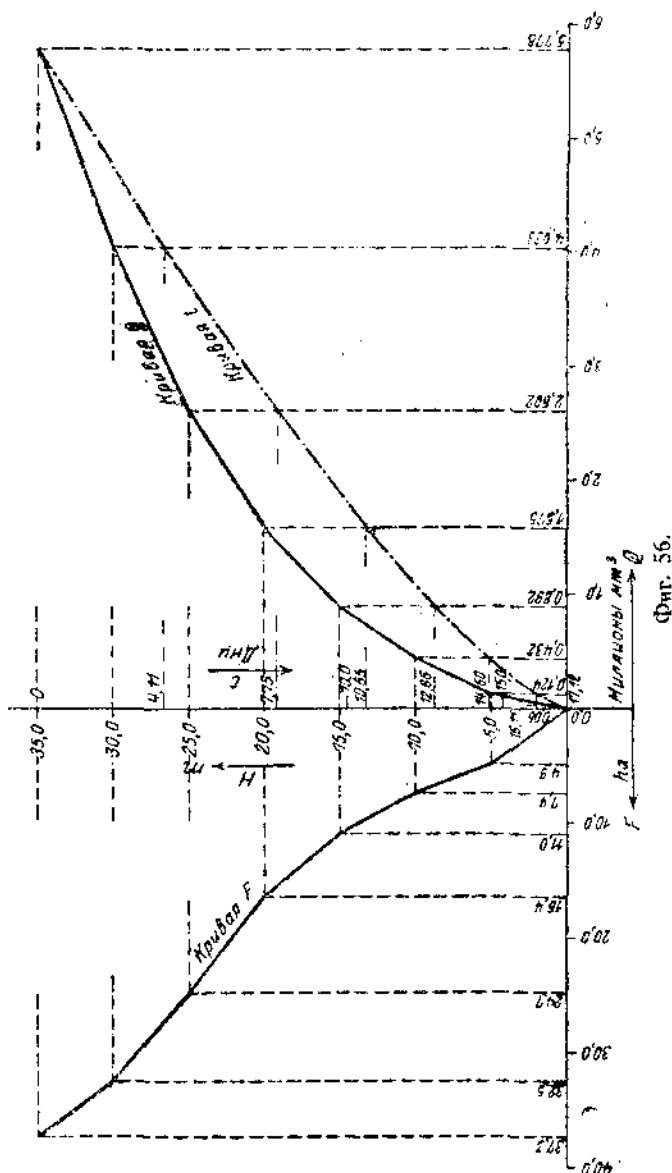
2. Какое время понадобится для того, чтобы при запроектированном диаметре спуск воды продолжался до тех пор, пока водохранилище не будет опорожнено, т. е. до тех пор, когда уровень воды опустится до оси трубы данного спуска.

При решении этого вопроса по графику черт. 56 нам известна как зависимость между H и F , так и зависимость между H и Q при условии отсутствия притока воды в водохранилище.

3. Какой необходимо запроектировать диаметр спускной трубы для того, чтобы полное водохранилище ($H=35,0 \text{ м}$) можно было опорожнить в течение 6 дней?

Решение 1. Принимаем, что скорость в водохранилище практически равна нулю. Тогда скорость, с которой вода протекает по трубе, должна быть полностью создана при входе в трубу (см. на фиг. 55 обозначения).

чение A). На создание этой скорости необходим напор h_0 . Кроме того на преодоление сопротивления при входе у A необходим также напор h_0 . Окончательно пойдет еще на преодоление трения протекаю-



щей воды о стенки трубы также напор h . Так как истечение происходит в атмосферу, то давление в конце трубы у точки B должно быть равно нулю. Следовательно весь располагаемый напор H должен на пути от A до B перейти в форму приведенных выше скоро-

стных напоров и сопротивлений. Таким образом имеет место следующее уравнение:

$$H = h_v + h_0 + h$$

или

$$H = \frac{v^2}{2g} + \xi_0 \frac{v^2}{2g} + \xi \frac{l}{a} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

$$H = \left(1 + \xi_0 + \xi \frac{l}{d} \right) \cdot \frac{v^2}{2g},$$

где

$$\xi = \frac{8g}{c^3}.$$

Подставляя значение c по Базену

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{k}}}} = \frac{87}{1 + \frac{0,16}{\sqrt{\frac{d}{4}}}}$$

(см. задачу 19/1), получим:

$$\xi = \frac{8g}{\left(\frac{87 \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^3}.$$

Так как величина скорости v нам неизвестна, то заменяем ее через известный нам расход q м³/сек. (Обозначаем расход через q в отличие от Q , которым здесь обозначен объем водохранилища.)

$$v = \frac{q}{F} = \frac{q^4}{d^2 \pi},$$

$$v^2 = \frac{q^2 \cdot 6}{d^4 \cdot \pi^3}.$$

Тогда H будет равно:

$$H = \left(1 + \xi_0 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^3} \cdot \frac{l}{d} \right) \cdot \frac{q^3}{d^4} \cdot \frac{16}{\pi^2 \cdot 2g},$$

или

$$\frac{H}{q^2} \cdot \frac{\pi \cdot 2g}{16} \left(1 + \xi_0 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^3} \cdot \frac{l}{d} \right) \cdot \frac{1}{d^4}.$$

В этом уравнении мы имеем только одно неизвестное d , которое и отыскиваем.

Коэффициент ξ_0 по Вейсбаху:

для плавного входа $\xi_0 = 0,08$,

„ остроконечного входа $\xi_0 = 0,51$.

а) $\xi_0 = 0,08$.

Получим:

$$\frac{H}{q^2} \cdot \frac{\pi \cdot 2g}{16} \left(1,08 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2} \cdot \frac{l}{d} \right) \cdot \frac{1}{d^4}.$$

Решение полученного уравнения производим графо-аналитическим путем, что часто имеет место при решении гидравлических задач. При $H=35,0$ м для того, чтобы горизонт воды не мог подняться выше этой отметки, приток к водохранилищу должен быть равен стыку через данный спуск. Тогда в рассматриваемое уравнение надо поставить $H=35,0$ м и $q=5,0$ м³/сек:

$$\frac{H}{q^2} \cdot \frac{\pi \cdot 2g}{16} = \frac{35,2}{5,0^2} \cdot \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 9,81}{16} = 16,95.$$

$$16,95 \cdot d^4 - \frac{78,5 \cdot 30}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2} \cdot \frac{1}{d} = 1,08 = 0.$$

$$16,95 \cdot d^4 - \frac{2355}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,31} \right)^2} \cdot \frac{1}{d} - 1,08 = 0 = f(d).$$

$$6) \xi_0 = 0,51.$$

$$16,95 \cdot d^4 - \frac{2355}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2} \cdot \frac{1}{d} - 1,51 = 0 = f(d).$$

Пренебрегая потерями напора на создание скорости и на сопротивление при входе и учитывая следовательно только потери на трение о стенки трубы, получим, что член 1,08, а также и 1,51 может быть исключен из нашего уравнения.

Тогда получим уравнение следующего вида:

$$16,95 \cdot d^4 - \frac{2355}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2} \cdot \frac{1}{d} = 0 = f''(d).$$

Определение величин, функционально зависящих от d , производится в табл. 10.

Если полученные по таблице соответствующие значения d и $f(d)$, а также $f'(d)$ и $f''(d)$ нанести в системе прямоугольных координат, то диаметр d , соответствующий $f(d)=0$, $f'(d)=0$ и $f''(d)=0$, будет как раз искомым диаметром.

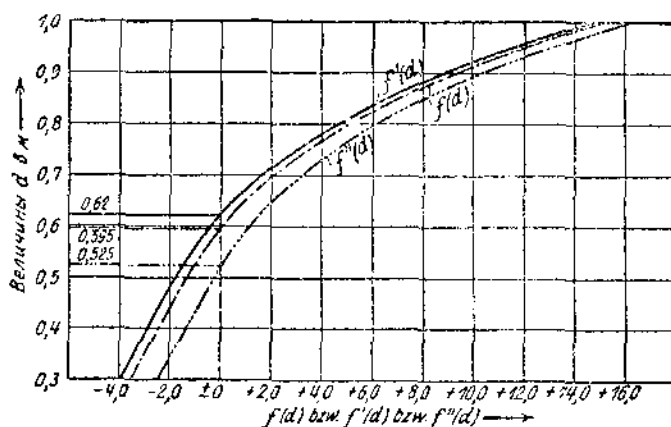
Таким образом при напоре $H=35,0$ м над осью спускной трубы и при расходе $q=5,0$ м³/сек потребный диаметр трубы при остроко-вечном входе равен $d=0,62$ м, а при плавном входе $d=0,595$ м.

Пренебрегаем потерей напора h_0 и скоростным напором h_v , учитывая таким образом только трение и принимая, что весь распола-

Таблица 10.

d	$16,95 \cdot d$	$\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d+0,32}} \right)^2$	$\frac{2355}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d+0,32}} \right)^2} \cdot \frac{1}{d}$	a) $f(d)$	b) $f'(d)$	c) $f''(d)$
1,0	16,95	4350	0,54	15,33	14,90	16,41
0,9	11,13	4240	0,616	9,434	9,004	10,514
0,8	6,95	4100	0,717	5,153	4,723	6,233
0,7	4,07	3970	0,847	2,143	1,713	3,223
0,6	2,196	3780	0,039	0,077	-0,353	1,157
0,5	1,06	3590	1,312	-1,332	-1,762	-0,252
0,4	0,434	3340	1,762	-2,408	-2,838	-1,323
0,3	0,137	3016	1,602	-3,547	-3,977	-2,467

гаемый напор идет на преодоление трения о стенки трубы, получим, что искомый диаметр $d=0,525$ м. Мы видим, что при расчете подобных трубопроводов нельзя пренебрегать величинами h_p и h_0 , так как в таком случае полученный диаметр окажется слишком малым.



Фиг. 57.

Принимая в расчет величину $\gamma=0,16$ и учитывая имеющуюся в действительности шероховатость, мы имеем достаточно большую гарантию, так как в спускной трубе нет возможности появления инкрустации, которая имеет место в трубопроводах, постоянно наполненных водою, которая протекает по ним с маленькими скоростями. Учитывая это берем для диаметра спускной трубы часто встречающийся в продаже размер 0,06 м и принимаем эту величину в дальнейших расчетах.

Кроме того проектируем для данного спуска плавный вход, чтобы получить еще добавочно некоторый запас.

2. Время, потребное для опорожнения водохранилища, зависит от пропускной способности трубы данного спуска. Однако пропускная

способность зависит в свою очередь от существующего напора, под которым происходит истечение.

Следовательно, существует зависимость между расходом через трубу и положением горизонта воды в водохранилище относительно оси спускной трубы. Поэтому при расчете прежде всего устанавливаем зависимость между q и H .

В п. 1 для плавного входа в трубу эта зависимость имеет следующий вид:

$$H \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2g}{16} = \left(1,08 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 \cdot d} \right) \cdot \frac{1}{d^4} \cdot q^2,$$

откуда:

$$q = \sqrt{\frac{H \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2g}{16} \cdot d^4}{1,08 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 \cdot d}}}$$

$$= \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2g \cdot H}{1,08 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 \cdot d}}} = \mathfrak{N} \cdot \sqrt{H}.$$

Так как l и d постоянны и заданы по расчету, то получим, что q непосредственно пропорционально $\sqrt{H}$. Величина $\mathfrak{N}$ есть расход для $H=1,0$ м.

В дальнейшем для различных значений H вычислены соответствующие величины q . На фиг. 58 посредством кривой представлена полученная зависимость между q и H .

По кривой фиг. 58 для каждого горизонта воды (или напора) H мы можем определить соответствующую этому горизонту пропускную способность данного спуска q за единицу времени. По той же кривой определяется и скорость истечения из спускного трубопровода, которая получена как частное от деления $v = \frac{q}{f}$, где f есть площадь живого сечения трубы.

Представим себе объем воды в водохранилище разделенным горизонтальными плоскостями на ряд весьма тонких слоев, которые имеют толщину, равную dH . Если обозначить через F площадь подобного слоя воды, то объем этого слоя будет равен $F \cdot d \cdot H \cdot m^3$. Каждому такому слою воды соответствует определенный напор H , который измеряется расстоянием от площади уровня воды этого слоя до оси спускной трубы. Рассматривая теперь какой-либо слой, получим, что в секунду вытекает $\mathfrak{N} \sqrt{H} m^3$ воды, где H есть напор, соответствующий данному слою. В течение времени dt объем вытекающей воды будет соответственно равен $dt \cdot \mathfrak{N} \sqrt{H} m^3$.

Принимая далее, что dt обозначает то время, которое необходимо для стекания объема одного слоя, получим следующее равенство:

$$dt \cdot \mathfrak{A} \cdot \sqrt{H} = F \cdot d \cdot H,$$

откуда:

$$dt = \frac{F \cdot dH}{\mathfrak{A} \cdot \sqrt{H}} = \frac{dQ_H}{q_H}.$$

Для одного конечного промежутка времени получим следовательно:

$$\Delta t = \frac{F \cdot \Delta H}{\mathfrak{A} \cdot \sqrt{H}} = \frac{\Delta Q_H}{q_H}.$$

По фиг. 56 мы можем определить объемы воды в каждом слое, а по фиг. 58 — соответствующие секундные расходы q_H . Таким обра-

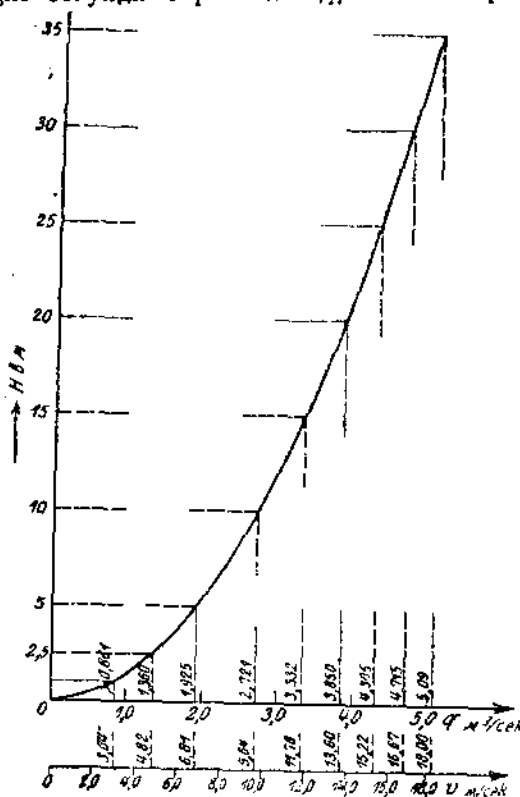
зом мы сможем определить время, необходимое для стекания каждого слоя воды. Суммируя все полученные величины Δt , мы можем определить то время, которое необходимо для опорожнения всего водохранилища, т. е. от $H=35,0$ м до $H=0$. Спрашивается теперь, какую толщину слоев целесообразно будет принять при решении нашей задачи.

Чем больше будут приняты величины ΔH , тем больше будут колебания напора H в течение одного интервала времени Δt и вместе с этим колебанием секундного расхода q_H . Кривая фигура 58 показывает, что это колебание расхода q_H выше горизонта, равного $H=15,0$ м, в интервалах через каждые 10 м с достаточной точностью может быть принято прямолинейным.

Между $H=15,0$ м и $H=5,0$ м изменение q_H мо-

жет быть также в интервалах через каждые 5,0 м приближенно принятым за прямолинейное.

Время опорожнения оставшегося еще низшего слоя между $H=0$ и $H=5,0$ также может быть разрешено с допущением, что q_H в течение этого интервала изменяется прямолинейно. Это допущение



Фиг. 58.

может быть принято на том основании, что практически этот последний слой имеет весьма малое значение.

Таким образом мы имеем следующие подразделения отдельных слоев в водохранилище:

между $H=35,0$ м и $H=15,0$ м $\Delta H=10,0$ м,

„ $H=15,0$ „ и $H=0,0$ „ $\Delta H= 5,0$ м.

Для верхнего слоя толщиной $\Delta H=10,0$ м, что соответствует напору между 35,0 и 25,0 м, расход через спускную трубу колеблется между 5,09 и 4,305 м³/сек. (фиг. 58).

Это соответствует среднему расходу, равному:

$$\frac{5,09 + 4,305}{2} = 4,697 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Объем верхнего слоя водохранилища равен (фиг. 56)

$$5\,778\,000 - 2\,602\,000 = 3\,176\,000 \text{ м}^3.$$

Время стекания этого слоя будет тогда равно:

$$\Delta t = \frac{3\,176\,000 \text{ м}^3}{4,697 \text{ м}^3/\text{сек.}} = 676\,000 \text{ сек.}$$

Подобным образом определяются также величины Δt для других слоев водохранилища. Определение величин Δt , а также и их суммирование приведены в табл. 11.

Таблица 11.

Слов между		$H_2 - H_1 = \Delta H$	$Q_{H_2} - Q_{H_1} = \Delta Q_H$ 6 милл. м ³	$\frac{q_{H_2} + q_{H_1}}{2} = q_H \text{ м}^3/\text{сек.}$	$\frac{\Delta Q_H \text{ м}^3}{q_H \text{ м}^3/\text{сек.}} = \Delta t \text{ сек.}$
H_2	H_1				
35,0	25,0	10,0	5,778 - 2,602 = 3,176	$\frac{5,09 + 4,305}{2} = 4,697$	$\frac{3\,176\,000}{4,697} = 676\,000$
25,0	15,0	10,0	2,602 - 0,892 = 1,710	$\frac{4,305 + 3,332}{2} = 3,818$	$\frac{1\,710\,000}{3,818} = 448\,000$
15,0	10,0	5,0	0,892 - 0,432 = 0,460	$\frac{3,332 + 2,721}{2} = 3,026$	$\frac{460\,000}{3,026} = 152\,000$
10,0	5,0	5,0	0,432 - 0,124 = 0,308	$\frac{2,721 + 1,925}{2} = 2,323$	$\frac{308\,000}{2,323} = 132\,000$
5,0	0,0	5,0	0,124 - ~ 0 = 0,124	$\frac{1,925 + 0}{2} = 0,952$	$\frac{124\,000}{0,952} = 129\,000$

$H = 35,0$ м

$$\sum_{H=0} \Delta t = T = 1\,537\,000 \text{ сек.} = \frac{1\,537\,500}{60 \cdot 60 \cdot 24} = 17,8 \text{ дней.}$$

Как видно из предыдущего решения, определение интервалов времени Δt было произведено приблизительным расчетом. Мы ставим себе задачей проверить практическую пригодность этого приблизительного метода и при этом рассматриваем как данные величины F , а не величины Q .

Для этой цели исходим опять из следующего уравнения

$$dt = \frac{F dH}{Q \sqrt{H}}.$$

По предыдущему расход через данный спуск $q_H = \alpha \sqrt{H}$ зависит от величины напора H . Как видно из фиг. 56, величина F изменяется также в зависимости от H , следовательно $F = f(H)$. Тогда предыдущее уравнение мы можем переписать в следующем виде:

$$dt = \frac{f(H) dH}{\alpha \sqrt{H}}$$

$$t = \frac{1}{\alpha} \int_{H_1}^{H_2} \frac{f(H) dH}{\sqrt{H}}$$

Теперь необходимо выразить площадь F через величину напора в водохранилище H .

Нанесенные на фиг. 56 величины F получались следующим образом. На плане нанесены через каждые 5,0 м горизонтали, совпадающие с границами расчетных слоев. Та часть ограниченной горизонтали, площадь которой находится в участке перед плотиной, вымеряется планиметром. Полученная планиметрированием площадь является искомым величиной F . Таким образом получаем полную картину увеличения площади F через каждые 5,0 м. Увеличение площади F от слоя к слою принято по прямой линии, что является достаточным для практического разрешения вопроса. Поэтому кривая изменения F на фиг. 56 получилась ломаной линией с прямолинейными участками для каждого слоя. Следовательно $f(H)$ может быть рассматриваема так же, как функция прямой линии. Обозначая через F_1 площадь водохранилища, соответствующую напору H_1 , а F_2 — площадь, соответствующую напору H_2 , получим, что прямая $f(H)$ для участка $H_2 - H_1$ проходит через точки с координатами F_1, H_1 и F_2, H_2 . Уравнение имеет следующий вид:

$$\frac{H - H_1}{F - F_1} = \frac{H_2 - H_1}{F_2 - F_1}$$

Полученное выражение для времени t решается в отдельности для каждого слоя толщиной в 5,0 м. Суммирование всех полученных величин t даст нам опять то время, которое необходимо для полного опорожнения водохранилища. Определение отдельных элементов времени t приведено в табл. 9.

Для упрощения расчета в таблицу введены величины a и b , имеющие следующие значения

$$a = (F_2 - F_1) \cdot \frac{2}{3} \left[H_2^{3/2} - H_1^{3/2} \right],$$

$$b = \left[H_1 (F_2 - F_1) - F_1 (H_2 - H_1) \cdot 2 (H_2^{1/2} - H_1^{1/2}) \right].$$

Таким образом

$$t = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{(H_2 - H_1)} \cdot (a - b).$$

H_2	H_1	$H_2 - H_1$	F_2	F_1	$F_2 - F_1$	$H_2^{3/2}$	$H_1^{3/2}$	$H_2^{3/2} - H_1^{3/2}$	α	$H_1(F_2 - F_1)$
35,0	30,0	5,0	373 000	325 000	48 000	207	164	43	1 370 000	1 440 000
30,0	25,0	5,0	325 000	247 000	78 000	164	125	39	2 030 000	1 945 000
25,0	20,0	5,0	247 000	164 000	83 000	125	89,5	35,5	1 965 000	1 660 000
20,0	15,0	5,0	164 000	110 000	54 000	89,5	58,0	31,5	1 135 000	810 000
15,0	10,0	5,0	110 000	74 000	36 000	58,0	31,6	26,4	631 000	360 000
10,0	5,0	5,0	74 000	49 000	28 000	31,6	11,2	20,4	340 000	125 000
5,0	0,0	5,0	49 000	600	48 000	11,2	0	11,2	361 000	0

Таблица 13.

b	$\left(\frac{87 \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 = c^2$	$\frac{2355}{c^2 \cdot d}$	$\sqrt{1,08 + \frac{2355}{c^2 \cdot d}}$	$f_3(p)$
0,70	3970	0,85	1,39	2,83
0,80	4100	0,72	1,34	2,09
0,90	4220	0,62	1,30	1,61
1,00	4340	0,54	1,27	1,27
1,10	4860	0,44	1,23	1,02
В среднем 0,95 (см. фиг. 59)	4290	0,578	1,287	1,426

$$H = 35,0$$

По табл. 12 получим, следовательно, величину $T = \sum_{H=0}^H t$, равную

17,12 дня против 17,8 дня, полученных при первоначальном подсчете.

Принимая во внимание те неточности, которые имеют место благодаря введению в расчет коэффициентов ξ и γ и использованию графического материала (план водохранилища), получим, что первоначальный приблизительный метод является вполне точным. Этот метод предусматривает величины q как известные. Если это не имеет места, то метод 2 приводит скорее к цели, так как в нем отсутствует процесс вычисления величин q (ввиду решения при помощи правила Симпсона). На фиг. 56 нанесена кривая зависимости между временем истечения t и объемом воды q . Эта кривая может быть построена путем определения времени, необходимого для опорожнения объемов различных слоев водохранилища.

3. Время опорожнения объема слоя водохранилища, заключающегося между H_1 и H_2 , мы определили равными

$$t = \frac{1}{\alpha} \int_{H_1}^{H_2} \frac{f(H) dH}{\sqrt{H}}$$

Таблица 12.

$F_1 (H_2 - H_1)$	$H_1 (F_2 - F_1) -$ $- F_1 (H_2 - H_1)$	$H_1^{1/2}$	$H_1^{1/4}$	$H_1^{1/8} - H_1^{1/4}$	b	$a - b$	$\frac{[a - b]}{\mathfrak{U} (H_2 - H_1)}$ сек
1 620 000	- 180 000	5,92	5,48	0,44	- 158 000	1 528 000	355 000
1 235 000	+ 710 000	5,48	5,00	0,48	+ 681 000	1 349 000	314 000
820 000	+ 840 000	5,00	4,47	0,53	+ 890 000	1 075 000	250 000
550 000	+ 260 000	4,47	3,87	0,60	+ 312 200	823 000	191 000
370 000	- 10 000	3,87	3,16	0,71	- 14 200	645 200	150 000
245 000	- 120 000	3,16	2,24	0,92	- 221 000	561 000	130 000
3 000	- 3 000	2,24	0	2,24	- 13 400	374 400	87 000

$$\Sigma (a - b) = 6\,355\,600$$

$$\Sigma t = T = 1\,477\,000 \text{ сек.}$$

$$= \frac{1\,477\,000}{60 \cdot 60 \cdot 24} = 17,12 \text{ дней.}$$

Суммирование для этого слоя водохранилища приводило нас к следующему выражению:

$$t = \frac{1}{\mathfrak{U}} \cdot \frac{1}{(H_2 - H_1)} \cdot (a - b)_{H_1}^{H_2}.$$

Если это суммирование будет произведено для всех слоев водохранилища, то так как $\mathfrak{U}$ является постоянной величиной, при суммировании ее можно вынести за знак суммы:

$$\sum_{H=0}^{H=35} t = T = \frac{1}{\mathfrak{U}} \sum_{H=0}^{H=35} \left[\frac{1}{(H_2 - H_1)} \cdot (a - b)_{H_1}^{H_2} \right].$$

Искомое значение диаметра данного спуска находится в выражении для $\mathfrak{U}$ и является единственным неизвестным. Поэтому определим первоначально величину $\mathfrak{U}$:

$$\mathfrak{U} = \frac{1}{T} \sum_{H_1=0}^{H_2=35} \left[\frac{1}{H_2 - H_1} \cdot (a - b)_{H_1}^{H_2} \right].$$

Так как толщина отдельных слоев водохранилища для расчета принята в 5,0 м, то получим:

$$H_2 = H_1 + 5,0 \text{ м или } H_2 - H_1 = 5,0 \text{ м.}$$

Тогда получим:

$$\begin{aligned} \mathfrak{U} &= \frac{1}{T} \cdot \sum_{H_1=0}^{H_2=35} \left[\frac{1}{5,0} \cdot (a - b)_{H_1}^{H_2+5,0} \right] = \\ &= \frac{1}{T} \left[\frac{1}{5,0} \cdot (a - b)_{H_1}^{H_2+5,0} \right]_{H_1=0}^{H_2=35,0} = \frac{1}{5 \cdot T} \cdot \left[(a - b)_{H_1}^{H_2+5,0} \right]_{H_1=0}^{H_2=35,0} \end{aligned}$$

Выражение $\left[(a-b)_{H_1}^{H_1+5,0} \right]_{H_1=0}^{H_2=35,0}$ определено в табл. 9 и равно

6 355 600; T задано равным 6 дням или — 518 400 сек.

Отсюда

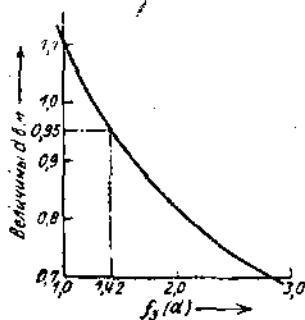
$$\mathfrak{A} = \frac{1}{518\,400} \cdot 6\,355\,600 = 2,46.$$

По предыдущему для плавного входа в данный спуск

$$\mathfrak{A} = \frac{\pi d^3}{4} \cdot \sqrt{\frac{2g}{1,08 + \frac{8g}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 d}}} = 2,46,$$

откуда

$$\frac{1}{d^2} \cdot \sqrt{1,08 + \frac{2355}{\left(\frac{87 \cdot \sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,32} \right)^2 d}} = 1,42 = f_3(d).$$



Фиг. 59.

Решение этого уравнения произведено графоаналитическим методом (табл. 10 и фиг. 59).

Таким образом при желании опорожнить водохранилище в течение 6 дней необходимо установить данный спуск диаметром в 0,95 м.

Если величину этого диаметра приходится определять без наличия подсчетов произведенных в табл. 9, то при этом можно воспользоваться приведенным ранее приближенным решением, подставляя опять:

$$\Delta t = \frac{\Delta Q_H}{q_H} = \left[\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{q_{H_2} - q_{H_1}}{2}} \right].$$

Секундный расход q_H в данном случае неизвестен, так как он зависит от диаметра через следующее уравнение:

$$q_H = \mathfrak{A} \sqrt{H},$$

где $\mathfrak{A}$ является функцией диаметра. Таким образом получим далее

$$\Delta t = \frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\mathfrak{A} \sqrt{H_2} + \mathfrak{A} \sqrt{H_1}}{2}} = \frac{1}{\mathfrak{A}} \left[\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right].$$

Если вычисление Δt будет произведено для всех слоев водохранилища, а затем просуммировано, то получим:

$$\Sigma \Delta t = T = \frac{1}{\mathfrak{A}} \sum_{H_1=0}^{H_2=35} \left[\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right].$$

Величина искомого диаметра входит в выражение для $\mathfrak{A}$, а потому отыскиваем:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{T} \sum_{H_1=0}^{H_2=35} \left[\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right]$$

Суммирование правой части настоящего уравнения произведено табл. 14.

Таблица 14.

Слои между		$Q_{H_2} - Q_{H_1} = \Delta Q_H$ в ман. м ³	$\sqrt{H_2}$	$\sqrt{H_1}$	$\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}$	$\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}}$
H_2	H_1					
35,0	20,0	3,176	5,915	5,000	5,457	582 000
25,0	15,0	1,710	5,000	3,870	4,435	385 500
15,0	10,0	0,460	3,870	3,160	3,515	130 800
10,0	5,0	0,308	3,160	2,235	2,697	114 200
5,0	0	0,124	2,235	0	1,117	111 000

$$\sum_0^{35,0} \left[\frac{Q_{H_2} - Q_{H_1}}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right] = 1\,323\,500.$$

По графику фиг. 59 получим величину диаметра, равную 0,97 м против 0,95 м, полученных при точном решении. Разница получится по сравнению с первым расчетом настолько незначительной, что практически может быть оставлена без внимания.

В случае, если объемы каждого слоя ΔQ_H будут нам неизвестны, а будут известны лишь только площади F_H , то по предыдущему заменим ΔQ_H через

$$F_H \Delta H = \frac{F_2 - F_1}{2} \cdot \Delta H.$$

Тогда для первого слоя примерно получим:

$$\Delta t_1 = \frac{F_H \Delta H}{\mathfrak{A} \sqrt{H}} = \frac{1}{\mathfrak{A}} \left[\frac{\frac{F_2 + F_1}{2} (H_2 - H_1)}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right]_{H_1=25,0}^{H_2=35,0}$$

Подставляя опять время опорожнения всего водохранилища T и решая все уравнения относительно $\mathfrak{A}$, получим:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{T} \sum_{H_1=0}^{H_2=35} \left[\frac{\frac{F_2 + F_1}{2} (H_1 - H_1)}{\frac{\sqrt{H_2} + \sqrt{H_1}}{2}} \right]$$

Путем определения $f''(d)$ и решения ее по графику фиг. 59 получим искомую величину диаметра данного спуска d .

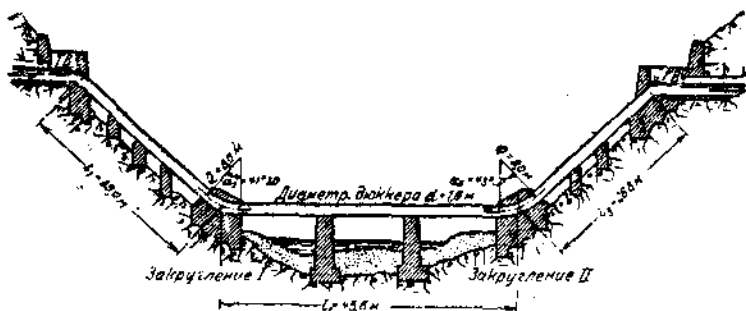
Дюккер.

Задача 24. Потери напора в дюккере. В месте пересечения подводящей к гидростанции воду безнапорной штольни с рекой сооружен дюккер диаметром в 1,6 м. При максимальном расходе установки в $4,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ скорость движения воды в штольне, равная $1,0 \text{ м/сек}$, увеличивается до $2,0 \text{ м/сек}$.

Как велика разница горизонтов воды между началом и концом дюккера (фиг. 60).

Решение. 1. При переходе от безнапорной штольни к трубопроводу происходит увеличение скорости с $v_1 = 1,0 \text{ м/сек}$ до $v_2 = 2,0 \text{ м/сек}$. Вследствие этого произойдет понижение горизонта, равное:

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = \frac{2,0^2}{19,62} - \frac{1,0^2}{19,62} = 0,153 \text{ м.}$$



Фиг. 60.

2. Далее, в этом месте должна быть еще потеря напора на преодоление сопротивления при входе. При наличии плавного входа в трубопровод потеря при входе может быть принята в

$$h_2 = 0,08 \cdot \frac{v_2^2}{2g} = 0,08 \cdot \frac{2,0^2}{2g} = 0,016 \text{ м.}$$

3. Потеря на трение в трубопроводе от его начала до закругления I:

$$h_3 = \xi \frac{l_1}{d} \cdot \frac{v_2^2}{2g} = \frac{78,5}{c^2} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

По Базену

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

где

$$\gamma = 0,16.$$

Для того чтобы при расчете учесть возможность появления инкрустации на внутренних стенках трубопровода, принимаем $\gamma = 0,16$.

$$R = \frac{d}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,40.$$

Следовательно $\sqrt{R} = 0,632$. Тогда

$$c = \frac{87}{1 + \frac{0,16}{0,632}} = 69,4.$$

$$h_3 = \frac{78,5}{69,4^2} \cdot \frac{29,0}{1,60} \cdot \frac{2,0^3}{19,62} = 0,06 \text{ м.}$$

4. Потеря напора на закругление (закругление I)

$$h_4 = \xi_{kr} \cdot \frac{v_2^3}{2g} \cdot \frac{\alpha_1}{90^\circ},$$

где α_1 обозначает угол закругления I. По Вейсбаху коэффициент ξ_{kr} может быть определен по следующей формуле:

$$\xi_{kr} = 0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{r}{\rho} \right)^{\frac{7}{2}},$$

где r — радиус трубопровода, ρ — радиус закругления.

Для нашего случая:

$$\xi_{kr} = 0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{0,8}{8,0} \right)^{\frac{7}{2}} = 0,131 + 0,001 = 0,132;$$

$$h_4 = 0,132 \cdot \frac{2,0^3}{19,62} \cdot \frac{41,33^\circ}{90^\circ} = 0,012 \text{ м.}$$

5. Потеря на трение между закруглениями I и II

$$h_5 = \xi \cdot \frac{l_2}{d} \cdot \frac{v_2^3}{2g}.$$

Принимая полученные в параграфе 3 настоящей задачи значения, получим:

$$h_5 = \frac{78,5}{69,4^2} \cdot \frac{45,6}{1,60} \cdot \frac{2,0^3}{19,62} = 0,095 \text{ м.}$$

6. Потеря напора на закругление II:

$$h_6 = \xi_{kr} \cdot \frac{v_2^3}{2g} \cdot \frac{\alpha_2}{90^\circ},$$

$$h_6 = 0,132 \cdot \frac{2,0^3}{19,62} \cdot \frac{43^\circ}{90^\circ}.$$

$$h_6 = 0,013 \text{ м.}$$

7. Потеря напора на трение между закруглением II и концом трубопровода

$$h_7 = \xi \cdot \frac{l_3}{d} \cdot \frac{v_2^2}{2g},$$

$$h_7 = \frac{78,5}{69,4} \cdot \frac{26,8}{1,6} \cdot \frac{2,0^3}{19,62} = 0,056 \text{ м.}$$

8. При переходе от трубопровода в безнапорную штольную, при выходе потеря приравнивается напору, теоретически получаемому обратно вследствие изменения скорости с 2,0 м/сек до 1 м/сек.¹ Тогда сумма всех потерь:

$$\begin{aligned} h_1 &= 0,153 \text{ м} \\ h_2 &= 0,016 \text{ " } \\ h_3 &= 0,060 \text{ " } \\ h_4 &= 0,012 \text{ " } \\ h_5 &= 0,095 \text{ " } \\ h_6 &= 0,013 \text{ " } \\ h_7 &= 0,056 \text{ " } \\ \hline \Sigma h &= 0,405 \text{ м.} \end{aligned}$$

Разница горизонтов воды между началом и концом дюккера равна следовательно 40,5 см.

Из этой величины падает исключительно на трение в трубопроводе:

$$h_3 + h_6 + h_7 = \frac{78,5}{60,4^2} \cdot \frac{l_1 + l_2 + l_3}{1,6} \cdot \frac{2,0^2}{19,62} = 0,211 \text{ м}$$

напора и приблизительно столько же, а именно 0,153 м, на увеличение скорости с 1,0 м/сек до 2 м/сек.

Для того чтобы устранить последнюю потерю, необходимо было бы запроектировать более дорогие трубы с внутренним диаметром:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4,0}{3,14 \cdot 1,0}} = 2,25 \text{ м,}$$

так как при этом диаметре скорость в трубопроводе $v = 1,0$ м/сек, т. е. та же, что и в безнапорной штольне.

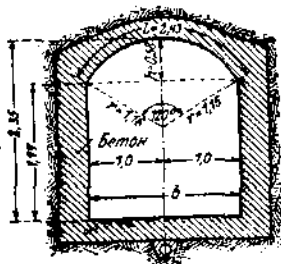
Задача 25. Определение для гидростанции напора H_{netto} при различных расходах (напорная штольня — уравнильная башня — напорный трубопровод). Водохранилище (подпорный горизонт которого расположен на отметке 159,50) соединено с уравнильной башней посредством напорной штольни, имеющей длину 4800 м и поперечное сечение, указанное на фиг. 61. Уклон напорной штольни равен 1:1000. От уравнильной башни к турбинам идет напорный трубопровод длиной в 130 м. Внутренний диаметр этого трубопровода равен 1,5 м. Напор от водохранилища до турбин исчисляется в 48,0 м.

¹ Другими словами, потеря при входе в штольню равна разности кинетической энергии между дюккером и штольной. Следовательно, всю восстановленную кинетическую энергию мы считаем потерянной при входе. Других потерь напора на вход в штольню не приводим. Н. А.

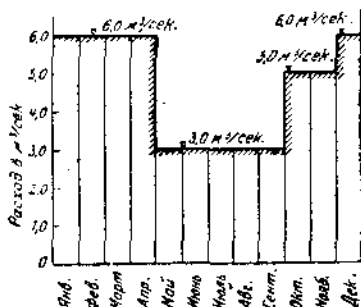
Какие величины будет иметь напор H_{netto} , если расчетный расход гидростанции колеблется в течение года согласно данным графика (фиг. 62)?

При определении напора H_{netto} необходимо предусмотреть имеющиеся в напорном трубопроводе два закругления. Эти оба закругления имеют угол закругления $\alpha = 45^\circ$ и радиус закругления $r = 5,0$ м. Для упрощения расчета принимаем скорость движения воды в уравнильной башне (в напорном бассейне), равной нулю. То же самое принимаем за нуль потери при выходе воды из напорной штольни в уравнильную башню.

Решение. Под наименованием „напор брутто“ H_{brutto} мы подразумеваем разницу горизонтов между водохранилищем и турбиной или, точнее, разницу между отметкой подпорного горизонта в водохрани-



Фиг. 61.



Фиг. 62.

лище, с одной стороны, и отметкой центра дуги турбины Пельтона — с другой стороны.

То, что остается от этого „напора брутто“ H_{brutto} после вычета потерь, возникающих на пути от водохранилища до дуги, называется „напором нетто“ H_{netto} .

А. Определение расчетных величин.

1. У штольни:

Смоченный периметр

$$p_1 = 2,0 + 2 \cdot 1,77 + 2,43 \text{ м.} = 7,97 \text{ м.}$$

Поперечное сечение в свету (для напорной штольни равно живому сечению)

$$\begin{aligned} F_1 &= 2,0 \cdot 1,77 + \left[\frac{l \cdot r}{2} - \frac{b(r-b)}{2} \right] = \\ &= 3,54 + \left[\frac{2,43 \cdot 1,16}{2} - \frac{2,0 \cdot 0,58}{2} \right] = \\ &= 3,54 + 0,83 = 4,37 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Гидравлический радиус

$$R_1 = \frac{F_1}{p_1} = \frac{4,37}{7,97} = 0,55 \text{ м. } \sqrt{R_1} = 0,74.$$

2. У напорного трубопровода:

$$F_2 = \frac{1,5 \cdot 3,14}{4} = 1,17 \text{ м}^2;$$

$$R_2 = \frac{d}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375 \text{ м.}$$

$$\sqrt{R_2} = 0,612.$$

Б. Определение потерь напора.

1. В штольне:

а) создание скорости

$$h_{v_1} = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{1}{2g} \cdot v_1^2,$$

б) потеря при входе

$$h_{o_1} \approx 0,10 \cdot \frac{v_1^2}{2g} = \frac{0,10}{2g} \cdot v_1^2,$$

в) потеря на трение в штольне

$$h_1 = \frac{v_1^2 \cdot l_1}{c_1^2 \cdot R_1} = \frac{l_1}{c_1^2 \cdot R_1} \cdot v_1^2$$

$$\sum h_1 = \left[\frac{1,10}{2g} + \frac{l_1}{c_1^2 \cdot R_1} \right] \cdot v_1^2 = \beta_1 v_1^2$$

Величина β_1 определяется следующим образом:

$$\beta_1 = \left[\frac{1,10}{19,62} + \frac{4800}{c^2 \cdot 0,55} \right].$$

Так как штольня бетонирована (фиг. 61), то принимаем по Базену $\gamma = 0,30$, тогда

$$c_1 = \frac{87}{1 + \frac{0,30}{0,74}} = 62,$$

а следовательно

$$\beta_1 = [0,056 + 2,268] = 2,324$$

и

$$\sum h_1 = 2,324 \cdot v_1^2.$$

2. В напорном трубопроводе:

а) создание скорости

$$h_{v_2} = \frac{v_2^2}{2g},$$

б) потеря на вход

$$h_{o_2} \approx 0,08 \cdot \frac{v_2^2}{2g} = \frac{0,08}{2g} \cdot v_2^2,$$

в) потеря на трение в металлическом трубопроводе

$$h_2 = \frac{v_2^2 \cdot l}{c_2^2 \cdot R} = \frac{l_2}{c_2^2 \cdot R_2} \cdot v_2^2,$$

г) потеря на закруглениях

$$h_{kr} = \xi_{kr} \frac{v_2^2}{2g} \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} \cdot 2 = \xi_{kr} \frac{\alpha}{90^\circ} \cdot \frac{2}{19,62} \cdot v_2^2,$$

$$\sum h_2 = \left[\frac{1,08}{2g} + \frac{l_2}{c_2^2 \cdot R_2} + \xi_{kr} \frac{\alpha}{90^\circ} \cdot \frac{2}{19,62} \right] \cdot v_2^2,$$

$$\sum h_2 = \beta_2 \cdot v_2^2.$$

Так как

$$c_2 = \frac{87}{1 + \frac{1,16}{0,612}} = 68,9$$

и

$$\xi_{kr} = 0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{0,75}{5,0} \right)^{\frac{7}{2}} = 0,133,$$

то получим:

$$\beta_2 = \frac{1,08}{19,62} + \frac{130}{68,9^2 \cdot 0,375} + \frac{0,133}{19,62} \cdot \frac{45,2}{90},$$

$$\beta_2 = [0,055 + 0,073 + 0,007],$$

$$\beta_2 = 0,035,$$

откуда

$$\sum h_2 = 0,135 \cdot v_2^2.$$

Скорости v_1 и v_2 определяются по уравнению непрерывности $v = \frac{Q}{F}$, а потому в зависимости от пропускаемого в данный момент через турбины расхода Q .

Для наглядности дальнейшие расчеты по определению напора проведены при помощи табл. 15.

Таблица 15.

Q	$\frac{Q}{F_1} = v_1$	β_1	$\sum h_1$	$\frac{Q}{F_2} = v_2$	β_2	$\sum h_2$	$\sum h_1 + \sum h_2$	Напор нетто м
6,0	1,37	2,324	4,37	3,39	0,135	1,55	5,92	42,08
3,0	0,69	2,324	1,11	1,68	0,135	0,38	1,49	46,51
5,0	1,14	2,324	3,02	2,82	0,135	1,07	4,09	43,91
6,0	1,37	2,324	4,37	3,39	0,135	1,55	5,92	42,08

Таким образом горизонт воды в уравнительной башне при $Q = 6,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ установится на отметке:

$$159,50 - \sum h_1 = 159,50 - 4,37 = 155,13 \text{ м},$$

$Q = 3,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ установится на отметке:

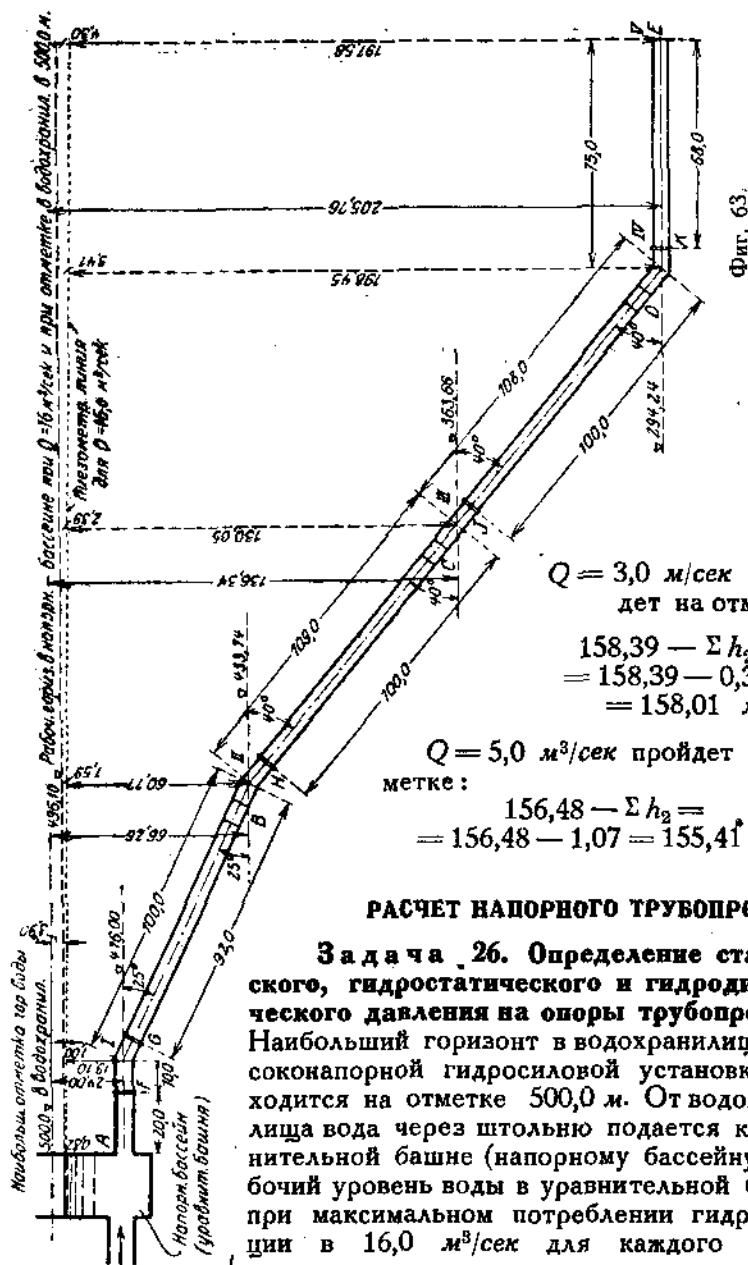
$$159,50 - \sum h_1 = 159,50 - 1,11 = 158,39 \text{ м},$$

$Q = 5,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ установится на отметке:

$$159,50 - \sum h_1 = 159,50 - 3,02 = 156,48 \text{ м}.$$

Пьезометрическая линия в месте над турбиной при $Q = 6,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ пройдет на отметке;

$$155,13 - \Sigma h_2 = 155,13 - 1,55 = 153,58 \text{ м},$$



РАСЧЕТ НАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА.

Задача 26. Определение статического, гидростатического и гидродинамического давления на опоры трубопровода. Наибольший горизонт в водохранилище высоконапорной гидросиловой установки находится на отметке 500,0 м. От водохранилища вода через штольню подается к уравнивательной башне (напорному бассейну). Рабочий уровень воды в уравнивательной башне, при максимальном потреблении гидростанции в $16,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ для каждого трубопровода и при указанном уровне воды в водохранилище, вследствие потери напора в штольне, находится на отметке 496,10 м. От уравнивательной башни трубопроводы через три

водохранилище, вследствие потери напора в штольне, находится на отметке 496,10 м. От уравнивательной башни трубопроводы через три

анкерные опоры, расположенные в точках изменения уклона спускаются до отметки 294,25 (опора IV). От опоры IV трубопроводы расположены горизонтально до опоры V, откуда посредством закругления попадают в здание силовой станции.

Требуется рассчитать, какие силы действуют на анкерные опоры I и IV напорного трубопровода, если в точках F, G, H, I и K трубопровода (фиг. 63) установлены компенсаторы и если опорные седла у промежуточных опор (расположенных между анкерными опорами) будут снабжены облицовкой из листового железа.

Поперечные сечения и веса труб даны с учетом увеличивающейся книзу толщины стенок трубопровода.

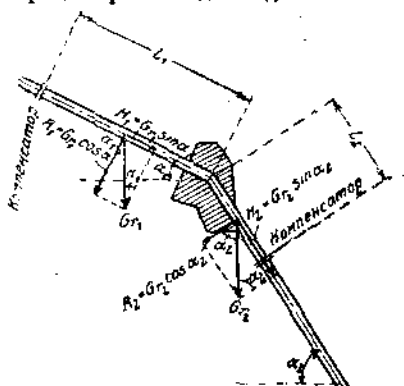
Диаметр трубопровода d в м	2,25	2,15	2,05	1,95
Поперечное сечение железной трубы f см ²	760	1280	1780	2160
Вес порожней трубы q кг/м	600	1000	1400	1700
воды на 1 пог. м трубы q' кг/м	4000	3650	3300	3000
1 пог. м наполненной трубы q'' кг/м	4600	4650	4700	4700

Решение. При расчете приходится считаться с тремя состояниями трубопровода:

1. трубопровод не наполнен водой;
2. трубопровод наполнен водой, но вода в нем неподвижна;
3. вода протекает по трубопроводу.

1. Какие силы действуют на анкерные опоры, если трубопровод проложен, но не заполнен еще водою?

В первую очередь влияет вес трубы. Часть трубопровода, расположенная выше рассматриваемой опоры, производит давление на последнюю в направлении своей оси, а часть трубопровода, лежащая ниже опоры, производит растяжение также в направлении своей оси. Вследствие наличия компенсаторов на опору давит вся та часть трубопровода, которая расположена выше опоры и заключается между верхним упругим компенсатором и опорой, в то время как с другой стороны на опоре висит только короткий кусок трубопровода, находящийся между опорой и нижней компенсационной муфтой.



Фиг. 64.

Если бы по каким-либо причинам упругое соединение перестало действовать, то для определения веса трубопровода, действующего на опору, при расчете следовало бы принять половину длины трубопровода до ближайшей верхней и ближайшей нижней опоры, причем верхняя часть трубопровода давила бы на опору, а нижняя часть висела бы на ней, т. е. тянула.

Мы исходим из предположения наличия такой компенсационной муфты, конструкция которой гарантирует ее работу, а поэтому при расчете исключаем вышеуказанную возможность.

Если G_n обозначает вес трубопровода между рассматриваемой

опорой и верхним компенсатором, G_{r_1} — вес труб между опорой и нижней компенсационной муфтой, α_1 — угол оси верхней части трубопровода с горизонтом, α_2 — угол оси нижней части трубопровода с горизонтом, то давление сверху в направлении оси верхнего трубопровода (фиг. 64) будет равно:

$$H_1 = G_{r_1} \cdot \sin \alpha_1 = q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1;$$

растяжение снизу в направлении оси нижнего участка трубопровода:

$$H_2 = G_{r_2} \cdot \sin \alpha_2 = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2.$$

Этим усилиям притиводействует трение о железные прокладки промежуточных опор, которые расположены между анкерными опорами (I, II, III, IV и V). Обозначая коэффициент трения между трубой и опорой через μ , получим, что силы трения будут равны:

$$R_1 = G \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu = q_1 \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu,$$

$$R_2 = G_{r_2} \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu = q_2 \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu.$$

Таким образом окончательное давление на основную анкерную опору составляет:

сверху

$$H_1 - R_1 = q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 - q_1 \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu,$$

снизу

$$H_2 - R_2 = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_2 \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu.$$

При неблагоприятных условиях дальнейшее увеличение этих сил может иметь место под действием температурного влияния. Пока изменения длины рассматриваемых частей трубопровода, возникающие вследствие понижения или повышения температуры, могут осуществляться беспрепятственно (легкая подвижность трубопровода на промежуточных опорах, безупречная работа компенсационных муфт), анкерная опора не находится под действием температурных сил. Если же часть трубопровода, лежащая выше рассматриваемой анкерной опоры, временно потеряет способность передвигаться по промежуточным опорам, расположенным непосредственно перед верхней компенсационной муфтой, т. е. там не удастся преодолеть силу трения, то приходится считаться с тем, что вследствие возможных деформаций остов трубопровода отойдет от промежуточных опор (расположенных дальше от компенсатора) и анкерная опора должна будет полностью принять на себя температурные усилия в размере не больше величины силы трения R_1 .

Следовательно в этом случае полное давление сверху будет равно:

$$H_1 + R_1 + q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 + q_1 \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu.$$

Таким образом, если компенсатор исправен и если температурные напряжения превышают величину трения, изменение длины трубопровода вследствие повышения температуры может осуществляться беспрепятственно. В этом случае повышение температурных напряжений влечет за собой удлинение трубопровода и не обуславливает никакого увеличения сил, действующих на анкерную опору.

Понижение температуры произвело бы конечно обратное действие ($H_1 - R_1$). Но ввиду того, что этот случай является более благоприятным, мы при расчете не принимаем его во внимание.

В вышеизложенном при решении нашего примера мы исходили из условия надлежащей работы компенсационной муфты. Однако в дальнейшем кратко осветим состояние, которое наступит в случае отказа компенсационной муфты, что практически равносильно отсутствию последней. В этом случае часть температурных напряжений, превосходящих силу трения, в полной мере действует на рассматриваемую анкерную опору, а также еще и на ближайшую верхнюю.

Если разница температур составит t° , площадь поперечного сечения стенок трубопровода на участке, расположенном выше рассматриваемой опоры, $f_1 \text{ см}^2$, модуль упругости E (для железа 2100000 кг/см^2), коэффициент деформации w (для железа $\frac{1}{82100}$),

то усилие от действия температуры будет равно:

$$T = w \cdot E \cdot t \cdot f_1 \text{ кг.}$$

Так как температурные усилия должны преодолеть силы трения, возникающие на промежуточных опорах, то остаточное давление от температурных напряжений на рассматриваемую анкерную опору равно:

$$T_1 = w \cdot E \cdot t \cdot f_1 - R_1 \text{ кг.}$$

При применении тех же рассуждений к части трубопровода, лежащей ниже анкерной опоры, в первую очередь получится то же уравнение, которое было выведено раньше для верхней части трубопровода

$$H_2 - R_2 = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 \cdot \mu.$$

Перед R_2 поставлен знак минус, так как здесь сила трения, возникающая от температурных напряжений, направлена кверху, а H_2 направлена книзу.

Кроме того в случае отказа нижележащей компенсационной муфты (или отсутствия таковой) было бы:

$$T_2 = w \cdot E \cdot t \cdot f_2 - R_2,$$

Теперь необходимо было бы еще исследовать, который из двух случаев является менее благоприятным: 1) если отказываются и выше и ниже лежащая компенсационная муфта, или же 2) если отказывается (или отсутствует) только верхнее упругое соединение, а компенсатор, лежащий ниже рассматриваемой анкерной опоры, функционирует (т. е. здесь имеется вполне исправная компенсационная муфта). Для последнего предположения $T_2 = 0$. Наиболее неблагоприятным здесь будет случай, когда $R_2 = 0$, т. е. предположение, что часть трубопровода, расположенная между анкерной опорой и нижней компенсационной муфтой, отошла от промежуточных опор, так что действует только сила H_2 . (В нашем примере подобный случай не имеет места, так как этот участок трубопровода очень короток и при этом в значительной своей части находится в теле бетонной анкерной опоры).

Если произвести расчет температурных напряжений, например при

$t = 20^\circ$ и при соответствующем поперечном сечении железа f_1 (величины f_1 — см. данные задачи), то получатся весьма значительные усилия. Сравнительно тонкостенные, маложесткие трубопроводы в общем не в состоянии противостоять этим усилиям ввиду возникновения в трубе больших напряжений на продольный изгиб. В большинстве случаев, по закону наименьшего сопротивления трубопроводы под влиянием повышения температуры выгибаются; и таким образом сила T_1 уже не будет действовать на рассматриваемую опору. Если выгибание напорных труб невозможно, как например при закрытых напорных трубопроводах, или также в особых случаях и при открытых трубопроводах, то усилия, возникающие под действием температуры, должны быть восприняты анкерными опорами. При закрытых трубопроводах возможное колебание температуры t не будет значительным вследствие защиты трубопровода от солнца и холода, так что здесь давления на опору от температурных напряжений в трубе будут меньше.

Основным требованием нашего расчета является то, что анкерная опора при порожнем трубопроводе должна быть рассчитана таким образом, чтобы равнодействующая сила от веса кладки опоры и двух усилий $H_1 + R_1$ и $H_2 - R_2$ не нарушала устойчивости опоры в отношении опрокидывания и скольжения (как в целом, так и для всех отдельных частей). Кроме того в кладке не должны иметь места растягивающие напряжения, и напряжения во всех сечениях опоры не должны превышать допустимых величин.

2. Трубопровод наполнен водой, но последняя находится в нем в неподвижном состоянии.

Вес воды, заполняющей трубопровод, не передает никакого давления в направлении оси трубопровода на опору, а следовательно не имеет и соответствующей составляющей от силы своего веса в этом направлении. Однако вода своим весом добавочно нагружает промежуточные опоры, а следовательно увеличивает возникающие там силы трения. Таким образом получим

$$R_1' = R_{w_1} \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu = q_1'' \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu,$$

$$R_2' = R_{w_2} \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu = q_2'' \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu.$$

Значения q_1'' и q_2'' видны из табл. 13, приложенной к тексту задачи.

Принимая во внимание менее благоприятный случай (действие нормального усилия от влияния температуры, по величине равного силе трения, см. 1), получаем нормальную силу, равную сверху:

$$H_2 + R_1' \equiv q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 \equiv q_1'' \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu,$$

внизу:

$$H_2 - R_2 \equiv q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_2'' \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu.$$

Ввиду изменения уклона трубопровода у анкерной опоры (например у анкерных опор I, II и IV нашей задачи) статическое давление

¹ Для того чтобы на сильно выступающих анкерных опорах не допускать отрывания напорного трубопровода от массива, трубопровод должен быть соответствующим образом закреплен в теле опоры.

воды вследствие такого изменения направления трубопровода создает силу, действующую на опору. Эта сила может быть определена следующим образом. Если не учитывать заштрихованную на фиг. 65 часть изгиба трубы, то сверху действует гидростатическое давление в направлении оси верхнего трубопровода, величина которого равна

$$D_{k_1} = F \cdot h \cdot \gamma,$$

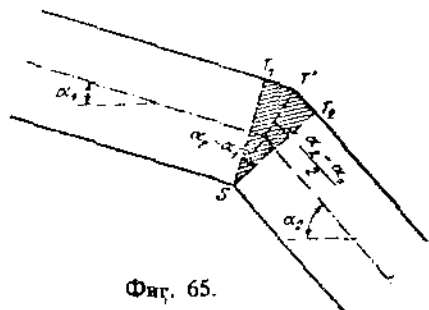
где

F — поперечное сечение трубы,

h — расстояние центра тяжести, находящейся под давлением плоскости от уровня воды,¹

γ — вес 1 м³ воды или $\gamma = 1000$ кг/м³.

Давлению D_{k_1} противодействует давление D_{k_2} в направлении оси присоединенного к низу трубопровода. При небольшой разнице между действующими величинами напора h , особенно в отношении находящихся под давлением поперечных сечений ST_1 и ST_2 , силы D_{k_1} и D_{k_2} могут быть приняты равными. Поэтому вместо h вводится расстояние центра тяжести плоскости SP' до уровня воды в уравнильной башне, как действующий напор для плоскостей ST_1 и ST_2 .



Фиг. 65.

Таким образом может быть также допущено, что $D_{k_1} = D_{k_2}$. Как дальнейшее, несущественное в цифровом отношении приближение принимаем, что силы D_{k_1} и D_{k_2} приложены на осях трубопроводов. Равнодействующая сила этих двух гидростатических давлений, которая действует на анкерную опору, выразится тогда следующим образом:

$$D_k = 2 \cdot F \cdot h \cdot \gamma \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}.$$

Для диаметра труб d_2 в месте перегиба будет:

$$D_k = 2 \cdot \frac{d_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot h \cdot 1000 \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$$

или

$$D_k = \frac{d_2^2 \cdot \pi}{2} \cdot h \cdot 1000 \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}.$$

Поскольку выше рассматриваемой анкерной опоры имеет место уменьшение диаметра трубопровода с d_1 на d_2 , то это вызывает также добавочное усилие, действующее на нижележащую опору, так как полному гидростатическому давлению D_{v_1} сверху противодей-

¹ Пока вода в трубопроводе и в штольне неподвижна, уровень воды в уравнильной башне равен уровню подпорного горизонта в водохранилище при плотине. При расчете конечно необходимо исходить из наивысшего горизонта в водохранилище; поэтому в нашем примере h должно быть отнесено к горизонту воды уравнильной башни равному 500,60 м

бывает меньшее полное гидростатическое давление снизу D_{σ_1} . Действующее книзу избыточное усилие должно быть воспринято анкерной опорой. Таким образом имеем

$$D_{\sigma} = D_{\sigma_1} - D_{\sigma_2},$$

$$D_{\sigma} = \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} \cdot h \cdot 1000 - \frac{d_2^2 \cdot \pi}{4} \cdot h \cdot 1000,$$

$$D_{\sigma} = \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot 1000 \cdot (d_1^2 - d_2^2).$$

Приблизненно принимаем высоту напора h для определения сил D_x , равной высоте напора над поперечным сечением трубопровода в месте перегиба, так как в нашем примере место перехода d_1 на d_2 лежит непосредственно над точкой перегиба трубопровода.

При наполненном трубопроводе, но с неподвижной жидкостью обыкновенно на анкерную опору таким образом действуют следующие силы:

в направлении оси трубопровода, расположенного выше рассматриваемой опоры $H_1 + R_1'$ и D_{σ} ;

в направлении оси трубопровода, расположенного ниже рассматриваемой опоры $H_2 - R_2'$;

в направлении биссектриссы угла, образуемого направлением осей обеих труб D_k .

Вертикально вниз действуют составляющие собственного веса.

Пока $\alpha_1 < \alpha_2$ получим, что $\sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$ будет положительным, D_k

следовательно действует кверху; для $\alpha_1 > \alpha_2 \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$ становится отрицательным, и D_k тогда действует книзу.¹

3. Теперь рассмотрим случай, когда турбины гидростанции открыты полностью и поглощают тот максимальный расход воды, на который они сконструированы. Тогда через любое поперечное сечение каждого трубопровода проходит максимальный расход воды Q м³/сек. Движение воды от водохранилища через штольную к уравнильной башне обуславливает потери напора, так что при пропуске воды через трубопровод уровень воды в уравнильной башне будет ниже, чем в водохранилище. Таким образом уменьшается величина h , а вместе с тем силы D_k и D_{σ} . Протекание воды от уравнильной башни по трубопроводу к опорам приносит дальнейшие потери напора на преодоление сопротивлений от трения о стенки трубопровода, так что величина h уменьшается до h' . Таким образом h' есть та высота напора, которая существует в любом месте трубопровода (или, что то же самое, расстояние пьезометрической линии от оси трубопровода в рассматриваемом месте). Тогда получаем

$$D_k = \frac{d_2^2 \cdot \pi}{2} \cdot h' \cdot 1000 \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2},$$

¹ В нашем случае к действующим силам из-за перемены диаметра трубопровода прибавляется еще сила D_{σ} .

$$D = \frac{\pi}{4} \cdot h' \cdot 1000 \cdot (d_1^2 - d_2^2).$$

Трение воды о стенки трубопровода одновременно вызывает действие новой силы, так как вода, протекающая книзу, как бы старается путем трения о стенки увлечь с собой и самый трубопровод. Эта сила вызывает давление сверху на анкерную опору и растяжение в трубопроводе под опорой. Последнее стягивает опору вниз по направлению оси нижнего участка трубопровода. Потеря напора на трение на 1 пог. м трубы равна:

$$h'' = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{4v^2}{c^2 \cdot d}.$$

В данном случае этой силе влечения подвергается часть трубопровода, расположенная между анкерной опорой и нижней компенсационной муфтой, с одной стороны, а также и между опорой и верхней компенсационной муфтой — с другой стороны. При отсутствии компенсаторов в расчет вводится по половине длины магистрали, примыкающей сверху и снизу до ближайших анкерных опор.

Обозначая через l длину между анкерной опорой и компенсационной муфтой, получим, что

$$h'' = \frac{4 \cdot v^2 \cdot l}{c^2 \cdot d}.$$

Для

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{4Q}{d^2 \pi},$$

т. е.

$$v^2 = \frac{16 \cdot Q^2}{d^4 \cdot \pi^2}$$

будет:

$$h'' = \frac{4 \cdot 16 \cdot Q^2 \cdot l}{c^2 \cdot d^3 \cdot \pi^2}.$$

Поэтому сила влечения для длины l равна потере напора на трение h'' на длину l , умноженной на живое сечение $\frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ и удельный вес воды, следовательно ¹

$$\begin{aligned} S &= \frac{4 \cdot 16 \cdot Q^2 \cdot l}{c^2 \cdot d^3 \cdot \pi^2} \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1000 = \\ &= \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l}{c^2 \cdot d^3 \cdot \pi} \cdot 1000. \end{aligned}$$

¹ Силу трения воды о стенки, которая старается сдвинуть трубопровод, можно непосредственно получить из выражения силы влечения потока $S = \gamma VJ = 1000 VJ$ (см. задачу 27),

$$\text{где } V = 1000 \frac{\pi d^2}{4} l, \text{ а } J = \frac{4v^2}{c^2 d} = \frac{4}{c^2 d} \cdot \frac{4^2 Q^2}{\pi^2 d^2}$$

откуда

$$S = 1000 \frac{\pi d^2}{4} l \frac{4 \cdot 4^2 \cdot Q^2}{c^2 \cdot d \cdot \pi^2 d^2} = \frac{16000 Q^2 l}{c^2 d^3 \pi}.$$

Для участка трубопровода длиной l_1 надо вместо l подставить l_1 и т. д.

Прим. ред.

Для части трубопровода l_1 , расположенной между анкерной опорой и вышележащим компенсатором, при диаметре трубы d_1 , получается

$$S_1 = \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l_1}{c_1^2 \cdot d_1^3 \cdot \pi} \cdot 1000.$$

Для нижней части трубопровода l_2 , расположенной между анкерной опорой и вышележащей компенсационной муфтой, при диаметре трубы d_2 получается:

$$S_2 = \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l_2}{c_2^2 \cdot d_2^3 \cdot \pi} \cdot 1000.$$

Протекающая вниз по трубе вода по закону инерции имеет стремление протекать дальше по направлению оси трубы. Повтому, если в трубопроводе встречается закругление или изгиб, то в движущемся потоке появляется центробежная сила, которая должна быть воспринята анкерной опорой.

Эта центробежная сила равна:

$$Z = \frac{m \cdot v^2}{\rho},$$

где m обозначает секундную массу движущегося потока, v — скорость движения воды в трубопроводе, а ρ — радиус закругления оси трубы.

При

$$m = \frac{1000 \cdot Q}{g}$$

и

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{4 \cdot Q}{d_2^2 \pi}$$

получим

$$Z = \frac{1000 \cdot Q}{g \cdot \rho} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{d_2^4 \cdot \pi^2} = \frac{16000}{g \cdot \pi^2 \cdot \rho} \cdot \frac{Q^3}{d_2^4}.$$

Эта сила действует в направлении биссектрисы угла закругления.

Итак с предыдущем мы определили все усилия, действующие на анкерную опору при нормальной работе трубопровода. Может однако случиться, что по каким-либо причинам лопатки направляющего аппарата турбин внезапно закроются, благодаря чему совершенно прекратится протекание воды по трубопроводу. Находящаяся в воде, заполняющей трубопровод, кинетическая энергия должна вследствие этого перейти в другую форму энергии. Благодаря этому образуется волна давления, передающаяся от нижнего конца трубопровода кверху, и — при временном закрытии регулятора T — затормаживает водяную

¹ При определении силы Z по этому способу в выражение для массы входит значение массы воды отнесенной к одной секунде. Наиболее правильно определять Z по формуле, построенной на изменении количества движения. Тогда получим, что

$$Z = 2 \frac{Q \gamma}{g} v \sin \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right) = 8 \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{Q^3}{\pi d^2} \sin \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right).$$

где α_2 и α_1 углы направления трубы. Н. Л.

массу $m \cdot v$ в это время T . По формуле импульса сил будет:

$$\int_0^T P \cdot dt = m \cdot v.$$

Если принять приближенно, что давление P увеличивается с продолжительностью времени закрытия по закону параболы, то интеграл

$\int_0^T P \cdot dt$ можно представить через $\frac{2}{3} T \cdot P_m$, причем P_m будет максимальным давлением в конце времени закрытия.

С другой стороны,

$$m \cdot v = \frac{\gamma \cdot l \cdot F}{g} \cdot \frac{Q}{F} = \frac{\gamma \cdot l \cdot Q}{g},$$

поэтому

$$\frac{2}{3} \cdot T \cdot P_m = \frac{\gamma \cdot l \cdot Q}{g};$$

отсюда

$$P_m = \frac{3}{2} \cdot \frac{\gamma \cdot l \cdot Q}{g \cdot T} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1000 \cdot l \cdot Q}{g \cdot T}.$$

Теперь спрашивается, какую величину l следует принимать для различных анкерных опор. Соображение, что не только часть трубопровода, лежащая выше рассматриваемой анкерной опоры до напорного бассейна, влияет на величину удара, но что также и часть трубопровода, непосредственно прилегающая к нему, оказывает свое влияние, дает повод продолжать расчетную длину l от напорного бассейна до рассматриваемой анкерной опоры с прибавлением длины половины участка трубопровода, заключающегося между рассматриваемой и следующей нижней анкерной опорой.

Эта определенная по своей величине сила удара снизу вызывает равную по величине реакцию, действующую сверху вниз. Вследствие этого в точках изгиба действует составляющая от силы удара P_m , направленная по биссектрисе угла закругления. Эта составляющая сила равна:

$$P_{mk} = 2 \cdot P_m \cdot \sin\left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}\right),$$

$$P_{mk} = 3 \cdot \frac{1000 \cdot l \cdot Q}{g \cdot T} \cdot \sin\left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}\right).$$

Внезапная остановка движения воды в трубопроводе приводит к колебаниям уровня в напорном бассейне (см. задачу 33), а вследствие этого и к колебаниям напора в напорном трубопроводе. Но ввиду того, что колебания уровня в напорном бассейне наступают лишь некоторое время спустя после гидравлического удара, т. е. уже тогда, когда вода в напорном трубопроводе совершенно успокоилась, эти колебания напора имеют значение только для второй стадии (т. е. тогда, когда нет движения воды в трубопроводе). Ввиду значительно больших усилий, действующих при третьей стадии (вода движется

в трубопроводе), поправку на колебание горизонта в напорном бассейне не производим.

Следовательно при состоянии III (с движущейся водой) на анкерную опору в общем действуют следующие усилия:

в направлении верхней оси трубы $H_1 + R_1', D_v$ и S_1 ;
 " " нижней " " $H_2 - R_2'$ и S_2 ;
 " " биссектрисы угла закругления . . D_n, Z и $P_{тн}$;

вертикально книзу действуют компоненты силы тяжести.

В дальнейшем для анкерных опор нашего примера определены цифровые величины усилий для каждой из упомянутых стадий в отдельности.

В первую очередь надлежит произвести выбор скоростного коэффициента c . Напорный трубопровод состоит из железных труб, склепанных вдоль и поперек. Коэффициент шероховатости для этих труб по Базену равен $\gamma = 0,16$. Этой величине соответствует для

$$d = 2,0 \text{ м} \approx c = 70,9.$$

Для того чтобы не определять величину c снова для каждого встречающегося диаметра d , принимаем его кругло в 70.

Таблица 16.

Сводка цифровых данных для задачи 26.

Обозначение	Анкерная опора I	Анкерная опора II	Анкерная опора III	Анкерная опора IV
Отметка уровня воды в водохранилище	500,00	500,00	500,00	500,00
Отметка опоры	476,00	433,74	363,66	294,24
Высота напора h м	24,00	66,26	136,34	205,76
" " h' м	19,10	60,77	130,05	197,45
Диаметр d_1 м	2,25	2,25	2,15	2,05
" " d_2 м	2,25	2,15	2,35	1,95
Вес q_1 кг/м	600	600	1 000	1 400
" q_2 кг/м	600	1 000	1 400	1 700
" q_3 кг/м	4 600	4 600	4 650	4 700
" q_4 кг/м	4 600	4 650	4 700	4 700
Длина трубопровода l_1 м	10,0	92,0	100,0	100,0
" " l_2 м	8,0	9,0	8,0	7,0
" " l м	80,0	184,5	293,0	384,5
Угол уклона α_1	0°	25°	40°	40°
$\sin \alpha_1$	0	0,423	0,643	0,643
$\cos \alpha_1$	1,0	0,906	0,766	0,766
Угол уклона α_2	25°	40°	40°	0°
$\sin \alpha_2$	0,423	0,643	0,643	0
$\cos \alpha_2$	0,906	0,766	0,766	1,0
$\alpha_2 - \alpha_1$	12°30'	7°30'	0°	-20°
$\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$				
$\sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$	0,216	0,131	0	-0,342

Время закрытия турбин принимается по данным завода равным 3 секундам ($T = 3$ сек.).

Действующие усилия в м	Анкерная опора I	Анкерная опора II	Анкерная опора III	Анкерная опора IV
Состояние I. Трубы порожние				
$H_1 + R_1 = q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 + q_1 \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu$	900	+ 30 900	+ 75 800	+ 106 700
$H_2 - R_2 = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_2 \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu$	+ 1 380	+ 4 740	+ 5 910	+ 1 790
Состояние II. Трубопровод наполнен, вода неподвижна				
$H_1 + R_1' = q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 + q_{1''} \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu$	+ 6 900	+ 80 900	+ 117 600	+ 144 000
$H_2 - R_2' = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_{2''} \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu$	+ 2 970	+ 980	+ 2 890	+ 4 930
$D_K = \frac{d_3^3 \cdot \pi}{2} \cdot h \cdot 1000 \cdot \left(\sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right) = 1570 \cdot d_3^3 \cdot h \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$	+ 41 300	+ 63 400	± 0	- 420 000
$D_o = \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot 1000 \cdot (d_1^3 - d_2^3) = 785 \cdot h \cdot (d_1^3 - d_2^3)$	± 0	+ 22 400	+ 46 000	+ 63 000
Состояние III. Через трубопровод проходит расход 16 м ³ /сек				
$H_1 + R_1' = q_1 \cdot l_1 \cdot \sin \alpha_1 + q_{1''} \cdot l_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \mu$	+ 6 900	+ 80 900	+ 117 600	+ 144 000
$H_2 - R_2' = q_2 \cdot l_2 \cdot \sin \alpha_2 - q_{2''} \cdot l_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \mu$	- 2 970	+ 980	+ 2 890	- 4 930
$D_K = \frac{d_3^3 \cdot \pi}{2} \cdot h' \cdot 1000 \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} = 1570 \cdot d_3^3 \cdot h' \cdot \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2}$	+ 32 900	+ 58 100	± 0	- 405 000
$D_o = \frac{\pi}{4} \cdot h' \cdot 1000 \cdot (d_1^3 - d_2^3) = 785 \cdot h' \cdot (d_1^3 - d_2^3)$	± 0	+ 20 500	+ 44 000	+ 60 800
$S_1 = \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l_1}{c^3 \cdot d_3^3 \cdot \pi} \cdot 1000 = 266 \cdot \frac{l_1}{d_3^3}$	+ 233	+ 2 140	+ 2 670	+ 3 080
$S_2 = \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l_2}{c^3 \cdot d_3^3 \cdot \pi} \cdot 1000 = 266 \cdot \frac{l_2}{d_3^3}$	+ 187	+ 240	+ 246	+ 251
$Z = \frac{16 000 \cdot Q^3}{g \cdot \pi^3 \cdot \rho} \cdot \frac{1}{d_3^4} = 338 000 \cdot \frac{1}{d_3^4}$	+ 13 200	+ 15 800	± 0	- 23 300
$P_{mK} = 3 \cdot \frac{1000 \cdot l \cdot Q}{g \cdot T} \cdot \sin \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right) = 1630 \cdot l \cdot \sin \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right)$	+ 23 200	+ 38 400	± 0	- 214 000

Радиус кривизны r оси труб в местах закругления не должен быть меньше 2,0 м.

Так как железные трубы на промежуточных опорах (которые расположены между анкерными опорами) лежат на подушках из ковкого железа, то коэффициент трения μ принимается равным 0,15.¹

Влияние гидравлического удара на расчет напорного трубопровода.² Гидравлический удар происходит в напорном трубопроводе при быстром его закрытии и вызывает в нем сильное повышение давления. Наиболее опасным положением в этом смысле является случай короткого замыкания, который может произойти на гидроэлектрической станции. Вследствие короткого замыкания происходит внезапная разгрузка генератора, вращающий момент турбины становится больше момента сопротивления генератора, и начинается разгон генератора и турбины. Для того чтобы уничтожить это начавшееся повышение числа оборотов, необходимо немедленно закрыть доступ воды на рабочее колесо. Из условий регулирования современного турбиностроения предусматривает следующие сроки закрытия:

для турбин Пельтона от 2 до 2,5 сек.

„ небольших турбин Фрэнсиса (Каплана и пропеллерных) от 2 до 3 сек.

для мощных турбин Фрэнсиса от 3 до 6 сек.

Для турбин, установленных в открытых камерах, время закрытия иногда уменьшается до 1,5 сек.

Столь короткие сроки закрытия турбин вызывают в трубопроводах повышение давления на 100% и более. Так как это сильно удорожает стоимость трубопровода, то в подобных случаях необходимо устройство специальных приспособлений, уменьшающих величину гидравлического удара. Таковыми являются: у турбин Пельтона — отклонители, а у турбин Фрэнсиса — холостые спуски. Последние соединены с регуляторами турбин и при закрытии их открываются, пропуская либо весь расход, либо часть его. Если, например, холостой спуск пропускает весь расход, подводимый трубопроводом, то процесс закрытия турбины не вызывает повышения давления. Лишь начавшееся после закрытия турбины закрывание холостого спуска вызовет некоторое повышение давления, но ввиду того, что в этом случае мы можем закрывать холостой спуск в течение любого времени, гидравлический удар получается в допускаемых нами границах. Если же холостой спуск пропускает только часть полного расхода Q , равную Q_x , то закрытие турбины вызовет гидравлический удар, но уже в зависимости от скорости Δv , равной:

$$\Delta v = \frac{Q - Q_x}{F},$$

где F — площадь живого сечения трубопровода.

¹ Чем больше диаметры труб и чем менее шероховатость стенок, тем меньше будет действие силы влечения на анкерные опоры. При небольших диаметрах труб и шероховатых стенках величины S_1 и S_2 могут значительно увеличиться.

² Дополнено переводчиком Н. А. Ладыгиным.

Редакция.

В таком случае для определения величины повышения давления в формулы для гидравлического удара необходимо вместо v подставить значение Δv .

В настоящем примере мы определили силу, возникающую в трубопроводе вследствие гидравлического удара равной:

$$P_m = \frac{3}{2} \frac{\gamma l Q}{g T};$$

заменяя $Q = Fv$, получим:

$$P_m = \frac{3}{2} \frac{\gamma l F v}{g T}$$

тогда величина повышения давления, отнесенная к единице площади P , будет равна:

$$p = \frac{P_m}{F} = 1,5 \frac{\gamma l v}{g T},$$

или, выражая повышение давления в высоте столба воды, получим следующее значение ΔH увеличения напора при внезапном закрытии:

$$\Delta H = p \gamma = 1,5 \frac{l v}{g T}.$$

В нашем примере ¹ трубопровод питает турбины Фрэнсиса, которые не имеют холостого спуска, ² а потому при определении гидравлического удара необходимо вводить значение полной скорости.

Так как мы имеем трубопровод переменного диаметра, то в расчет следует ввести некоторую среднюю скорость, определяемую из следующего уравнения:

$$v = \frac{(l_1 v_1 + l_2 v_2 + l_3 v_3 + l_4 v_4)}{l_1 + l_2 + l_3 + l_4},$$

где l_1, l_2 и т. д. — длины трубопроводов одного диаметра, а v_1, v_2 — соответствующие им скорости.

При расчетном значении расхода $Q = 16 \text{ м}^3/\text{сек.}$ получим следующие величины скоростей и длин участков (см. табл. 17а) различных диаметров.

Таблица 17а

d_m	2,25	2,15	2,05	1,95
F_m^2	3,97	3,63	3,30	2,98
$v \text{ м/сек.}$. . .	4,03	4,41	4,85	5,37
l_m	120	109	108	85

откуда

$$v = \frac{(120 \cdot 4,03 + 109 \cdot 4,41 + 108 \cdot 4,85 + 85 \cdot 5,37)}{120 + 109 + 108 + 85} = \frac{1947}{422} = 4,62 \text{ м/сек.}$$

¹ Задача 26 является расчетом напорного трубопровода гидроэлектростанции Вальхензее (Walchensee-Kraftwerk) в Германии.

² В действительности на гидроэлектростанции имеются холостые спуски. Однако г-р Штрэк не учитывает наличия холостого спуска. Для единства изложения мы в дальнейших расчетах также не будем его учитывать.

Так как время закрытия $T = 3$ сек., то величина ΔH будет равна

$$\Delta H = 1,5 \frac{vl}{gT} = 1,5 \frac{4,62 \cdot 422}{9,81 \cdot 3} = 99,5 \text{ м.}$$

Статический напор в конце трубопровода равен (фиг. 63) $197,56 + 4,30 = 201,86 \text{ м.}$

Таким образом повышение давления при внезапном закрытии в процентах равно:

$$\frac{99,5 \cdot 100}{201,86} = 49,3\% \approx 50\%.$$

При устройстве холостого спуска хотя бы на пропуск $\frac{3}{4}$ расхода ($Q_x = \frac{3}{4} Q = \frac{3}{4} \cdot 16 = 12,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$) получим значение:

$$\Delta v = \frac{\Sigma(lv)}{\Sigma l} \cdot \frac{(Q - Q_x)}{Q} = \frac{1947}{422} \cdot \frac{4}{16} = 4,62 \cdot 0,25 = 1,16 \text{ м/сек.,}$$

откуда величина повышения давления в конце трубопровода

$$\Delta H = 1,5 \frac{l \Delta v}{gT} = 1,5 \frac{422 \cdot 1,16}{9,81 \cdot 3} = 24,9 \text{ м,}$$

или, в процентах от статического напора, $\frac{24,9 \cdot 100}{201,86} = 12,3\%.$

Как видно, наличие холостого спуска (а также и отклонителя) весьма эффективно снижает величину гидравлического удара. Однако ввиду того, что холостой спуск является весьма дорогим механизмом установка его должна иметь место, только в случае необходимости. Практика постройки трубопроводов дает нам допускаемую величину повышения давления в 20% — 30% от статического напора. Таким образом, если гидравлический удар имеет большое значение, то необходимо устройство холостого спуска. В нашем случае достаточно было бы иметь пропускную способность холостого спуска $Q_x = \frac{Q}{2}$

для того, чтобы повышение давления не было бы больше 25%. Меньшее повышение давления проектировать не рекомендуется, так как даже при регулировке в процессе нормальной работы турбины возможны подобной величины гидравлические удары. Кроме того закрытие холостого спуска (также отклонителя) вызывает тоже повышение давления.

Иногда для уменьшения гидравлического удара стараются увеличить время закрытия турбины T , однако это сказывается на увеличении числа оборотов, которое имеет место при внезапном закрытии. Для того чтобы указанного повышения не было, надо одновременно с увеличением срока закрытия турбины увеличивать маховые массы генератора, что не рационально. Величина требуемого махового мо-

мента GD^2 определяется следующим выражением,¹ наиболее часто применяемом на заводах для определения маховых масс:

$$GD^2 = 134200 K \frac{NT}{a n^2} \text{ кг м}^2,$$

где N есть изменение нагрузки в л. с. (в данном случае полная мощность агрегата);

n — число оборотов в минуту;

a — коэффициент неравномерности, т. е. отношение приращения числа оборотов к нормальному числу оборотов;

и, наконец, K — коэффициент, учитывающий влияние трубопровода и всасывающей трубы.

При данной величине махового момента всякому удлинению T соответствует увеличение коэффициента неравномерности. Современная практика дает для коэффициента неравномерности наибольшие значения в 20—30% (т. е. $a = 0,2 - 0,3$). Проектируемые в настоящее время облегченные генераторы едва отвечают своими маховыми массами нормальным срокам закрытия (см. стр. 152), так, что рассчитывать на увеличение T не приходится. Вообще говоря, при проектировании трубопровода вопрос о времени закрытия при внезапных сбросах нагрузки должен быть согласован с заводом, изготавливающим генераторы. Маховой момент генератора должен соответствовать времени закрытия трубопровода.²

Величину дополнительного множителя K , учитывающего влияние трубопровода и всасывающей трубы, примем по таблице Эшера (таблица 17b) в зависимости от величины $\frac{Lv}{HT}$ где H — есть напор гидростанции, а L — длина трубопровода и всасывающей трубы.

Таблица 17b

$\frac{Lv}{HT}$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
K	1,000	1,032	1,064	1,092	1,120	1,150	1,175	1,198	1,222	1,245	1,267	1,289	1,310	1,330
$\frac{Lv}{HT}$	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6	4,8	—	—	—
K	1,347	1,365	1,385	1,401	1,418	1,435	1,450	1,467	1,483	1,500	1,515	—	—	—

В случае; если мы имеем холостой спуск, то вместо полной скорости v вводим величину Δv . Если же холостой спуск пропускает весь расход, то получим $\Delta v = 0$. В таком случае, на величину K будет влиять только всасывающая труба.

В нашем примере $H = 200$ м; $L = 422 + 5 = 427$ м.

¹ См. напр. Escher-Dubs „Die Theorie der Wasserturbinen“ стр. 312. Berlin Verlag von J. Springer 1924 г.

² См. интересные данные в статье проф. Н. М. Шапова „Опытное исследование регуляторов на гидростанциях СССР“ в журнале „Гидротехническое Строительство“ № 9 за 1931 год.

откуда

$$\frac{Lv}{HT} = \frac{427 \cdot 4,62}{200 \cdot 3} = 3,3 \text{ и } K = 1,393 \approx 1,4.$$

(Скорость во всасывающей трубе ввиду ее малой длины принимаем ту же, что и в трубопроводе.

Определим теперь потребный маховой момент генератора. При к. п. д. турбины в 0,84 — получим ее полную мощность.

$$N = \gamma \frac{QH}{75} \text{ л. с.} = \frac{0,84 \cdot 16 \cdot 1000 \cdot 200}{75} = 36000 \text{ л. с.}$$

Число оборотов турбины равно $n = 500$ об/мин; следовательно,

$$GD^2 = 1,4 \frac{134\,200 \cdot 36\,000 \cdot 3}{0,25 \cdot 500 \cdot 500} = 3250 \text{ км}^2 = 3,25 \text{ тм}^2.$$

Если генератор не располагает подобным маховым моментом, то надо ставить добавочное маховое колесо или увеличивать размеры ротора. Наиболее рациональным все же в этом случае будет уменьшать время закрытия T или увеличивать коэффициент неравномерности.

Рассмотрев вопрос о гидравлическом ударе в той трактовке, которую приводит д-р Штрек, перейдем к более точному методу определения повышения давления при внезапном закрытии.

Первый точный вывод уравнения для определения величины гидравлического удара был дан Н. Е. Жуковским еще в 1890 г. Далее, в 1902 г. А. Аллиев¹ дал полное аналитическое решение этой проблемы им, а затем также и другими авторами был дан ряд расчетных таблиц, графиков и формул. Наиболее простые и точные решения имеют формулы Ф. Бундшу,² которые построены последним также на основании уравнений А. Аллиев. Эти формулы и приведены здесь далее. Прежде всего определим ту скорость C , с которой изменение давления распространится вдоль трубопровода. По Аллиеву эта скорость C будет равна:

$$C = V \sqrt{\frac{g}{\gamma \left(\frac{1}{E_w} + \frac{1}{E_m} \cdot \frac{D}{s} \right)}},$$

где

g — ускорение силы тяжести в $9,81 \text{ м}^2/\text{сек.}$;

γ — вес куб. метра воды $= 1 \text{ т/м}^3$;

E_w — модуль упругости воды ($E = 207000 \text{ т/м}^2$);

E_m — модуль упругости материала трубопровода;

D — внутренний диаметр трубопровода в метрах;

s — толщина стенки трубопровода.

Для упрощения расчетов приводим значение модулей упругости воды и материала трубопровода к отношению между модулями (железо к воде и материалу трубопровода). Для этого множим числи-

¹ Allievi L., Teoria generale del moto perturbato dell'acqua nei tubi con pressione. Annali della Societa degli Ingegneri, architetti Rom; m. XVII, 1902 г.

² Bundschu F. Druckrohrleitungen. Издание J. Springer, 1929.

теля и знаменателя в выражении для C на модуль упругости железа E_e .

$$C = \frac{\sqrt{\frac{gE_e}{\gamma}}}{\sqrt{\frac{E_e}{E_w} + \frac{E_e}{E_m} \frac{D}{s}}} = \frac{\sqrt{\frac{gF_e}{\gamma}}}{\sqrt{\frac{E_e}{E_w} + K \frac{D}{s}}}$$

$$\text{где } K = \frac{E_e}{E_m},$$

принимая $E_e = 20\,000\,000 \text{ т/м}^2$, получим

$$C = \frac{13980}{\sqrt{96,6 + K \frac{D}{s}}}$$

Коэффициент K приближенно равен:

для металлического трубопровода	$K = 1$
„ железобетонного	„ $K = 10$
„ деревянного	„ $K = 20$

Определим скорость распространения изменения давления для нашего примера, принимая средние значения:

$$D = 2,10 \text{ м}, s = 15 \text{ м/м} = 0,015 \text{ м и } K = 1.$$

$$C = \frac{13980}{\sqrt{96,6 + \frac{2,100}{0,015}}} = \frac{13980}{\sqrt{96,6 + 140}} = \frac{13980}{15,35} = 910,0 \text{ м/сек.}$$

Вообще говоря, скорость C изменяется в пределах от 700 до 1400 м/сек. При предварительных расчетах, когда сечение трубопровода еще не определилось часто принимают $C = 1000 \text{ м/сек.}$

Если мы имеем, что $T > \frac{2L}{C}$, где L — длина трубопровода, а это обычно имеет место,² то величина повышения давления при внезапном закрытии ΔH будет равна:

$$\Delta H = m - H - \sqrt{m^2 - m_1^2}, \text{ где } m = m_1 + m_{11}$$

$$m_1 = H + \frac{Cv}{g} \text{ и } m_{11} = \frac{v^2}{2g^2 H} \left(C - \frac{2L}{T} \right)^2.$$

В этих уравнениях:

H — статический напор в трубопроводе в метрах;

v — скорость в трубопроводе до закрытия в м/сек.;

¹ См. R. Löwy: Druckschwankungen in Druckrohrleitungen J. Springer 1928 год.

² Если, наоборот $T \leq \frac{2L}{C}$, то $\Delta H = \frac{Cv}{g}$. Этот случай вызывает очень большую величину гидравлического удара и в практике гидростанций не встречается.

L — длина трубопровода в метрах.
 T — время закрытия в секунду;
 ΔH — повышение давления в метрах.
 Подставляя данные нашей задачи, — получим:

$$m_1 = 201,86 + \frac{910 \cdot 4,62}{9,81} = 628,0 \text{ м.}$$

$$m_n = 2 \cdot 9,81^2 \cdot 201,86 \cdot \left(910 - \frac{2 \cdot 422}{3}\right)^2 = 223 \text{ м.}$$

$$m = m_1 + m_n = 628,0 + 223,0 = 851 \text{ м.}$$

$$\Delta H = 851 - 201,86 - \sqrt{851^2 - 628^2} = 66,0 \text{ м.}$$

Величина повышения давления получилась несколько меньше, чем по уравнению, приведенному д-р Штреком.

Вообще говоря, формула $1,5 \frac{vl}{gT}$ дает правильное значение ΔH примерно только при напорах и длинах трубопровода в 300—600 м. При более низконапорных и коротких трубопроводах она дает преувеличенные значения.

В американской практике¹ для определения ΔH применяют формулу

$$\Delta H = 1,3 \frac{vl}{gT}.$$

Интересно еще отметить, что часто применяемая формула Мишо (Michaud) $\Delta H = \frac{2vl}{gT}$ дает преувеличенные значения при напорах и длинах труб ниже примерно 800 м.

Определение напряжения в стенках трубопровода.² Проверим напряжения в стенках рассматриваемого в задаче 26 металлического трубопровода. Для определения напряжения возьмем два сечения (фиг. 63):

1. несколько выше анкерной опоры II и переходной муфты В (на отметке 443,74 м);

2. за опорой IV на отметке 294,24 м.

Обозначим возникающие в трубопроводе:

тангенциальные напряжения через σ

радиальные " " σ_2

осевые " " σ_0

Коэффициент Пуассона m примем равным $= \frac{10}{3}$.

Наибольшее внутреннее давление (статический напор + повышение давления при внезапном закрытии) для нижнего сечения равно:

$$H + \Delta H = 201,86 + 66,0 = 267,86 \text{ м} \cong 286 \text{ м}$$

или, что то же самое, $p = 268 \text{ м/м}^2 = 26,8 \text{ кг/см}^2$.

¹ Nationale Tube Co: Bulletin № 13 Pittsburg U. S. A.

² Дополнение переводчика Н. А. Ладмгина.

Для верхнего сечения (на отметке 443,74 м) статический напор равен: $496,10 - 443,74 = 52,36$ м. Повышение давления при внезапном закрытии ΔH определим из условия падения величины гидравлического удара от здания гидростанций до уравнильной башни по закону прямой линии, принимая расстояние рассматриваемого сечения от турбин — 263 м, от уравнильной башни — 99 м.

$$\text{Получим } \Delta H = 66,0 \cdot \frac{99}{263 + 99} = 66,0 \times 0,274 = 18,08 \text{ м}$$

откуда наибольшее внутреннее давление будет

$$H + \Delta H = 52,36 + 18,08 = 70,44 \text{ м} \sim 70,5 \text{ м}$$

или

$$p = 70,5 \text{ м/м}^2 = 7,05 \text{ кг/см}^2.$$

Толщину стенок трубопровода примем ту, которая в действительности выполнена в рассматриваемом нами трубопроводе.¹ Для верхнего рассматриваемого сечения толщина стенки равна 11 мм, для нижнего — 29 мм.

Расстояние между промежуточными опорами $l = 8,0$ м.

Случай 1. Внутренний диаметр $d = 2,25$ м
толщина стенки $s = 11$ мм.

Учитывая 1 мм на ржавление, получим расчетное значение $s = 10$ мм. Определим напряжение от внутреннего гидростатического и гидродинамического давления $p = 7,15 \text{ кг/см}^2$.

Из уравнения

$$2s \sigma \varphi = dp,$$

где φ — отношение прочности заклепочного шва к прочности целого листа, получим

$$\sigma = \frac{d}{2\varphi s} p.$$

Принимая $\varphi = 0,75$,² получим $\sigma = \frac{225}{2 \cdot 0,75 \cdot 1,0} \cdot 7,05 = 1060 \text{ кг/см}^2$.

Определим далее напряжения σ_0 от прогиба трубопровода между промежуточными опорами. В расчетном отношении трубопровод представляет неразрезную балку, лежащую на многих опорах. Так как нагрузка одновременно нагружает все пролеты, то такая балка близка к заделанной. Поэтому рассчитываем ее на момент $M = \frac{ql^2}{12}$, где q — нагрузка на 1 пог. метр.

Трубопровод в рассматриваемом участке имеет уклон 25° . Собственный вес трубы равен 600 кг/м .

¹ Трубопроводы гидростанции Вальхензее см. Holl und Glunk Berechnen der Turbinen und Wasserkraftanlagen, стр. 166).

² См. Hruschka A. Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke. Издание J. Springer. Berlin, 1926 год, стр. 133.

Вес воды в трубе равен 4000 кг/м (см. табл. 16), откуда
 $q = 4600 \cos 25^\circ = 4600 \cdot 0,90 = 4160 \text{ кг/м}$.

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{4160 \cdot 8^2}{12} = 22100 \text{ кгм}$$

Момент инерции поперечного сечения трубы $I = \frac{1}{8} \pi s d_m^4$, где d_m — средний диаметр, равный $225 + 1 = 226 \text{ см}$.
 откуда

$$\sigma_0 = \frac{M}{J} \frac{d_m}{2} = \frac{M \cdot 8 d_m}{\pi s d_m^4 \cdot 2} = \frac{4 M}{\pi s d_m^3}$$

Подставляя наши значения, получим:

$$\sigma_0 = \frac{4 \cdot 221000}{3,14 \cdot 1 \cdot 226^3} = 54 \text{ кг/см}^2$$

Кроме того, трубопровод испытывает осевое давление P , которое также вызывает осевое напряжение. Согласно таблице 17 получим давление P (у опоры II) равным:

$$P = 80909 + 980 + 2140 = 84020 \text{ кг}$$

Поперечное сечение трубы равно $f = 760 \text{ см}^2$,
 откуда

$$\sigma_0 = \frac{P}{f} = \frac{84020}{0,75 \cdot 760} = 146 \text{ кг/см}^2$$

Суммарное напряжение

$$\sigma_0 = 54,0 + 146,0 = 200 \text{ кг/см}^2$$

Радиальное напряжение σ_r равно внутреннему давлению $p = 7,05 \text{ кг/см}^2$
 откуда

$$\sigma_r = 7,05 \text{ кг/см}^2$$

Максимальные напряжения в стенках трубопровода определяется по следующим уравнениям:

$$\max \sigma = \sigma_0 - \frac{\sigma_0}{m} - \frac{\sigma_r}{m}$$

$$\max \sigma_0 = \sigma_0 - \frac{\sigma_0}{m} - \frac{\sigma_r}{m}$$

$$\max \sigma_r = \sigma_r - \frac{\sigma_0}{m} - \frac{\sigma_0}{m}$$

Подставляя полученные значения, будем иметь: ¹

$$\max \sigma = 1060 + \frac{3 \cdot 200}{10} + \frac{3 \cdot 7,05}{10} = 1122 \text{ кг/см}^2$$

$$\max \sigma_0 = -200 - \frac{3 \cdot 1060}{10} + \frac{3 \cdot 7,05}{10} = -516 \text{ кг/см}^2$$

$$\max \sigma_r = -7,05 - \frac{3 \cdot 1060}{10} + \frac{3 \cdot 200}{10} = -265 \text{ кг/см}^2$$

¹ Растяжение — положительно сжатие — отрицательно.

Случай 2. Как видно из предыдущего расчета, тангенциальные напряжения в трубопроводе являются максимальными. Так как в этом случае толщина стенок возрастает, то напряжение σ_0 и σ_r будут еще меньше. Поэтому в настоящем расчете опускаем их определение.

Учитывая 1 мм на ржавление, получим расчетное значение толщины стенки трубопровода:

$$s = 28 \text{ мм} = 2,8 \text{ см.}$$

Далее имеем

$$d = 195 \text{ см и } p = 26,8 \text{ кг/см}^2,$$

откуда

$$\frac{d}{2\varphi s} p = \frac{195}{2 \cdot 0,75 \cdot 2,8} 26,8 = 1250 \text{ кг/см}^2.$$

Следует отметить, что в трубопроводах небольшого диаметра и толщины стенок напряжения σ_0 могут иметь большое значение.

Наоборот, большие напоры вызывают значительные напряжения σ_r и также и σ_r .

СИЛА РАЗМЫВАНИЯ.

Задача 27. Расчет трапециoidalного профиля на сопротивление сил влечения. 1. Требуется определить, возможно ли запроектировать трапецеобразный искусственный канал с пропускной способностью в 300 м³/сек при скорости 2,0 м/сек, наивыгоднейшей форме поперечного сечения и полуторных откосах, если дно и откосы канала не укреплены (гравелистые дно и откосы, $\gamma = 1,30$), при условии, что материал русла не должен размываться и относиться течением (см. текст задачи 13).

2. Как должно быть спроектировано сечение канала при сохранении скорости $v = 2,0$ м/сек и откоса $m = 1,5$, чтобы неукрепленное дно полностью сопротивлялось силе влечения потока, и на какой глубине ниже уровня воды должно начаться укрепление откосов?

Решение. 1. Живое сечение канала будет равно:

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{300,2}{2,0} = 150,0 \text{ м}^2.$$

Так как мы принимаем наивыгоднейшую форму сечения, то получим:

$$t = \frac{\sqrt{150}}{\sqrt{M}} = \frac{12,25}{1,45} = 8,45 \text{ м.}$$

$$s = t \cdot (M - m) = 8,45 \cdot (2,10 - 1,50) = 5,07 \text{ м.}$$

$$b = t \cdot (M + m) = 8,45 \cdot (2,10 + 1,50) = 30,4 \text{ м.}$$

$$R = \frac{t}{2} = 4,23 \text{ м; } \sqrt{R} = 2,055.$$

При $\gamma = 1,30$

$$c = 53,3 \text{ и } J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} \cdot \frac{2,0^2}{53,3^2 \cdot 4,23} = 0,000333 \cong 0,33\%$$

Составляющая силы тяжести воды, направленная параллельно дну, путем трения о дно и откосы создает усилие, пытающееся увлечь в направлении течения частицы, из которых состоит дно и откосы или которыми они покрыты. Это усилие называется *силой влечения*. Если требуется предотвратить размывание и увлечение этих частиц, то сопротивление дна и откосов должно быть по крайней мере так же велико, как соответствующая величина силы влечения. Наибольшая величина силы влечения, при которой частицы дна и откосов начинают уже отделяться и увлекаться потоком, принимается в нашем примере равной $1,4 \text{ кг/м}^2$. Сила влечения S , появляющаяся на дне какого-либо исследуемого русла равняется: ¹

$$S = 1000 \cdot \gamma \cdot J \text{ кг/м}^2$$

или на 1 м^2 площади дна при $t \text{ м}$ глубины:

$$S = 1000 \cdot t \cdot J \text{ кг/м}^2,$$

где J обозначает поверхностный уклон воды в канале.

При $t = 8,45 \text{ м}$ и $J = 0,00033$ сила влечения будет равна:

$$S = 1000 \cdot 8,45 \cdot 0,00033 = 2,79 \text{ кг/м}^2.$$

Ввиду того, что этой размывающей силе S противостояло только сопротивление $S_0 = 1,4 \text{ кг/м}^2$, то дно канала было бы разрушено. Вследствие того, что откосы разрыхляются и разрушаются легче, чем дно, предельная величина S_0 для откосов должна быть меньше, чем на соответствующем однородном дне.

Если ρ обозначает угол естественного откоса, т. е. такой угол, под которым свободно лежащий откос еще удерживается и не раз-

¹ Сила влечения равна силе трения, но направлена по движению потока. Обозначая силу трения через $K (\text{кг/м}^2)$, смоченный периметр — $P (\text{м})$ и т. д. (обычные обозначения) можем написать для участка русла длиной l следующее уравнение

$$\gamma F l J = P l k, \text{ откуда } k = \gamma J \frac{F}{P} = \gamma J R \text{ кг/м}^2$$

Для широкого русла, у которого $R \sim t$ сила трения $k = \gamma J t \text{ кг/м}^2$.

Следовательно, сила влечения $S = \gamma J t \text{ кг/м}^2$.

Привожу далее ряд данных о величине силы влечения S_0 , при которой начинается размывание русла (заимствованных у проф. А. Schoklitsch, Der Wasserbau, том I, стр. 127).

Кварцевый песок	0,2 до 0,40 м/м	$S_0 = 0,18 - 0,20 \text{ кг/м}^2$
"	0,4 " 1,0 "	$S_0 = 0,25 - 0,30 "$
"	" 2,0 "	$S_0 = 0,4 - "$
Гравий	0,5 до 1,5 см	$S_0 = 1,25 "$
Глинистый грунт	"	$S_0 = 1,0 - 1,2 "$
Крупный гравий	от 4005 "	$S_0 = 4,8 "$
Плоские камни толщиной	1 — 2 см	
и длиной	4 — 6 см	$S_0 = 5,6 "$

Сила влечения, при которой наоборот влекомые частицы оседают примерно на 30% меньше S_0 .

Н. Л.

рушается, то этот откос должен сползти, как только к нему прикоснется текущая вода, так как с этого момента на него будет действовать уже сила влечения потока. Отсюда следует, что откос канала под водой всегда должен быть отложе, чем это соответствовало бы углу естественного откоса. Чем глубже точка откоса лежит под водой, тем больше величина действующей на нее силы влечения, и тем отложе должен быть в том месте откос. Угол откоса следовательно может уменьшаться от ρ до нуля.

В сечении с горизонтальным дном на глубине t_0 , где существует влекущее усилие S_0 , ρ будет предельный угол над уровнем воды, α — естественный угол откоса на глубине t , где откос подвергается действию усилия S . Тогда по Крейтеру здесь будет решающим эмпирическое отношение

$$n = \frac{S}{S_0} = \frac{t}{t_0} = \frac{\sin \rho - \sin \alpha}{\sin \rho + \sin \alpha}$$

или

$$S = n \cdot S_0, \text{ и } t = n \cdot t_0$$

(относительно величины n для различных величин ρ и α см. табл. 7 приложений).

При желании осуществить откос на глубине t круче, чем α , или же применить уклон α на большей глубине t , чем это соответствует этому уклону, необходимо укрепить откос в этом месте.

В нашем примере $\operatorname{ctg} \alpha = m = 1,5$; $\alpha = 33^\circ 40'$; $\sin \alpha = 0,554$. Если предельный угол для имеющегося материала $\rho = 60^\circ$, то $n = \frac{t}{t_0} = \frac{S}{S_0} = 0,220$, согласно табл. 7 приложения. Это означает, что при присоединении состоящего из однородного материала полуторафутового откоса к горизонтальному дну устойчивость откоса составляет только 0,220 устойчивости горизонтального дна.

Имеющийся налицо естественный материал откоса или же укрепление откоса должно иметь способность сопротивления в $\frac{1}{0,220} = 4,55$ раза больше, чем материал горизонтального дна, или же дно должно обладать 0,220-кратной способностью сопротивления откоса. Ввиду того, что даже дно нашего русла разрушается, откос, состоящий из того же материала, как дно, разрушается еще в большей мере.

Поэтому при прочих данных условиях и предположениях является невозможным придать поперечному сечению русла самую благоприятную форму; кроме того невозможно осуществить откос $m = 1,5$, так как имеющееся налицо естественное сопротивление материала русла недостаточно устойчиво в отношении постоянного действия влекущего усилия. Если бы несмотря на это пожелали придерживаться указанной формы сечения, то потребовалось бы укрепить дно и откосы. Однако, вследствие того что из-за перекрытия изменилось бы γ , а вместе с тем и ρ , потребовалось бы осуществление другого уклона, причем изменилось бы и влекущее усилие.

2. Какую форму следовало бы придать поперечному сечению канала для того, чтобы при $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v = 2,0 \text{ м/сек}$ и чтобы

при сохранении для откосов $m=1,5$, сопротивление русла по дну находилось в точном равновесии с силой влечения.

Так как $Q=300 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v=2,0 \text{ м/сек}$, по F равно: $\frac{300}{2,0}=150,0 \text{ м}^2$.

Пока для профиля известна только площадь живого сечения F , глубина же t и ширина канала по дну и по верху неизвестны. Далее, уклон J должен измениться в отношении первого расчета, так как при наивыгоднейшем сечении J достигает наименьшего значения, а для всех других форм поперечного сечения должно быть больше. Таким образом J пока тоже неизвестно.

Предельная величина силы влечения дана $S_0=1,4 \text{ кг/м}^2$. Это значит, что дно, не будучи облицовано, обладает этой величиной силы сопротивления. Следовательно, если дно не должно быть разрушено, то сила влечения не должна превышать S_0 . Таким образом должно быть

$$S_0=1,4=1000 \cdot t \cdot J,$$

откуда

$$J=\frac{1,4}{1000 \cdot t}.$$

Далее

$$v=c \sqrt{R \cdot J}=\frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot \frac{1,4}{1000 \cdot t}};$$

$$R=\frac{F}{\rho}=\frac{F}{s+2t \cdot \sqrt{1+m^2}};$$

из

$$F=st+mt^2$$

следует:

$$s=\frac{F-mt^2}{t}.$$

Следовательно

$$R=\frac{F}{\frac{F-mt^2}{t}+2t \cdot \sqrt{1+m^2}}=\frac{Ft}{F+t^2(2\sqrt{1+m^2}-m)}=\\ =\frac{F \cdot t}{F+t^2 \cdot M}.$$

Тогда скорость v будет равна:

$$v=\frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{\frac{F \cdot t}{F+t^2 \cdot M}}}} \cdot \sqrt{\frac{F \cdot t}{F+t^2 \cdot M} \cdot \frac{1,4}{1000 \cdot t}}.$$

Это уравнение имеет одно неизвестное t и легко может быть решено графо-аналитическим способом.

Это уравнение также может быть написано несколько проще благодаря подстановке известных цифровых величин. Для $m=1,5$ получается:

$$2 \cdot \sqrt{1 + m^2 - m} = M = 2,10.$$

Если заменить числовыми значениями $\gamma = 0,85$ (см. задачу 13, третий случай), $V = 2,0$ м/сек и $F = 150$ м², то получится

$$2,0 = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{\frac{150 \cdot t}{150 + 2,10 \cdot t^2}}}} \cdot \sqrt{\frac{150 \cdot t}{150 + 2,10 \cdot t^2} \cdot \frac{1,4}{1000 \cdot t}}$$

$$2,0 = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{\frac{t}{1 + 0,014 \cdot t^2}}}} \cdot \sqrt{\frac{0,1}{71,5 + t^2}} = f(t).$$

Таблица 18.

t	t^2	$1 + 0,014 \cdot t^2$	$\sqrt{\frac{t}{1 + 0,014 \cdot t^2}}$	$\frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{\frac{t}{1 + 0,014 \cdot t^2}}}}$	$71,5 + t^2$	$\sqrt{\frac{0,1}{71,5 + t^2}} = B$	$A \cdot B = f(t)$
1,0	1,0	1,014	0,993	46,9	72,5	0,0372	1,741
2,0	4,0	1,056	1,375	63,8	75,5	0,0364	1,956
2,6	6,25	1,0875	1,516	55,75	77,75	0,03585	1,999
3,0	9,0	1,126	1,633	57,2	80,5	0,0352	2,012
3,5	12,25	1,1715	1,727	58,2	83,75	0,0345	2,01
4,0	16,0	1,224	1,807	59,2	87,5	0,03388	2,00
5,0	25,0	1,35	1,925	60,3	96,5	0,0322	1,941
6,0	36,0	1,504	1,995	61,0	107,5	0,0305	1,86
2,57	6,60	1,0925	1,533	55,90	78,10	0,03578	2,00

Уравнение $f(t)$ дает два решения, которые оба удовлетворяют предъявленным требованиям (см. табл. 18 и фиг. 66).

Для $t = 4,00$ м будет

$$J = \frac{1,4}{1000 \cdot 4} = 0,00035 = 0,35\text{‰};$$

$$s = \frac{F - mt^2}{t} = \frac{150,0 - 1,5 \cdot 4,0^2}{4,0} = 31,5 \text{ м};$$

для $t = 2,57$ м будет

$$J = \frac{1,4}{1000 \cdot 2,57} = 0,000554 \cong 0,55\text{‰};$$

$$s = \frac{150,0 - 1,5 \cdot 2,57^2}{2,57} = 54,6 \text{ м.}$$

Для обеих величин t и соответствующих величин J сила влечения по дну каждый раз достигает предельного значения.

Требуется еще установить, начиная с какой глубины под уровнем воды (и далее книзу) теоретически следует укреплять откосы (при помощи мощения, уплотнения, бетонирования и т. д.) с целью ограждения их от разрушающего действия силы влечения потока.

Угол естественного откоса для имеющегося налицо материала остается прежним $\rho = 60^\circ$, $m = 1,5$, поэтому (по табл. 7 приложения)

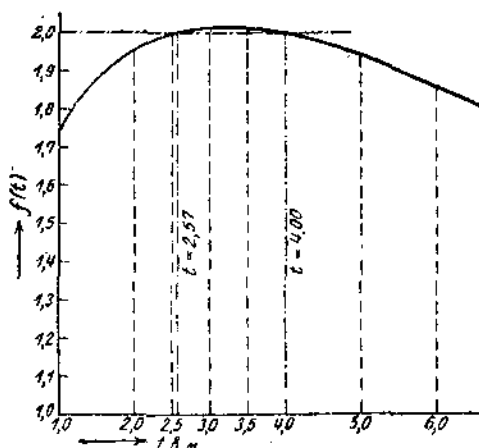
$$n = \frac{t}{t_0} = 0,22.$$

При глубине воды в канале $t_0 = 4,00$ м было бы

$$t = 0,22 \cdot t_0 = 0,88 \text{ м,}$$

при $t_0 = 2,57$ м было бы

$$t = 0,22 \cdot 2,57 = 0,56 \text{ м.}$$



Фиг. 66.

На фиг. 67 нанесены в масштабе размеры подсчитанных сечений.

Задача 28. Укрепление откосов против действия силы влечения. Канал, неукрепленное горизонтальное дно которого противостоит влекущему усилию воды, имеет поперечное сечение, схематически указанное на фиг. 68. Поскольку требуется укрепление откосов, оно осуществляется сплошь однородным материалом. Предельный угол ρ принимается в 80° (значение ρ — см. задачу 27).

1. На какой глубине t_0 под уровнем воды теоретически следует начать укрепление откосов?

2. На какой глубине t_k было бы наиболее целесообразным поместить изменение наклона откоса?

(Цифровые величины: $t_s = 2,20$ м; $J = 0,50\text{‰}$).

Решение. 1. Согласно задаче 27:

$$n = \frac{t_0}{t_s} = \frac{\sin \rho - \sin \alpha}{\sin \rho + \sin \alpha};$$

при $m = 2$ будет $\alpha = 26^\circ 30'$ и $\sin \alpha = 0,466$;

при $\rho = 80^\circ$ будет $\sin \rho = 0,985$, поэтому:

$$n = \frac{0,985 - 0,446}{0,985 + 0,446} = \frac{0,539}{1,431} = 0,376$$

и

$$t_0 = n \cdot t_s = 0,376 \cdot t_s,$$

при

$$t_s = 2,20 \text{ м будет } t_0 = 0,376 \cdot 2,20 = 0,83 \text{ м.}$$

Только начиная с глубины t_0 ниже горизонта воды в канале сила влечения достигает такой величины, что будет разрушающе действовать на откосы, т. е. действующая сила влечения превысит предельную величину этого усилия для двойного откоса. Поэтому начиная с этого места книзу теоретически откос должен быть защищен облицовкой.

(Однако при значительно колеблющемся уровне воды, сильных волнах и т. д. необходимо осуществлять укрепление откосов до наивысшего уровня воды).

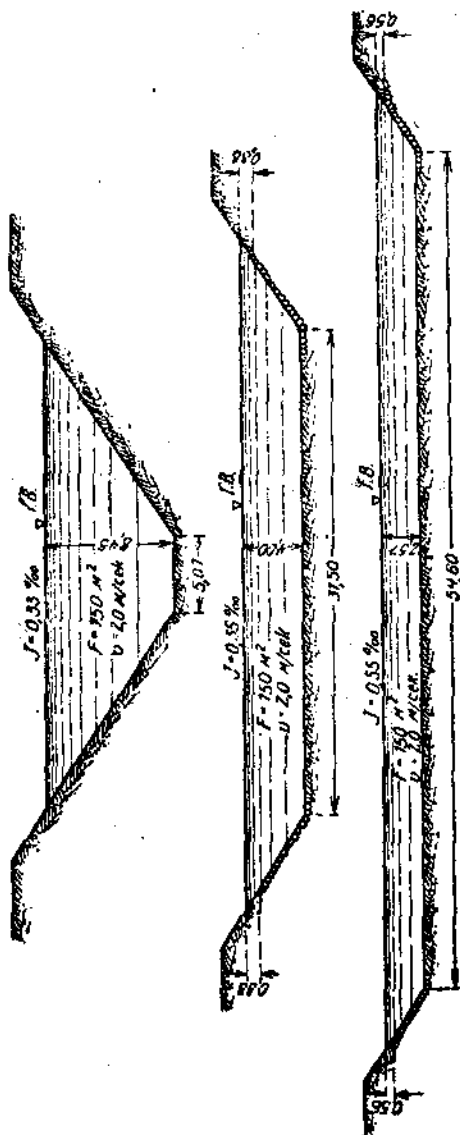
2. С учетом силы влечения при сплошь однообразном укреплении откосов следует поместить перегиб откоса на глубине t_k , где двойной откос уже начинает сильно подвергаться действию силы влечения. Начиная с этой глубины и ниже, пойдет тройной откос.

При $m=3$ будет $\alpha=18^\circ 30'$ и $\sin \alpha = 0,317$; поэтому:

$$n = \frac{\sin \rho - \sin \alpha}{\sin \rho + \sin \alpha} = \frac{0,985 - 0,317}{0,985 + 0,317} = \frac{0,668}{1,302} = 0,512.$$

Так как сопротивление дна предполагается равным фактически действующей на него силе влечения S_s , то

$$S_s = 1000 \cdot t_s \cdot J$$



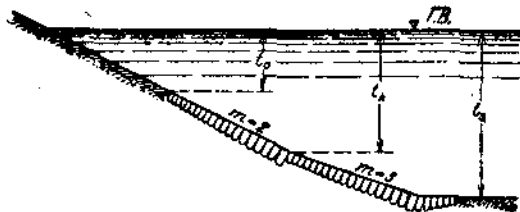
Фиг. 67.

представляет предельную величину влекущего усилия дна. Тогда сопротивление влекущему усилию на нижнем крае тройного откоса, т. е. на глубине t_s , пока он не укреплен, будет равно только 0,512 сопротивления дна, т. е. $0,512 \cdot S_s$. Укрепление откоса в этом месте следовательно должно оказывать $\frac{1}{0,512} = 1,95$ -кратное сопротивление в сравнении с естественным материалом дна русла. Получается то же самое, как если бы тройной откос в этом месте подвергался влекущему усилию в 1,95 раз большему, чем действующее на дно. Поэтому берем

$$S_{3k} = 1,95 \cdot S_s,$$

Сопротивление двойного откоса против влекущего усилия составляет на глубине t_s по п. (1) 0,376 сопротивления дна S_s . Поэтому можно взять влекущее усилие S_{2k} :

$$S_{2k} = \frac{1}{0,376} \cdot S_s = 2,66 \cdot S_s.$$



Фиг. 68.

На глубине t_k , т. е. на месте перегиба, действие влекущего усилия на двойной откос будет:

$$S_{2k} = 2,66 \cdot \frac{t_k}{t_s} \cdot S_s.$$

Согласно данному условию должно быть

$$S_{2k} = S_{3k}.$$

Отсюда следует

$$2,66 \cdot \frac{t_k}{t_s} \cdot S_s = 1,95 \cdot S_s,$$

или

$$t_k = \frac{1,95}{2,66} \cdot t_s = 0,734 \cdot t_s.$$

При $t_s = 2,20$ м будет $t_k = 0,734 \cdot 2,20 = 1,61$ м.

Интенсивность силы влечения на дне канала будет равна:

$$S_{s1} = 1000 \cdot 2,20 \cdot 0,0005 = 1,10 \text{ кг/м}^2;$$

на нижнем крае тройного откоса:

$$S_{3a} = 1,95 \cdot 1,10 = 2,14 \text{ кг/м}^2;$$

на верхнем крае тройного откоса:

$$S_{3o} = 2,14 \cdot \frac{t_k}{t_s} = 2,14 \cdot \frac{1,61}{2,20} = 1,57 \text{ кг/м}^2;$$

на нижнем крае двойного откоса:

$$S_{2k} = 2,66 \cdot \frac{1,61}{2,20} \cdot 1,10 = 2,14 \text{ кг/м}^2 = S_{2u};$$

на глубине t_0 ниже уровня воды:

$$S_{2o} = 2,66 \cdot \frac{t_0}{t_s} \cdot S_s = 2,66 \cdot \frac{0,83}{2,20} \cdot 1,10 = 1,10 \text{ кг/м}^2;$$

на уровне свободной поверхности:

$$S_{2w} = 0 \text{ кг/м}^2.$$

Если бы откосы не были укреплены так же, как дно, то силе влечения противостояло бы сопротивление в $1,10 \text{ кг/м}^2$, так как это напряжение принято как предельная допускаемая величина.



Фиг. 69.

Для участков, на которых интенсивность силы влечения больше сопротивления, становится необходимым укрепление.

2. НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ: ПОДПОР И СПАД.

Задача 29. Изменение режима в канале после сооружения в нем плотины, построение кривой подпора по Толкмитту, Рюльману Бахметеву и при помощи дифференциального уравнения кривой подпора. В конце открытого канала правильной трапециевидальной формы длиной в 242 м требуется путем сооружения плотины поднять уровень воды на 0,50 м. Размеры поперечного сечения канала даны на фиг. 69. Расход воды Q составляет $14,4 \text{ м}^3/\text{сек}$, продольный уклон дна канала равен 3‰ . Русло состоит из крупного галечника с коэффициентом шероховатости $\gamma = 1,8$ (по Базену) требуется определить:

1. На какой глубине от поверхности берегов находится уровень воды в начале канала до установки плотины, если русло врезано в плоскую горизонтальную поверхность?

2. Какое изменение произойдет в режиме реки, если посредством сооружения плотины уровень воды будет поднят на 0,5 м?

3. Какой горизонт воды установится в начале канала в результате подпора воды плотиной на 0,5 м? Какие необходимые мероприятия повлечет за собой это повышение горизонта воды в канале?

Решение 1. Для определения положения уровня воды в начале канала требуется в первую очередь установить поверхностный уклон J . Из уравнения

$$Q = v \cdot F = c \cdot \sqrt{R \cdot J} \cdot F$$

следует:

$$J = \frac{1}{c^2 \cdot R} \cdot \frac{Q^2}{F^2}$$

Так как для нижнего конца канала величина поперечного сечения и его форма заданы, кроме того известны γ и Q , то мы можем определить и уклон J . Поверхностный уклон воды в канале J будет равен:

$$J = \left(\frac{1}{1 + \frac{1,8}{\sqrt{R}}} \right)^2 \cdot \frac{Q^2}{F^2}$$

где

$$F = s \cdot t + m \cdot t^2 = 3,0 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5^2 = 9,0 \text{ м}^2,$$

$$\rho = s + 2t \sqrt{1 + m^2} = 3,0 + 4,47 \cdot 1,5 = 9,7 \text{ м},$$

$$R = \frac{F}{\rho} = \frac{9,0}{9,7} = 0,928 \text{ м},$$

$$\sqrt{R} = 0,964 ; c = 30,3,$$

$$Q = 14,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Следовательно

$$J = \frac{1}{30,3 \cdot 0,928} \cdot \frac{14,40^2}{9,0^2} = 0,003 = 3\text{‰}.$$

Таким образом поверхностный уклон уровня равен уклону дна. Так как кроме того поперечное сечение воды и форма сечения остаются равными на всем протяжении канала, то в русле происходит равномерное движение воды. Это значит, что поверхностный уклон уровня воды $J = 3\text{‰}$ остается равным от начала до конца канала. Следовательно, уровень воды в начале канала лежит на $0,003 \cdot 242 = 0,726 \text{ м}$ выше, чем в конце. Таким образом в начале канала уровень воды отстоит на $0,80 - 0,726 = 0,074 \text{ м}$ ниже поверхности берегов.

2. Как показал расчет по п. 1, в канале до сооружения плотины существует равномерный режим (см. также задачи 9 и 16).

Вследствие установки плотины в нижнем конце уровень воды в этом месте поднимается на 50 см, и этим увеличивается поперечное сечение F' непосредственно перед плотиной. Сверху в канал попрежнему притекает расход $Q = 14,40 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Так как Q осталось без изменения, между тем как поперечное сечение F' у плотины увеличилось, то отсюда следует, что скорость в этом месте $v' = \frac{Q}{F'}$

будет меньше скорости v , существовавшей до установки плотины. Этой меньшей скорости соответствует конечно и меньший уклон J' , необходимый для преодоления трения. Таким образом уклон уровня воды J' будет теперь меньше J .

При рассмотрении всего продольного профиля канала мы увидим, что поверхность дна и поверхность уровня воды будет в направлении вверх по каналу все время приближаться друг к другу, вследствие

чего в сечении, расположенном выше по течению, уменьшается глубина воды, а вместе с тем и площадь сечения по сравнению с местом непосредственно перед плотиной. Поэтому соответственно увеличиваются v' и J' , причем все же не достигают на конечном расстоянии величин v и J . Если привести эти соображения относительно нескольких поперечных сечений, следующих друг за другом вверх по течению, то выяснится, что линия поверхности воды по всей длине канала будет теперь уже не прямая, а изогнутая, и что кроме того поднятая глубина воды у плотины t постепенно уменьшается снизу вверх. Что касается скоростей v' , то они также постепенно увеличиваются снизу вверх, до тех пор пока не достигнут своей первоначальной величины v существовавшей до сооружения плотины.

Если мы возьмем два любых смежных поперечных сечения канала 1 и 2 (фиг. 70) и еще раз резюмируем приведенные соображения, то получаем следующие выводы:

а) Вследствие того, что в канале имеет место установившийся режим, через сечение 2 проходит в каждую секунду равный расход воды Q . Вследствие этого же установившегося состояния поперечное сечение воды остается равным для каждого момента времени, следовательно и глубина воды t_2 является постоянной. Поэтому и v_2 должно быть неизменно для каждого момента наблюдения.

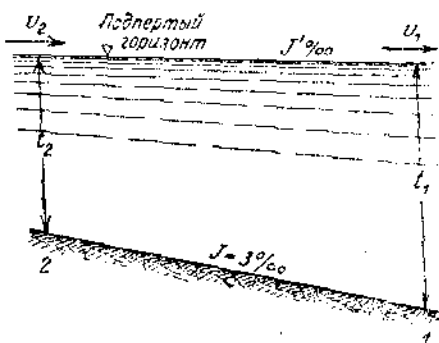
Аналогичными будут условия и для сечения 1 (рассматриваемого самостоятельно), так что и здесь t_1 и v_1 будут постоянными.

Говоря в общем, это означает, что в любом поперечном сечении канала все элементы расчета не зависят от времени, а следовательно и движение воды является установившимся.

б) Однако из вышеприведенных рассуждений выяснилось, что, несмотря на постоянную форму сечения и равный во всех местах уклон дна, $t_2 \neq t_1$, и вследствие этого $v_2 \neq v_1$. Итак в двух смежных поперечных сечениях имеют место различные друг от друга условия, в то время как до установки плотины в любом поперечном сечении канала наблюдалась постоянно равная скорость, а следовательно и одинаковые условия для пропуска расхода (равномерное движение воды). Таким образом вследствие подпора, созданного установкой плотины, равномерное движение воды в канале перешло в неравномерное.

в) Так как $v_1 < v_2$, то скорость воды постепенно уменьшается в направлении течения, т. е. движение воды замедляется. Следовательно установка плотины вызывает неравномерное, замедленное движение воды (линия уровня воды в продольном сечении канала — кривая подпора).

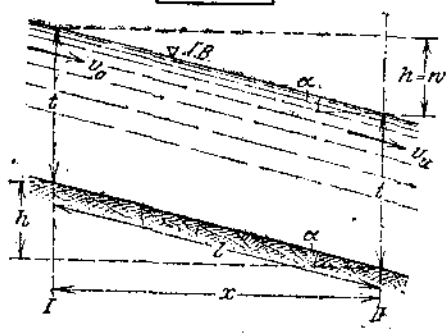
Если бы уклон уровня воды J' был $> J$ и постепенно уменьшался снизу вверх до тех пор, пока достиг бы величины J , т. е. если бы v , постепенно увеличивалось в направлении течения так, чтобы v_1



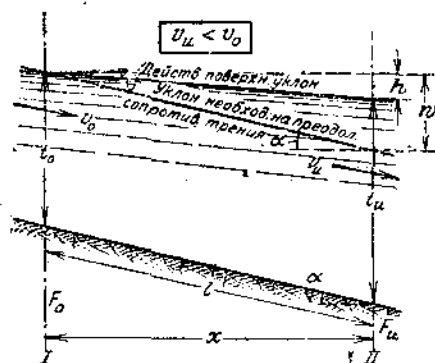
Фиг. 70.

было $> v_2$, то тогда мы имели бы дело с неравномерным, ускоренным движением воды (линия уровня воды в продольном сечении канала — кривая спада!).

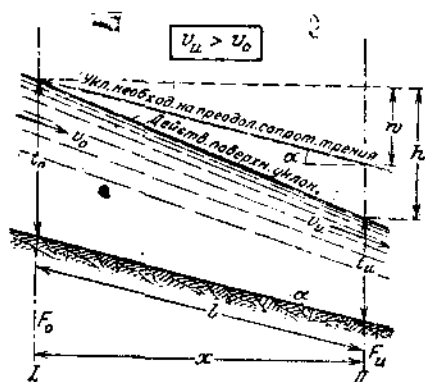
$$v_0 = v_u = v$$



Фиг. 71.



Фиг. 72.



Фиг. 73.

Разница между равномерным и неравномерным движением воды наглядно выражается при помощи уравнения энергии потока.

Как же обстоит дело с энергией потока при равномерном движении?

На фиг. 71 изображен случай равномерного движения воды. В сечении I имеет место средняя скорость v . Этой скорости соответствует высота скоростного напора или кинетической энергии

$$c_0 = \frac{v^2}{2g}.$$

В сечении II также имеет место скорость v , следовательно и здесь высота скоростного напора или кинетической энергии будет

$$c_u = \frac{v^2}{2g}.$$

Таким образом в энергии потока ничего не изменилось. Однако мы изменили положение уровня между I относительно уровня II на величину h или увеличили его потенциальную энергию h . Несмотря на прибавление напора h вода в сечении II обладает той же энергией, как и в сечении I. Следовательно эта добавочная энергия h целиком пошла на преодоление сопротивлений w (трение, вихри, и т. д.), или

$$h = w.$$

На фиг. 72 и 73 показан случай неравномерного движения воды, а именно: на фиг. 72 — замедленное (подпор), а на фиг. 73 — ускоренное (спад) движение воды. В сечении I имеет место скорость

v_0 , соответственно чему энергия движения равна

$$c_0 = \frac{v_0^2}{2g};$$

в сечении II имеет место скорость v_u , следовательно имеющаяся там энергия движения будет:

$$c_u = \frac{v_u^2}{2g}.$$

На основании постоянства удельной энергии существующая в сечении I энергия плюс энергия, дополнительно полученная между I и II, должна равняться энергии, потерянной между I и II, плюс энергия, существующая в сечении II, т. е.:

$$c_0 + h = w + c_u$$

или

$$w = h + (c_0 - c_u).$$

Последнее отношение выражает, что потеря энергии между I и II должна равняться энергии, приобретенной на этом участке, плюс разниа имеющихся в I и II величин энергий.

Ясно, что для случая ускоренного движения воды (фиг. 73) выражение $(c_0 - c_u)$ становится отрицательным, так как вследствие $v_u > v_0$ и $c_u > c_0$.

Для рассмотрения общего случая неравномерного движения воды оставляем пока без внимания знаки; тогда вышеупомянутое уравнение энергии может быть выражено следующим образом: так как

$$c_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_0}\right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

$$c = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_u}\right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

и попрежнему:

$$w = \frac{v^2 \cdot l}{c^2 \cdot R} = \frac{v^2 \cdot l \cdot p}{c^3 \cdot F} = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3}.$$

получим, что

$$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} \cdot l = h + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2}\right),$$

откуда

$$h = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} \cdot l + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right),$$

т. е. падение, имеющее место при неравномерном движении, равно потере напора на трение плюс напор выражающий изменение живой силы.

Для ускоренного движения при этом изменение живой силы является положительным, так как масса воды должна быть переведена с меньшей скорости v_0 на большую скорость v_u . Поэтому h должно быть больше, чем соответствующая потеря напора на трение w .

1. w соответствует высоте напора h , потерянному на трение. В предыдущих задачах, касающихся равномерного движения воды ($w = h$).



Для замедленного движения (подпор) изменение живой силы является отрицательным, т. е. теоретически происходит процесс обратного изменения энергии тем, что энергия движения превращается в энергию положения. В практических случаях, где это обратное получение потенциальной энергии сомнительно, особенно в естественных руслах рек, его из осторожности не принимают во внимание при расчете.

Полученное значение для h представляет собой общее уравнение неравномерного движения.

Так как для расчета нами приняты во внимание лишь весьма небольшие участки длины канала, то напомним наше общее уравнение следующим образом:

$$\Delta h = \left(\frac{Q'}{c}\right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} \cdot \Delta l + \frac{Q^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right).$$

Пока дело касается открытых русл, поверхностный и донный уклоны русла обычно очень малы, так что взамен наклонного расстояния l может быть принята горизонтальная проекция x , т. е. Δx вместо Δl .

Тогда получим:

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} \cdot \Delta x + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right).$$

В этом уравнении Δh обозначает разницу отметок уровня воды двух смежных сечений, Δx — горизонтальное расстояние между этими двумя сечениями, F_0 и F_1 — их соответствующие площади живого сечения, Q — расчетный расход воды, c — скоростной коэффициент, ρ — смоченный периметр и F — средняя величина живого сечения. В виду того, что потеря на трение зависит от условий протекания на участке Δx , c , ρ и F также относятся к участку Δx , т. е. представляют средние величины между двумя рассматриваемыми поперечными сечениями.

Таким образом все величины, а также c , ρ и F относятся, как это впрочем видно и из выводов, к условиям неравномерного движения, т. е. к подпору или спаду, а не к равномерному движению воды.

В нашем примере речь идет о замедленном движении (подпор!). При этом движении вследствие постепенного уменьшения скорости освобождается живая сила, которая переходит в подъем уровня воды. Это увеличение уклона фактически имеет место в закрытых трубопроводах. В естественных же руслах рек это увеличение напора частью теряется вследствие вихрей, ударов и т. д. Поэтому в реках и каналах, как уже было сказано выше, по предложению Толкмытца,

¹ При более точном расчете выясняется, что высота напора, необходимого для увеличения скорости, в большинстве случаев больше, чем $\frac{v_u^3 - v_0^3}{2g}$. Поэтому нередко второй член этого уравнения множится на коэффициент, который в свою очередь — при отсутствии подробных измерений — принимается равным 1,1.

при замедленном движении воды — и только при этом — второе слагаемое уравнения

$$\left[= \frac{a \cdot Q^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2} \right) \right] \cdot$$

в большинстве случаев опускается.

Учитывая указанное упрощение, получим наше общее уравнение неравномерного движения в следующем виде

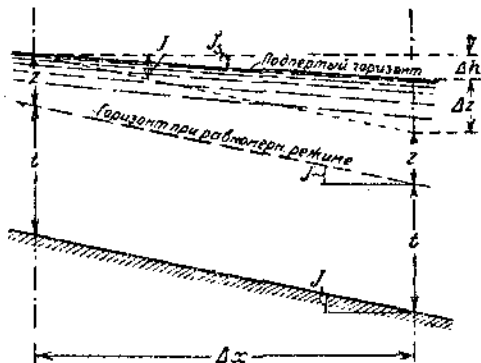
$$\Delta h = \left(\frac{Q}{c} \right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} \cdot \Delta x.$$

Для того чтобы указать, что величины c , ρ и F относятся к условиям подпора, снабдим их индексом s , т. е.

$$\Delta h = \Delta x \cdot \left(\frac{Q}{c_s} \right)^2 \cdot \frac{\rho_s}{F_s^3}.$$

Полученное уравнение есть уравнение кривой подпора.

3. При помощи этого уравнения можно было бы, вычисляя отдельными участками вверх по течению, построить кривую подпора для нашего русла. Для этого однако является необходимым, чтобы, как и в нашем случае, были известны поперечные сечения и положение уровня воды до подпора. Этот способ, правда, затруднителен и применяется главным образом в тех случаях, где невозможно применение изложенных далее простых способов, т. е. в особенности при неправильных сечениях. Такой практический пример приведен в задаче 30. В нашем примере настоящей задачи условия просты в том отношении, что



Фиг. 74.

здесь рассматривается правильное русло с неменяющимся поперечным сечением. Кроме того в первую очередь нас не интересует положение всей кривой подпора, так как нам требуется узнать только, каково будет положение уровня воды в верхнем конце канала, т. е. для $x = 242$ м. Легко понять, что уравнение для кривой подпора не дает возможности сразу получить Δh , так как для определения значений c_s , ρ_s и F_s должна быть известной величина подпора в верхнем конце канала. Таким образом не остается другого выхода, как при помощи вышеуказанного уравнения постепенным расчетом построить кривую подпора для того, чтобы потом в месте, соответствующем $x = 242$ м, определить положение горизонта воды.

¹ В дальнейшем примере будет указано практическое применение этой формулы, а кроме того влияние пренебрежения второго слагаемого решения на результат (см. задачу 30).

Для случая правильного русла с постоянным профилем, как это имеет место в настоящей задаче, целесообразно для определения положения горизонта воды придать уравнению кривой подпора другую форму. Если на фиг. 74 J обозначает уклон уровня без подпора, aJ_s — уклон подпертого уровня воды, то будет:

$$\Delta h = J \cdot \Delta x - \Delta z.$$

Так как по предыдущему

$$\Delta h = \Delta x \cdot \left(\frac{Q}{c_s} \right)^2 \cdot \frac{\rho_s}{F_s^3},$$

то будет

$$J \cdot \Delta x - \Delta z = \Delta x \cdot \left(\frac{Q}{c_s} \right)^2 \cdot \frac{\rho_s}{F_s^3},$$

откуда

$$\Delta x = \frac{\Delta z}{J - \left(\frac{Q}{c_s} \right)^2 \cdot \frac{\rho_s}{F_s^3}}.$$

В этом уравнении пока известны J и Q . Если поставить вопрос, на каком расстоянии от плотины подпор еще равен 45 см, то приравняем $\Delta z = 5$ см. Таким образом станут известными z ,



Фиг. 75.

вместе с этим $z+t$ и остальные величины профилей, ограничивающих рассматриваемый участок Δx ; следовательно будут известны и средние величины F_s , ρ_s и c_s , так что Δx может быть рассчитана как единственная неизвестная в данном уравнении. Этот способ продолжается до практического пре-

дела кривой подпора, находящегося, в зависимости от условий, при $z = 5 \div 10$ см. (Это имеет место, например, там, где величина волн имеет большее влияние на положение уровня воды, чем передающийся снизу вверх подпор z .)

Этот способ, проведенный в нижеследующем для данной задачи, все же требует довольно сложных вычислений, избежать которых является весьма желательным. Формулы, устанавливаемые различными гидравликами, дают возможность более удобным способом, избегая постепенного расчета, определять условия подпора для любого сечения, — правда, также лишь при наличии известных предположений, на которые еще будет указано ниже. Приводить и применять практически все эти способы не является целью данного сборника задач. Лица, интересующиеся этим вопросом, могут обратиться к соответствующей специальной литературе.¹ Мы же ограничимся здесь спосо-

¹ Бахметев.

бом Толкмита, которому в конце задачи противопоставим способ Рюльмана исключительно с целью возможности сравнения.

Толкмитт интегрировал дифференциальное уравнение кривой подпора для параболического русла. Поэтому, строго говоря, его способ применим только для правильных русл с параболическим сечением. Применение этого способа предполагает существование в неподпертом состоянии равномерного движения воды.

Если a обозначает наибольшую глубину воды (фиг. 75) параболического профиля в неподпертом состоянии, z — увеличение глубины a вследствие подпора, b — ширину уровня воды неподпертого поперечного сечения, h — подпор у плотины, f — уклон уровня воды в первоначальном состоянии (равен уклону дна), то расстояние x от плотины, для которого подпор равен z , будет:

$$x = \frac{a}{f} \left[f \left(\frac{a+h}{a} \right) - f \left(\frac{a+z}{a} \right) \right],$$

поскольку не учитывается возможность восстановления живой силы

Для определения величин $f \left(\frac{a+h}{a} \right)$, $f \left(\frac{a+z}{a} \right)$ составлены таблицы (см. табл. 8 приложения).

Ввиду того, что наше русло имеет трапециoidalный профиль, в то время как вышеуказанное уравнение относится к параболическому, формула Толкмита не может быть применена непосредственно. Поэтому приравниваем наш трапециoidalный профиль к параболическому с тем же живым сечением.

Площадь параболы равна:

$$F = \frac{2}{3} ab,$$

откуда

$$a = \frac{3 \cdot F}{2 \cdot b}.$$

В нашем примере $F = 9,0 \text{ м}^2$, $b = 9,0 \text{ м}$, следовательно

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{9,0}{9,0} = 1,5 \text{ м} (= l).$$

Далее $h = 0,50 \text{ м}$, $I = 3\text{‰}$, $x = 242 \text{ м}$; неизвестно искомое z .

При подстановке этих величин в уравнение Толкмита получим:

$$242 = \frac{1,5}{0,003} \cdot \left[f \left(\frac{1,5+0,50}{1,5} \right) - f \left(\frac{a+z}{a} \right) \right]$$

$$0,485 = f(1,333) - f \left(\frac{a+z}{a} \right).$$

В табл. 8 приложения следует отыскать $\frac{a+z}{a}$, равное 1,333. При

$\frac{a+h}{a} = 1,330$ было бы $f\left(\frac{a+h}{a}\right) = 1,164$; при $\frac{a+h}{a} = 1,340$ было бы $f\left(\frac{a+h}{a}\right) = 1,178$. Путем интерполяции для $\frac{a+h}{a} = 1,333$ получится:

$$f\left(\frac{a+h}{a}\right) = 1,168,$$

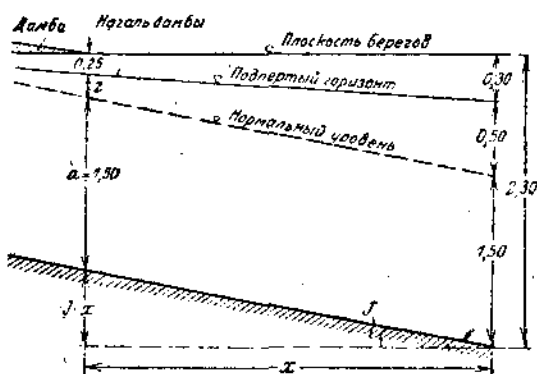
откуда

$$f\left(\frac{1,5+z}{1,5}\right) = 1,168 - 0,485 = 0,683.$$

В этой же таблице следует отыскать $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 0,683$. При $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 0,692$ будет: $\frac{a+z}{a} = 1,095$, а при $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 0,675$ будет: $\frac{a+z}{a} = 1,090$. Путем интерполяции получится для $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 0,683$ величина $\frac{a+z}{a} = 1,092$; следовательно:

$$z = 1,092 \cdot a - a = 1,092 \cdot 1,5 - 1,5 = 0,14 \text{ м.}$$

Следовательно, благодаря подпору у плотины в 50 см уровень воды



Фиг. 76.

в начале канала поднимется на 0,14 м. Таким образом горизонт воды в этом месте поднялся бы на $0,14 - 0,074 = 0,066 \text{ м} \approx 7 \text{ см}$ выше отметки берега канала. Во избежание этого по обе стороны канала должны быть устроены дамбы. Где эти дамбы могли бы сравняться с нормальным берегом, если бы было поставлено условие, чтобы верхний край канала или верхушка дамбы лежали везде по меньшей

мере на 25 см выше подпертого уровня воды?

По фиг. 76 должно быть:

$$J \cdot x + (a + z) + 0,25 = 2,30,$$

следовательно

$$x = \frac{2,30 - 0,25 - (a + z)}{J},$$

далее по Толкмиту

$$x = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right) \right],$$

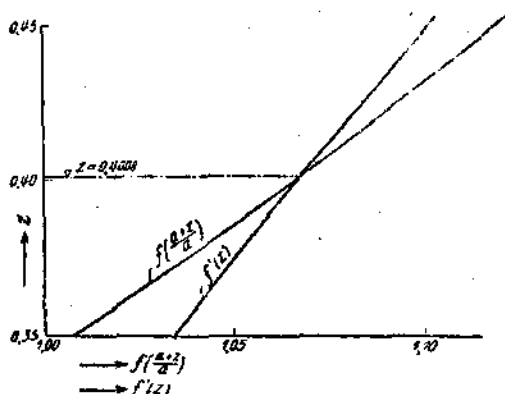
поэтому

$$\frac{2,30 - 0,25 - (a + z)}{f} = \frac{a}{f} \left[f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right) \right].$$

При замене вычисленными ранее величинами получим:

$$\frac{0,55 - z}{1,50} - 1,168 = -f\left(\frac{a+z}{a}\right)$$

$$f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 1,168 - \frac{0,55 - z}{1,50}.$$



Фиг. 77.

Левая сторона уравнения дает:

при $z = 0,45$ м $\frac{a+z}{a} = 1,30$, $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 1,119$,

„ $z = 0,40$ м $\frac{a+z}{a} = 1,267$, $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 1,066$,

„ $z = 0,35$ м $\frac{a+z}{a} = 1,233$, $f\left(\frac{a+z}{a}\right) = 1,008$.

Правая сторона уравнения дает:

при $z = 0,45$ м $f'(z) = 1,1014$,

„ $z = 0,40$ м $f'(z) = 1,0680$,

„ $z = 0,35$ м $f'(z) = 1,0347$.

Если начертить оба результата в прямоугольной системе координат (Фиг. 77), то ордината точки пересечения обеих кривых дает искомую величину z :

$$z = 0,4008 \approx 0,40 \text{ м,}$$

откуда

$$x = \frac{0,55 - x}{f} = \frac{0,15}{0,003} = 50,0 \text{ м.}$$

Таким образом получен ответ и на третий вопрос задачи без предварительного построения всей кривой подпора.

В качестве упражнения построим дополнительно еще кривую подпора, причем сделаем это сначала по Толкмиту, затем постепенным решением дифференциального уравнения кривой подпора, и наконец по способу Рюльмана.

Из применения формулы Толкмита для параболического сечения ясно, что при помощи ее может быть вычислено любое количество точек кривой подпора. При этом безразлично, следует ли в каждом отдельном случае вычислять для определенных величин x соответствующие значения подпора z , или же для определенных величин z соответствующие значения x . В дальнейшем приводим расчет для $\Delta z = 0,05$ м (фиг. 74) от $z = 0,45$ м до $z = 0,10$ м в виде таблицы. Таким образом мы первоначально берем сечение, имеющее подпор, меньший на $\Delta z = 0,05$ м, чем у плотины, т. е. подпор в $0,50 - \Delta z = 0,45$ м, и устанавливаем его расстояние x от плотины и т. д.

Таблица 19.

Δz	z	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a}{f}$	x
0,05	0,45	1,168	1,300	1,119	0,049	500	24,5
0,05	0,40	1,168	1,267	1,066	0,102	500	51,0
0,05	0,35	1,168	1,233	1,008	0,160	500	80,0
0,05	0,30	1,168	1,200	0,948	0,220	500	110,0
0,05	0,25	1,168	1,167	0,880	0,288	500	144,0
0,05	0,20	1,168	1,133	0,801	0,367	500	183,6
0,05	0,15	1,168	1,100	0,708	0,460	500	230,0
0,05	0,10	1,168	1,067	0,586	0,582	500	291,0

Кривая подпора вычерчена на фиг. 78 (сплошная линия).

Как уже было сказано выше, построение кривой подпора может быть произведено посредством постепенного решения уравнения кривой подпора. Так как мы имеем дело с постоянным сечением, пользуемся дифференциальным уравнением кривой подпора в следующей форме

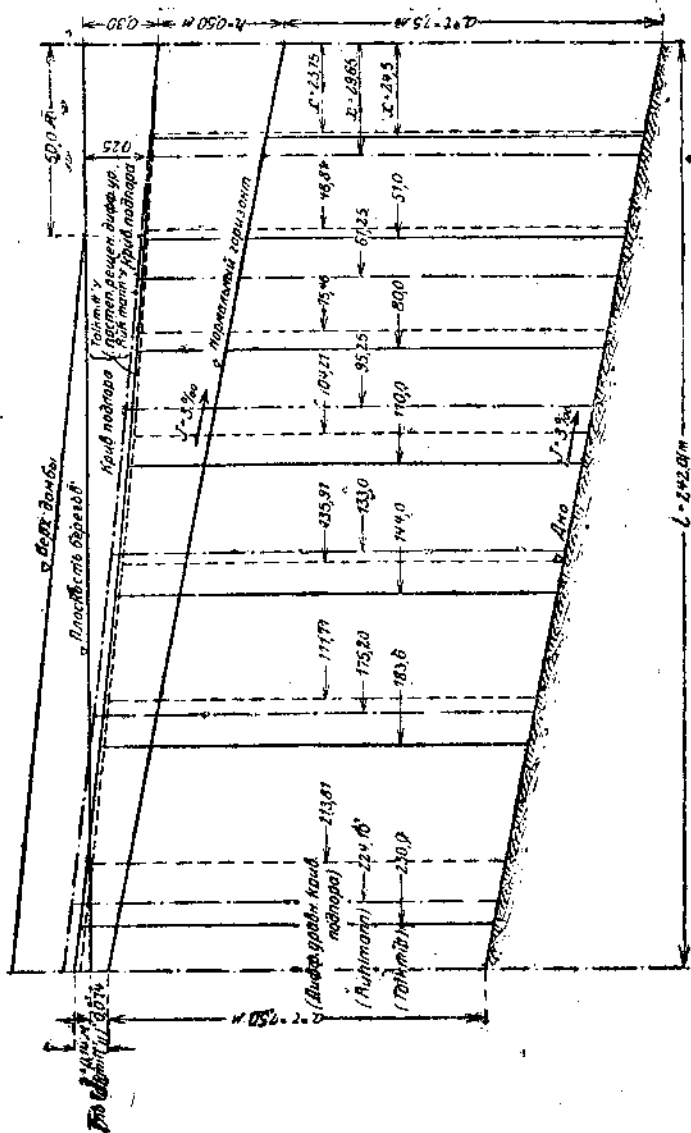
$$\Delta x = \frac{\Delta z}{J - \left(\frac{Q}{c_s}\right)^2 \cdot \frac{\rho_s}{F_s^3}}$$

Как и для формулы Толкмита, берем здесь $\Delta z = 0,05$ м. Уклон дна остается попрежнему $J = 3\text{‰}$. Расход воды Q , не входящий в уравнение Толкмита, задан в размере $14,4$ м³/сек. Величины F_s , ρ_s и c_s представляют средние значения соответствующих величин F , ρ и c в нижнем и верхнем концах рассматриваемого участка. Следовательно:

$$F_s = \frac{F_u + F_0}{2}; \quad \rho_s = \frac{\rho_u + \rho_0}{2}; \quad R_s = \frac{F_s}{\rho_s}$$

отсюда

$$c_s = \frac{87}{1 + \frac{1,8}{VR_s}}.$$



Фиг. 78.

Так как данный канал имеет правильную форму сечения, то F_u и F_0 , а также ρ_u и ρ_0 должны каждый раз изменяться согласно легко устанавливаемому закону. Это есть изменение ширины уровня воды

$\Delta b = 2 m \cdot \Delta z$, т. е. уменьшение живого сечения с F_u до F_0 (фиг. 79).

$$\Delta F = \frac{b + (b - \Delta b)}{2} \cdot \Delta z = (b - m \cdot \Delta z) \cdot \Delta z.$$

Первая величина для F_s получится таким образом уменьшением живого сечения у профиля плотины ($x=0$) на $\frac{\Delta F}{2}$. Остальные величины для F_s уменьшаются каждый раз на ту же величину ΔF .

Смоченный периметр на участке Δx уменьшается на

$$\Delta p = 2 \cdot \Delta z \cdot \sqrt{1 + m^2},$$



Фиг. 79.

и здесь для первой средней величины p_s между плотиной и ближайшим от нее сечением

$$z = h - \Delta z,$$

$$p_u = \frac{\Delta p}{2};$$

остальные величины p_s уменьшаются по очереди на Δb каждая.

Для наших цифровых величин будет:

$$\Delta F = (b - 0,10) \cdot 0,05 = (0,05 - 0,005) \text{ м}^2$$

и

$$\Delta p = 2 \cdot 0,05 \cdot \sqrt{1 + 2^2} = 4,47 \cdot 0,05 = 0,224 \text{ м}.$$

Расчет в целях упрощения и наглядности приводится в форме табл. 20.

Для высоты подпора $z = 0,10$ по Толкмитуу получается $x = 291,0$ м, при постепенном решении уравнения подпора $x = 269,31$ м; разница составляет около 8%.

В целях возможности сравнения построение кривой подпора производится еще и по способу Рюльмана. Если для неподпертого состояния принять глубину $a = t$, в остальном же сохранить обозначения, применяемые в формуле Толкмита, тогда получим по Рюльману

$$x = \frac{t}{J} \left[\varphi \left(\frac{h}{t} \right) - \varphi \left(\frac{z}{t} \right) \right].$$

Для вычисления величин $\varphi \left(\frac{h}{t} \right)$ и $\varphi \left(\frac{z}{t} \right)$ составлена таблица (см. табл. 10 приложения). Применяя эту таблицу для подпора $h = 0,50$ м, получим соответствующие величины x (табл. 21).

Таким образом для данного примера по способу Рюльмана получается наибольшая длина подпора и наивысший подъем уровня. Применение этих результатов было бы самым надежным. Если учесть же, что пренебрежение восстановлением живой силы (как следствие замедления) уже привело к увеличению высоты и длины подпора; далее,

Таблица 20.

$\alpha + z$	Δz	Δb	b	ΔF	F_s	Δp	p_s	$\sqrt{R_s}$	c_s	$\left(\frac{Q}{c_s}\right)^2 \cdot \frac{p_s}{F_s^3}$	Знаменатель	Δx	x
2,00	0,05	$\frac{0,20}{2}$	11,0	$\frac{0,545}{2}$	14,0	$\frac{0,224}{2}$	11,95	1,077	32,5	0,000897	0,002103	23,75	0
1,95	0,05	0,20	10,90	0,530	13,728	0,224	11,838	1,065	32,3	0,001005	0,001995	25,06	23,75
1,90	0,05	0,20	10,70	0,520	13,198	0,224	11,614	1,055	32,1	0,001124	0,001876	26,65	48,81
1,85	0,05	0,20	10,50	0,510	12,678	0,224	11,390	1,043	31,9	0,001261	0,001739	28,75	75,46
1,80	0,05	0,20	10,30	0,500	12,168	0,224	11,166	1,032	31,7	0,001424	0,001576	31,70	104,21
1,75	0,05	0,20	10,10	0,500	11,668	0,224	10,942	1,021	31,5	0,001604	0,001396	35,80	135,91
1,70	0,05	0,20	9,90	0,490	11,178	0,224	10,718	1,010	31,3	0,001812	0,001188	42,10	171,71
1,65	0,05	0,20	9,70	0,480	10,698	0,224	10,494	0,999	31,1	0,002100	0,000900	55,50	213,81
1,60	0,05	0,20	9,50	0,470	10,228	0,224	10,270						269,31

Таблица 21.

t	Δz	z	$\frac{h}{t}$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right)$	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	$\frac{t}{f}$	x
1,50	0,05	0,45	0,3333	1,4021	0,3000	1,3428	0,0593	500	29,65
1,50	0,05	0,40	0,3333	1,4021	0,2667	1,2796	0,1225	500	61,25
1,50	0,05	0,35	0,3333	1,4021	0,2333	1,2111	0,1910	500	95,25
1,50	0,05	0,30	0,3333	1,4021	0,2000	1,1361	0,2660	500	133,00
1,50	0,05	0,25	0,3333	1,4021	0,1667	1,0518	0,3503	500	175,20
1,50	0,05	0,20	0,3333	1,4021	0,1333	0,9539	0,4482	500	224,10
1,50	0,05	0,15	0,3333	1,4021	0,1000	0,8353	0,5668	500	283,40
1,50	0,05	0,10	0,3333	1,4021	0,0667	0,6730	0,7291	500	364,60

что разни́ца в высоте подпора, вычисленная по различным методам, составляет только несколько сантиметров, а кроме того, что все три метода лишь приблизительно передают действительное явление в природе, — то не должно встречаться возражений против применения результатов, полученных по Толкмиту, как это и имело место в настоящей задаче.

Для данного случая и подобных ему, где речь идет о совершенно правильных руслах, в которых до подпора было равномерное движение, целесообразно определить кривую подпора исключительно по Толкмиту или по Рюльману, так как эти способы скорее и проще всех ведут к цели.

Построение кривой подпора по способу проф. Б. А. Бахметева¹ (дополнение к задаче 29).² Недостатком вышеизложенных решений является то обстоятельство, что имея трапециoidalное сечение канала, нам при построении кривой подпора по способу Толкмита пришлось принимать для расчета параболическое русло, а при расчете по способу Рюльмана широкое прямоугольное. Проф. Бахметев дал общий способ решения уравнения неравномерного движения для любых сечений правильной формы. Таким образом в дальнейшем мы можем строить кривую подпора уже непосредственно для нашего трапециoidalного профиля. Для этого нам необходимо будет ознакомиться с понятием о модуле расхода³ данного русла при некоторой определенной глубине наполнения. Из уравнения (см. начало задачи 29)

$$Q = vF = c\sqrt{RJ} \cdot F$$

можем написать

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = Fc\sqrt{R}.$$

Здесь левую часть будем называть модулем расхода и обозначим буквой K , но при этом, конечно, и правая часть, как равная левой, дает так же модуль расхода, но лишь в ином выражении.³

Проф. Бахметев вывел заключение, что для русел, имеющих любую правильную форму поперечного сечения, имеет место следующая зависимость:

$$\left(\frac{k_1}{k_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x, \quad (1)$$

где k_1 — модуль расхода данного русла при глубине наполнения h_1 ;
 k_2 — модуль расхода того же русла при некоторой другой глубине h_2 ;
 x_2 — показатель степени, характеризующий форму поперечного сечения данного русла и шероховатости его стенок, который назван академиком Павловским „Гидравлический показатель русла“.⁴

¹ Проф. Б. А. Бахметев. О неравномерном движении жидкости в открытом русле, Ленинград, 1928, стр. 231.

² Дополнение переводчика.

³ См. Проф. Н. Н. Павловский. Учебный гидравлический справочник, 1930, стр. 28.

⁴ Н. Н. Павловский. „Гидравлический справочник“, 1924, стр. 127.

А. Н. Ахутин. Рабочая книга по специальному курсу гидравлики, 1931, стр. 31.

Величину гидравлического показателя русла можно определить непосредственно из уравнения (1):

$$x = \frac{2 \lg \left(\frac{k_1}{k_2} \right)}{\lg \left(\frac{h_1}{h_2} \right)}$$

В нашем примере канал (имеющий данный уклон $J=0,003$) при наличии в нем равномерного режима пропускает расход $Q=14,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при глубине воды в 1,5 м.

Таким образом нормальная глубина $h_0=1,5 \text{ м.}$

Определим модуль расхода канала при нормальной глубине k_0

$$k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{14,4}{\sqrt{0,003}} = \frac{14,4}{0,0548} = 263.$$

Так как

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = Fc \sqrt{k},$$

то, конечно (см. начало задачи)

$$F \cdot c \sqrt{k} = 9,0 \cdot 30,3 \cdot 0,964 = 263.$$

Перейдем далее к определению величины x . Гидравлический показатель русла d нужно находить по целой совокупности значений наполнений канала. При этом, понятно, получается некоторое среднее значение x . Таким образом мы должны найти ряд модулей расхода, соответствующих возможным глубинам заполнения канала. Для ясности приведем этот расчет в табличной форме (см. табл. 21а).

Таблица 21а.

$h \text{ м}$	$F \text{ м}^2$	$P \text{ м}$	$R \text{ м}$	$\sqrt{R}$	c	K
1,6	9,92	10,15	0,981	0,990	30,9	304
1,7	10,88	10,00	1,025	1,012	31,4	346
1,8	11,88	10,05	1,073	1,035	31,8	390
1,9	12,92	10,50	1,122	1,060	32,2	440
2,0	14,00	11,92	1,170	1,080	32,6	492

Определим далее среднее значение гидравлического показателя русла x . Последние приведем также в табличной форме (см. табл. 21б).

Таблица 21б.

$h \text{ м}$	k	$\frac{k}{k_0}$	$\frac{h}{h_0}$	$\lg \frac{k}{k_0}$	$\lg \frac{h}{h_0}$	x
1,6	304	1,151	1,068	0,06108	0,02857	4,28
1,7	346	1,310	1,134	0,11727	0,05461	4,29
1,8	390	1,479	1,200	0,16997	0,07918	4,30
1,9	440	1,669	1,268	0,22246	0,10312	4,31
2,0	492	1,863	1,333	0,27021	0,12483	4,32

Среднее значение $x = 4,30$.

Уравнение неравномерного движения по Бахметеву имеет следующий вид

$$\frac{i_0 \alpha}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - J) [B(\eta_2) - B(\eta_1)],$$

где

$$J = \frac{\alpha c^2 i_0}{g} \cdot \frac{b'}{R} \text{ и } i_0 = 0,003.$$

Величины c , b' и R относятся к среднему живому сечению рассматриваемого участка.

Определим их для средней глубины

$$h_{cp} = \frac{1,5 + 2,0}{2} = 1,75,$$

откуда получим для среднего живого сечения

Ширину по уровню воды $b' = 10$ м,

смоченный периметр $\rho = 10,8$ м,

коэффициент $c = 31,6$.

Подставляя эти величины и принимая $\alpha = 1,1$, будем иметь:

$$J = \frac{1,1 \cdot 31,6^2 \cdot 0,003}{9,81} \cdot \frac{10,0}{10,8} = 0,31,$$

откуда

$$1 - J = 1 - 0,31 = 0,69.$$

Подставляя полученные значения в уравнение неравномерного движения, получим:

$$\frac{0,003}{1,5} L = \eta_2 - \eta_1 - 0,69 [B(\eta_2) - B(\eta_1)].$$

Пользуясь этим уравнением, можно построить по отдельным точкам всю кривую подпора. Так как это в достаточной степени освещается в различных курсах гидравлики,¹ то не будем производить построения всей кривой подпора, а определим в целях сравнения с предыдущими расчетами данной задачи, расстояние от плотины глубины с подпором хотя бы в 20 см.

Тогда будем иметь глубины $h_1 = 1,5 + 0,2 = 1,7$ м,

Глубину у плотины обозначим $h_2 = 1,5 + 0,5 = 2,0$ м.

имеем:

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{1,70}{1,50} = 1,133 \text{ и } \eta_2 = \frac{h_2}{h_0} = \frac{2,00}{1,50} = 1,333.$$

Значения функций $B(\eta)$ даны в таблицах,² (см. таблицы приложения 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20 и 21), которые составлены для следующих значений гидравлического показателя русла 2,0; 2,5; 3,0; 3,25; 3,50; 3,75; 4,0; 4,50; 5,0 и 5,5.

¹ Напр. проф. А. Н. Ахутин. "Рабочая книга по специальному курсу гидравлики" его же "Примеры гидравлических расчетов".

² Таблицы для построения кривых подпора и спада в руслах с прямым уклоном ($i = 0$) по способу проф. Бахметева. Издание Науч. Мел. инст., Ленинград, 1929.

Интерполяцией по табл. 18 и 19 находим:

$$B(\tau_{11}) = 0,288 \text{ и } B(\tau_{12}) = 0,138.$$

Подставляя полученные значения в уравнение неравномерного движения, будем иметь:

$$\frac{0,003}{1,5} L = 1,333 - 1,133 - 0,69 [0,138 - 0,288],$$

откуда

$$L = 151,0 \text{ м.}$$

Следует отметить, что по Рюлману это расстояние определилось в 224,0 м, по Таакмитту в 183,6 м, а путем постепенного решения уравнения неравномерного движения в 171,71 м. Ясно, что длина подпорной кривой, построенной по методу проф. Бахметова, получилась несколько короче потому, что этот метод не пренебрегает восстановлением живой силы, которая служит к уменьшению потери напора на сопротивление. Что же касается способа Рюлмана, то ввиду того, что наше сечение весьма значительно отличается от широкого прямоугольного, он дает сильно отклоняющиеся значения.

Задача 30. Построение кривой подпора в реке методом постепенного решения уравнения кривой подпора. В целях регулирования участка реки в нижнем конце этого участка, т. е. в сечении I, необходимо соорудить плотину таким образом, чтобы в этом месте уровень воды поднялся до отметки 211,000 м.

Для решения этой задачи имеется пять поперечных профилей с I до V, выбранных таким образом, чтобы между этими профилями не было больших изменений в отношении живого сечения и уклона. Эти профили были засняты во время нормального состояния реки и при таком горизонте воды в первом сечении, для которого подпор до требуемой отметки должен равняться 3,50 м. Далее последовательно даны соответствующие площади поперечного сечения и смоченные периметры пяти профилей. Кроме того, на фиг. 81 нанесены рассматриваемые профили в пятикратном искажении. Река имеет наносы, так что приходится считаться с $\gamma = 1,75$ по Базену. Общее падение уровня воды между профилями I и V установлено в 4,200 м. Отметка горизонта в профиле I 211,000 (т. е. $207,5 + 3,5 = 211,0 =$ требуемой отметке подпорного горизонта).

Профили	I	II	III	IV	V
Расстояния	1 500	1 300	800	1 000	м
Живое сечение	160	145	145	170	150 м ²
Смоченный периметр . .	65	55	60	62	60 м

Может ли движение воды в реке до создания подпора рассматриваться с достаточной точностью как равномерное? Как установится горизонт воды в реке до сооружения в ней плотины и каков будет расход воды, протекающей в секунду через данные поперечные профили? Построить для этих участков кривую подпора, которая образуется после сооружения плотины.

Решение. При известном падении горизонта между I и V , а также при известном расстоянии I до V , равном 4600 м, мы знаем средний поверхностный уклон на этих участках. Однако ввиду того, что мы не знаем, покрываются ли поверхностные уклоны на отдельных участках этим средним уклоном, требуется в первую очередь определить эти уклоны. От этого зависит и определение расхода Q , так как $Q = v \cdot F$, а v является функцией поверхностного уклона J .

Так как мы не знаем, какое движение воды имеет место на отдельных участках реки, то предположим, что речь идет об обычном случае неравномерного движения, при котором может иметь место как спад, так и подпор. В задаче 29 для такого случая мы составили уравнение.

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{p}{F^3} \cdot \Delta x + \frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_0^2}\right).$$

Суммирование Δx для всех участков дает

$$\sum \Delta h = h = Q^2 \sum_{x=0}^{x=L} \frac{p \cdot \Delta x}{c^2 \cdot F^3} + \frac{\alpha Q^2}{2g} \sum_{x=0}^{x=L} \left(\frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_0^2}\right).$$

Если изобразить это уравнение согласно предложению Толкмита, во избежание мелких дробей, в следующем виде:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot h = \frac{1}{2y} \sum_{x=0}^{x=L} \left[\left(\frac{100}{F_n}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_0}\right)^2\right] + \sum_{x=0}^{x=L} \left[\left(\frac{100}{c}\right)^2 \cdot \frac{p \cdot \Delta x}{F^3}\right],$$

то сразу видно, что отдельные члены правой части уравнения могут быть непосредственно определены. Только по получении этого результата возможно определить расход воды Q .

Расчет приведен в табл. 22.

Без учета потерь, возникающих при замедленном движении (подпоре),¹ Q было бы равно

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 4,200 = 0,466_5 - 0,002 = 0,464_5,$$

отсюда

$$Q = 301 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Если же допустить, что восстановленная живая сила поглощается вихрями, то получим, что:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 4200 = 0,466_5 + 0,006 = 0,472_5,$$

отсюда

$$Q = 299 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

¹ Следовательно для данного случая мы считаем, что за счет уменьшения скорости получается некоторый восстановленный напор (случай превращения кинетической энергии в потенциальную).

Прим. перев.

Обозначения профиля	Живое сечение воды M^2	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$	$\frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{100}{F}\right)^2$	Напор, необходимый для создания ускорения	Напор, восстановленный уменьшением скорости	Расстояние между профилями Δx m	Живое сечение F M^2	Смоченный периметр mP m	Гидравлический радиус R m	Скоростной коэффициент mP	$\left(\frac{100}{mP}\right)^2 \cdot \frac{mP}{F^3} \cdot \Delta x = \Phi$	$\Delta h = \left(\frac{Q}{100}\right)^2 \cdot \Phi$
I	160,0	0,391	—	—	— 0,006	1 500	150,0	60,0	2,50	41,3	0,156 ₅	1,410
II	140,0	0,510	+ 0,002	—	—	1 300	142,5	57,5	2,48	41,2	0,153	1,378
III	145,0	0,475	+ 0,004	—	—	800	157,5	61,0	2,58	41,6	0,072	0,648
IV	170,0	0,405	—	— 0,002	—	1 000	160,0	61,0	2,62	41,8	0,085	0,766
V	150,0	0,443	—	—	—							
			$\frac{+0,006 - 0,008}{\Sigma} = -0,002$			4 600					0,466 ₅	4,202

Если совершенно не учитывать изменения живой силы, то будет

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 \cdot 4,200 = 0,466_5,$$

откуда

$$Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Полученный результат показывает, что для нашего примера без значительных ошибок можно принять, что в каждом отрезке Δx имеет место равномерное движение воды, несмотря на то, что скорости в отдельных участках отличаются друг от друга.

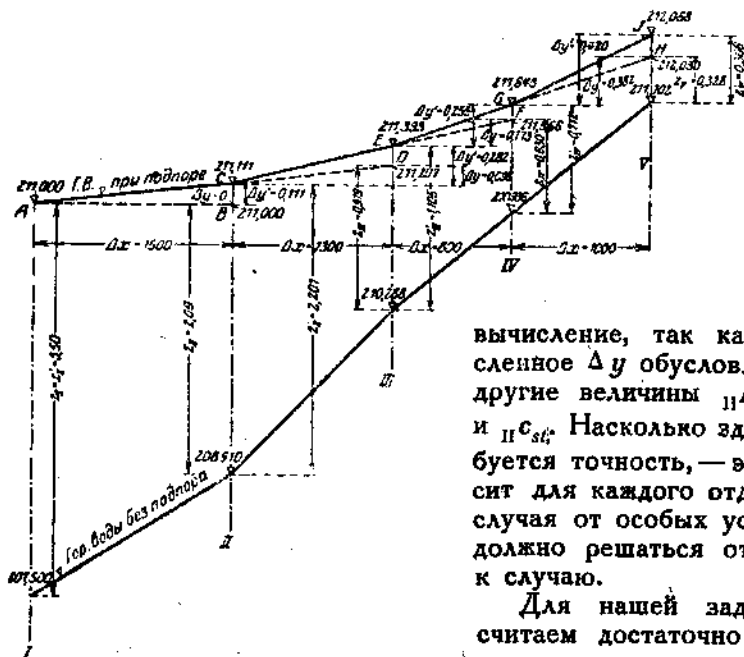
Таким образом напор, необходимый для создания ускорения, и напор, восстановленный от уменьшения скорости, могут быть опущены при расчете. Учет вышеупомянутых данных изменил бы общую высоту падения лишь на несколько сантиметров.

Вследствие этого для дальнейших расчетов принимаем расход $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек.}$ и Δh — согласно вычислению по табл. 22. На фиг. 82 изображен продольный профиль реки с указанием полученных отметок уровня воды до образования подпора.

Теперь, на основании полученных определений, возможно приступить к построению кривой подпора. Принимая во внимание неправильную форму профиля русла реки, исходим из уравнения

$$\Delta y = \Delta x \left(\frac{Q}{m c_{st}} \right)^2 \cdot \frac{m P_{st}}{m F_{st}},$$

не учитываем, следовательно, обратного восстановления кинетической энергии. Так как при переходе от профиля *I* к профилю *II* мы пока не знаем величины подпора, а значения mF_{st} , mP_{st} и mC_{st} являются средними величинами, соответствующими величинам профилей *I* и *II* при подпоре, то не остается ничего другого, как приблизительно для профиля *II* принять высоту подпора Δy и затем подстановкой полученных величин проверить, получится ли величина равная той, которая была нами принята. В большинстве случаев это вычисленное Δy не будет соответствовать ранее принятому и придется повторить



Фиг. 80.

вычисление, так как вычисленное Δy обуславливает и другие величины $II F_{st}$, $II P_{st}$ и $II C_{st}$. Насколько здесь требуется точность, — это зависит для каждого отдельного случая от особых условий и должно решаться от случая к случаю.

Для нашей задачи мы считаем достаточно точным переход к следующему отрезку с вычисленным Δy , причем для этого вычисления

$II F_{st}$, $II P_{st}$ и $II C_{st}$ корректируются соответственно вычисленному Δy . Затем повторяется тот же способ для нового отрезка. Таким образом постепенно производится построение кривой подпора.

В дальнейшем посредством числового примера, произведенного для нескольких отрезков, этот способ построения кривой подпора может быть разъяснен достаточно детально. Общее сопоставление этого вычисления дано в табл. 20.

В профиле *I* после создания подпора будет:

$$I F_{st} = 412,00 \text{ м}^2;^{+12} I P_{st} = 80,6 \text{ м.}$$

Для того чтобы получить соответствующие величины в первом приближении для профиля *II*, принимаем прежде всего $\Delta y = 0$, т. е. предполагаем, что уровень подпора проходит горизонтально от *I* и *II*. Тогда получим.

$$z_{II} = 271,00 - 208,910 = 2,09 \text{ м (фиг. 80).}$$

Помощью внесения z в поперечный профиль II получаем горизонт подпора в этом профиле, а помощью планиметра или вычисления

$$II F_{st} \text{ и } II p_{st}.$$

Иногда является весьма целесообразным и удобным — особенно в тех случаях, когда построение кривых подпора должно быть проведено для нескольких характерных горизонтов по рейке (например для низкой, средней и высокой воды), — для каждого профиля начерчивать F и p как функции z , а затем выбирать для вычисленных величин z соответствующие F и p из кривых. Так же поступим и в данном примере (фиг. 81). Определяем, например, для $z_{II} = 2,09$ м

$$II F_{st} = 262,0 \text{ м}^2 \text{ и } II p_{st} = 64,2 \text{ м.}$$

Тогда для участка $I - II$ будет:

$$II F_{st} = \frac{I F_{st} + II F_{st}}{2} = \frac{412,0 + 262,0}{2} = 337,0 \text{ м}^2$$

$$II p_{st} = \frac{I p_{st} + II p_{st}}{2} = \frac{80,6 + 64,2}{2} = 72,4 \text{ м.}$$

Отсюда для участка $I - II$ получится:

$$m R_{st} = \frac{m F_{st}}{m p_{st}} = \frac{337,0}{72,4} = 4,66 \text{ м.}$$

$m c_{st}$ для $\gamma = 1,75$ по табл. 3 приложения получится равным 48. Если внести эти величины в уравнение кривой подпора, то получим:

$$\Delta y' = 1500 \cdot \left(\frac{300}{48} \right)^2 \cdot \frac{72,4}{337,0^3} = 0,111 \text{ м.}$$

Поэтому $\Delta y'$ не равно 0, а $\Delta y' = 0,111$ м, так что горизонт подпора в профиле I будет находиться не на отметке 211,000, как предполагалось вначале, а на отметке:

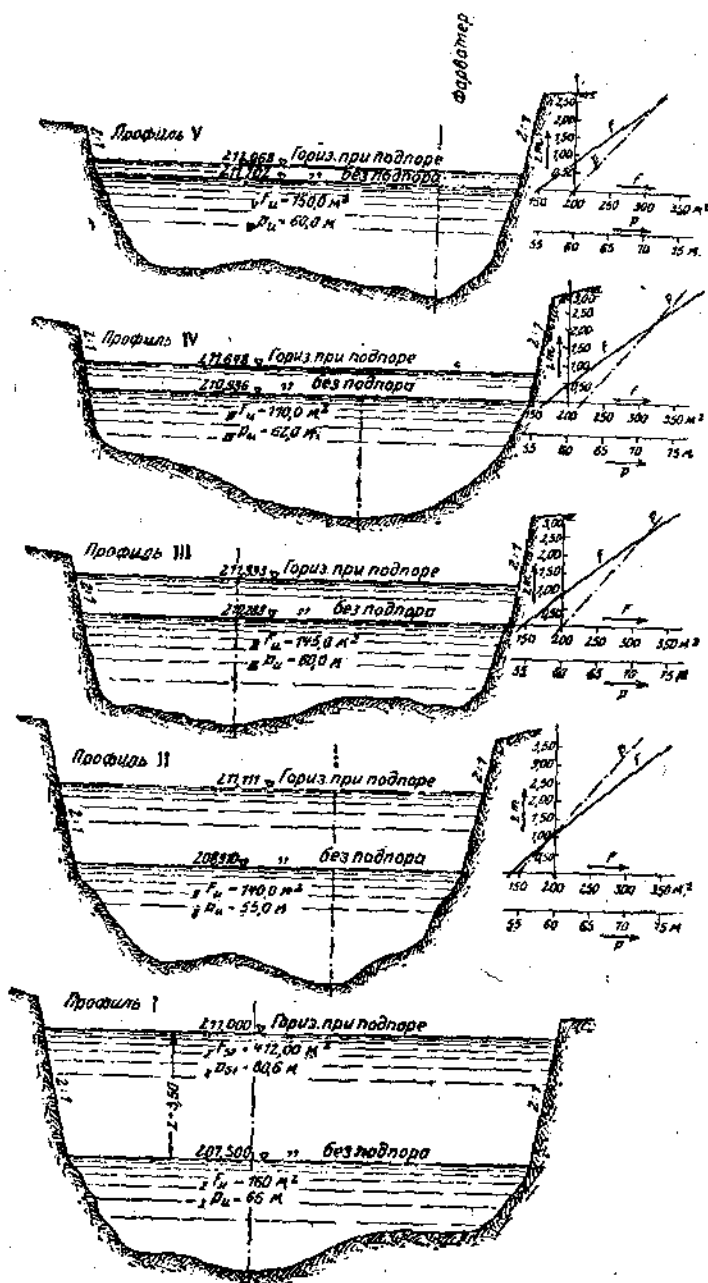
$$211,000 + 0,111 = 211,111 \text{ м.}$$

Производим дальнейшие вычисления, принимая эту отметку горизонта кривой подпора за исходную точку для отрезков II и III .

Величины $II F_{st}$ и $II p_{st}$ должны быть исправлены по отметке горизонта, равной 211,111, т. е. по $z_{II} = 2,201$ м. Поэтому $II F_{st} = 270,0 \text{ м}^2$ и $II p_{st} = 64,7 \text{ м.}$

Для предварительного определения $III F_{st}$ принимаем, что кривая подпора проходит по прямой линии до профиля III от A через C до D (фиг. 80). Это дает отметку горизонта подпора в D (фиг. 80).

$$211,111 + \frac{1300}{1500} \cdot 0,111 = 211,111 + 0,096 = 211,207 \text{ м.}$$



Фиг. 81.

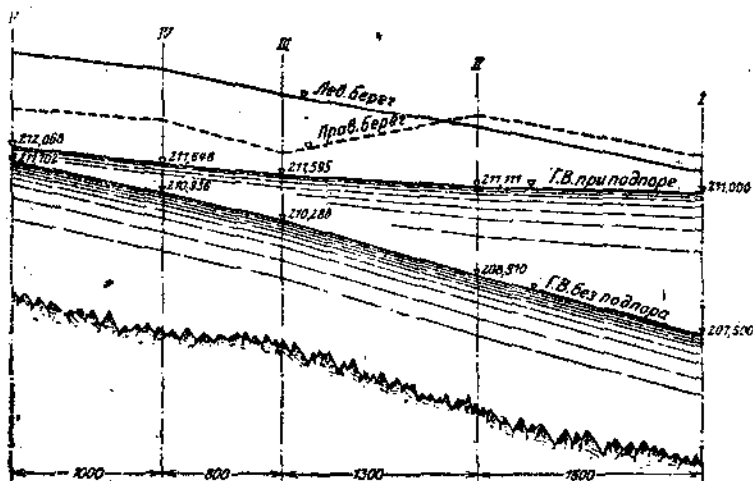
Это соответствует предположению, что для участка II—III $\Delta y = 0,96$. Поэтому:

$$z_{III} = 211,207 - 210,288 = 0,919 \text{ м.}$$

Этому z_m соответствуют $mF_{st} = 200,0 \text{ м}^2$; $III P_{st} = 64,0 \text{ м}$. Таким образом по участку II—III

$$mF_{st} = \frac{II F_{st} + III F_{st}}{2} = \frac{270,0 + 200,0}{2} = 235,0 \text{ м}^2,$$

$$mP_{st} = \frac{II P_{st}' + III P_{st}}{2} = \frac{64,7 + 64,0}{2} = 64,35 \text{ м},$$



Фиг. 82.

$$mR_{st} = \frac{mF_{st}}{mP_{st}} = \frac{235,0}{64,35} = 3,65 \text{ м},$$

$$mc_{st} = 45,3$$

$$\Delta y' = 1300 \cdot \left(\frac{300}{45,3} \right)^2 = \frac{64,35}{235,0} = 0,282 \text{ м.}$$

Горизонт подпора, следовательно, проходит не через точку D, через точку E профиля и имеет отметку:

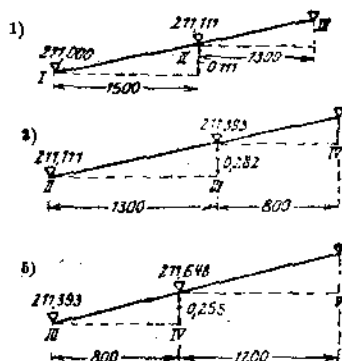
$$211,111 + \Delta y' = 211,111 + 0,281 = 211,393 \text{ м},$$

откуда

$$z_{III} = 211,393 - 210,288 = 1,105 \text{ м.}$$

Теперь следует снова найти исправленные величины $III F_{st}'$ и $III P_{st}$ и тем самым определить положение горизонта подпора в профиле IV т. д.

Все это вычисление может быть произведено весьма просто и наглядно в виде таблицы. Таблица 23 дает это вычисление вместе с краткими цифровыми пояснениями.



Результат внесен в поперечные профили (фиг. 81) и продольный профиль (фиг. 82). В последнем случае мы отступили от обычно применимого искажения масштаба 1:1000 ввиду сравнительно короткого протяжения реки.

Однако здесь придерживались обычая принимать течение слева направо, вычерчивать линию левого берега и обозначать пунктиром правую, невидную для зрителя.

Рисунки к табл. 23.

Обозначение профиля	Отметки горизонта		z из первого опытного вычисления; нижнее число — исп- равленная величина z'	F _{st} из первого опытного вычисления; нижнее число — исп- равленная величина F _{st}	m ^{F_{st}}	
	Без подпора; бытовой горизонт	При подпоре				
		Первое опытное вычисление				Исправлен- ная отметка
1	2	3	4	5	6	7
I	207,500	—	211,000	3,500	412,0	} 337,0
II	208,910	211,000	—	2,09	262,0	
III	208,910	—	211,111	2,201	270,0	} 235,0
IV	210,288	211,207 ¹	—	0,919	200,0	
V	210,288	—	211,393 ²	1,105	212,0	} 211,0
VI	210,936	211,566 ³	—	0,630	210,0	
VII	210,936	—	211,648 ⁴	0,712	215,0	} 193,0
VIII	211,702	212,030 ⁵	—	0,328	171,0	
IX	211,702	—	212,068 ⁶	0,366		

¹ $211,111 + \frac{1300}{1500} \cdot 0,111 = 211,111 + 0,096 = 211,207$, т. е. Δy для II и III приня

² Исправленная отметка горизонта подпора в III $211,111 + 0,282 = 211,393$ м.

³ $211,393 + \frac{800}{1300} \cdot 0,282 = 211,393 - 0,173 = 211,566$, т. е. Δy для III—IV приня

⁴ Исправленная отметка горизонта подпора в IV $211,393 + 0,255 = 211,648$ м.

⁵ $211,648 + \frac{1200}{800} \cdot 0,255 = 211,648 + 0,382 = 212,030$, т. е. Δy для VI—V приня

⁶ Исправленная отметка горизонта подпора в V $211,648 + 0,420 = 212,068$ м.

Задача 31. Построение кривой спада для прямоугольного канала при разных уклонах. Критическая глубина. Два водохранилища соединены между собой лотком, профиль которого задан. Какова будет кривая спада, если лоток должен пропускать $2,00 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при глубине 60 см в начале лотка, и если уклон дна лотка будет равен:

а) $J = +0,50/00,$

б) $J = \pm 0,00/00,$

в) $J = -0,50/00.$

Дно и вертикальные стенки лотка покрыты бутовым камнем. Ширина лотка в свету равна $2,50 \text{ м}$.

Решение. Общее уравнение неравномерного движения будет

$$h = \frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot \sum \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] + Q^2 \sum \frac{\rho \cdot l}{c^2 F^3}.$$

Таблица 23.

P_{st} первого опытного числения; нижнее число — ис- численная величина P'_{st}	mP_{st}	mR_{st}	$m c_{st}$	Расстояние между профилями Δx	$\Delta x \left(\frac{Q}{m c_{st}} \right)^2 \cdot \frac{m P_{st}}{m F_{st}^3}$	$\Delta y'$
8	9	10	11	12	13	14
80,6 64,2	} 72,4	4,66	48	1 500	$1 500 \cdot \left(\frac{300}{48} \right)^2 \cdot \frac{72,4}{337,0^3}$	0,111
64,7 64,0						
64,9 64,8	} 64,35	3,65	45,3	1 300	$1 300 \cdot \left(\frac{300}{45,3} \right)^2 \cdot \frac{64,35}{235,0^3}$	0,282
65,2 61,4						
	} 64,9	3,25	44,2	800	$800 \cdot \left(\frac{300}{44,2} \right)^2 \cdot \frac{64,9}{211,0^3}$	0,255
	} 63,3	3,05	43,5	1 000	$1 000 \cdot \left(\frac{300}{43,5} \right)^2 \cdot \frac{63,3}{193,0^3}$	0,420

ным $0,096$ как первая опытная величина.

ным $0,173 \text{ м}$ как первая опытная величина.

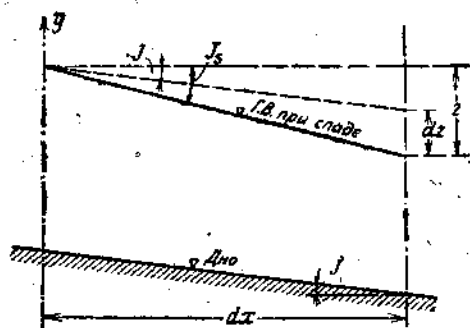
ным $0,382$ как первая опытная величина.

На участке лотка длиной dx поверхностный уклон дает падение z (фиг. 83). Если учесть это в основном уравнении неравномерного движения и принять $\alpha = 1,0$, то получится:

$$z = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] + \left(\frac{Q}{c} \right)^2 \cdot \frac{\rho \cdot dx}{F^3}$$

По фиг. 83 получается

$$\frac{z}{dx} = J_t = J + \frac{dz}{dx}, \quad z = J \cdot dx + dz$$



Фиг. 83.

Следовательно

$$\begin{aligned} J \cdot dx + dz &= \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] + \\ &+ \left(\frac{Q}{c} \right)^2 \cdot \frac{\rho \cdot dx}{F^3} \\ dx \cdot \left[\left(\frac{Q}{c} \right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} - J \right] &= \\ = dz - \frac{Q^2}{2g} \cdot \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] \end{aligned}$$

$$dx = \frac{dz - \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right]}{\left(\frac{Q}{c} \right)^2 \cdot \frac{\rho}{F^3} - J}$$

Подставляем в это уравнение еще

$$\frac{1}{2} \left[\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right] = \frac{F_0^2 - F_u^2}{2 \cdot F_u^2 \cdot F_0^2} = \frac{F_0 + F_u}{2} \cdot \frac{F_0 - F_u}{F_u^2 \cdot F_0^2}$$

и учитываем, что

$$\frac{F_0 + F_u}{2} = F_m$$

далее

$$F_u^2 \cdot F_0^2 \approx F_m^4$$

Последнее получается следующим образом:

$$\begin{aligned} F_u^2 \cdot F_0^2 &= \left[F_m - \frac{F_0 - F_u}{2} \right]^2 \cdot \left[F_m + \frac{F_0 - F_u}{2} \right]^2 = \\ &= \left[F_m^2 - \left(\frac{F_0 - F_u}{2} \right)^2 \right]^2 \end{aligned}$$

Далее можно пренебречь выражением $\left(\frac{F_0 - F_u}{2}\right)^2$, так как оно очень мало по сравнению с F_m^2 . Таким образом принимаем, что

$$F_u^2 \cdot F_0 \approx F_m^4.$$

Благодаря этому получается, что

$$\frac{1}{2} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) = \frac{F_0 - F_u}{E_m^3}.$$

Следовательно для окончательных значений Δx и Δz наше уравнение будет иметь следующий вид:

$$\Delta z = \frac{Q^3 \cdot \frac{F_0 - F_u}{F_m^3}}{g \cdot \frac{\rho_m}{F_m^3} - J}.$$

Таким образом уравнение кривой спада представлено в такой форме, которая допускает простое и постепенное построение кривой, причем однако предполагается постоянная форма профиля.

При расчете прежде всего заданы расход Q м³/сек, живое сечение F_0 м², смоченный периметр ρ_0 м, следовательно и c_0 , кроме того задан уклон по дну J .

Если теперь принять определенную величину Δz и спросить себя, на каком расстоянии Δx от начальной точки кривой спада будет достигнуто это значение Δz , то мы, зная Δz , получим также F_u , ρ_u , c_u , а следовательно и

$$F_m = \frac{F_0 + F_u}{2}, \quad \rho_m = \frac{\rho_0 + \rho_u}{2}, \quad c_m = \frac{c_0 + c_u}{2}$$

последнее из

$$R_m = \frac{F_m}{\rho_m},$$

На основании всех этих данных можно уже высчитать Δx .

Повторение этого расчета дает нам различные точки кривой спада, благодаря чему определяется все положение кривой.

Подобное вычисление помещено в табл. 24.

Какой уклон по дну должен иметь данный лоток для того, чтобы при сохранении всех прочих условий в лотке существовало равномерное движение?

При глубине $t = 0,60$ м живое сечение будет:

$$F = 0,60 \cdot 2,50 = 1,50 \text{ м}^2,$$

смоченный периметр

$$\rho = 2,50 + 2 \cdot 0,60 = 3,70 \text{ м},$$

Таблица 24.

Глубина воды	Δz	F_0 F_a	$F_0 - F_a$	$\frac{F_0 + F_a}{2} = F_m$	F_m^3	$\frac{F_0^3 + F_a^3}{F_0 + F_a} = F_m^3$	$\frac{Q^3}{g} = b$	$a \cdot b$	$\Delta z - a \cdot b = Z$	$\frac{p_0 + p_m}{2} = p_m$	$\frac{F_m}{p_m} = R_m$	$c_m \Delta x \tau = 0,46$ (Барн)	$\left(\frac{Q}{c_m}\right)^2 = d$	$\frac{p_m}{p_0} = \frac{p_m}{p_a}$	$d \cdot e$
0,60	0,05	1,50	0,125	1,4375	2,975	0,0420	0,4075	0,0171	0,0329	3,70	0,394	50,2	0,00159	1,226	0,09195
0,55	0,05	1,375	0,125	1,3125	2,265	0,0551	0,4075	0,0224	0,0276	3,60	0,370	49,5	0,00163	1,567	0,00255
0,50	0,05	1,250	0,125	1,1875	1,677	0,0746	0,4075	0,0304	0,0196	3,50	0,344	48,7	0,00169	2,057	0,00351
0,45	0,05	1,125	0,125	1,0625	1,205	0,1037	0,4075	0,0422	0,0078	3,40	0,327	48,1	0,00173	2,730	0,00481
0,40	0,05	1,000	0,125							3,30					

Таблица 25.

При измерении глубины воды	J_1	$d \cdot e - J_1 = N_1$	$\frac{Z}{N_1} = \Delta x_1$	J_2	$d \cdot e - J_2 = N_2$	$\frac{Z}{N_2} = \Delta x_2$	J_3	$d \cdot e - J_3 = N_3$	$\frac{Z}{N_3} = \Delta x_3$
от 0,60 до 0,55	+ 0,00050	0,00145	22,70	0,0	0,00195	16,87	- 0,00050	0,00245	13,42
" 0,55 " 0,50	+ 0,00050	0,00205	13,46	0,0	0,00255	10,82	- 0,00050	0,00305	9,05
" 0,50 " 0,45	+ 0,00050	0,00301	6,51	0,0	0,00351	5,58	- 0,00050	0,00401	4,89
" 0,45 " 0,40	+ 0,00050	0,00431	1,81	0,0	0,00481	1,62	- 0,00050	0,00531	1,47

этому

$$R = \frac{1,50}{3,70} = 0,4055 \text{ м,}$$

и таким образом $c = 50,5$ (по Базену при $\gamma = 0,46$). Кроме того скорость при входе в лоток будет равна:

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{2,0}{1,5} = 1,333 \text{ м/сек.}$$

Тогда уклон лотка будет равен

$$J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{1,333^2}{50,5^2 \cdot 0,4055} = 0,00172 = 1,72\text{‰}.$$

При постоянном поперечном сечении лотка для того, чтобы в нем существовало равномерное движение, необходимо, чтобы поверхностный уклон был равен уклону по дну. Следовательно для достижения равномерного режима в нашем случае необходимо, чтобы поверхностный и донный уклон были равны $1,72\text{‰}$. Теперь спрашивается, как и где может наступить критическая глубина, при которой можно ожидать появления прыжка.

Для возможности появления прыжка должно быть выполнено следующее условие $\Delta x = 0$. Это условие будет выполнено уравнением:

$$\Delta z = \frac{\alpha Q^2 \cdot \frac{F_o - F_u}{g} \cdot \frac{F_m^3}{F_m^3}}{\left(\frac{Q}{c_m}\right)^2 \cdot \frac{p_m}{F_m^3} - J},$$

если числитель уравнения будет равен нулю, в то время как знаменатель одновременно $\neq 0$. (Второй случай, когда $\Delta x = 0$, т. е., когда знаменатель становится бесконечно-большим при конечной величине числителя, практически не принимается во внимание.)

Следовательно должно быть:

$$\Delta z = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{F_o - F_u}{F_m^3},$$

если одновременно

$$\left(\frac{Q}{c_m}\right)^2 \cdot \frac{p_m}{F_m^3} \neq J,$$

(т. е. знаменатель не превращается в нуль).

При

$$\alpha = 1,0, F_u = b \cdot t_u, F_o = b \cdot t_o, F_m = b \cdot t_m,$$

$$Q = v_m \cdot F_m = v_m \cdot b \cdot t_m, \Delta z = t_o - t_u$$

получаем, что

$$t_o - t_u = \frac{1}{g} \cdot \frac{b \cdot (t_o - t_u)}{b^3 \cdot t_m^3} \cdot v_m^2 \cdot b^2 \cdot t_m^2$$

или

$$t_m = \frac{v_m^2}{g}.$$

При

$$v_m = \frac{Q}{F_m} = \frac{Q}{b \cdot t_m}$$

получим:

$$t_m = \frac{Q^2}{b^2 \cdot t_m^2} \cdot \frac{1}{g}.$$

Так как t_m и есть искомая критическая глубина, то обозначаем ее через t_{gr}

$$t_m = t_{gr}^1$$

Откуда критическая глубина будет равна:

$$t_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}.$$

При $Q = 2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $b = 2,5 \text{ м}$, $g = 9,81 \text{ м}^2/\text{сек}$ t_{gr} определится следующим образом:

$$t_{gr} = \sqrt[3]{\frac{2,0^2}{2,5^2 \cdot 9,81}} = 0,402 \text{ м}.$$

Эта критическая глубина t_{gr} 0,402 м наступает:

при уклоне дна $J_1 = +0,5\text{‰}$ на расстоянии $x_{gr1} = 44,40 \text{ м}$

" " " $J_2 = \pm 0,0\text{‰}$ " " " $x_{gr2} = 34,80 \text{ м}$

" " " $J_3 = -0,5\text{‰}$ " " " $x_{gr3} = 28,80 \text{ м}$

от начала лотка.

В виду того, что при равномерном движении воды t постоянно равна 0,60 м, т. е. все время больше чем t_{gr} , то здесь конечно прыжок воды не может иметь места.

Приведем далее еще оценку практического значения произведенного расчета. Движение воды в лотке согласно расчету может происходить только до наступления критической глубины. Поэтому, если желательно сохранить заданные условия (принятую глубину у входа, выбранный уклон дна, пропускную способность и т. д.), то следует осуществить соединительный лоток такой длины, чтобы критическая глубина не была достигнута. Если же длина лотка l дана, то следует выбрать уклон по дну J таким образом, чтобы $l < x_{gr}$ или, другими словами, чтобы наименьшая возможная глубина воды при спаде была больше t_{gr} . Тогда получается ясное представление о движении воды, и применяемые до сего времени формулы остаются в силе.

¹ По техническим причинам глубины в задачах обозначены через t (как это дано в немецком издании). Оставляем также обозначение критической глубины через t_{gr} взамен принятого у нас $h_{кр}$.

Прим. ред.

На фиг. 84 в масштабе 1:20 нанесены кривые спада и показана глубина t_{gr} для различных уклонов дна.¹

расчет сифона и примыкающего к нему сбросного трубопровода (стойный канал и трубопровод). Общий случай неравномерного течения при переменных поперечных сечениях. Линии энергии. Покойное течение. Бурное течение. Критическая глубина.

Задача 32. Аванкамера гидроэлектрической станции на случай разрушки турбин для сброса излишней воды снабжена сифонным водопуском, состоящим из двух отверстий. Вода, сбрасываемая сифонами на дальнейший спуска в нижний бьеф, через короткий лоток подводится к холостому трубопроводу. Эскизное изображение этой схемы, представленное на фиг. 85, дает все необходимые данные для расчета этого сооружения.

1. Каковы должны быть размеры сифонного водоспуска, если он при напоре сифона в $h=8,10$ м должен пропускать расход воды, равный

$$Q = 28 \text{ м}^3/\text{сек},$$

если обусловлено, что при надлежащем выполнении выбранной конструкции коэффициент полезного действия сифона $\mu = 60\%$.²

2. Каково будет изменение кривой свободной поверхности водоспуска на протяжении всего водосбросного сооружения и к какому расчетному и конструктивному решению оно приводит?

Решение. I. Сифон и водобойная часть лотка до сечения II. Скорость воды в выходном сечении, если пренебречь потерями в последнем, равна

$$v_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2g \cdot 8,10} = 12,60 \text{ м/сек}.$$

Трение воды о стенки сифона, поперечное сжатие на закруглениях, завихрения и т. п. обуславливают потерю энергии, так что только лишь некоторая часть h' от существующего напора сифона может перейти в скорость.

Повтому действительная выходная скорость из сифона будет равна:

$$v_1' = \sqrt{2gh'}.$$

Отношение обеих скоростей дает коэффициент полезного действия сифона

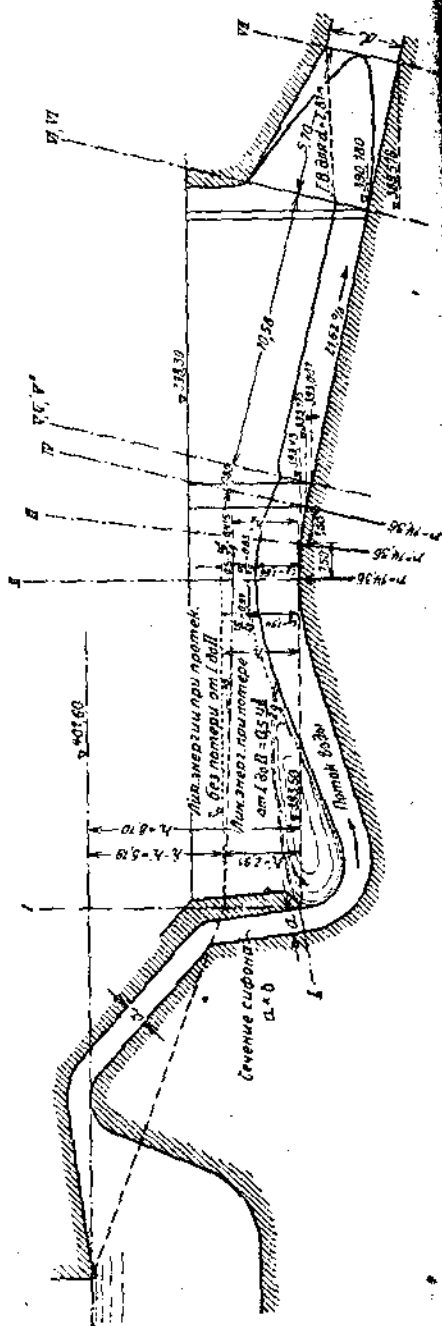
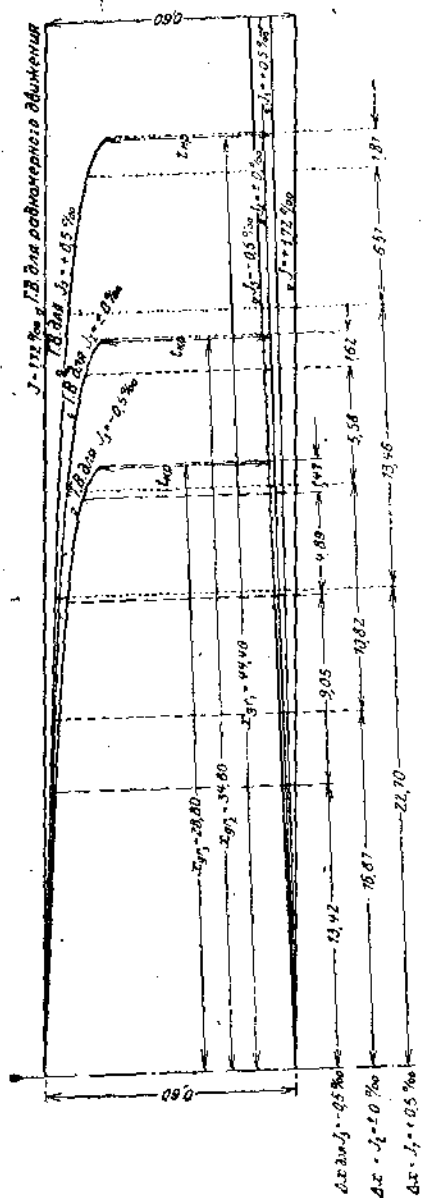
$$\mu = \frac{v_1'}{v_1} = \frac{\sqrt{2gh'}}{\sqrt{2gh}} = \frac{\sqrt{h'}}{\sqrt{h}}.$$

Так как μ и h даны, то

$$h' = \mu^2 \cdot h = 0,60^2 \cdot 8,10^3 = 2,91 \text{ м}.$$

¹ Указанную задачу можно решить также при помощи уравнений и таблиц Бресса Бахметева. Решение при помощи таблиц более просто. Следует еще отметить, что если канал будет длиннее чем x_{gr} , то он при глубине в начале канала в 0,6 м не пропустит расхода в 2,0 м³/сек. В таком случае придется решать задачу о нахождении пропускной способности лотка. Н. Л.

² По опытам с моделями гидростанции Средний Изар, гидравлической лаборатории Мюнхенского Высш. техн. училища, получается коэффициент полезного действия сифона $\mu = 75\%$, причем предполагается, что внутри сифон имеет гладкую зацементированную поверхность. В нашей задаче для большей надежности берем $\mu = 60\%$.



Тогда выходная скорость

$$v_1' = \sqrt{2g \cdot 2,91} = 7,55 \text{ м/сек}$$

составит 60% от v_1 .

Зная выходную скорость, на основании уравнения непрерывности найдем площадь выходного сечения сифона F :

$$F = \frac{Q}{v_1'} = \frac{28,0}{7,54} = 3,71 \text{ м}^2.$$

Если расход воды, доставляемой сифоном, сбрасывается в водоем или реку, повышение горизонта которых от притока воды незначительно, то при расчете можно ограничиться выбором размеров a и b прямоугольного сечения сифона. Здесь лишь требуется соблюдение основных положений, обеспечивающих, с одной стороны, хороший коэффициент полезного действия сифона, а с другой — наименьшие строительные и эксплуатационные расходы.

В нашем случае вода из сифона через короткий соединительный лоток должна быть подведена к сбросному трубопроводу. Ниже выходной кромки сифона устроен водобойный колодец, причем так, что соединяющего лотка сначала повышается до отметки выходного сечения сифона, а затем с равномерным уклоном идет до того места, где начинается сбросный трубопровод.

Мы хотим теперь обратить внимание на то состояние водотока, которое имеет место в сечении, соответствующем перелому дна соединяющего лотка. Сбрасываемая сифоном вода ($28 \text{ м}^3/\text{сек}$) в своем движении по лотку должна переливаться через этот перелом дна в силу того, что напор сифона (потенциальная энергия) может превратиться в кинетическую энергию.

Если обозначим скорость потока в наивысшей точке канала (сечение II) через v_{II} , то соответствующий этой скорости (кинетической энергии) скоростный напор будет соответственно равен величине $\frac{v_{II}^2}{2g}$ (в метрах).

Поэтому положение линии энергии над точкой перелома дна, при глубине в этом месте, равной t_{II} (фиг. 85), определится из

$$h'' = t_{II} + \frac{v_{II}^2}{2g}.$$

Спрашивается теперь, какова должна быть минимальная величина h'' , чтобы через это сечение мог пройти расход воды в $28 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Если обозначим ширину прямоугольного канала в сечении II—II через b , то, выразив v_{II} через

$$v_{II} = \frac{Q}{F_{II}} = \frac{Q}{b \cdot t_{II}},$$

получим

$$h'' = t_{II} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{b^2 \cdot t_{II}^2}.$$

Истечение через место перелома дна (через наивысшую точку дна лотка) совершится так, что h'' будет иметь минимальную величину. Это значит, что

$$\frac{dh''}{dt_{II}} = 0$$

и

$$\frac{d^2h''}{dt_{II}^2} > 0.$$

Дифференцируя, получим:

$$\frac{dh''}{dt_{II}} = 1 - \frac{2}{2g} \cdot \frac{Q^2}{t_{II}^3 \cdot b^2} = 0,$$

откуда

$$t_{II}^3 = \frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{b^2}$$

или

$$t_{II} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{b^2}}.$$

Тогда

$$v_{II} = \frac{Q}{b} \cdot \sqrt[3]{\frac{g b^2}{Q^2}} = \sqrt[3]{\frac{Q^3 \cdot b^2 \cdot g}{b^3 \cdot Q^2}} = \sqrt[3]{\frac{Q}{b} \cdot g}.$$

и

$$\frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g^3 b^3} \cdot g^2} = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \frac{1}{2} t_{II}.$$

Поэтому

$$h'' = t_{II} + \frac{1}{2} t_{II} = \frac{3}{2} t_{II}.$$

Для наивыгоднейшего истечения будет следовательно:

$$\frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{1}{2} t_{II}$$

и

$$h'' = \frac{3}{2} t_{II}.$$

Если движение воды от сечения I до сечения II происходит без потерь, тогда энергия воды в сечении I должна быть равна энергии воды в сечении II .

Таким образом линия энергии между этими двумя сечениями должна идти горизонтально.

¹ Последнее условие выполнимо, потому что $\frac{d^2h''}{dt_{II}^2} = + \frac{3}{g} \cdot \frac{Q^2}{t_{II}^2 \cdot b^2}$, а так как t_{II} и b — величины конечные, то $\frac{d^2h''}{dt_{II}^2} > 0$.

При данных условиях (равенство отметок нижней кромки сифона и дна лотка в сечении II) будет следовательно:

$$h' = h''.$$

В соответствии с найденной выше величиной

$$h' = 2,91 \text{ м},$$

$$h'' = 2,91 \text{ м}$$

$$t_{II} = \frac{2}{3} h'' = 1,94 \text{ м}.$$

Теперь представляется возможность из отношения

$$t_{II} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{b^2}}$$

определить ширину канала

$$b = \sqrt[2]{\frac{Q^2}{gt_{II}^3}} = \sqrt[2]{\frac{28,0^2}{9,81 \cdot 1,94^3}} = 3,31 \text{ м}.$$

Отсюда видим, что найденная таким образом минимальная ширина лотка, при условии движения воды от I до II сечения без потерь, является совершенно необходимой для того, чтобы пропустить весь требуемый расход сифона Q . Найденная выше глубина t_{II} представляет не что иное как „критическую глубину“, являющуюся граничным состоянием между „бурным“ и „спокойным“ движением потока.

Таким образом бурное состояние потока может быть охарактеризовано тем, что $v > gt$ (средняя скорость больше критической скорости). Тогда для нашего случая

$$v_{II} = \sqrt{gt_{II}}$$

или, так как

$$v_{II} = \frac{Q}{b \cdot t_{II}},$$

$$\sqrt{gt_{II}} = \frac{Q}{b \cdot t_{II}}.$$

При $Q = 28,0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $b = 3,31 \text{ м}$ и $t_{II} = 1,94 \text{ м}$ обе стороны уравнения будут равны $4,35 \text{ м}/\text{сек}$.

Каковы теперь будут условия, если ширина лотка будет несколько иной, чем найденная по расчету $b = 3,31 \text{ м}$?

Для любой ширины имеем:

$$h'' = t + \frac{v^2}{2g} = 2,91 \text{ м}$$

$$2,91 = t + \frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{b^3};$$

при $Q = 28,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ получим:

$$2,91 = t + 40 \cdot \frac{1}{b^3}.$$

Для $b < 3,31 \text{ м}$ (например, $b = 3,00 \text{ м}$) уравнение вообще не даст положительного значения t , при котором линия энергии находится на $2,91 \text{ м}$ выше дна. Это значит, что при данном положении линии энергии невозможно пропустить требуемые $28 \text{ м}^3/\text{сек}$ через сечение, ширина которого меньше $3,31 \text{ м}$. Собственно говоря, другого и нельзя было ожидать, потому что определению ширины $b = 3,31 \text{ м}$ предшествовало условие, что h'' будет иметь минимальное значение, или, что то же самое, для данного положения линии энергии (для данного h'') и для данного Q полученная ширина b является минимальной. Для $b > 3,31 \text{ м}$ выражение $\frac{40}{b^3}$ будет меньше. Чтобы теперь выполнить условие, что

$$t + \frac{40}{b^3} \cdot \frac{1}{t^2} = 2,91 \text{ м},$$

необходимо подбирать значения $t > t_{II}$ или $t < t_{II}$.

Например для $b = 4,00 \text{ м}$ получим

$$t + \frac{40}{16} \cdot \frac{1}{t^2} = t + 2,5 \frac{1}{t^2} = 2,91.$$

Этому уравнению удовлетворяют следующие значения $t_1 = 1,21 \text{ м}$ и $t_2 = 2,50 \text{ м}$.

Для $t_1 = 1,21 \text{ м}$ будет $F = 1,21 \cdot 4,00 = 4,84 \text{ м}^2$, и

$$v = \frac{28,0}{4,84} = 5,80 \text{ м/сек}.$$

Так как

$$v_{кр} = \sqrt{gt_1} = \sqrt{9,81 \cdot 1,21} = 3,45 \text{ м/сек} < 5,80 \text{ м/сек},$$

следовательно при глубине воды $t_1 = 1,21 \text{ м}$ и ширине $b = 4,0 \text{ м}$ в лотке имеет место „бурное“ течение.

Для $t_2 = 2,5 \text{ м}$, $F = 2,50 \cdot 4,00 = 10,0 \text{ м}^2$, $v = \frac{28,0}{10,0} = 2,8 \text{ м/сек}$.

Так как

$$v_{кр} = \sqrt{gt_2} = \sqrt{9,81 \cdot 2,50} = 4,95 \text{ м/сек} > 2,8 \text{ м/сек},$$

то при глубине $t_2 = 2,5 \text{ м}$ и ширине $b = 4,00 \text{ м}$ в лотке имеет место „спокойное“ течение. Это значит, что в данном случае между I и II сечениями произошло изменение в режиме движения жидкости.

Во всяком случае, благодаря отсутствию резких изменений в живом сечении или прочих местных потерь, нет причины, вызывающей

переход от „бурного“ течения к спокойному. Поэтому, вообще говоря, едва ли можно ожидать изменений в установившемся уже режиме водотока. Эта перемена режима течения является тем менее возможной, чем больше будет средняя скорость по сравнению со скоростью „критической“ ($v_{кр}$).

Исходя из сказанного, можно прежде всего заключить, что, начиная от сифона, неизменность существования „бурного“ течения тем вероятнее, чем больше ширина лотка b будет превышать величину 3,31 м. Однако возможно, что на основании каких-либо неучтенных обстоятельств может возникнуть подобное изменение режима. В последнем случае это изменение в сечении II тем неблагоприятнее (появление прыжка, очень малая скорость, большая глубина II), чем больше будет ширина лотка.

Какова же будет наивыгоднейшая ширина лотка? Очевидно та, для которой изменение режима водотока не вызывает никакого нарушения в условиях его движения. И этот случай соответствует опять-таки „критической глубине“ t_{II} , потому что режим водотока для этой глубины представляет границу между „бурным“ и „спокойным“ его состоянием, следовательно здесь как бы одновременно имеет место „бурное“ и „спокойное“ течение.

Таким образом описанные выше неприятные последствия, имеющие место при переходе от „бурного“ к „спокойному“ течению, сами собой отпадают. Стало быть, ширину лотка b в сечении II рассчитываем окончательно, исходя из „критической глубины“.

Определение величин t_{II} и b было произведено, принимая, что на участке между сечениями I и II нет никаких потерь. Практически однако это неосуществимо, потому что на участке I—II неизбежно будут иметь место не только потери на трение воды о стенки лотка, но кроме того и турбулентное движение приводит к потерям энергии вследствие ударов, завихрений и т. д.

Некоторая доля энергии пойдет также и на особого вида потери, обусловленные возникновением в лотке между сечениями I и II перекрывающего вала (фиг. 85).

Правда, возможно избежать образования этого водоворота, выбрав более крутое расположение выходного отверстия сифона, тем не менее все же необходимо учитывать потери, связанные с этим явлением. Аналитически определить названные потери не представляется возможным, поэтому ими придется задаваться.

В расчетах принимаем эти потери равными $0,5 \cdot \frac{v_{II}^2}{2g}$. Это значит, что линия энергии в сечении II будет на $0,5 \cdot \frac{v_{II}^2}{2g}$ ниже, чем в сечении I, следовательно

$$h_{II}'' = h' - 0,5 \cdot \frac{v_{II}^2}{2g}.$$

С другой стороны, по выведенному ранее

$$h_{II}'' = t_{II} \cdot \frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{3}{2} t_{II}.$$

Поэтому должно быть

$$h' - 0,5 \frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{3}{2} t_{II}.$$

Для

$$\frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{1}{2} t_{II}$$

имеем:

$$h' - \frac{1}{4} t_{II} = \frac{3}{2} t_{II}$$

или

$$t_{II} = \frac{4}{7} h.$$

Для $h' = 2,91$ м получим:

$$t_{II} = \frac{4}{7} \cdot 2,91 = 1,66 \text{ м}$$

и

$$b_{II} = \sqrt{\frac{Q^2}{gt_{II}^3}} = \sqrt{\frac{28,02}{9,81 \cdot 1,66^3}} = 4,18 \text{ м.}$$

Таким образом лоток для сечения II является окончательно рассчитанным. Следовательно учет потерь $0,5 \frac{v_{II}^2}{2g}$ приводит к ширине b_{II} на $4,18 - 3,31 = 0,87$ м большей, чем предельная ширина, вычисленная при течении жидкости на участке I—II без каких-либо потерь.

В то время как в последнем случае средняя скорость в сечении II получалась равной 4,35 м/сек, теперь она будет:

$$v_{II} = \sqrt{gt_{II}} = \sqrt{9,81 \cdot 1,66} = 4,04 \text{ м/сек.}$$

Спрашивается теперь, зависит ли ширина отверстия сифона от найденной величины $b_{II} = 4,18$, или она может быть запроектирована независимо от этого.

Мы достигнем устойчивого режима потока, если стенки лотка будем вести параллельно, следовательно если мы и ширину сифона (в свету) возьмем равной 4,18 м.

Соответственно этому высота отверстия сифона (в свету) будет;

$$a = \frac{F}{b} = \frac{3,71}{4,18} = 0,89 \text{ м.}$$

С точки зрения потерь на трение о стенки полученные размеры $0,89 \cdot 4,18$ отнюдь не удовлетворяют этим потерь. Для этого должно быть выбрано

$$a = b = \sqrt{F} = \sqrt{3,71} = 1,93 \text{ м.}$$

Однако здесь потеря на трение значительно меньше по сравнению с таковыми на закруглениях вследствие имеющегося там сжатия

тру, так что первые не играют решающей роли при выборе размеров отверстия сифона.

Основная цель, которую стремятся достигнуть установкой сифона, — насколько возможно непосредственное автоматическое действие его в случае повышения горизонта в аванкамере выше установленной максимальной отметки.

Этой цели достигают, если необходимая высота всасывающего напора получается не очень большой. Но такая высота напора приводит к большой ширине отверстия. Поэтому Гейн (Heyn) предложил применять зигзагообразную верхнюю кромку водослива, благодаря чему при увеличенной подобным образом ширине отверстия уменьшается высота его. Исходя из вышеприведенных соображений, выбираем окончательные размеры отверстия сифона $4,18 \times 0,89$, делая отверстия для двух сифонов смежными, с параллельно расположенными сторонами.

На этом закончим исследование сифона и водобойной части лотка до сечения II, соответствующего наивысшей точке дна лотка. Соответствующее изменение поверхности водотока показано на фиг. 85.

2. Определение изменения свободной поверхности от сечения II до начала сбросного трубопровода.

Как видно из фиг. 90 и 91 (см. ниже) засасываемая сифоном вода посредством сбросного трубопровода подводится к месту, где расположен гаситель. При этом, начиная с сечения V включительно, расчетный расход будет равен $2,28 = 56 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Прежде всего разберем, возможен ли пропуск вышеуказанного расхода воды лотком выбранной конструкции и кроме того достаточны ли размеры самого трубопровода.

Последнее предполагает предварительное знакомство с характером уклона непосредственно перед входом в трубопровод.

Эти интересующие нас данные мы получим, уяснив себе сначала характер движения воды от сечения II до начала трубопровода. Расчет ведем последовательно, так как режим водотока ниже сечения II нам еще неизвестен.

Участок II—III (фиг. 85).

Понижение дна лотка на участке от II до III:

$$h = 14,36 - \sqrt{14,36^2 - 1,50^2} = 0,75 \text{ м.}$$

Отметка дна в сечении III:

$$393,50 - 0,075 = 393,43 \text{ м.}$$

Скоростной напор в сечении III:

$$h_{III} = h_{II} + 0,075 - 0,01$$

(равно скоростной напор в сечении II плюс приращение высоты падения от II до III минус напор, необходимый на преодоление трения от II до III).

Потерями на трение от II до III задаемся, беря их равными 0,01 м.

Скоростной напор в II:

$$\frac{v_{II}^2}{2g} = \frac{t_{II}}{2} = \frac{1,66}{2} = 0,83 \text{ м.}$$

Тогда

$$h_{III} = 0,83 + 0,075 - 0,01 = 0,90 \text{ м.}$$

Этому сечению II соответствует скорость

$$v_{II} = \sqrt{2gh_{III}} = 4,43 \cdot \sqrt{0,90} = 4,20 \text{ м/сек.}$$

Живое сечение

$$F_{III} = \frac{Q}{v_{III}} = \frac{28,0}{4,20} = 6,68 \text{ м}^2,$$

откуда глубина водотока

$$t_{III} = \frac{F_{III}}{b_{III}} = \frac{6,68}{4,18} = 1,60 \text{ м.}$$

Гидравлический радиус

$$R_{III} = \frac{F_{III}}{p_{III}} = \frac{6,68}{4,18 + 2 \cdot 1,60} = 0,905 \text{ м.}$$

Для $\gamma = 0,30$ (бетонное дно и стенки) получим $c_{III} = 66,15$.

В сечении II соответствующие величины

$$v_{II} = 4,04 \text{ м/сек,}$$

$$F_{II} = t_{II} \cdot b_{II} = 1,66 \cdot 4,18 = 6,93 \text{ м}^2,$$

$$R_{II} = \frac{F_{II}}{p_{II}} = \frac{6,93}{4,18 + 2 \cdot 1,66} = 0,925 \text{ м,}$$

$$c_{II} = 66,35.$$

Тогда потеря напора на трение от сечения II до сечения III будет

$$h_r = \frac{v^2 l}{c^2 k}.$$

Если v , R и c — соответствующие средние величины для сечений II и III, то получим

$$h_r = \frac{4,12^2 \cdot 1,50}{66,25^2 \cdot 0,915} = 0,006 \text{ м.}$$

Внося поправку, получим для сечения III следующие исправленные значения:

$$h_{III} = 0,83 + 0,075 - 0,006 = 0,904 \text{ м}$$

$$v_{III} = 4,43 \cdot \sqrt{0,904} = 4,21 \text{ м/сек,}$$

$$F_{III} = \frac{28,0}{4,21} = 6,65 \text{ м}^2$$

$$t_{III} = \frac{6,65}{4,18} = 1,59 \text{ м}$$

$$R_{III} = \frac{6,65}{7,36} = 0,905 \text{ м}$$

$$c_{III} = 66,15.$$

Участок III—IV.

Понижение дна лотка на участке от III до IV:

$$393,43 - 393,175 = 0,255 \text{ м.}$$

Потери на трение на участке III—IV принимаем равными 0,007 м, да скоростный напор в сечении IV

$$h_{IV} = 0,904 + 0,255 - 0,007 = 1,152 \text{ м}$$

$$v_{IV} = 4,43 \cdot \sqrt{1,152} = 4,75 \text{ м/сек},$$

$$F_{IV} = \frac{28,0}{4,75} = 5,89 \text{ м}^2,$$

$$t_{IV} = \frac{5,89}{4,18} = 1,40 \text{ м},$$

$$R_{IV} = \frac{5,89}{6,98} = 0,843 \text{ м},$$

$$c_{IV} = 65,5.$$

Потери на трение на участке III—IV

$$h_r = \frac{4,48^2 \cdot 1,50}{65,82^2 \cdot 0,874} = 0,008 \text{ м},$$

исправленные величины для сечения IV:

$$h_{IV} = 0,904 + 0,255 - 0,008 = 1,151 \text{ м},$$

$$v_{IV} = 4,43 \cdot \sqrt{1,151} = 4,75 \text{ м/сек.}$$

Остальные величины остаются без изменения.

Участок IV—V.

Сечение V совпадает с конечной гранью стенки, отделяющей между собой отверстия сифона. От этого сечения пойдет общий лоток для обоих сифонов. От сечения IV до V имеет место расширение лотка. Дно канала в сечении V лежит на отметке 393,007 м, следовательно приращение падения от IV до V равно:

$$393,175 - 393,007 = 0,168 \text{ м.}$$

Заданная потеря на трение равна 0,006 м, тогда

$$h_V = 1,151 + 0,168 - 0,006 = 1,313 \text{ м},$$

$$v_V = 4,43 \cdot \sqrt{1,313} = 5,08 \text{ м/сек},$$

$$F_V = \frac{28,0}{5,08} = 5,51 \text{ м}^2.$$

Ширина канала равна:

$$4,18 + 0,35 = 4,53 \text{ м},$$

следовательно

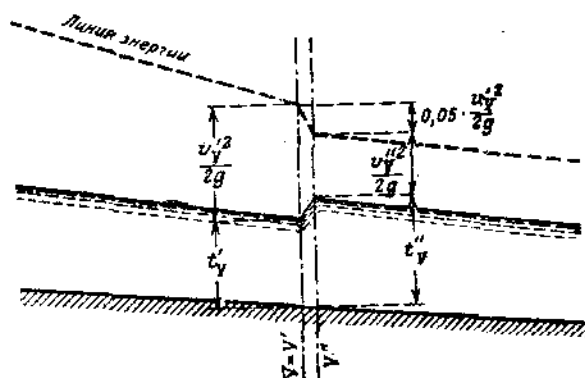
$$t_v = \frac{5,51}{4,53} = 1,22 \text{ м},$$

$$R_v = \frac{5,51}{4,53 + 2 \cdot 1,22} = \frac{5,51}{6,97} = 0,79 \text{ м}$$

$$c_v = 65,0,$$

$$h_2 = \frac{4,91^2 \cdot 0,80}{65,25^2 \cdot 8,16} = 0,006 \text{ м}.$$

Исправлений не требуется.



Фиг. 86.

Начиная от сечения V , вниз по течению, ширина лотка будет уже равна $2 \cdot 4,53 = 9,06 \text{ м}$, причем, начиная с этого места, она должна быть рассчитана на пропуск двойного расхода:

$$Q = 2 \cdot 28,0 = 56,0 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Обозначая смежное V сечение через V' получим:

$$t_{v'} = t_v = 1,22 \text{ м},$$

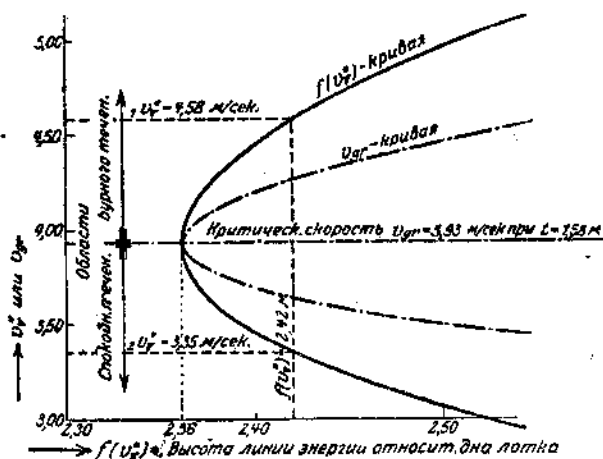
$$F_{v'} = 9,06 \cdot 1,22 = 11,02 \text{ м}^2,$$

$$v_{v'} = v_v = \frac{56,0}{11,02} = 5,08 \text{ м/сек},$$

$$R_{v'} = \frac{11,02}{9,06 + 2 \cdot 1,22} = 0,96 \text{ м}.$$

$$c_{v'} = 66,7.$$

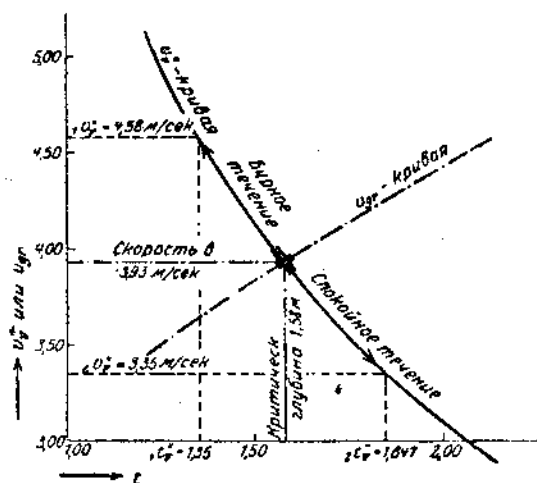
Каждому значению v_{vn} , как и ранее, соответствует величина „критической“ скорости $v_{кр} = \sqrt{g \cdot l_{vn}}$. Следовательно каждому значению $f(v_{vn})$ соответствует также определенная „критическая скорость“.



Фиг. 87.

Зависимость между $f(v_{vn})$ и $v_{кр}$ дана на фиг. 87.

Сравнивая кривые $f(v_{vn})$ и $v_{кр}$ с соответствующими значениями в табл. 26, видим, что верхняя ветвь кривой $f(v_{vn})$ соответствует



Фиг. 88.

нижней ветви кривой $v_{кр}$, и наоборот — нижней ветви кривой $f(v_{vn})$ соответствует верхняя — $v_{кр}$.

Это говорит о том, что для средней скорости $v_{vn} > 3.93$ м/сек. получается такая величина функции v_{vn} , для которой соответствующее

значения $v_{кр}$ лежат ниже критической скорости 3,93 м/сек. Другими словами, величины $v_{вн} > 3,93$ м всегда будут также $v_{кр}$. В этой части кривой мы имеем следовательно „бурный“ водоток. Здесь же находится и полученное значение корня ${}_1v_{вн} = 4,58$ м/сек.

Таблица 26.

$v_{вн}$	$f(v_{вн})$	$t_{вн}$	$v_{кр}$
5,08	2,5325	1,2175	3,455
5,00	2,510	1,237	3,480
4,90	2,4865	1,2625	3,520
4,70	2,442	1,316	3,590
4,50	2,407	1,375	3,670
4,30	2,382	1,439	3,755
4,20	2,373	1,473	3,800
4,00	2,362	1,547	3,894
3,90	2,362	1,587	3,944
3,50	2,393	1,768	4,163
3,20	2,456	1,934	4,355
3,00	2,521	2,062	4,500

С другой стороны, для средних скоростей $v_{вн} < 3,93$ м/сек „критическая скорость“, соответствующая значению функции $v_{вн}$, будет $> 3,93$ м/сек. Короче говоря, для $v_{вн} < 3,93$ м/сек $v_{кр} > 3,93$ м/сек. В этой части кривой мы имеем „спокойный“ режим водотока. Следовательно, величина корня ${}_2v_{вн} = 3,35$ м/сек соответствует „спокойному“ состоянию.¹

Еще яснее зависимость „бурного“ или спокойного режима от средней скорости и средней глубины определяется на фиг. 88, где величины $v_{вн}$ и $v_{кр}$ представлены как функции средней глубины (табл. 26).

В сечении V^н (как и в сечении II при $b > 4,18$ м) возможны два состояния водотока без изменения положения линии энергии.

Если величина скорости $v_{вн}$ вследствие имеющих место потерь попрежнему понижается с 5,08 м/сек только на 4,58 м/сек, то в лотке остается „бурное“ состояние. При этом возникает небольшой „прыжок“ воды, высота которого по расчету определяется равной $1,35 - 1,22 = 0,13$ м.

В другом случае, когда средняя скорость $v_{вн}$ падает с величины 5,08 м/сек до 3,35 м/сек, имеет место большой „прыжок“ высотой

¹ Определение режима соответствующего полученным скоростям ${}_1v_{вн} = 4,58$ м/сек и ${}_2v_{вн} = 3,35$ может быть произведено также путем подсчета критической скорости по формуле $v_{кр} = \sqrt{g \cdot t_{кр}}$. Для первого решения получим $v_{кр} = \sqrt{9,81 \cdot 1,35} = 3,54$ м/сек, т. е. ${}_1v_{вн} > v_{кр}$ и следовательно в лотке имеет место бурное состояние. Для ${}_2v_{вн} = 3,35$ м/сек получим $v_{кр} = \sqrt{9,81 \cdot 1,847} = 4,26$ м/сек имеем ${}_2v_{вн} < v_{кр}$ и следовательно спокойный режим.

Прим. перев.

1,847 — 1,22 = 0,627 ≈ 0,63 м, после чего водоток протекает уже в „спокойном“ состоянии.

Практическое значение этого явления заключается в том, что процесс перехода от „бурного“ режима к „спокойному“ сопровождается значительным уменьшением величины средней скорости, так что вода, подходя ко входу в сбросный трубопровод, будет обладать меньшей скоростью.

Это обстоятельство может повлечь за собой расширение не только входной части трубопровода, но и увеличение всего сечения в верхней части последнего. Для избежания этих нежелательных явлений, сопутствующих перемене режима водотока, необходимо всегда рассчитывать так, чтобы глубина в лотке была равна критической глубине.¹

Однако здесь мы отступаем от правила, потому что принятые нами потери $0,05 \cdot \frac{v_{V''}^2}{2g}$ распределены на большом участке и кроме того взяты с большим запасом.

В связи с этим рассмотрением вернемся опять к фиг. 87, которая показывает, что для

$$f(v_{V''}) < 2,36,$$

т. е. для потери, большей чем $2,54 - 2,36 = 0,18$ м, уравнение

$$6,19 \frac{1}{v_{V''}} + \frac{v_{V''}^2}{2g} = f(v_{V''}) < 2,36;$$

вообще говоря, не дает никакого положительного корня. Это говорит о том, что при положении линии энергии в сечении V'' ниже чем 2,36 м над дном лотка пропуск требуемого расхода воды в 56 м³/сек при принятом профиле будет невозможен.

Это нарушение пропускной способности сечения V'' несомненно передается вверх по лотку и конечно в данном случае не может не оказать влияния на напор сифона. Поэтому, для того чтобы гарантировать спокойный режим водотока, при конструировании, а затем и выполнении сооружения стремятся, насколько возможно, осуществить гладкие стенки, плавные закругления, избегая в то же время внезапных сужений или расширений сечений лотка.

Исходя из вышеприведенных соображений, для дальнейших расчетов принимаем в сечении V'' следующие величины:

$$v_{V''} = 4,58 \text{ м/сек}$$

и

$$t_{V''} = 1,35 \text{ м},$$

а потому:

$$F = 9,06 \cdot 1,35 = 12,20 \text{ м}^2;$$

$$R_{V''} = \frac{12,20}{9,06 + 2 \cdot 1,35} = 1,04;$$

$$c_v = 67,3.$$

¹ Другими словами, уклон лотка по дну был равен критическому уклону.

Участок $V'' - VI$.

Сечение VI взято в начале перехода прямоугольного лотка в криволинейный профиль. Отметка дна здесь 390,78, поэтому приращение падения будет:

$$393,007 - 390,78 = 2,227 \text{ м.}$$

Длина рассматриваемого участка равна 10,58 м. Потерями на трение от V'' до VI задаемся, беря их равными 0,12 м.

Тогда скоростной напор в VI сечении:

$$h_{VI} = \frac{4,58^3}{2 \cdot g} + 2,227 - 0,12 = 3,285 \text{ м,}$$

откуда

$$v_{VI} = 4,43 \sqrt{3,285} = 8,04 \text{ м/сек}$$

$$F_{VI} = \frac{56,0}{8,04} = 6,96 \text{ м}^2.$$

Так как

$$b_{VI} = 5,60 \text{ м,}$$

$$t_{VI} = \frac{6,96}{5,60} = 1,24 \text{ м.}$$

$$R_{VI} = \frac{6,96}{5,60 + 2 \cdot 1,24} = 0,86 \text{ м,}$$

$$c_{VI} = 65,7.$$

Потеря на трение от V'' до VI сечения:

$$h_r = \frac{6,31^3 \cdot 10,58}{66,5^3 \cdot 0,95} = 0,106 \text{ м;}$$

исправленные величины

$$h_{VI} = 3,299 \text{ м,}$$

$$v_{VI} = 4,43 \cdot 3,299 = 8,04 \text{ м/сек.}$$

Остальные величины при этом остаются неизменными.

Сечение VII совпадает с началом сбросного трубопровода. Здесь необходимо ввести в расчет потери, возникающие вследствие постепенного (скошенного) перехода прямоугольного профиля в круглое сечение.

Возьмем величину этих добавочных потерь, равную $0,05 \frac{v_{VI}^2}{2g}$. Эта потеря аналогична потере на вход в случае истечения жидкости из большого водоема, где $v = 0$, в трубу, имеющую плавно закругленное входное сечение.

Аналогично сечениям V' или V'' , положение линии энергии над дном канала в сечении VI определится из

$$t_{VI} + \frac{v_{VI}^2}{2g} = 1,24 + 3,299 = 4,539 \text{ м.}$$

Положение линии энергии над дном канала для сечения VI' будет:
 $4,539 - 0,05 \cdot 3,299 \cong 4,37$ м.

Следовательно здесь должно иметь место отношение:

$$t_{VI'} = \frac{v_{VI'}^2}{2g} = 4,37 \text{ м.}$$

Так как

$$t_{VI'} = \frac{Q}{b \cdot v_{VI'}} = \frac{56,0}{5,60 \cdot v_{VI'}} = 10,0 \frac{1}{v_{VI'}},$$

получим:

$$10,0 \frac{1}{v_{VI'}} + \frac{v_{VI'}^2}{2 \cdot g} = 4,37 \text{ м.}$$

Предполагая, что режим водотока не изменится, путем подборки находим: $v_{VI'} = 7,77$ м/сек, тогда $t_{VI'} = 1,286$ м и

$$t_{VI'} + \frac{v_{VI'}^2}{2g} = 4,366 \approx 4,37 \text{ м.}$$

Соответственно этому в сечении VI' $v_{VI'} = 7,77$ м/сек, скоростной напор

$$h_{VI'} = \frac{v_{VI'}^2}{2g} = 3,08 \text{ м;}$$

$$t_{VI'} = 1,286 \text{ м;}$$

$$F_{VI'} = t_{VI'} \cdot b = 1,286 \cdot 5,60 = 7,20 \text{ м}^2;$$

$$R_{VI'} = \frac{7,20}{5,60 + 2 \cdot 1,286} = 0,882 \text{ м;}$$

$$c_{VI} = 65,9.$$

Участок $VI' - VII$.

Во-первых, предполагаем, что продольный уклон дна участка $VI' - VII$ равен уклону на участке $V' - VI$ и уклону самого трубопровода, который он имеет начиная от сечения VII (21,62‰) (фиг. 85). Тогда отметка дна в сечении VII равна 389,576 м, откуда приращение падения от VI' к VII будет:

$$390,78 - 389,576 = 1,204 \text{ м.}$$

Расстояние между VI' и VII сечениями, измеренное по уклону, составляет 5,40 м. Задавшись потерей на трение от VI' к VII сечению, равной 0,1 м, получим величину скоростного напора в VII сечении:

$$h_{VII} = 3,08 + 1,204 - 0,10 = 4,184 \text{ м,}$$

откуда

$$v_{VII} = 4,43 \cdot \sqrt{4,184} = 9,06 \text{ м/сек}$$

и

$$F = \frac{Q}{v_{VII}} = \frac{56,0}{9,06} = 6,18 \text{ м}^2.$$

Предполагая, что круглое сечение VII будет заполнено полностью, найдем необходимый диаметр трубопровода из

$$d = \sqrt{\frac{F \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{6,18 \cdot 4}{3,14}} = 2,81 \text{ м.}$$

Тогда отметка линии энергии в сечении VII будет:

$$389,576 + t_{VII} + h_{VII} = 389,576 + 2,81 + 4,184 = 396,570 \text{ м.}$$

В сечении же VI' линия энергии будет расположена на отметке

$$390,780 + 1,286 + 3,08 = 395,146 \text{ м.}$$

Ввиду потери некоторой части напора на преодоление трения между VI' и VII сечениями линия энергии в сечении VII должна проходить ниже, чем в сечении VI'. В действительности же согласно предыдущему расчету отметка линии энергии в сечении VII лежит выше, чем в сечении VI' на 1,524 м ($396,570 - 395,146 = 1,524$). Таким образом приведенные ранее расчеты для сечения VII в той форме, как они приведены выше, не могут дать надлежащего ответа.

В чем же заключается это?

Представим себе секундный расход воды сосредоточенным в центре тяжести сечения VII, т. е. на половине глубины (так как сечение VI' имеет прямоугольную форму) или на $\frac{1,286}{2} = 0,643$ м выше дна.

Отметка центра тяжести будет:

$$390,78 + 0,643 = 391,423 \text{ м.}$$

Так как профиль VII заполнен полностью, то центр тяжести секундного расхода совпадает с центром площади круга и будет на

$$\frac{2,81}{2} = 1,405 \text{ м}$$

выше отметки дна, т. е. на отметке:

$$389,576 + 1,405 = 390,981 \text{ м.}$$

В приведенном выше расчете нами было взято приращение падения, равное 1,204 м. В действительности же это приращение уменьшается из-за повышения центра тяжести сечения самого водотока при движении его от VI' к VII сечению. Это обстоятельство является результатом перехода кинетической энергии (энергии движения) в энергию потенциальную. Иными словами, между сечениями VI' и VII имеет место подпор. Так как при этом скорость v_{VII} будет меньше, то для пропуска требуемого расхода в $56 \text{ м}^3/\text{сек}$ площадь сечения F должна быть больше $6,18 \text{ м}^2$, а следовательно и $d > 2,81 \text{ м}$.

Для того чтобы выяснить все полученные при расчете затруднения, — особенно запутанные ввиду наличия в лотке бурного потока, — принимаем следующее:¹

¹ В практическом случае, пока уклон трубы достаточен и следовательно размеры ее более или менее экономны, надежнее всего могло бы быть устройство в переходном участке VI' — VII шатры такой глубины, чтобы при $v \cong 0$ существующий напор был достаточен для образования необходимой входной скорости. При этом возможность образования подпора в лотке будет несомненно исключена.

1. В сечении VI' как и в VII имеет место одинаковая средняя скорость.

2. Для того чтобы быть более гарантированным в пропуске необходимого расхода в $56 \text{ м}^3/\text{сек}$ дополнительно к потерям на вход при $VI' - VI$, ввиду больших скоростей и сильного волнения воды в переходном участке, задаемся новой потерей для участка $VI' - VII$ равной:

$$0,40 \cdot \frac{v_{VI'}^2}{2g} = 0,40 \cdot 3,08 = 1,23 \text{ м.}$$

3. Выбираем для разреза VII такое сечение и следовательно такой диаметр, чтобы при наличии потерь в $0,4 \cdot \frac{v_{VI'}^2}{2g}$ получить в отношении скорости наивыгоднейшую степень заполнения.

Так как скоростные напоры в сечении VI' и VII равны и составляют каждый $3,08 \text{ м}$, отметка линии энергии в сечении VII должна быть на $1,23 \text{ м}$, ниже чем в сечении VI' , т. е.:

$$395,146 - 1,23 = 393,916 \text{ м.}$$

Тогда отметка горизонта воды в сечении VII будет (фиг. 87):

$$393,916 - 3,08 = 390,836 \text{ м.}$$

Так как $v_{VII} = v_{VI'} = 7,77 \text{ м/сек}$, то получим:

$$F = \frac{Q}{v_{VII}} = \frac{56,0}{7,77} = 7,2 \text{ м}^2.$$

Наиболее благоприятная степень наполнения в отношении скорости для круглого сечения будет при центральном угле около 257° .

Для $\varphi = 257^\circ$ получим выражение через π , равное:

$$\frac{257 \cdot \pi}{189} = 4,48.$$

Из табл. 11 приложения, приведенного в конце книги, для $\varphi = 4,48$ получим величину отношения

$$\frac{F}{r^2} = 2,73;$$

отсюда

$$r^2 = \frac{F}{2,73} = \frac{7,2}{2,73} = 2,64$$

или

$$r = 1,625 \approx 1,65 \text{ м.}$$

При $r_{VII} = 1,65 \text{ м}$,

$$\frac{F_{VII}}{r_{VII}^2} = 2,64;$$

откуда по табл.

$$\frac{t_{VII}}{r_{VII}} = 1,57.$$

Следовательно

$$t_{VII} = 1,57 \cdot 1,65 = 2,59 \text{ м.}$$

$$\left(\frac{R}{r}\right)_{VII} = 0,607;$$

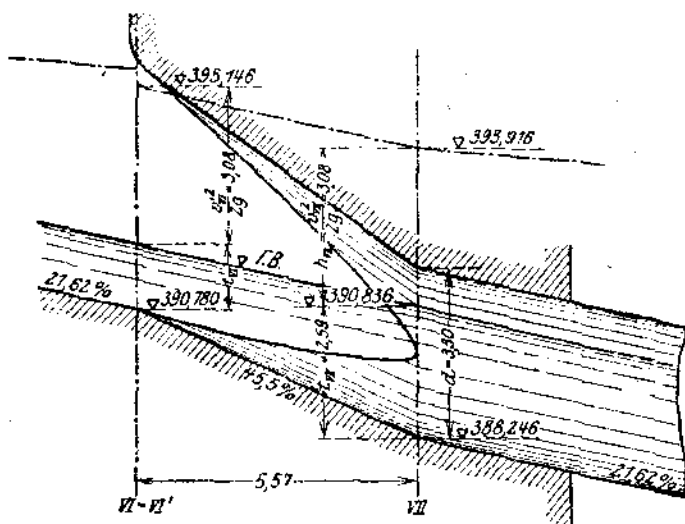
$$R_{VII} = 0,607 \cdot 1,65 = 1,00 \text{ м.}$$

Поэтому отметка дна в сечении VII будет:

$$390,836 - 2,59 = 388,246 \text{ м,}$$

откуда уклон дна на участке от VI' до VII:

$$\frac{2,534}{5,57} = 0,455 = 45,5\%.$$



Фиг. 89.

Таким образом основные конструктивные данные на этом участке сброса теперь установлены.

Определим теперь, какой режим будет иметь место в сечении VII. „Критическая скорость“ в этом сечении будет равна:

$$v_{kp} = \sqrt{gt} = \sqrt{9,81 \cdot 2,59} = 5,04 \text{ м/сек.}$$

По предыдущему средняя скорость v_{II} была определена равной $7,77 \text{ м} > v_{kp}$. Таким образом в сечении VII движение воды будет бурное, а следовательно никакого изменения в состоянии водотока не наступает.

Участок VII—VIII.

Расстояние сечения VIII от сечения VII, измеренное по горизонтали, равно 10 м.

Приращение высоты падения от VII до VIII: 2,162 м (21,62%).
На участке трубы VII—VIII делаем конический переход от $r = 1,65$ м на $r = 1,45$ м.

Начало сбросного трубопровода (сечение VII):

$$v_{VII} = 7,77 \text{ м/сек}; h_{VII} = 3,08 \text{ м};$$

$$F_{VII} = 7,20 \text{ м}^2; t_{VII} = 2,59 \text{ м}; R_{VII} = 1 \text{ м}.$$

Влияние подпора, создаваемого уменьшением сечения трубы, учитываем, приняв общие потери на участке VII—VIII равными 1 м, из которых 0,20 м приходится на потери от трения. Тогда на создание скорости или, вернее, ускорения на участке VII—VIII останется напор, равный:

$$h_{VII-VIII} = 3,08 + 2,162 - 1,00 = 4,242 \text{ м}.$$

Отсюда:

$$v_{VIII} = 4,43 \cdot \sqrt{4,242} = 9,12 \text{ м/сек};$$

$$F_{VIII} = \frac{56,0}{9,12} = 6,13 \text{ м}^2;$$

$$\left(\frac{F}{r^2}\right)_{VIII} = \frac{6,13}{1,45^2} = 2,29 \text{ м}; \left(\frac{t}{r}\right)_{VIII} = 1,76;$$

$$t_{VIII} = 1,76 \cdot 1,45 = 2,55 \text{ м};$$

$$\left(\frac{R}{r}\right)_{VIII} = 0,602; R_{VIII} = 0,87 \text{ м}.$$

Подсчёт потерь напора на трение для участка VII—VIII.
Средние величины из данных для сечений VII и VIII дают:

$$v = 8,45 \text{ м/сек},$$

$$R = 0,935 \text{ м}.$$

Принимаем для железной трубы по Базену $\gamma = 0,16$. Тогда средний коэффициент скорости для участка VII—VIII:

$$c = 73,3.$$

Длина l , на протяжении которой имеет место трение, равна:

$$l = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{10,0}{0,0775} = 10,225 \text{ м}.$$

Если

$\alpha = 12^\circ 11' 49''$ — угол наклона оси трубы, тогда

$$h_2 = \frac{8,45^2 \cdot 10,225}{73,3^2 \cdot 0,975} = 0,15 \text{ м}.$$

Выше были приняты потери напора в 1 м, из которых 0,20 м — на потери от трения. Остаток в 0,8 м считаем идущим на повышение горизонта воды вследствие сужения трубы. Эта часть напора следовательно существует в форме потенциальной энергии в промежутке VIII, так что, учитывая некоторый выигрыш в потере на трение, будем иметь всего:

$$\frac{v_{VIII}^2}{2g} + 0,8 + 0,05 = 4,242 + 0,80 + 0,05 = 5,092 \text{ м.}$$

От VIII до XI сечения диаметр трубопровода ввиду достаточной степени заполнения оставлен равным 2,9 м.

Участок VIII—IX.

Расстояние между сечениями VIII и IX, измеренное по горизонтали, равно 10 м.

Скоростной напор в IX сечении:

$$h_{IX} = h_{VIII} \text{ плюс приращение падения минус потери трения (задается);}$$

$$h_{IX} = 5,092 + 2,162 - 0,25 = 7,004 \text{ м;}$$

$$v_{IX} = 4,43 \sqrt{7,008} = 11,72 \text{ м/сек;}$$

$$F_{IX} = \frac{56,0}{11,72} = 4,78 \text{ м}^2;$$

$$\left(\frac{F}{r^2}\right)_{IX} = 2,27; \left(\frac{t}{r}\right)_{IX} = 1,36; t_{IX} = 1,97 \text{ м.}$$

$$\left(\frac{R}{r}\right)_{IX} = 0,585; R_{IX} = 0,846 \text{ м.}$$

Средние значения VIII—IX сечений:

$$v = \frac{9,12 + 11,72}{2} = 10,42 \text{ м/сек;}$$

$$R = \frac{0,87 + 0,846}{2} = 0,86 \text{ м.}$$

Потеря напора на трение на участке VIII—IX:

$$h_a = \frac{10,42^2 \cdot 10,225}{73,1^2 \cdot 0,86} = 0,242 \text{ м} \approx 0,25 \text{ м}$$

(соответствует заданному).

Подобным образом ведется расчет и дальше.

На фиг. 90 указаны полученные по расчету результаты.

Вода, которая с большой и постоянно увеличивающейся скоростью протекает в трубопроводе, захватывает с собой значительное количество воздуха. Желая избежать последствий этого засасывающего действия воды, а с ним и усилий, действующих на трубу, так же как и разрушения целостности потока (колебания в пропускной способности),

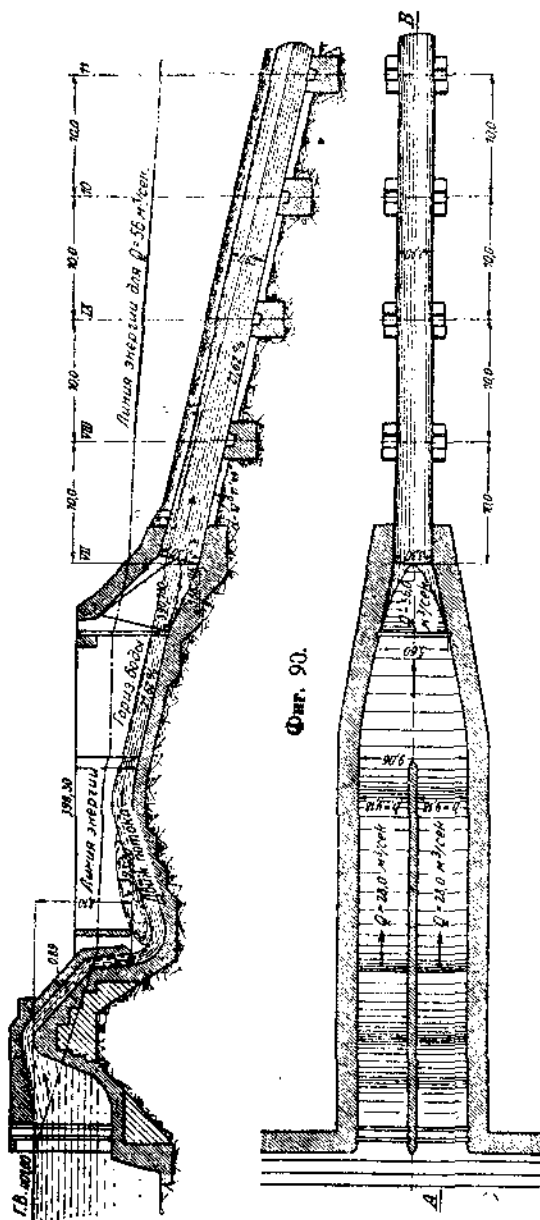
трубопровод снабжают подводящими и отводящими воздушными трубами, назначение которых — подводить воздух в бурную массу воды и в соответствующем месте отводить его. Так как в отводящих воздушных трубках, особенно в нижней части трубопровода, выходящий воздух увлекает за собой и воду, необходимо учесть при конструировании это обстоятельство.

На фиг. 90 такие трубы нанесены пунктиром.

На этом мы заканчиваем расчет сифона и сбросного трубопровода. Применяемый при этом метод расчета, не претендуя на большую точность, дает все же возможность в затруднительных случаях, пользуясь основными расчетными данными, уяснить себе картину состояния водотока в наиболее неясных местах последнего и кроме того соответствующими конструктивными мероприятиями обеспечить надлежащую работу всего сооружения.

Последние даны в ниже следующем примере, когда сбросный поток и трубопровод должны пропускать расход в 56 м/сек, исключая при этом возможность подпора (вследствие задержки части расхода), нарушающего установившийся режим водотока.

Коснемся теперь кратко вопроса, каков будет режим водотока, если сифон дает коэффициент полезного действия не 60%, как было предположено, а 75%, и если одновременно с этим вследствие неравномерности движения водотока (например, переход от „бурного“ к „спокойному“ состоянию) скорость перед входом трубопровода — следовательно немного выше сечения VI — будет мала.



Фиг. 91.

1. Режим водотока в сифоне до сечения II.
Коэффициент полезного действия сифона:

$$\mu_1 = 0,75^0/a;$$

тогда пропускная способность сифона:

$$Q = \frac{\mu_1}{\mu} Q_1 = \frac{0,75}{0,60} \cdot 28,0 = 35,0 \text{ м}^3/\text{сек};$$

эффективная высота всасывания:

$$h_1 = \mu_1^2 \cdot h = 0,75^2 \cdot 8,10 = 4,56 \text{ м.}$$

В сечении II при выбранной величине профиля канала и той же потери $0,5 \frac{V_{II}^2}{2g}$ между сечением I и II имеет место следующее отношение между h_1 и t_{II} :

$$0,5 \cdot \frac{V_{II}^2}{2g} + \frac{v_{II}^2}{2g} + t_{II} = 4,56 \text{ м,}$$

$$1,5 \cdot \frac{V_{II}^2}{2g} + t_{II} = 4,56 \text{ м,}$$

$$\frac{1,5}{2 \cdot g} \cdot \frac{Q^2}{b_{II}^2 \cdot t_{II}^2} + t_{II} = 4,56 \text{ м;}$$

$$Q = 35 \text{ м}^3/\text{сек}, \quad b_{II} = 4,18 \text{ м}$$

имеем:

$$5,34 \cdot \frac{1}{t_{II}^2} + t_{II} = 4,56 \text{ м.}$$

Здесь, как и в сечениях V' и VI, для имеющегося положения линии энергии получаются два значения t_{II} :

$$t_{II} = 1,29 \text{ м (\"бурный\" поток)}$$

$$t_{II} = 4,30 \text{ м (\"спокойный\" поток).}$$

Однако необходимо считаться с возможностью, что нарушение режима потока на участке между сечениями II и VI будет так влиять на сечение II, что здесь — хотя бы на короткое время — установится глубина $t_{II} = 4,30 \text{ м}$. (Продолжительность этого состояния незначительна, потому что волна, направленная к сифону, уменьшает его напор, а следовательно и пропускную способность.)

Во избежание перелива воды через стенки лотка, верхняя кромка последнего расположена на $4,30 + 0,50 = 4,8 \text{ м}$ выше отметки дна сечения II, т. е. на отметке:

$$393,50 + 4,80 = 398,30 \text{ м.}$$

2. Движение воды в трубопроводе.

Может ли трубопровод при выбранных размерах пропустить полный расход воды $70 \text{ м}^3/\text{сек}$?

Чтобы трубопровод мог пропустить расход в $70 \text{ м}^3/\text{сек}$, в сечении VII, т. е. в начале трубопровода, при условии полностью заполненного сечения, необходима скорость:

$$v_{\text{VII}} = \frac{Q}{F} = \frac{70}{1,05^3 \cdot 3,14} = 8,18 \text{ м/сек.}$$

Для создания этой скорости при 10% входных потерь необходимый скоростной напор будет:

$$h_{\text{VII}} = 1,1 \cdot \frac{v_{\text{VII}}^2}{2g} = 1,1 \cdot \frac{8,18^2}{19,62} = 3,76 \text{ м.}$$

В данном случае вода, находящаяся перед входом в трубу в покое, должна сама создать скоростной напор 3,76 м за счет превышения горизонта уровня над вершиной трубопровода в сечении VII на 3,76 м.

Образованный таким путем напор, до того не участвующий в преодолении входных потерь, преобразуется теперь в скорость, так что давление в вершине трубопровода в сечении VII равно нулю.

Если бы вода до трубопровода имела уже скорость v' , тогда подъем горизонта над вершиной трубы уменьшился бы на $1,1 \cdot \frac{v'^2}{2g}$.

В остальном в соотношении скорости и напора в сечении VII все остается неизменным.

Так как нижняя кромка трубопровода лежит на отметке 388,246 м, то верхняя будет расположена на $388,246 + 3,30 = 391,546 \text{ м}$ и следовательно для $v' = 0$ отметка горизонта воды при входе будет:

$$391,546 + 3,76 = 395,306 \text{ м.}$$

Последняя лежит ниже принятой отметки в сечении II на $397,80 - 395,306 = 2,494 \text{ м.}$

Таким образом между сечениями II и VI имеется достаточное падение, так что здесь не приходится ожидать дальнейших нарушений состояния водотока и образования незначительной скорости v' .

Даже для „бурного“ водотока в сечении II при максимальном расходе $Q = 35 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 сифон нужен был бы „прыжок“ воды высотой только

$$395,306 - (393,50 + 1,29) = 0,516 \text{ м,}$$

для того чтобы горизонт воды у входа поднялся до отметки 395,306 м.

Поэтому подобный режим водотока не только возможен, но для продолжительного состояния даже желательнее, чем для „спокойного“ водотока в сечении II.

Во всяком случае теперь выявлены условия, при которых расход $70 \text{ м}^3/\text{сек}$ вступает в сечение VII.

При неизменном диаметре трубы и равномерном приращении уклона, нужном для преодоления возникающих сопротивлений, в трубопроводе подобно штольне при свободной поверхности водотока имеет место равномерное движение воды (вершина трубопровода не испытывает давления).

Наш трубопровод от сечения VII до VIII берем диаметром 3,3 м, потом 2,90 м. Достаточен ли теперь взятый нами уклон трубы при уменьшенном диаметре последней в сечении VII для пропуска требуемого расхода в 70 м³/сек?

Если недостаточен, то повышением горизонта воды у входа трубы необходимо создать добавочный напор, чтобы получить соответствующее увеличение скорости.

Мы произвели исследование для нашего сечения VII, исходя из наилучшей степени наполнения для расхода Q , т. е. степени наполнения обеспечивающей пропуск через это сечение — $Q_{\max}$.

Соответствующий центральный угол при этом равен $\varphi = 308^\circ$. При радиусе, равном единице, дуга для этого угла будет:

$$\varphi_{VII} = 5,376,$$

тогда:

$$\left(\frac{F}{r^2}\right)_{VII} = 3,075 \text{ (см. табл. II приложения в конце книги).}$$

Следовательно

$$F_{VII} = 6,46 \text{ м}^2$$

и отсюда средняя скорость для $Q_{\max} = 70,0 \text{ м}^3/\text{сек}$:

$$v_{VII} = \frac{Q_{\max}}{F_{VII}} = \frac{70,0}{6,46} = 10,82 \text{ м/сек.}$$

Глубина наполнения для $\left(\frac{t}{r}\right)_{VII} = 1,9$ получается равной:

$$t_{VII} = 1,9 \cdot 1,45 = 2,76 \text{ м.}$$

Соответствующий скорости v_{VII} скоростный напор будет:

$$h_{VII} = \frac{v_{VII}^2}{2g} = \frac{10,82^2}{19,62} = 5,98 \text{ м.}$$

Скоростный же напор в сечении VII был:

$$h_{VII} = \frac{v_{VII}^2}{2g} = \frac{8,19^2}{19,62} = 3,42 \text{ м.}$$

Поэтому необходимое приращение уклона для повышения скорости между сечениями VII и VIII составляет:

$$5,98 - 3,42 = 2,56 \text{ м.}$$

Напор, теряемый на преодоление трения в рассматриваемом участке, равен примерно 0,12 м. Следовательно полное приращение уклона на участке VII—VIII должно быть равно 2,67 м.

Из данного уклона самого трубопровода и разности глубин сечений VII и VIII, равной:

$$t_{VII} - t_{VIII} = 3,30 - 2,76 = 0,54 \text{ м,}$$

общее приращение уклона на этом участке составит:

$$2,162 + 0,54 = 2,702 \text{ м.}$$

Нужно же только 2,67 м. Следовательно имеется еще некоторый излишек, так что можно считать, что и в данном рассматриваемом нами случае трубопровод холостого сброса достаточен для пропуска $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$ и притом, что весьма важно для размеров трубы, работает он при несовершенном заполнении. Если бы уклон трубы был мал, то для данного случая при взятых размерах трубы она работала бы как напорный трубопровод, и пропускная его способность зависела бы от наличия существующего напора, т. е. от разности уровней верхнего и нижнего бьефа (или при $v' \neq 0$) от разности соответствующих отметок пьезометрической линии).

Если бы оказалось, что принятые размеры труб в сечении VIII при данном приращении уклона не могут больше гарантировать безнапорного движения воды, необходимо определить среднюю глубину для пропуска требуемого расхода $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$. Если же при этом необходимый уклон получается еще больше, чем наличное приращение уклона, должны переходить к напорному трубопроводу.

Вышеприведенные рассуждения показывают, что весьма целесообразно при решении подобных вопросов сначала уяснить себе условия протекания воды, а уже затем, на основании полученных результатов, определить диаметр трубопровода. Уже после этого можно продолжать исследование изменения свободной поверхности водотока при нормальных условиях, а также выяснить, какие конструктивные мероприятия можно рекомендовать для создания наиболее благоприятных условий протекания воды в наиболее затруднительных местах той или иной системы.

II. НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ.

Задача 33. Определение высоты напорного бассейна высоконапорной гидростанции. Расчет наибольших колебаний горизонта в напорном бассейне. Расход воды, необходимый для высоконапорной гидроэлектрической станции, забирается из большого водохранилища круглой напорной штольней, имеющей длину $l = 1164 \text{ м}$, уклон 3‰ , поперечное сечение $f = 18,1 \text{ м}^2$ и гладкую бетонную внутреннюю поверхность. При работе гидростанции отметка горизонта воды в водохранилище колеблется от отметки 503,0 до отметки 496,0. Штольня заканчивается напорным бассейном, имеющим вертикальные стенки и свободную поверхность в 600 м^2 .

1. Какая отметка определится для горизонта воды в напорном бассейне при постоянном расходе гидростанции в $12,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ и при отметке в водохранилище 503,0, а также и 496,0?

2. Какая отметка горизонта будет в напорном бассейне, когда потребный расход гидростанции увеличится и установится равным $60 \text{ м}^3/\text{сек}$ при прочих равных условиях?

3. Какую высоту должен иметь напорный бассейн, чтобы в случае внезапного полного закрытия турбин не было бы перелива воды в напорного бассейна (случай уменьшения расхода воды от 60 до 0 м³/сек)?

Обратно, при внезапном полном открытии турбин не опустится ли горизонт воды в напорном бассейне ниже верха отверстия штольни при ее впадении в бассейн, а также ниже верха выходящего из бассейна напорного трубопровода (случай увеличения потребного расхода с 0 до 60 м³/сек)?

Решение. 1. Как было выяснено в задаче 25, мы имеем на пути от водохранилища до напорного бассейна следующие потери напора: на создание из напора скорости, на сопротивления при входе в штольню и на трение о стенки штольни.

Главное сооружение, представляющее переход от водохранилища в штольню, мы принимаем выполненным воронкообразно, а непосредственно сам вход в штольню — сделанным с плавными закруглениями. Принимая во внимание эти конструктивные мероприятия, а также большое поперечное сечение штольни, можно напор, необходимый

для преодоления сопротивления при входе, принять равным $0,05 \cdot \frac{v^2}{2g}$.

Полная потеря напора от водохранилища до напорного бассейна выразится тогда из:

1. создания скорости $\frac{v^2}{2g}$,

2. потери при входе $0,05 \cdot \frac{v^2}{2g}$,

3. потери напора на трение для круглой штольни:

$$\frac{v^2 l}{c^2 R} = \frac{4 l}{c^2 \cdot d} \cdot v^2.$$

Обозначая теперь через h полную потерю напора, получим:

$$h = \left(\frac{1,05}{2g} + \frac{4 l}{c^2 \cdot d} \right) \cdot v^2 = \beta \cdot v^2.$$

Для $l = 1164$ м, $d = \sqrt{\frac{18,1 \cdot 4}{\pi}} = 4,80$ м и $\gamma = 0,16$; $c = 75,9$

получим:

$$\beta = \frac{1,05}{19,62} + \frac{4 \cdot 1164}{75,9^2 \cdot 4,80} = 0,222;$$

следовательно

$$h = 0,222 \cdot v^2.$$

Для расхода гидростанции $Q = 12,0$ м³/сек и при поперечном сечении штольни $f = 18,1$ м² (фиг. 92) получим:

$$v = \frac{Q}{f} = \frac{12,0}{18,1} = 0,663 \text{ м}^2/\text{сек},$$

откуда определится полная потеря напора h , равная:

$$h = \beta v^2 = 0,222 \cdot 0,663^2 = 0,098 \text{ м.}$$

При постоянном пропуске расхода в $12,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ отметка горизонта воды в напорном бассейне будет:

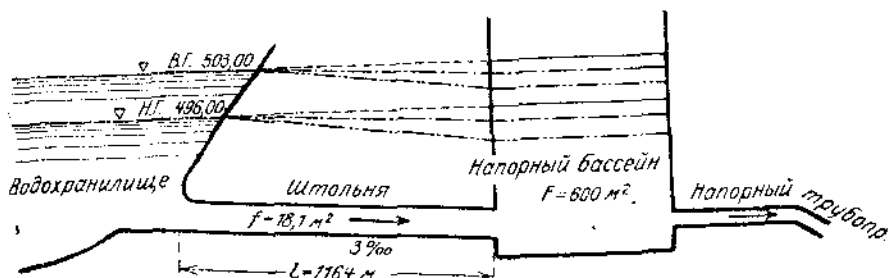
$$\begin{array}{l} \text{при отметке} \quad \dots \left\{ \begin{array}{l} 503,0 \text{ м равна } 503,00 - 0,098 = 502,902 \text{ м} \\ \text{водохранилища} \quad \dots \left\{ \begin{array}{l} 496,0 \text{ " " } 496,00 - 0,098 = 495,902 \text{ "} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

2. При расходе гидростанции в $60 \text{ м}^3/\text{сек}$ скорость в штольне будет:

$$v = \frac{Q}{f} = \frac{60,0}{18,1} = 3,312 \text{ м/сек.}$$

Тогда полная потеря напора от водохранилища до напорного бассейна равна:

$$h = \beta \cdot v^2 = 0,222 \cdot v^2 = 0,222 \cdot 3,312^2 = 2,437 \text{ м.}$$



Фиг. 92.

Откуда отметка горизонта воды в бассейне:

$$\begin{array}{l} \text{при отметке водохра-} \left\{ \begin{array}{l} 503 \text{ м равна } 503,0 - 2,437 = 500,663 \text{ м} \\ \text{нилища} \quad \dots \left\{ \begin{array}{l} 496 \text{ " " } 496,0 - 2,437 = 493,563 \text{ "} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Спрашивается, как высок должен быть напорный бассейн, чтобы в случае внезапного закрытия турбин колебания уровня воды происходили внутри напорного бассейна без перелива воды из последнего. Кроме того спрашивается, не достигнет ли понижение горизонта в напорном бассейне верхушек отверстий трубопровода и штольни при внезапной нагрузке турбин до максимального расчетного расхода в $60 \text{ м}^3/\text{сек}$.

а) Внезапное закрытие турбин.

Протекающая по напорному трубопроводу к турбинам вода обладает кинетической энергией. Если турбины внезапно закроются, то по закону сохранения энергии эта живая сила потока должна перейти в другой вид энергии. Практически это изменение энергии выразится увеличением гидравлического давления на стенки напорного трубопровода или, другими словами, работа давления несжимаемого столба воды пойдет на упругое растяжение стенок трубопровода (удар воды).

Однако в наше рассмотрение не входит изучение этого вопроса. Для нас достаточно будет установить, что с момента внезапного закрытия турбин не будет движения воды в трубопроводе, а потому не будет и вытекания из напорного бассейна. Установившееся состояние, которое было при нормальной работе, следовательно будет нарушено.

В напорной же штольне в момент закрытия турбины расход воды 60 м³/сек попрежнему течет к напорному бассейну со скоростью = 3,312 м/сек.

От этого в виду отсутствия какого-либо сброса и вследствие нежимаемости воды уровень в напорном бассейне должен начать подниматься.

В частицу времени Δt , начиная считать с момента закрытия турбины, проходит через штольню в напорный бассейн расход $f \cdot v \cdot \Delta t$.

Вследствие этого горизонт воды в напорном бассейне поднимется на Δz . Считая Δz положительным при понижении горизонта воды в напорном бассейне и принимая, что вода как совершенная жидкость, что уже было сказано, несжимаема, получим следующее уравнение непрерывности:

$$f \cdot v \cdot \Delta t = -\Delta z \cdot F$$

или

$$\frac{f}{F} \cdot v \cdot \Delta t = -\Delta z. \quad (1)$$

Этим уравнением мы установили баланс для расходов воды. Конечно это уравнение, строго говоря, правильно только для очень маленького промежутка времени, так как благодаря нарушению установившегося состояния движение воды в штольне не может долго продолжаться с прежней скоростью. Скорость движения воды в штольне v , а также и изменение уровня Δz меняются со временем, а потому теперь мы имеем дело уже с неустановившимся движением воды. Следовательно дело идет о том, как определить действие и величину силы, которая тормозит скорость движения воды в штольне. Повышающийся горизонт воды в напорном бассейне оказывает увеличивающееся давление на движущиеся части из воды в штольне, действует на них замедляюще.¹

В этом смысле изменяется также и потеря напора в штольне (когда эту потерю считают силой трения в штольне, так как она противодействует движению воды).

Означенную потерю напора h принимают за силу трения в штольне, поскольку она противодействует движению воды. Так как разность отметок между уровнем воды в водохранилище и уровнем в напорном бассейне z , отсчитываемым вниз, приняли положительной, то для отметки горизонта в напорном бассейне $-z$ вследствие обратного действия z и h силой, тормозящей движение, будет являться только разность $(z - h)$.

¹ В отличие от замедленного неравномерного движения (подпор) в нашем случае изменяется вместе с временем и само замедление, так как при подпоре замедление остается постоянным для любого промежутка времени. Конечно в обоих случаях наблюдения относятся к одному и тому же месту.

Действующая на поперечное сечение штольни сила давления та-
ким образом будет равна:

$$P = (z - h) \cdot f.$$

Эта сила конечно может действовать только тогда, когда ей про-
тиводействует одинаковой величины сопротивление (сила и реакция).
Это сопротивление представляет движущаяся в штольне вода. Тогда
реакция будет равна:

$$P = m \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}.$$

Принимаем следующее значение массы:

$$m = \frac{\gamma \cdot f \cdot l}{g},$$

где $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$ (вес воды). Таким образом

$$P = \frac{f l}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}.$$

Принимая по предыдущему значение этой силы, получим:

$$\frac{f \cdot l}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t} = (z - h) \cdot f.$$

Далее, делая перестановку, получим уравнение для сил:

$$\Delta v = \frac{g}{l} (z - h) \cdot \Delta t. \quad (2)$$

Уравнения (1) и (2) позволяют нам постепенно с течением вре-
мени t проследить ход колебаний горизонта воды в напорном бас-
сейне. К примеру для промежутка времени в 10 сек. после происшед-
шего внезапного закрытия, т. е. для $\Delta t = 10$ сек., по уравнению (1)
получим:

$$-\Delta z = \frac{f}{F} \cdot v \cdot \Delta t = \frac{1,81}{600,0} \cdot 3,312 \cdot 10 = 1,000 \text{ м.}$$

Принимая, что в течение первых 10 сек. скорость движения воды
в штольне не изменится, получим, что горизонт в напорном бассейне
за это время поднимется на 1 м.

В начале нашего расчета, т. е. в самый момент закрытия или при
 $t = 0$, в системе существовало установившееся состояние, или равно-
весие, так что $z = h$. Величина z оказывала на поперечное сечение
штольни отрицательное давление (всасывающее действие, которое
вызывает ускорение частиц воды в штольне), в то время как сопро-
тивление трению препятствует этому. Так как в штольне кроме уско-
рения действовало еще замедление, т. е. было равномерное течение
(основа установившегося состояния), то обе силы z и h должны быть
одинаковой величины и противоположного направления.

Спустя 10 сек горизонт воды в напорном бассейне поднялся
на 1,000 м. Вследствие этого величина z стала равна:

$$z = 2,437 - 1,000 = +1,437 \text{ м}$$

(горизонт воды находится на 1,437 м ниже отметки нуля).

Так как по принятому допущению скорость в штольне v до этого момента еще не изменилась, остается также неизменной величина $h = \beta v^2$. Определяем тогда для величины $t = 10$ сек значение $= 0,222 \cdot 312^2 = 2,437$.

Для $\Delta t = 10$ сек. получаем теперь уравнение (2):

$$\Delta v = -\frac{g}{t} \cdot \Delta t \cdot (z - h) = 0,0843 (1,437 - 2,437) = -0,0843.$$

Следовательно скорость — против наших первоначальных допущений — к моменту времени $t = 10$ сек. уменьшилась на 0,0843 м/сек и стала равной 3,2277 м/сек. С этим исправленным значением v производим расчет для второго промежутка времени от $t = 10$ сек. до $t = 20$ сек. Уравнение (1) дает нам для этого промежутка времени новую некоторую величину Δz , а с ней и новое изменение скорости за второй интервал. Наиболее простой способ этого расчета может быть проведен с помощью таблиц (табл. 27). Таблица была вычислена по логарифмической линейке длиной в 50 см.

Если мы хотим исследовать процесс колебания горизонта далее, чем до наивысшего поднятия, то при расчете должно быть принято во внимание следующее.

Для восходящей ветви кривой колебания горизонтов, поскольку она расположена над отметкой нуля, z и h действуют в одинаковом направлении, т. е. обе тормозят движение воды в штольне (см. табл. 27 от значения $t = 30$ сек. до $t = 120$ сек.).

При наивысшем положении горизонта воды в напорном бассейне величина скорости движения воды в штольне уменьшилась до нуля. Затем под давлением z начинается движение воды в штольне от напорного бассейна к водохранилищу. Следовательно направление движения воды в штольне переменялось (см. табл. 27 для $t = 130$ сек. и фиг. 93). Так как трение направлено противоположно движению воды, должно следовательно с изменением направления движения в штольне перемениться также и направление силы h .

Это обстоятельство отмечается здесь особо, так как изменение направления сил вследствие прямой зависимости величины h от v^2 при расчете непосредственно не выявляется, а потому должно быть учтено проектирующим путем изменения знака в соответствующем месте расчета (в противном случае мы получим вместо затихающего колебания усиливающее).

б) Внезапное открытие турбин.

Перед открытием турбин наша система находится в состоянии покоя. Тогда по закону сообщающихся сосудов горизонт воды в напорном бассейне находится на той же отметке, которая существует в водохранилище. Но вот внезапно происходит нагрузка всех турбин, которые все вместе начинают пропускать расход в 60 м³/сек. Следовательно через трубопровод напорного бассейна к турбинам начинает протекать в секунду $Q = 60$ м³ (за промежуток времени Δt будет протекать $Q \cdot \Delta t$). Так как в первоначальный момент нашего расчета скорость в штольне $v = 0$, то за это время со стороны штольни в напорный бассейн нет никакого поступления.

Вследствие этого весь расход $Q \cdot \Delta t$ м³/сек должен без остатка забираться из напорного бассейна, горизонт в котором при этом пони-

Выведенная разгружка от $Q = 60,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$ до $Q = 0$.

Время $\Sigma \Delta t$ для $\Delta t = 10''$	$\frac{f}{F} \cdot \Delta t$	$\Sigma \Delta v = v$	$\frac{f}{F} \cdot \Delta t \cdot tv$ $= -\Delta z$	$\frac{g}{l} \cdot \Delta t$	$\Sigma \Delta z = z$	β	v^3	$-\beta \cdot v^2$ $= -h$	$z - h$	$\frac{g}{l} \cdot \Delta t$ $\cdot (z - h)$ $= \Delta v$
0	0	3,312	0	0	2,437	0,222	10,975	-2,437	0	0
10	0,3017	3,312	-1,000	0,0843	1,437	0,222	10,975	-2,437	-1,000	-0,0843
20	0,3017	3,2277	-0,974	0,0943	0,463	0,222	10,405	-2,311	-1,843	-0,1558
30	0,3017	3,0719	-0,927	0,0843	-0,464	0,222	9,440	-2,093	-2,539	-0,2155
40	0,3017	2,8564	-0,862	0,0843	-1,326	0,222	8,160	-1,812	-3,138	-0,2644
50	0,3017	2,5899	-0,781	0,0843	-2,109	0,222	6,706	-1,489	-3,598	-0,3032
60	0,3017	2,2867	-0,690	0,0843	-2,799	0,222	5,230	-1,160	-3,959	-0,3335
(1 мин.)										
70	0,3017	1,9532	-0,589	0,0843	-3,388	0,222	3,816	-0,848	-4,236	-0,3570
80	0,3017	1,5962	-0,482	0,0843	-3,870	0,222	2,550	-0,566	-4,436	-0,3740
90	0,3017	1,2222	-0,3865	0,0843	-4,2565	0,222	1,495	-0,332	-4,5885	-0,3867
100	0,3017	0,8355	-0,2520	0,0843	-4,5085	0,222	0,698	-0,155	-4,6635	-0,3930
110	0,3017	0,4425	-0,1335	0,0843	-4,6420	0,222	0,1957	-0,0435	-4,6855	-0,3950
120	0,3017	0,0475	-0,0143	0,0843	<u>-4,6563</u>	0,222	0,0023	-0,0005	-4,6568	-0,3920
(2 мин.)										
130	0,3017	-0,3445	+0,1039	0,0843	-4,5524	0,222	0,1187	+0,0264	-4,5260	-0,3815

на Δz . Для этого периода движения воды мы должны следовательно иметь:

$$Q \cdot \Delta t = F \cdot \Delta z.$$

Понижение горизонта в напорном бассейне нарушает существовавшее до этого равновесие действующих гидростатических сил. Благодаря нарушению этого равновесия вода, заполняющая штольню и находящаяся в ней в спокойном состоянии, начинает двигаться в направлении к напорному бассейну.

Вследствие этого в дальнейшие промежутки времени величина Δz складывается из расхода, поступающего через штольню, и из расхода воды, забранного непосредственно из напорного бассейна. Тогда получим основное уравнение непрерывности в следующем виде:

$$Q \cdot \Delta t = F \cdot \Delta z + f \cdot v \cdot \Delta t$$

$$\Delta z = \frac{Q}{F} \cdot \Delta t - \frac{f}{F} \cdot \Delta t \cdot v. \quad (1a)$$

Вследствие понижения горизонта в напорном бассейне от водопонижателя к напорному бассейну образуется уклон линии давления, благодаря чему вода, заполняющая штольню, будет двигаться в напорный бассейн. Этой силе будет сопротивляться напор h , необходимый для преодоления сопротивлений, так как последние направлены противоположно движению воды. Разница между этими двумя силами образует активную силу, вызывающую движение. Она будет равна, так же как и для случая (а):

$$P = f \cdot (z - h),$$

где $h = \beta \cdot v^2$ представляет собой потерю напора на сопротивления, которая изменяется вместе со скоростью v .

Благодаря влиянию величины h происходит затухание колебания горизонта в напорном бассейне.

Действию силы P противодействует одинаковой величины сопротивление, заключающееся в массе воды, заполняющей штольню, ввиду наличия в этой массе кинетической энергии. Следовательно получается, так же как и для случая (а), следующее уравнение сил:

$$\Delta v = \frac{g}{l} (z - h) \cdot \Delta t. \quad (2)$$

При помощи уравнений (1a) и (2) мы можем постепенно проследить ход колебаний горизонта в напорном бассейне.

Подобный расчет приведен в табл. 28.

Оценка результатов расчета.

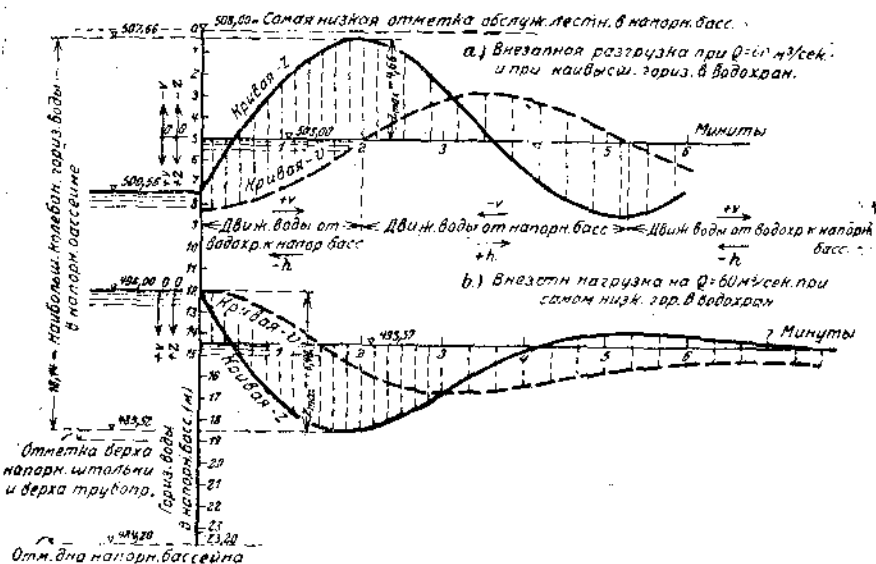
В случае внезапной разгрузки станции (случай а) наибольшее поднятие горизонта в напорном бассейне равно 4,66 м над уровнем, который устанавливается при спокойном состоянии системы. Так как горизонт воды в напорном бассейне, соответствующий спокойному состоянию, т. е. при $Q = 0$, совпадает с горизонтом воды в водо-

Всплывная нагрузка от $Q = 0$ до $Q = 60,0$ м³/сек.

Время $\Sigma \Delta t$ для $\Delta t = 10''$	$\frac{Q \cdot \Delta t}{F}$	$\frac{f}{F} \cdot \Delta t$	$\Sigma \Delta v - v$	$-\frac{f}{F} \cdot \Delta t \cdot v$	$\frac{Q \cdot \Delta t}{F} \sim \frac{f}{F} \cdot \Delta t \cdot v = \Delta z$	$\frac{g \cdot \Delta t}{l}$	$\Sigma \Delta z = z$	β	v^2	$-\beta \cdot v^3 = -h$	$z - h$	$\frac{g \cdot \Delta t (z - h)}{l} = \Delta v$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	1,000	0,3017	0	0	+1,000	0,0843	+1,000	0,222	0	0	+1,0000	+0,0843
20	1,000	0,3017	0,0343	-0,02545	+0,97455	0,0843	+1,97455	0,222	0,00710	-0,00158	+1,97297	+0,1663
30	1,000	0,3017	0,2506	-0,0757	+0,9243	0,0843	+2,89885	0,222	0,06284	-0,01395	+2,88490	+0,2431
40	1,000	0,3017	0,4937	-0,1490	+0,8510	0,0843	+3,74985	0,222	0,2436	-0,0541	+3,69575	+0,3116
50	1,000	0,3017	0,8053	-0,2433	+0,7567	0,0843	+4,50655	0,222	0,6482	-0,1440	+4,36255	+0,3679
60	1,000	0,3017	1,1732	-0,3544	+0,6456	0,0843	+5,15215	0,222	1,3760	-0,3058	+4,84635	+0,4085
(1 мин.)												
70	1,000	0,3017	1,5817	-0,4775	+0,5225	0,0843	+5,67465	0,222	2,5015	-0,5560	+5,11865	+0,4315
80	1,000	0,3017	2,0132	-0,6075	+0,3925	0,0843	+6,06715	0,222	4,0550	-0,9000	+5,16715	+0,4357
90	1,000	0,3017	2,4489	-0,7390	+0,2610	0,0843	+6,32815	0,222	5,9950	-1,330	+4,99815	+0,4213
100	1,000	0,3017	2,8702	-0,8665	+0,1335	0,0843	+6,46165	0,222	8,3350	-1,850	+4,61165	+0,3887
110	1,000	0,3017	3,2589	-0,9830	+0,0170	0,0843	<u>+6,47565</u>	0,222	10,6070	-2,338	+4,12065	+0,3475
120	1,000	0,3017	3,6064	-1,0395	-0,0895	0,0843	+6,38915	0,222	13,000	-2,883	+3,50115	+0,2952
(2 мин.)												

водохранилище, то при определении наивысшего горизонта воды в напорном бассейне, наступающего вследствие внезапной разгрузки турбин, необходимо исходить от наиболее возможного высокого уровня воды в водохранилище. По фиг. 93 видно, что для нашего примера наивысший горизонт воды в напорном бассейне лежит на отметке 507,66 м.

Для того чтобы лестницы, мостики и прочие обслуживающие приспособления в напорном бассейне при поднятии горизонта воды не заливались водой, необходимо располагать их над этой отметкой. Поэтому обслуживающие приспособления своей верхней частью расположены на отметке 508,00 (фиг. 93). Для уменьшения высоты поднятия горизонта, наступающего вследствие внезапного закрытия турбин, в напорном бассейне на какой-либо подходящей отметке уста-



Фиг. 93.

навливают водослив, через который и переливается часть воды. Конечно эта часть воды в большинстве случаев является для утилизации потерянной.

В случае внезапной нагрузки турбин (случай б) максимальное понижение горизонта в напорном бассейне равно 6,48 м ниже горизонта воды, который существовал перед пуском турбин. Последний равен горизонту в водохранилище, так как для времени $t=0$ было принято, что $Q=0$.

Поэтому при расчете для получения наивыгоднейшего случая необходимо исходить от самого низкого горизонта воды, который возможен в водохранилище.

Таким образом оказывается, что верх штольни, а также и верх трубопровода, имеющие в месте их соединения с напорным бассейном отметку 489,0, находятся ниже этого наинизшего горизонта.

Этот горизонт находится на отметке 496,00, а потому уровень воды в напорном бассейне может снизиться максимально до отметки 489,52. Таким образом оказывается, что верх штольни и верх трубопровода, имеющие в месте их соединения с напорным трубопроводом отметку 489,00, находятся ниже этого наинизшего горизонта.

К счастью, при эксплуатации гидростанций случай внезапной полной нагрузки наступает сравнительно редко, во всяком случае значительно реже, чем случай внезапной разгрузки турбин, работающих до этого на полную мощность.

Если отметка сопряжения штольни с напорным бассейном запроектирована сообразуясь с наинизшим горизонтом воды в бассейне, то исходя из практически применимого уклона штольни, можно определить также отметки для расположения штольни у водохранилища.

Для нашего примера максимальная отметка верха поперечного сечения штольни в месте сопряжения штольни с водохранилищем будет:

$$489,00 + 0,003 \cdot 1164 = 489,00 + 3,49 = 492,49 \text{ м.}$$

Соответствующая отметка дна штольни:

$$484,20 + 3,49 = 487,69 \text{ м.}$$

Это значит, что дно штольни в месте сопряжения с водохранилищем расположено на глубине:

$$503,00 - 487,69 = 15,31 \text{ м}$$

ниже наибольшего горизонта воды в водохранилище и на

$$469,06 - 487,69 = 8,31 \text{ м}$$

ниже наименьшего горизонта.

Что же касается верха поперечного сечения штольни в месте захватного сооружения, то и он, даже при самом низком горизонте воды в водохранилище, перекрывается слоем воды на 3,51 м.

III. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ. ПЛОТИНЫ.

Задача 34. Истечение из отверстий при различных условиях (затопленные и незатопленные водосливы). Два бассейна с водой (фиг. 94, 95 и 96) отделены друг от друга вертикальной стенкой. В этой стенке имеется отверстие шириной $b = 3,0$ м. Верхняя кромка этого отверстия расположена на отметке $+95,0$, а низшая — на отметке $+93,0$.

Бассейн I имеет горизонт воды (В.Г. — верхний горизонт), поддерживаемый постоянно на отметке $+98,0$ м.

а) Какой расход будет протекать через это отверстие из бассейна I в бассейн II, когда скорость подхода в бассейне I $c = 0$, и когда горизонт воды в бассейне II расположен:

1. на отметке $+92,0$ (отверстие находится над Н.Г. — нижний горизонт);

2. на отметке $+96,0$ (отверстие под Н.Г.);

3. на отметке $+94,0$ (отверстие частично под Н.Г.)?

3) Какой расход пройдет из бассейна I в бассейн II для случаев 1 и 3 (см. предыдущий вопрос), если скорость подхода воды в бассейне I $c = 2,0$ м/сек?

б) Какой расход будет в случаях 1 и 3, если часть вертикальной стенки между бассейнами, расположенная выше отметки $+93,0$, будет удалена по всей ширине бассейна ($b = 8,0$ м). Скорость подхода $c = 2,0$ м/сек (переход к совершенному и несовершенному водосливу).

Решение. а) Скорость подхода $c = 0$. Вопрос 1. Горизонт низшего уровня равен $+92,0$, следовательно отверстие между бассейнами лежит полностью над этим горизонтом.

Берем на всю ширину отверстия $b = 3,0$ м какую-либо полоску dx . Тогда предположим, что площадь нашей полоски dF будет равна:

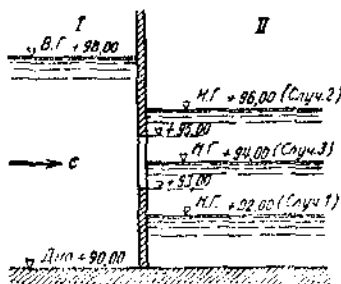
$$dF = b \cdot dx$$

она находится под давлением столба воды высотой равной x . Этому давлению соответствует скорость $v = \sqrt{2g \cdot x}$ (обозначаем эту скорость истечения посредством уравнения Торичелли).

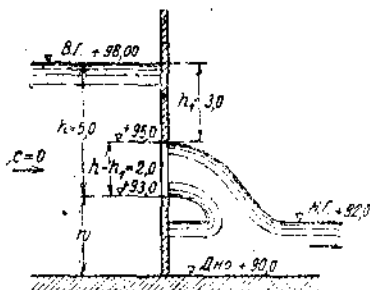
Теоретически в таком случае через рассматриваемую нами полоску будет проникать расход:

$$dQ = dF \cdot \sqrt{2g \cdot x} = b \cdot \sqrt{2g \cdot x} \cdot dx.$$

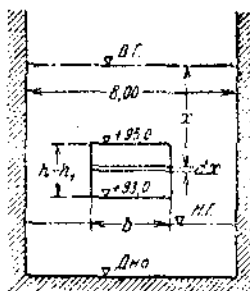
Так как каждая другая полоска dF имеет и другую величину давления, то следовательно ей соответствует и другой расход dQ .



Фиг. 94.



Фиг. 95.



Фиг. 96.

Однако в практике подобные истечения из отверстий проходят не так гладко.

Трение, удары и особенно сжатие струи являются основанием к тому, что в действительности количество воды протекает несколько меньше.

Для определения действительного расхода в расчет вводится коэффициент μ , который является коэффициентом полезного действия пропускающего воду отверстия и измеряется в сотых долях или

Обозначая $F = (h - h_1)$, получим:

$$Q = \mu \cdot b (h - h_1) \sqrt{2g h_2}. \quad (2)$$

Для $\mu = 0,60$; $b = 3,0$; $h - h_1 = 2,0$ м; $\sqrt{2g} = 4,43$; $h_2 = 2,0$ м; $h_2^{3/2} = 1,415$, получим:

$$Q = 0,60 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 4,43 \cdot 1,415,$$

$$Q = 22,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Вопрос 3. Если *Н.Г.* будет только частично закрывать водоспускное отверстие (фиг. 93), то мы будем иметь комбинацию вопросов 1 и 2. Для той части водоспускного отверстия, которая расположена над *Н.Г.* истечение будет происходить по условиям, соответствующим условиям вопроса 2, так как каждый элемент отверстия будет находиться под давлением столба воды h_2 . Таким образом расход через ту часть отверстия будет равен:

$$Q = \mu_1 \cdot b \cdot (h - h_1) \cdot \sqrt{2g \cdot h_2}.$$

Для той части отверстия, которая расположена над *Н.Г.*, истечение через полоску высотой dx будет происходить так же, как и при решении вопроса 1.

Тогда расход Q будет равен:

$$dQ = \mu_1 \cdot b \cdot dx \cdot \sqrt{2g \cdot x}.$$

Для всей той части отверстия, которая расположена над *Н.Г.*, т.е. между пределами h_1 и h_2 , расход определится следующим выражением:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h} \cdot (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}).$$

Полный расход через все отверстия Q будет тогда равен:

$$Q = Q_1 + Q_2.$$

$$Q = \mu_1 \cdot b \cdot (h - h_2) \cdot \sqrt{2g \cdot h_2} + \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h} \cdot (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}). \quad (3)$$

Так как в отношении сжатия струи у краев отверстия ничего не изменилось против принятых в вопросах 1 и 2 соображениях, то берем значения $\mu_1 = \mu_2 = 60\% = 0,60$. При данных величинах $b = 3,0$ м; $\sqrt{2g} = 4,43$; $h = 5,0$; $h - h_2 = 1,0$; $\sqrt{h_2} = 2,0$; $h_2^{3/2} = 8,0$; $h_1^{3/2} = 5,20$, получим

$$Q = 0,60 \cdot 3,0 \cdot 1,0 \cdot 4,43 \cdot 2,0 + 0,40 \cdot 3,0 \cdot 4,43 \cdot (8,0 - 5,20),$$

$$Q = 16,0 + 14,8,$$

$$Q = 30,8 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

б) Скорость подхода $c = 2,0$ м/сек.

Из уравнения Торичелли $c = \sqrt{2g \cdot k}$ следует, что $k = \frac{c^2}{2g}$. Это значит, что скорость подхода так влияет на величину расхода, как если бы скорость подхода равнялась нулю и вместо этого напор перед водосливом увеличился бы на величину k . Тогда для определения расхода будут служить следующие уравнения.

Вопрос 1.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h+k)^{3/2} - (h_1+k)^{3/2}]. \quad (1)$$

При $\mu = 0,60$; $\frac{2}{3} \mu = 0,40$; $b = 3,0$; $\sqrt{2g \cdot h} = 4,43$; $h = 5,0$
 $k = \frac{c^2}{2g} = \frac{2,0}{19,62} = 0,204$ м; $h+k = 5,0 + 0,204 = 5,204$ м; $(h+k)^{3/2} =$
 $= 11,9$ м; $h_1 = 3,0$ м; $h_1+k = 3,204$ м; $(h_1+k)^{3/2} = 5,74$ получим:

$$Q = 0,40 \cdot 3,0 \cdot 4,43 \cdot (11,9 - 5,74),$$

$$Q = 32,8 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Вопрос 2.

$$Q = \mu \cdot b \cdot (h - h_1) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_2 + k)}.$$

Для $\mu = 0,60$; $b = 3,0$; $h - h_1 = 2,0$ м; $\sqrt{2g} = 4,43$; $h_2 = 2,0$ м;
 $k = 0,204$; $h_2 + k = 2,204$ м; $\sqrt{h_2 + k} = 1,487$ получим:

$$Q = 0,60 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 4,43 \cdot 1,487,$$

$$Q = 23,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Вопрос 3.

$$Q = Q + Q_2.$$

$$Q = \mu_1 \cdot b \cdot (h - h_2) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_2 + k)} + \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - (h_1 + k)^{3/2}]. \quad (3a)$$

Для $\mu_1 = \mu_2 = 0,60$; $\frac{2}{3} \mu = 0,40$; $b = 3,0$; $\sqrt{2g} = 4,43$; $h_2 = 4,0$ м;
 $h - h_2 = 1,0$ м; $k = 0,204$ м; $h_2 + k = 4,204$ м; $\sqrt{h_2 + k} = 2,05$ м;
 $(h_2 + k)^{3/2} = 8,64$; $h_1 = 3,0$; $h_1 + k = 3,204$; $(h_1 + k)^{3/2} = 5,74$, получим:

$$Q = 0,60 \cdot 3,0 \cdot 1,0 \cdot 4,43 \cdot 2,05 + 4,0 \cdot 3,0 \cdot 4,43 (8,64 - 5,74),$$

$$Q = 16,3 + 15,4,$$

$$Q = 31 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

в) Расход через водослив (плотину) при скорости подхода $c = 2,0$ м/сек.

Снятием той части стенки, которая расположена выше отметки 93,0, существовавшее ранее отверстие переделано на водослив. Тогда в предыдущих формулах для определения расхода надо принять $h_1 = 0$.

Вопрос 1. Горизонт расположен на отметке $+92,0$ м.

Так как ребро водослива расположено на отметке 93,0, т. е. 1,0 м над *Н.Г.*, то мы имеем случай незатопленного водослива (затопленной плотины). Расход через водослив при $h_1 = 0$ будет равен:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (h + k)^{3/2} - k^{3/2}. \quad (4)$$

Величина коэффициента μ зависит от формы ребра водослива и конструктивного выполнения боковых стенок. Когда данные для более точного определения коэффициента μ отсутствуют, то для незатопленных водосливов можно принять следующие значения:

Для закругленного ребра водослива $\mu = 0,80 \approx 0,83$,

" острого " " $\mu = 0,63 \approx 0,68$.

Наибольшие значения коэффициента μ служат для водосливов с бокового сжатия.

Принимаем для нашего случая острое ребро без бокового сжатия, тогда следовательно $\mu = 0,68$, $\frac{2}{3} \mu = 0,45$.

Далее $b = 8,0$ м, $h = 5,0$, $k = 0,204$ м, $(h + k)^{3/2} = 11,90$, $k^{3/2} = 0,204^{3/2} = 0,09$.

Тогда расход через водослив Q будет равен:

$$Q = 0,45 \cdot 8,0 \cdot 4,43 \cdot (11,90 - 0,09),$$

$$Q = 189,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Вопросы 2 и 3. *Н.Г.* расположен на отметке $+94,0$ и соответственно на отметке $+96,0$.

Горизонт *Н.Г.* в обоих случаях лежит над переливным ребром водослива, следовательно мы имеем дело в обоих случаях с затопленным водосливом (плотиной). Поэтому для обоих случаев расход воды через водослив должен определяться по одинаковой формуле.

Мы получим ее, если положим $h_1 = 0$ в формуле, выведенной в вопросе 3 (п. 6).

Для вопросов 2 и 3 в этой формуле отличной будет только величина h_2 .

Таким образом

$$\begin{aligned} Q &= Q_1 + Q_2, \\ Q &= \mu_1 \cdot b \cdot (h - h_2) \cdot \sqrt{2g} (h_2 + k) + \\ &+ \frac{2}{8} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}]. \end{aligned} \quad (5)$$

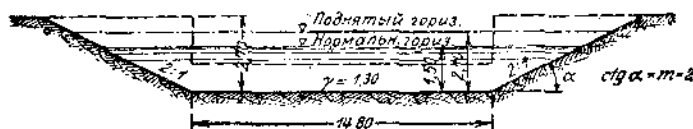
В этой формуле Q_1 обозначает тот расход, который находится под постоянным напором $(h_2 + k)$ и следовательно проходит между ребром водослива и горизонтом воды в нижнем бассейне. Расход Q_2 , входящий выше отметки уровня воды в нижнем бассейне, наоборот, протекает по условию незатопленного водослива.

Так как расход Q_2 некоторым образом протекает над расходом Q_1 , то образуемое водосливным ребром сжатие струи не влияет на расход Q_2 в той мере, как это имеет место для расхода Q_1 , непосредственно переливающего через ребро водослива. Поэтому принимаем $\mu_2 \approx 0,68$ до 0,83, смотря по тому, есть или нет боковое сжатие а также в зависимости от формы водосливного ребра.

Для коэффициента μ_1 остаются те же нормы, что были приняты при решении вопроса в 1), причем в данном случае в расчет надо ввести несколько уменьшенные значения.

Если высота плотины $w=0$, то мы имеем дело с данным спуском, расход через который определяется по формуле затопленного водослива. При отсутствии бокового сжатия принимают тогда $\mu_1 = \mu_2 = 0,80$.

В нашем примере берем $\mu_1 = 0,65$ и соответственно $\mu_2 = 0,70$ кроме того $b = 8,0$ м.



Фиг. 99.

Для Н.Г. на отметке $+94,0$ получим $h_2 = 4,0$ м, $h - h_2 = 1,0$, $h_2 + k = 4,204$, $\sqrt{h_2 + k} = 2,05$, $(h_2 + k)^{3/2} = 8,64$, $k^{3/2} = 0,09$, откуда

$$Q + Q_1 = Q_2,$$

$$Q + 0,65 \cdot 8,0 \cdot 1,0 \cdot 4,43 \cdot 2,05 + \frac{2}{3} \cdot 0,70 \cdot 8,0 \cdot 4,43 \cdot (8,64 + 0,09),$$

$$Q = 47,3 + 140,7,$$

$$Q = 188,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Для Н.Г. на отметке $+96,0$ получим $h_2 = 2,0$ м, $h - h_2 = 3,0$ м, $h_2 + k = 2,204$ м, $\sqrt{h_2 + k} = 1,49$, $(h_2 + k)^{3/2} = 3,28$, $k^{3/2} = 0,09$, откуда:

$$Q = Q_1 + Q_2,$$

$$Q = 0,65 \cdot 8,0 \cdot 3,0 \cdot 4,43 \cdot 1,49 + \frac{2}{3} \cdot 0,70 \cdot 8,0 \cdot 4,43 \cdot (3,28 - 0,09),$$

$$Q = 103,0 + 54,5.$$

$$Q = 157,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Задача 35. Определение высоты плотины при заданных условиях. Река шириной по дну в 14,8 м и с двойными береговыми откосами $m=2$ имеет продольный уклон 1:2000. Берег реки расположен на 2,7 м выше дна. Глубина воды при среднем расходе равна 1,5 м.

Устройством водосливной плотины длиной в 14,8 м глубина воды в реке может быть увеличена до 2,1 м.

На какой отметке должен быть расположен гребень водосливной плотины?

Решение. Расход, который должна пропускать плотина, равен тому расходу, который проходит через незаостренный профиль. Для свободного русла реки:

$$Q = v \cdot F.$$

Так как

$$F = 14,8 + 1,5 + 2 \cdot \frac{1,5 + 3,0}{2} = 26,7 \text{ м}^2,$$

$$Q = c \cdot \sqrt{R J} \cdot F,$$

$$R = \frac{F}{P} = \frac{26,7}{14,8 + 2 \sqrt{1,5^2 + 3,0^2}} = 1,24 \text{ м}.$$

Для $\gamma = 1,30$, $R = 1,24$ получим $c = 40,1$,

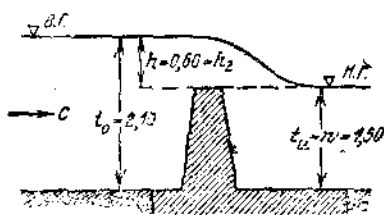
$$J = \frac{1}{2000} = 0,0005,$$

откуда

$$Q = 40,1 \cdot \sqrt{1,24 \cdot 0,0005} \cdot 26,7$$

$$Q = 1,0 \cdot 26,7 = 26,7 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Для определения высоты плотины первоначально необходимо определить, будет ли наша плотина затопленной или незатопленной. Решим этот вопрос путем подбора, определяя сначала расход для предельного случая между совершенным и несовершенным водосливами. (Водосливное ребро плотины находится на одной отметке с горизонтом воды в нижнем бьефе.)



Фиг. 100.

Расход для этого предельного случая определится по формуле незатопленного водослива [формула (4), задача 34]:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

При выборе величины коэффициента μ необходимо заметить, что длина водосливного гребня плотины равна только 14,80 м (равна ширине реки по дну).

Это приводит к необходимости сооружения в реке у берегов дополнительных глухих стенок для сопряжения водосливной части плотины с берегами. Следовательно при переливе через плотину будет иметь место боковое сжатие потока.

Так как плотина имеет прямоугольный водосливный гребень, принимаем $\mu = 0,63$ (задача 34, в, 1).

Для определения расхода остается еще неизвестной скорость подхода c .

Так как

$$k = \frac{c^2}{2g},$$

$$c = \frac{Q}{F_{\text{подпёртое}}} = \frac{26,7}{14,8 \cdot 2,1 + 2 \cdot \frac{2,1 \cdot 4,2}{2}} = \frac{26,7}{39,9} = 0,67 \text{ м/сек.}$$

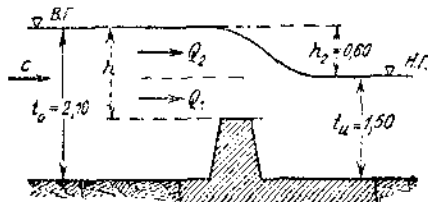
Откуда:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot 0,63 \cdot 14,8 \cdot [(0,60 - 0,023)^{3/2} - 0,023^{3/2}],$$

$$Q = 13,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Так как плотина должна пропускать расход $Q = 26,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$ а при принятом случае незатопленной плотины пропускает только $13,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$, то высота порога

принята несколько большей. Таким образом проектируемая нами плотина будет уже плотиной затопленной, так как гребень ее водослива будет находиться под уровнем нижнего бьефа. Тогда для определения расхода через плотину будет служить формула (5) (задача 34).



Фиг. 101.

$$Q = Q_1 + Q_2,$$

$$Q = \mu_1 \cdot b \cdot (h_1 - h_2) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_2 + k)} + \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

В этом уравнении известны все величины кроме $(h - h_2)$. Обозначаем поэтому $h - h_2 = x$ и, решая уравнение относительно неизвестного x , получим:

$$x = \frac{Q - \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}]}{\mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_2 + k)}.$$

Учитывая боковое сжатие и небольшую величину h_2 , принимаем коэффициенты: $\mu_1 = 0,63$, $\mu_2 = 0,70$.

Подставляя числовые величины, получим:

$$x = \frac{26,7 - \frac{2}{3} \cdot 0,70 \cdot 14,80 \cdot 4,43 \cdot [(0,60 + 0,023)^{3/2} - 0,023^{3/2}]}{0,63 \cdot 14,80 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{0,60 \cdot 0,023}},$$

$$x = \frac{26,5 - 15,5}{32,7} = 0,538 \approx 0,36 \text{ м.}$$

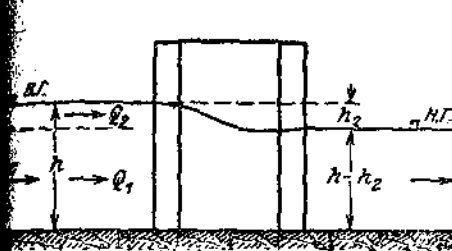
Следовательно высота плотины должна быть равна

$$1,5 - 0,36 = 1,14 \text{ м.}$$

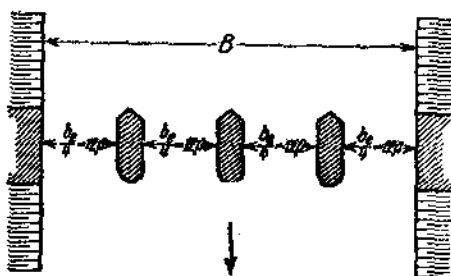
Задача 36. Подпор в реке перед мостом. Поперечный профиль реки с шириной русла $B = 60,55$ м и живым сечением $F = 152$ м² пропускает расход $Q = 300$ м³/сек. Благодаря устройству в этом месте реки мостовых быков живое сечение уменьшилось до $F_e = 120$ м². В этом уменьшилась также и ширина реки до $b_e = 48$ м (4 · 12,0 м). Каким образом определить величину подпора h_2 , образующегося перед мостом вследствие сжатия быками живого сечения реки? **Решение.** Как видно по фиг. 102, здесь речь идет о протекании воды между быками по принципу истечения через затопленную трубку. Это же самое может быть рассмотрено как несовершенный дослив, у которого высота ребра $w = 0$. Таким образом для определения расхода будет служить выведенная в задаче 34 формула (5), которая равна:

$$Q = Q_1 + Q_2,$$

$$= \mu \cdot b_e \cdot (h - h_2) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_2 + k)} + \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b_e \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$



Фиг. 102.



Фиг. 103.

Так как

$$b_e \cdot (h - h_2) = F_e,$$

то получим:

$$Q = \mu \cdot F_e \cdot \sqrt{2g \cdot (h_2 + k)} + \frac{2}{3} \mu_2 \cdot b_e \cdot \sqrt{2g} \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

В этом уравнении неизвестной и искомой величиной является h_2 . Кроме того величина h_2 входит еще в выражение скоростного напора подходящей скорости k , так как

$$k = \frac{c^2}{2g},$$

$$c = \frac{Q}{F_{\text{подпертое}}} = \frac{Q}{F + Bh_2}.$$

В этом уравнении увеличение живого сечения перед мостом с достаточной точностью обозначено через Bh_2 .

Для того чтобы упростить выражение расхода Q , подставим в правую часть уравнения числовые величины. Для тупоугольной головной части быков моста принимаем $\mu_1 = \mu_2 = 0,90$; кроме того $F = 120$ м² и $b_e = 48$ м.

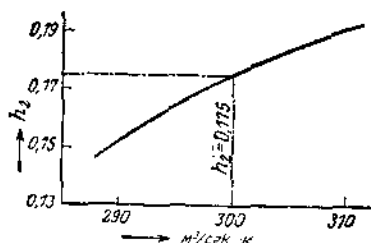
Тогда

$$Q = 0,90 \cdot 120 \cdot 4,43 \cdot (h_2 + k)^{1/2} + \\ + \frac{2}{3} \cdot 0,90 \cdot 48 \cdot 4,43 [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}].$$

При $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ получим:

$$300 = 480 \cdot (h_2 + k)^{1/2} + \\ + 128 \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] = f(Q).$$

Полученное уравнение решается путем пробных подстановок. При этом принимается, что $B \cdot h_2 = 0$, т. е. влияние подпора не учитывается. Таким образом вначале



Фиг. 104.

получается приближенное значение для k , а затем уже определяется величина h_2 .

Зная величину h_2 , можно получить исправленное значение

k и затем опять отыскать h_2 и т. д.

Определяем h_2 графо-аналитическим способом при этом принимаем, что:

$$400 \cdot (h_2 + k)^{1/2} = a, \\ 128 \cdot [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] = b,$$

следовательно

$$a + b = f(Q) = 300 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Расчет помещен в табл. 29, а то же графическое решение — на фиг. 104.

Практически конечно не всегда необходимо отыскивать точное значение h_2 . Произвольный выбор величины коэффициентов μ уже сразу придаст этому расчету несколько приближенный характер. Поэтому практически будет вполне достаточно остановиться на величине $h_2 = 0,17 \text{ м}$, соответствующей расходу $Q = 297,4 \text{ м}^3/\text{сек}$. Таким образом мы определили величину подпора перед мостом h_2 , пользуясь формулой затопленного водослива. Кроме этого, величину подпора h_2 можно также определить по специально рассчитанным для этого формулам (формулы Ребока и Крея для определения подпора у мостов).

Таблица 29.

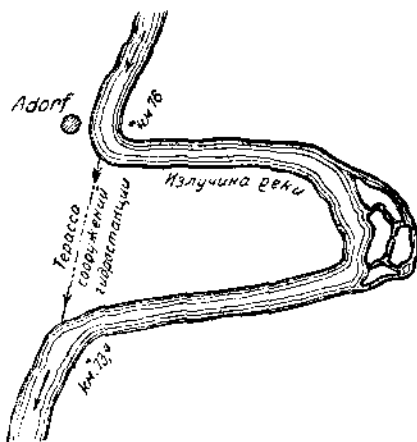
	$a + b = f(Q)$	b	a	$(h_2 + k)^{1/2} - k^{1/2}$	$(h_2 + k)^{3/2}$	$(h_2 + k)^{1/2}$	$h_2 + k$	$k^{1/2}$	k	c	$F + B \cdot h_2$	$B \cdot h_2$	h_2
	289,35	14,35	275	0,112	0,186	0,571	0,326	0,074	0,176	1,86	161,1	9,1	0,15
	297,40	16,40	281	0,128	0,201	0,586	0,344	0,073	0,174	1,85	162,3	10,3	0,17
	308,70	18,70	290	0,146	0,217	0,601	0,361	0,071	0,171	1,83	163,5	11,5	0,19
	300,05	17,05	283	0,133	0,205	0,590	0,348	0,072	0,173	1,84	162,6	10,6	0,17
Проба:													0,17

ОСАДКИ И СТОК. ОБРАБОТКА ГИДРОМЕТРИЧЕСКОГО МАТЕРИАЛА. МОЩНОСТЬ ГИДРОСТАНЦИЙ. ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ РЕЧНОГО РЕЖИМА НА ДВИЖЕНИЕ НАСОСОВ. РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕКИ. РЕГУЛИРУЮЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОЗЕРА (водохранилища).

Задача 37. Определение величины стоков для заданной местности (осадки и сток) построение кривых: расхода, горизонта, продолжительности горизонта, зависимости между горизонтом и расходом, продолжительности расходов по определенному гидрометрическому материалу, составление кривой мощности гидростанции для определенного напора. Определение годовой выработки гидростанции.

Между 73,4 и 76 км реки в Северной Баварии имеется излучина (петля), которая должна быть использована для двойной цели — утилизации водной энергии и улучшения судоходства. Водомерный пост, находящийся у местечка Адорф у верхнего конца излучины, ведет регулярные наблюдения в продолжение 3 лет, со времени половодья от 7/II — 14 г. В дальнейшем дана средняя погрешность этих показаний поста. Далее даны результаты ряда гидрометрических измерений для одного и того же слияния реки у гидрометрического поста Адорф.

Кроме этих гидрометрических материалов еще известна величина водосборного бассейна, равная 13,287 км², лежащего в среднегорной области, а также средние десятилетние величины годовых осадков для всего водосборного бассейна — 700 мм.



Фиг. 105.

1. Какой следует ожидать максимальный секундный расход при заданной величине водосборного бассейна?

2. Какой получится годовой сток в куб. метрах, если кроме величины водосборного бассейна принять во внимание еще данную среднюю годовую величину осадков и среднегорный характер водосборного бассейна?

3. Сравнительная оценка результатов данного гидрометрического материала поста Адорф относительно годового стока в куб. метрах.

(Построение кривой повторяемости, кривой продолжительности горизонтов и расходов, а также и кривой потребления.)

4. Как велик меженный и средний горизонт воды? Как велик меженный, средний и 7-месячный расход воды?

5. При условии, что гидросиловая установка будет рассчитана на 7-месячный расход воды, т. е. на тот расход, который наблюдается в продолжение 7 месяцев года. Как велик коэффициент использования установленной мощности? Как велик коэффициент использования реки?

6. Какова мощность, измеренная в лошадиных силочасах на валу турбины рассматриваемой установки при постройке ее на 7-месячный расход, если в продолжение всего года напор равен $5,8 \text{ м}^2$? Сколько лошадиных силочасов получается у распределительной доски станций?

7. Какую кривую нагрузки (линию энергии) дает установка для указанной далее кривой продолжительности?

Решение. 1. Условия стока, которые следует ожидать для какого-нибудь водосборного бассейна, зависят не только от величины осадков в бассейне, но также от его тектонических (орографических) свойств (равнина, среднегорная или высокогорная область), затем от его петрографических свойств (вид почвы, водопроницаема или нет), потом от существующей растительности (много или мало леса и т. д.), от величины и продолжительности осадков, температуры (климатические условия) и наконец от регулирующей способности бассейна, заключающейся в существовании озер и болот.

Эти многочисленные и разнообразные факторы заставляют признать, что величину стока какого-нибудь любого водосборного бассейна невозможно определить помощью одних общих употребительных математических зависимостей.

Вышеупомянутые факторы указывают скорее на то, что, строго говоря, каждый водосборный бассейн для определений условий стока должен рассматриваться отдельно. Поэтому при водохозяйственных исследованиях для гидросиловых установок, плотин, регулирования рек и т. д. желательно по возможности учесть все данные о рассматриваемом водосборном бассейне. В 3-м вопросе нашей задачи будет рассматриваться подобное определение. Это определение предполагает существование гидрометрических данных, которые основываются на длинных продолжительных и регулярно проведенных наблюдениях. Где таких гидрометрических материалов недостает, для того чтобы изобразить картину условий стока, там ведут исследования другими путями. Таковым путем является путь сравнения исследуемых водосборных бассейнов с условиями стока известных водосборных бассейнов.

Эти способы лежат в основе идеи, что для соседних и в одинаковых условиях находящихся водосборных бассейнов получаются в большинстве случаев равные условия стока. Само собой разумеется, что полученный таким путем результат не может быть настолько правильным, как непосредственные самостоятельные исследования.

Вышеуказанные соображения, основанные на сравнении различных исследований, при дальнейшем определении будут с помощью эмпирических формул, основанных на гидрометрических и метеорологических материалах, применены к окончательному определению условий стока. Они естественно применимы только внутри предположенных

и для определений, которые благодаря введению одного несколько большего или несколько меньшего грубо ориентировочного коэффициента запаса не изменяются сильно (как например определение наиболее возможного максимального расхода при паводке).

В общем все, что было сказано об условиях стока, также имеет применение для определения секундного стока (расхода). Для этого определения у нас имеется прежде всего простого вида эмпирическая формула Гоффмана, которая содержит в качестве переменного только величину водосборного бассейна, в то время как все факторы для величины стока предусмотрены в формуле числовым коэффициентом. Она применяется для областей высоких гор, лежащих в Баварии, именно для водосборных бассейнов, величина которых более 300 км² охватывает расходы меженного паводка.

Рассматриваемая в нашем примере водосборная площадь находится в Северной Баварии и следовательно входит в область действия, которая предусмотрена формулой.

Обозначая через F водосборную площадь в кв. километрах, получим:

$$Q_{\max} = \frac{3F}{(1+F) \cdot \frac{29}{100}} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При большом водосборном бассейне, пренебрегая единицей, можем положить $1+F=F$, тогда получаем:

$$Q_{\max} = 3F^{0,71} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Для $F=13287$ км² получим:

$$Q_{\max} = 3 \cdot 13287^{0,71} = 2530 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Для определения $Q_{\max}$ исключительно по величине водосборной площади дана также формула Губера.

Правда, она основана на условиях богемских рек. Для очень значительных паводков получим:¹

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= F \text{ км}^2 \cdot 0,095 \text{ м}^3/\text{сек}/\text{км}^2 = F \cdot 0,095 \text{ м}^3/\text{сек} = \\ &= 13287 \cdot 0,095 = 1260 \text{ м}^3/\text{сек.} \end{aligned}$$

Для исключительного катастрофического паводка

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= F \text{ км}^2 \cdot 0,20 \text{ м}^3/\text{сек}/\text{км}^2 = F \cdot 0,20 \text{ м}^3/\text{сек} = \\ &= 13287 \cdot 0,20 = 2650 \text{ м}^3/\text{сек.} \end{aligned}$$

Дальнейшая эмпирическая формула предложена Крессником. По ней получим:

$$Q_{\max} = \alpha \frac{32}{0,5 + \sqrt{F}} \text{ м}^3/\text{сек}/\text{км}^2,$$

где F — бассейн осадков в кв. километрах; α — в большинстве случаев равно единице при замедленном стоке, уменьшается до 0,6.

¹ См., например, Förster, Taschenbuch, 1921, стр. 1181.

Таблица 30

Средние величины горизонта воды за 3 года (1915—1917).

Горизонт воды см	Продол- житель- ность дни	Горизонт воды см	Продол- житель- ность дни	Горизонт воды см	Продол- житель- ность дни	Горизонт воды см	Продол- житель- ность дни
		300—291	0,7	200—191	10,3	100—91	26,3
		290—281	1,7	190—181	12,3	90—81	43,7
		280—271	4,3	180—171	13,0	80—71	25,3
370—361	0,3	270—261	2,3	170—161	15,3	70—61	3,0
360—351	1,0	260—251	2,7	160—151	20,0	60—51	1,0
350—341	1,0	250—241	6,7	150—141	21,3		
340—331	0,0	240—231	6,7	140—131	27,3		
330—321	0,7	230—221	6,7	130—121	33,3		
320—311	1,7	220—211	6,0	120—111	26,7		
310—301	1,0	210—201	11,0	110—101	31,7		

Таблица 31

Результат измерений расхода воды.

Дата	Горизонт воды см	Расход м ³ /сек	Дата	Горизонт воды см	Расход м ³ /сек
24. VIII. 13	73	25,0	19. II. 16	246	281,0
26. VIII. 13	59	20,6	29. VII. 16	47	27,6
7. II. 14	568 (?)	1520	6. II. 17	203	172,0
5. II. 15	430 (?)	625	8. II. 17	272	351,0
27. VI. 15	73	38,6	14. II. 17	181	145,0
14. VIII. 15	63	35,4	16. II. 17	155	114,0
26. VIII. 15	101	56,0	8. V. 17	119	70,2
15. II. 16	283	426,01	19. VIII. 17	70	37,0
16. II. 16	268	339,0			

Таблица 32

Зависимость между горизонтом воды и напором на гидростанции.

Горизонт воды см	350	300	275	250	225	200	175	150	125	100	85	82,5	80	70	50
Напор м	3,0	3,3	3,5	3,9	4,3	4,64	4,92	5,20	5,39	5,51	5,60	5,64	5,67	5,74	5,80

Для нашего водосборного бассейна $\alpha = 1$. Тогда получим:

$$Q_{\max} = 13287 \cdot 1 \cdot \frac{32}{0,5 + \sqrt{13287}} = 3690 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Полученные максимальные расходы, как видим, дают сильно расходящиеся результаты. В частности их значение получится выше, чем непосредственно измеренные результаты. Учитывая однако, что наибольший расход, непосредственно измеренный у моста Адорф III—14 г. в $1520 \text{ м}^3/\text{сек}$, может и не быть возможным катастрофическим расходом, то для практического применения принимаем расход, вычисленный по Горфману и Губеру.

2. Для определения величины годового стока Келлер предложил эмпирические формулы, которые имеют значение по его указаниям для всей Средней Европы. Во всяком случае они составлены для водосборных бассейнов северной и „средней Германии“ и таким образом действительны для исследуемых в нашей задаче водосборных бассейнов.

Келлер исходит от годовой высоты осадков h мм и переходит к определению годовой высоты стока A мм. Определение ведется по следующим эмпирическим формулам:

$$A = 0,942 \cdot h - 430 \text{ мм/м}^2. \quad (1)$$

Эта формула действительна для больших водосборных бассейнов со средними условиями стока, но годовая высота осадков которых h не спускается ниже 500 мм.

Для водосборных бассейнов горных и альпийских рек с их большим возможным стоком действительна как предельное условие следующая формула:

$$A = h - 350 \text{ мм/м}^2. \quad (2)$$

Для водосборных бассейнов равнинных рек с их малой высотой стока действительна как предельное условие формула:

$$A = 0,884 \cdot h - 460 \text{ мм/м}^2. \quad (3)$$

Результат следует рассматривать как среднюю многолетнюю величину.

Действительно наступающая величина стока отдельного года может значительно отличаться (превышать или быть меньше) от годовой высоты стока A , определенной по вышеуказанным формулам.

Определение среднего годового стока для нашей задачи может быть сделано, применяя формулу (1), так как в нашем случае мы имеем среднегорный рельеф $h = 700$ мм, т. е. большее 500 мм.

Высота стока A будет равна:

$$\begin{aligned} A &= 0,942 \cdot h - 430 \text{ мм/м}^2 = 0,942 \cdot 700 - 430 \text{ мм/м}^2 = \\ &= 230 \text{ мм/м}^2 = 0,23 \text{ мм/м}^2. \end{aligned}$$

Отсюда средний годовой сток будет равен:

$$Q_j = F \cdot A,$$

$$Q_j = 13287 \cdot 1000^2 \cdot 0,230 = 3030 \cdot 1000^2 = 3,05 \text{ млрд. м}^3 \text{ год.}$$

3. Гидрометрический материал дает возможность непосредственно для рассматриваемой водосборной площади определить величину годового стока Q_j .

При этом приводим следующие соображения.

Весь сток водосборного бассейна проходит через живое сечение у гидрометрического поста. Непрерывно устанавливают (выясняют) мгновенные стоки Q м³/сек за короткие постоянные периоды Δt , откуда определяют за этот период величины стока $Q \Delta t$. Суммируя все $Q \Delta t$, получим общий сток Q_j , который прошел от начала до конца наблюдений через живое сечение у гидрометрического поста.

На практике однако не применяется непрерывное определение Q для коротких промежутков времени, потому что этот способ требует много времени и весьма дорог.

Обычно вместо Q наблюдаются горизонты воды, которые непосредственно могут быть прочитаны. Из соображения, что каждому горизонту соответствует определенный расход, могут быть получены и величины расходов.

Это заключение конечно не всегда справедливо. Оно правильно только в том случае, если во время наблюдения уровня и одновременного измерения Q в русле потока существует установившееся состояние. (При нарастающем паводке действительный расход для какого-либо горизонта будет больше, чем соответствующий ему расход в установившемся состоянии. При уменьшающейся паводковой волне условия получатся обратными.)

Однако мы пренебрегаем этими различиями в величине Q , которые являются следствием режима потока. Тогда для каждого горизонта мы можем определить соответствующие этому горизонту расходы Q . Таким образом в нашей задаче мы будем исходить из наблюдений над горизонтами воды в реке, которые измеряются через равные промежутки времени.

Этим путем мы получаем зависимость между горизонтами и временем.

Первые соображения к определению годового стока приводят к определению зависимости между расходами и временем:

$$Q_j = \sum (Q \Delta t).$$

Если бы теперь еще могла быть установлена зависимость между горизонтами и расходами, то для определения Q_j все было бы дано.

Путем измерения воды у гидрометрического поста Адорф мы имеем и последнюю зависимость. Таким образом Q дано, но не для всякого возможного горизонта воды. Также не все произведенные измерения расхода относятся к тому времени, когда существовало установившееся состояние (табл. 31: в феврале 1916 г. проходит понижающий паводок. В феврале 1917 г. проходит согласно четырех измерений в течении месяца паводковая волна).

Живое сечение при этом испытало изменение (углубление) в течение времени наблюдений от паводков, прошедших 17/II—1914 и 5/II—1915 г., как показывает сравнение результатов измерений от 1914—1915 гг. (табл. 31).

Если мы исключим величины, определенные до изменения русла (до изменения 1913 г.), то все-таки остальных измерений достаточно для установления зависимости между горизонтами и расходами воды.

После настоящей критической оценки существующего гидрометрического материала перейдем к его обработке.

1. Зависимость между горизонтом воды и временем.

Как практическую единицу для определения периода времени Δt берут один день (наблюдение по рейке производится ежедневно в один и тот же час).

Горизонты воды, которые собираются в таблицу или ведомость наблюдений, в зависимости от времени могут быть изображены двумя различными графиками:

1. графиком изменения горизонтов по времени (кривая изменения горизонтов, см. ниже фиг. 109);

2. графиком изменения горизонтов по величине (кривая продолжительности горизонтов, см. ниже фиг. 108).

Первый график нам весьма нужен, так как он указывает изменения горизонтов в течение различных месяцев. По нему мы можем определить то время, когда нам следует ожидать наименьшего или наибольшего уровня воды в реке (последнее имеет значение при проектировании гидростанции, плотин, а также и при производстве гидротехнических работ).

Чем больше будет число последовательных лет, для которых мы будем иметь наблюдения о колебании горизонтов (измеренных в одном и том же месте реки), тем правильнее получим мы картину годового изменения горизонта. Чем долготнее будут наши измерения, тем надежнее и правильнее будут средние величины из многолетних наблюдений горизонтов воды.

Для того чтобы подойти к построению графика продолжительности горизонтов, первоначально необходимо установить, сколько дней периода наблюдений горизонт воды колеблется между двумя определенными отметками.

Это мы получим, если определим частоту горизонтов, соответствующих принятому интервалу. В нашей задаче это определение сделано для гидрометрического поста у села Адорф в течение трех лет (с 1915 по 1917 г.). Путем деления полученных результатов на число лет наблюдения (3), определим средние величины частоты горизонтов. Средние величины горизонтов воды даны в табл. 26.

Эти величины являются основанием для построения кривой продолжительности горизонтов. Беря прямоугольные оси координат, принимая дни за абсциссы и отметки горизонта — за ординаты для определенных интервалов горизонта воды, наносим величины частоты горизонтов. Таким образом получается кривая частоты горизонтов.

Если оставить принятую систему координат, то путем суммирования величин частоты горизонтов получим кривую продолжительности горизонтов.

Эта кривая дает нам ответ на вопрос, какое время тот или иной горизонт воды будет превышать какую-либо отметку (или какое количество дней в году горизонт воды не будет достигать какой-либо определенной отметки).

2. Зависимость между горизонтом воды и расходом

Для того чтобы перейти от зависимости горизонтов воды по времени (кривая продолжительности горизонтов) к зависимости расходов воды от времени (кривая продолжительности расходов), воспользуемся имеющейся зависимостью между горизонтами и расходами. Графическое изображение зависимости между горизонтами и расходами называется кривой связи или кривой расхода. Затем снова выбирают прямоугольную систему координат, в которой по оси абсцисс откладываются расходы в куб. метрах в секунду, а по оси ординат — уровни горизонтов воды в сантиметрах, причем масштаб для последних берется из кривой продолжительности горизонтов.

Каждому измерению расхода воды в живом сечении у поста Адорф соответствует определенный уровень воды. Если исключить непригодные результаты измерений, то оставшиеся данные могут быть нанесены в виде отдельных точек (фиг. 107, см. ниже).

Ввиду неизбежных ошибок, имеющих место при производстве измерения расходов, а также ввиду неустойчивости режима во время измерения, полученные точки не располагаются на одной кривой. Поэтому в большинстве случаев кривая связи строится как кривая центров тяжести всех нанесенных точек.

Таким образом получаем кривую зависимости, проводя главную линию между нанесенными точками, которая примерно будет линией центров тяжести (фиг. 107).

Если мы хотим зависимости между горизонтом и расходом выразить аналитически, то можем сделать это путем следующего уравнения:

$$Q = a + b \cdot h + c \cdot h^2 + d \cdot h^3 + e \cdot h^4 + \dots,$$

где Q — расход, а h — соответствующая отметка горизонта воды в реке.

Пять измерений расхода и горизонта дают нам пять подобных уравнений, каждое из которых имеет пять неизвестных. Решение этих уравнений дает значение неизвестных коэффициентов.

Например для расхода в $38,6 \text{ м}^3/\text{сек}$, имеющего место при горизонте в 73 см , получим уравнение:

$$38,6 = a + b \cdot 73 + c \cdot 73^2 + d \cdot 73^3 + e \cdot 73^4.$$

То же для расхода $35,4 \text{ м}^3/\text{сек}$ при отметке горизонта в 63 см :

$$35,4 = a + b \cdot 63 + c \cdot 63^2 + d \cdot 63^3 + e \cdot 63^4$$

и т. д.

Так как d и e являются очень малыми величинами, то можно ограничиться следующим уравнением:

$$Q = a + b \cdot h + c \cdot h^2.$$

Так как настоящее уравнение является чисто аналитическим допущением, то желательно иметь как можно большее количество совместных измерений Q и h , которые в дальнейшем могут быть разрешены по способу наименьших квадратов.

3. Зависимость между расходом и временем.

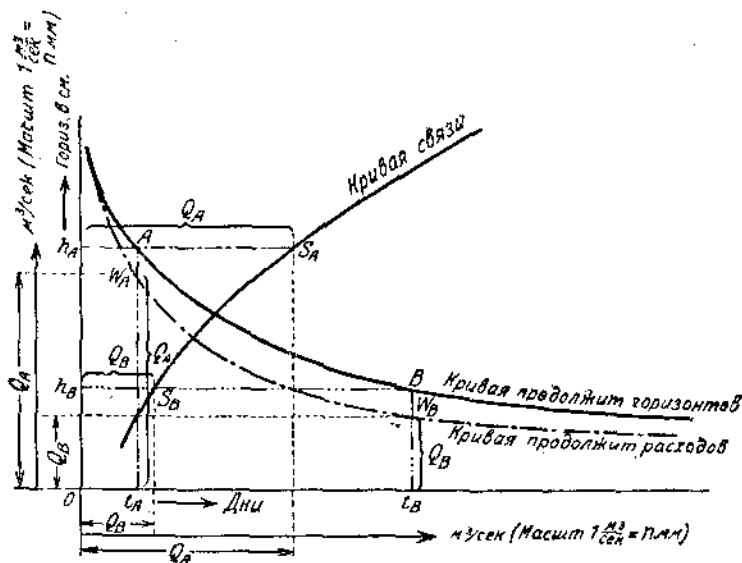
При кривой продолжительности расходов и по кривой связи можно определить зависимость расхода от времени (кривая продолжитель-

ости расходов). Построение кривой продолжительности расходов может быть произведено чисто механическим путем. Для этого в прямоугольной системе координат по оси абсцисс откладываются дни, а по оси ординат — расходы, которые соответствуют уровню воды за данный период.

По этому масштаб для построения кривой продолжительности расходов берется таким же, как и для кривой продолжительности горизонтов и связи между расходами и горизонтами. Подобное построение проведено на фиг. 106.

Для точки A кривой продолжительности горизонтов отметка уровня равна h_A , а время равно t_a дней.

Этой отметке уровня h_A по кривой связи соответствует расход Q_A м³/сек (точка S_A на кривой связи). Таким образом моменту времени t_a , для которого кривая продолжительности горизонтов



Фиг. 106.

указывает отметку горизонта h_A , кривая продолжительности горизонтов должна указывать в свою очередь Q_A м³/сек (точка W_A на кривой продолжительности расходов).

Точно такое же построение имеет место для точки B . Подобным путем происходит нанесение ряда точек кривой продолжительности расходов, а следовательно построение и самой кривой.

Ввиду того что кривая продолжительности горизонтов построена по соответствующим отметкам уровня воды, то следовательно и кривая продолжительности расходов зависит от этих отметок. Если же при построении кривой продолжительности расходов будем исходить из кривой продолжительности горизонтов, вычисленных для ряда лет, то получим также кривую средних расходов для этого многолетнего периода наблюдений. Построение средней многолетней кривой про-

должительности расходов будет производиться так же, как и для обычной кривой продолжительности расходов (фиг. 107 и 108).

Теперь нетрудно будет определить величину среднего годового стока Q_j , который таким образом будет являться средним значением для годовых стоков с 1915 по 1917 год. Эта величина среднего годового стока будет соответствовать тому месту реки, где расположен наш водомерный пост Адорф. Величина годового стока Q_j представится таким образом на фигуре как некоторая площадь F , которая ограничена сверху кривой продолжительности расходов, с боков — вертикалями, соответствующими началу и концу рассматриваемого периода стока, и снизу — горизонтально проходящей через нулевую точку вертикальной шкалы расходов. Если мы будем ограничивать сверху нашу искомую площадь F вместо кривой продолжительности расходов кривой изменения величин расходов, то конечно придется к тому же результату.

Так как ординаты выражены в куб. метрах в секунду, а абсциссы — в днях, то для того чтобы получить сток в куб. метрах, необходимо полученную площадь перемножить на $60 \cdot 60 = 864\,000$ (сек.).

Определение площади F в нашем примере дает сток

$$Q = 3,57 \text{ млрд. м}^3/\text{год.}$$

(По формуле Келлера годовой сток Q_j был равен 3,05 млрд. м^3 .)

4. Обыкновенный горизонт воды может быть непосредственно найден по кривой продолжительности горизонтов. Это будет как раз тот горизонт, который за год в течение одинакового времени был как затоплен, так и не затоплен. Таким образом обыкновенным горизонтом является горизонт, соответствующий 182,5 дням (фиг. 107). В нашем примере точка на оси абсцисс, соответствующая 182,5 дням, по кривой продолжительности горизонтов указывает величину обыкновенного горизонта, равную ≈ 128 см.

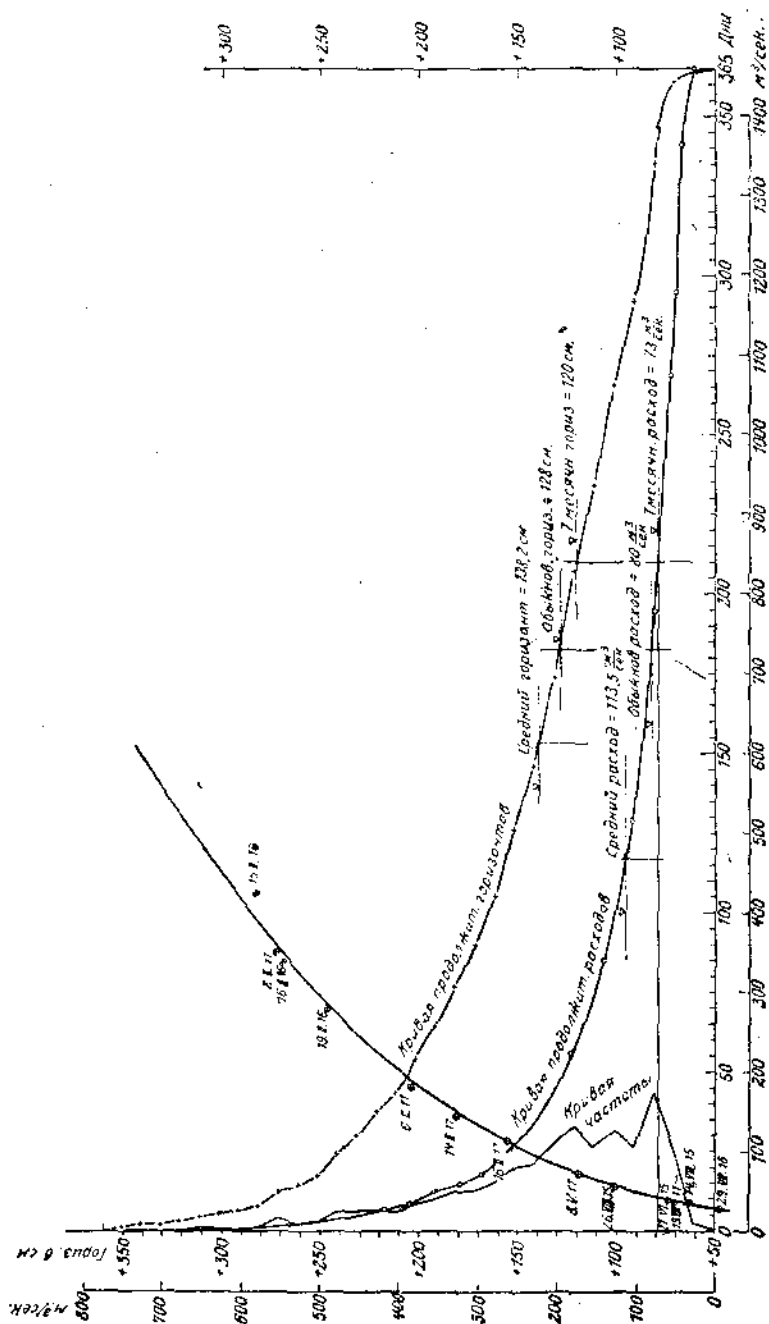
Величина среднего годового горизонта h_m получается как среднее значение из всех горизонтов в течение года. Планиметрируя площадь F заключающуюся между кривой продолжительности горизонтов и осью абсцисс, и деля ее на 365, получим значение h_m , равное:

$$\frac{F}{365} = h_m \text{ см.}$$

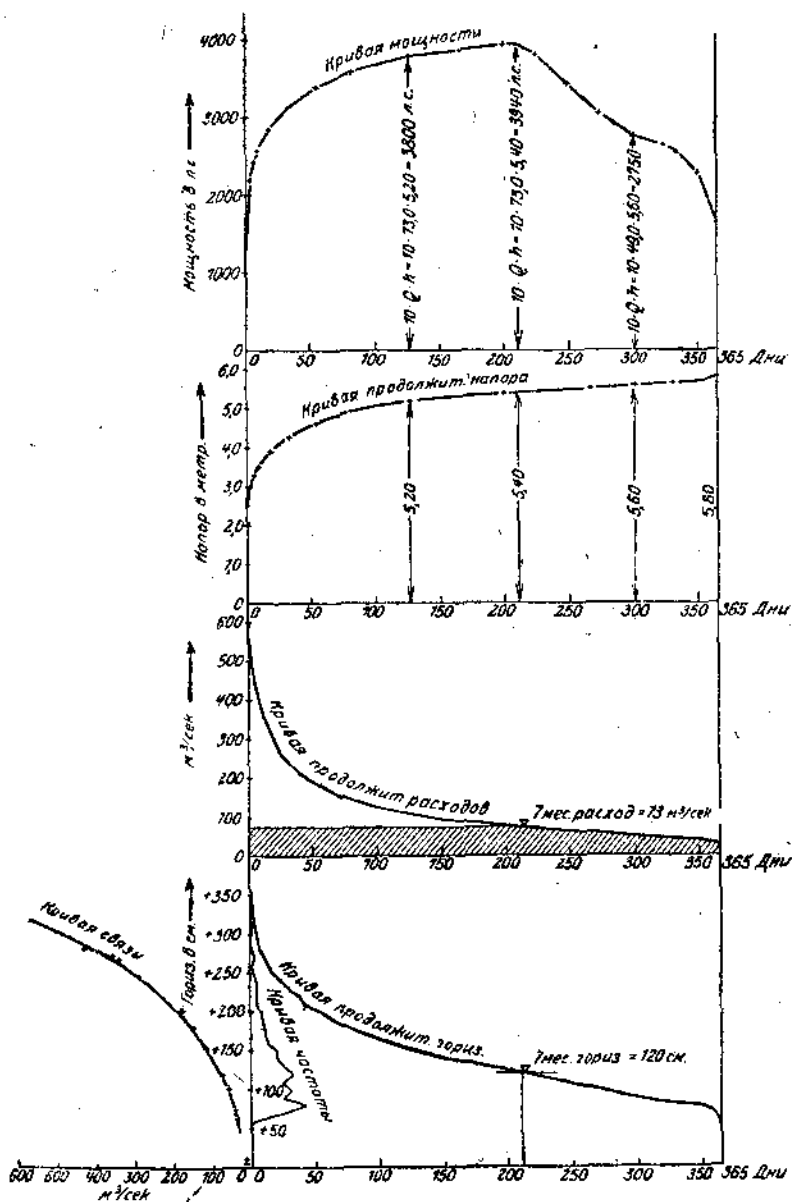
В нашем примере величина среднего годового горизонта $h_m = 138,2$ см ≈ 138 см.

Обыкновенным расходом называется тот расход, который за год в течение одинакового времени был как превзойден, так и не достигнут.

Таким образом он соответствует обыкновенному горизонту. В нашей задаче он равен $80 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Величина среднего годового расхода находится аналогично среднему годовому горизонту. Для этого вычисляют площадь F' , ограниченную кривой продолжительности расходов и осью абсцисс. Далее полученная площадь откладывается в виде прямоугольника по всему протяжению оси абсцисс. Высота данного прямоугольника, измеренная по оси ординат, даст нам величину среднего годового расхода.



Фиг. 107.



Фиг. 108.

Так как при определении годового стока Q_j мы уже вычислили значение этой площади F , то получим далее величину среднего годового расхода:

$$G = \frac{Q \text{ м}^3/\text{год}}{365 \cdot 86\,400 \text{ сек}/\text{год}} = 113,5 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Величина 7-месячного расхода определяется непосредственно по кривой продолжительности расходов. Это будет та величина расхода, которая по кривой продолжительности соответствует 7 месяцам (210 дням).

В нашем примере эта величина равна $73 \text{ м}^3/\text{сек}$.

5. Под коэффициентом использования установленной мощности понимают отношение заштрихованной площади FBD к площади прямоугольника $FCDE$ (фиг. 110), т. е. отношение действительно используемой мощности к мощности, которую можно использовать (можно вследствие того, что машины рассчитаны на $Q = 73 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Так как обе площади имеют равные абсциссы, то коэффициент использования установленной мощности можно будет представить как отношение среднего используемого расхода¹ к расчетному 7-месячному расходу.

В нашем случае коэффициент использования установленной мощности равен:

$$\frac{65,2}{73,0} \cdot 100 = 89,4\%.$$

Коэффициент использования реки (потока) называется отношением заштрихованной площади $FBDE$ к площади $ABDE$, т. е. отношением действительно используемого количества воды ко всему годовому стоку (теоретически возможному использованию реки, когда вся вода, протекающая в реке, проходит через турбины). Здесь также обе площади имеют одинаковые абсциссы, а потому коэффициент использования реки является отношением среднего используемого расхода к среднему годовому расходу.

Величина среднего используемого расхода была определена нами при отыскании коэффициента использования установленной мощности и равна $65,2 \text{ м}^3/\text{сек}$. Среднегодовой расход равняется $118,5 \text{ м}^3/\text{сек}$. Откуда коэффициент использования реки будет равен

$$\frac{65,2}{118,5} \cdot 100 = 57,5\%.$$

¹ Средний использованный расход определяется как высота прямоугольника, площади равного заштрихованной площади $FBDE$ и имеющего с ней общую равную абсциссу ED .

6. Теоретическая мощность расхода Q при весе 1 м^3 воды $\gamma = 1,0 \text{ м}^3$ и при напоре h_m будет равна:

$$L_{\text{теор}} = \gamma \cdot Q \cdot h = \frac{\gamma \cdot Q \cdot h \cdot 1000}{75} \text{ л. с.}$$

Принимая коэффициент полезного действия турбин в 75% , получим действительную мощность:

$$L_e = \frac{\gamma \cdot Q \cdot h \cdot 1000}{75} \cdot \frac{75}{100} \text{ л. с.}$$

Для $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$ получим:

$$L_e = 10 \cdot Q \cdot h \text{ л. с.}$$

Если теперь в течение часа будет проходить $Q \text{ м}^3$ воды то получим:

$$10 \cdot Q \cdot h \cdot 1 \text{ л. с. ч. (лошадиных силочасов),}$$

следовательно за сутки (24 часа):

$$10 \cdot Q \cdot h \cdot 24 \text{ л. с. ч.,}$$

в течение года:

$$10 \cdot Q \cdot h \cdot 24 \cdot 365 \text{ л. с. ч.}$$

Если кроме постоянного напора h мы имели бы также постоянный расчетный расход Q , то годовая выработка турбин была бы равна $10 \cdot Q \cdot h \cdot 24 \cdot 365 \text{ л. с. ч.}$ Однако величина не постоянна в течение всего года и имеет место только в течение 7 месяцев.

За время оставшихся 5 месяцев величина Q не устойчива и всегда меньше значения расчетного расхода. Таким образом годовая выработка будет меньше величины $10 \cdot Q \cdot h \cdot 24 \cdot 365 \text{ л. с. ч.}$

Если допустить, что величина расчетного напора будет постоянна, то действительная годовая выработка будет так относиться к теоретической по предыдущему $10 \cdot Q \cdot h \cdot 24 \cdot 365 \text{ л. с. ч.}$, как среднегодовая величина используемого расхода относится к величине полного расчетного расхода.

При этом значении полного расчетного расхода мы подразумеваем тот расход, на который рассчитаны сооружения и турбины гидроэлектростанции.

Величина этого искомого отношения расходов была определена уже ранее при подсчете коэффициента использования установленной мощности и равна $0,894$.

Таким образом при постоянном напоре, зная величину теоретической годовой выработки и значение коэффициента использования, мы можем определить действительную годовую выработку.

Для используемого 7-месячного расхода годовая выработка на валу генератора равна:

$$\begin{aligned} 0,894 \cdot 10 Q \cdot h \cdot 24 \cdot 365 &= 0,894 \cdot 10 \cdot 73,0 \cdot 5,80 \cdot 24 \cdot 365 \\ &= 33,2 \text{ млн. л. с. ч.} \end{aligned}$$

Принимая коэффициент полезного действия генераторов в 90% (потеря в 10%) и учитывая, что л. с. ч. = 0,736 квч (киловаттчас), получим на распределительной доске станции величину годовой выработки, равную:

$$33,2 \cdot 0,90 \cdot 0,736 = 22 \text{ млн. квч.}$$

Эта величина годовой выработки определена для среднего года (относительно трех лет, начиная с 1915 по 1917 г.).

7. Если мы данную в табл. 32 зависимость между горизонтом и напором нанесем на чертеж, то, откладывая напоры в зависимости от кривой продолжительности горизонтов, получим кривую продолжительности напоров (фиг. 108).

Так как каждой определенной точке кривой продолжительности напора соответствует определенная точка кривой продолжительности расходов, то каждому напору h соответствует определенный расход Q , а следовательно и определенная мощность $10 \cdot Q \cdot h$.

Если мы подобные расчеты сделаем для различных промежутков времени и результаты нанесем на чертеж, то получим кривую мощности (фиг. 108). Для периода времени от 0 до 210 дней полученная кривая мощности изменяется в зависимости только от напора, так как Q в течение этого времени постоянно (равно 73,0 м/сек). В течение остальных 365—210 = 155 дней величина Q становится также переменной, вследствие чего за этот период времени нагрузка турбин изменяется вместе с h и Q .

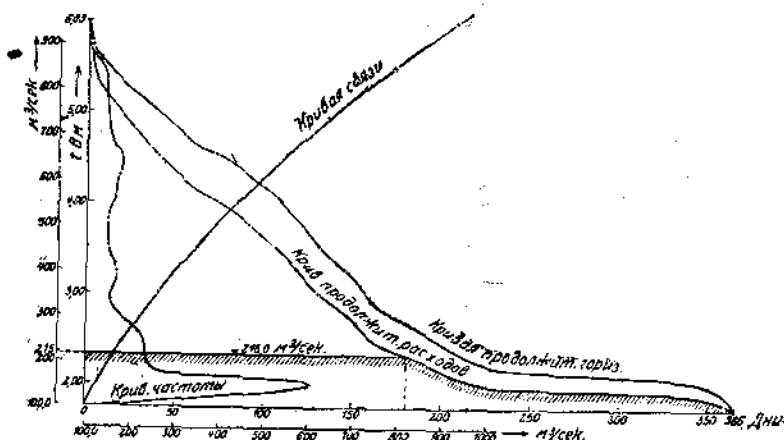
Если площадь (фиг. 108), заключающуюся между кривой мощности и осью абсцисс, помножим на 24, то получим годовую выработку турбин в лошадиных силочасах, но уже не в зависимости только от одного Q (см. п. 6), а в зависимости как от расходов Q , так и от напора h . В этом случае годовая выработка равна 28,5 млн. л. с. ч. Изменение мощности в течение года указано для этого случая на фиг. 109. По этому графику мы видим, как в течение различных месяцев года в зависимости от изменения горизонта и расхода меняется также нагрузка турбины.

Задача 38. Расчет используемого гидростанцией участка реки на пропуск наносов в количестве, имевшем место до сооружения плотины, при условии отвода перед этим участком воды в подводящий канал станции. Определение образующего русло горизонта. Падение реки, несущей насосы, должно быть использовано устройством большой гидросиловой установки. Гидрометрические данные для места будущей плотины известны и даны кривыми: 1) кривая частоты горизонтов, 2) кривая связи (кривая зависимости расходов от горизонтов), 3) кривая продолжительности горизонтов, 4) кривая продолжительности расходов. Известно также и живое сечение реки (фиг. 111 и 112). Уклон реки может быть принят для всех горизонтов в 1‰, коэффициент шероховатости по Базену $\gamma = 1,70$. Предельное значение силы влечения наносов $S_0 = 3,8 \text{ кг/м}^2$ определено из повторных наблюдений. Дно реки, несущей насосы, оказывает достаточно большое сопротивление размывающему действию воды.

Какой должен быть запроектирован профиль реки, если строительству гидростанции ставится условие, чтобы при постройке гидросиловой установки на 180-дневный расход, который равен 215 м³/сек

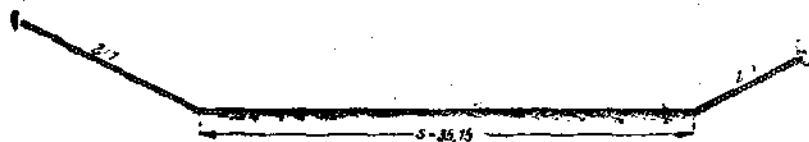
г. 111), живое сечение реки между разборчатой плотиной и устьем отводящего канала (участок использования) было рассчитано для равного русла горизонта, т. е. для того горизонта, который в течение года производит максимальный перенос наносов, чтобы благодаря этому гарантировалось регулярное транспортирование наносов (от плотины до отводящего канала).

Поверхностный уклон J в используемом участке после захвата $250 \text{ м}^3/\text{сек}$ должен быть также не меньше 1‰ .



Фиг. 111.

сечение. Захват $250 \text{ м}^3/\text{сек}$ из реки в подводящий канал вызывает значительные изменения режима в участке использования, потому что река при этом лишается части своей работы, что и нарушает нормальное ее состояние. Как это изменение нормального режима влияет вообще, зависит прежде всего от вида плотины, которая необ-



Фиг. 112.

ходима для направления используемой гидростанцией воды в подводящий канал.

При глухой плотине взвешенные наносы будут осаждаться перед плотиной, пока с течением времени весь водоем, находящийся перед плотиной, не будет занесен. За это время на участке (использования) между плотиной и устьем отводящего канала передвижения наносов не будет совершаться, вследствие чего живая сила потока будет оставаться свободной. Оставшаяся свободной живая сила может быть еще достаточно велика, чтобы в свою очередь начать размывать русло реки за плотиной.

При устройстве совершенно разборчатой плотины, как предполагается в нашей задаче, при значительно большом пропуске воды взвешенные наносы транспортируются через частично или полностью открытые отверстия плотины. Спрашивается, достаточно ли еще велика возможность работы, принимая во внимание захват воды, чтобы далее транспортировать эти наносы в участке использования?

Будет ли работоспособность потока в участке использования достаточной, чтобы транспортированные через плотину наносы отнестись еще далее?

Как должно быть запроектировано для этого новое живое сечение в используемом участке, чтобы оно обладало: 1) необходимой пропускной способностью для расчетных расходов, 2) гарантировало совершенно регулярное прохождение наносов?

Кроме того, требование к строительству включает условие, чтобы нормальное движение наносов в новом профиле вниз по течению от места плотины происходило при установившемся состоянии потока.

Расчет можно вести двумя путями:

- а) исходя от движения наносов,
- б) исходя из количества наносов, которое переносится через живое сечение реки в течение года.

Мы выбираем здесь первый способ.

Расход, который пропускает новое живое сечение, равен:

$$Q = v \cdot F = c \cdot \sqrt{R \cdot I} \cdot F. \quad (1)$$

Обозначая $S = 1000 \cdot t \cdot J$ силу влечения у дна рассматриваемого элемента профиля при глубине воды t и уклоне J ; $S_0 = 1000 \cdot t_0 \cdot J_0$ — предельное значение силы влечения для глубины воды t_0 при соответствующем уклоне J_0 , то получим расход наносов, который проходит в секунду через единицу ширины реки, по Дю Бой (Du Boys) или по Крейтеру:

$$G = \psi \cdot S \cdot (S - S_0) = \psi \cdot 1000^2 \cdot t \cdot J (t \cdot J - t_0 \cdot J_0).$$

Это — уравнение силы влечения для единицы ширины в новой форме, где ψ — по Дю Бой численный коэффициент расхода наносов, величина, зависящая от их размера.

Так в нашем случае будет $J = \text{const}$ и $J = J_0$, то уравнение обращается в

$$G = \psi \cdot (1000 \cdot J)^2 \cdot t \cdot (t - t_0).$$

Если суммирование распространяется на всю ширину живого сечения, внутри которого имеется движение наносов, а также и $t > t_0$, то получим расход наносов:

$$G = \psi (1000 \cdot J)^2 \int_0^b (t - t_0) \cdot t \cdot dx. \quad (2)$$

Так как определение независимого коэффициента ψ до сих пор было невозможно, получим его из расчета тем, что вместо действительного количества расхода наносов в секунду примем его относительное число:

$$G' = \frac{G}{\psi}.$$

Обозначая теперь в уравнении (2)

$$\int_0^b (t - t_0) t \cdot dx = \mathfrak{E},$$

где $\mathfrak{E}$ зависит от размеров профиля и следовательно

$$\mathfrak{E} = f(b_1'),$$

то получим уравнение (2) в следующем виде:

$$G' = \frac{G}{\phi} = (1000 \cdot J)^2 \cdot \mathfrak{E}, \quad (3)$$

где $\mathfrak{E}$ — обозначает „меру движения наносов“.

Как еще будет указано, G' может быть найдено, а следовательно может быть принято как известная величина. Ввиду того, что Q и J принимаются как известные заранее величины, то в уравнениях (1) и (3) являются неизвестными только b и t , а поэтому они могут быть вычислены.

Профиль, полученный на основании уравнений (1) и (3), гарантирует благоприятное течение воды и наносов только при том горизонте воды, который положен в основу расчета профиля. При каждом другом горизонте воды однако вновь рассчитанный профиль не сможет удовлетворить условиям, упомянутым в формулах (1) и (3), так как вместе с горизонтом, в данном случае без изменения уклона меняется количество наносов и расход воды. Если бы нужно удовлетворить теоретическому требованию, чтобы конструируемый профиль при любом горизонте воды соответствовал условиям, предъявляемым для движения воды и наносов, то это условие могло бы быть выполнено только путем сконструирования переменного профиля. Конечно это практически невыполнимо.¹

Поэтому требуется приспособить размеры нового сечения к особому характерному горизонту воды. Ввиду того что центр тяжести правильного выбора профиля лежит в установлении урегулированного движения наносов, то „характерный“ горизонт будет идентичен с тем уровнем горизонта, который за известный промежуток времени (год) осуществил максимум транспортирования наносов. Этот уровень горизонта и есть так называемый горизонт, образующий русло, иля, как его обозначают в единичных случаях, „решающий горизонт“ или „гидротехнический горизонт“.

Если на предполагаемом участке использования должен быть гарантирован тот же расход воды и то же передвижение наносов, как это имело место в существующем русле до сооружения плотины и до отвода воды, то выполнение этого условия возможно лишь в том случае, если образующий русло горизонт нового профиля показывает тот же уровень, как и в бывшем профиле, и если в будущем при этом горизонте будет пропускаться тот же соответствующий расход воды (т. е. количество протекающей воды, уменьшенное на расход, потребленный гидростанцией, при условии сохранения такого же количества наносов, как раньше).

¹ См. „Wochenschrift für den öffent. Baudienst“ 25-й год издания Heft 41, 1919.

Следовательно прежде всего следует найти соответствующий существующим условиям режима горизонт, образующий русло для существующего поперечного профиля реки, с тем чтобы на основании полученных отсюда результатов решить уравнения (1) и (3).

Если снабдить величины, относящиеся к первоначальным условиям, показателем a , а величины, относящиеся к новому профилю, — показателем b , то получим:

$$G_a' = (1000 \cdot J_a)^2 \cdot \mathcal{E}_a. \quad (3a)$$

$$G_b' = (1000 \cdot J_b)^2 \cdot \mathcal{E}_b. \quad (3b)$$

Если транспортирование наносов в новом профиле должно происходить так же беспрепятственно, как и в первоначальном, то должно быть выполнено требование:

$$G_a' = G_b'$$

или

$$(1000 \cdot J_a)^2 \cdot \mathcal{E}_a = (1000 \cdot J_b)^2 \cdot \mathcal{E}_b.$$

откуда

$$\mathcal{E}_b = \left(\frac{J_a}{J_b} \right)^2 \mathcal{E}_a.$$

Если в дальнейшем стремиться к тому, чтобы и уклон горизонта на будущем участке использования не менялся в отношении существующих условий, т. е.

$$J_a = J_b,$$

то должно быть также

$$\mathcal{E}_a = \mathcal{E}_b.$$

Таким образом достаточно найти на основании существующего профиля исключительно величину $\mathcal{E}_a$, т. е. размер движения наносов, соответствующий образуемому русло горизонту, чтобы затем возможно было установить новое поперечное сечение согласно отношения $\mathcal{E}_a = \mathcal{E}_b = f(b, t)$, конечно при соблюдении отношения, данного уравнением (1).

Для цифрового вычисления уравнений (1) и (3) должен быть в первую очередь найден образующий русло горизонт и соответствующий этому горизонту размер движения наносов.

По Крейтеру $\mathcal{E}$ равно:

$$\mathcal{E} = U \cdot (t_0 + 2y), \quad (4)$$

где u — величина заштрихованной площади (см. фиг. 113), y — расстояние центра тяжести площади u от горизонтали AB . Поэтому

$$G' = \frac{G}{\psi} = (1000 \cdot J)^2 \cdot U \cdot (t_0 + 2y). \quad (5)$$

При этом t_0 получается из

$$t_0 = \frac{S_0}{1000 \cdot J}.$$

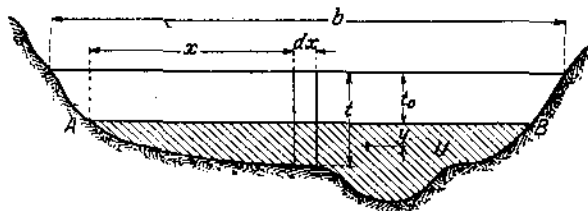
S_0 уже было установлено, также и J , таким образом известно и t_0 , т. е. предельная глубина, а именно:

$$t_0 = \frac{3,8}{1000 \cdot 0,001} = 3,8 \text{ м.}$$

Для любой отметки, т. е. для любой глубины воды, может быть найдено U , y , а вместе с тем и ψ , и следовательно для любого горизонта установлено и $G' = \frac{G}{\psi}$, которое может быть вычерчено по кривой. Вычисление проведено в табл. 33, а результаты вычерчены на фигуре 115 (см. ниже) ($\frac{G}{\psi}$ — кривая первоначального профиля).

К вычислению в табл. 33 надо еще добавить следующее.

На основании наблюдений горизонта по ближайшей к месту платины рейке удалось установить среднюю длительность τ для каждого уровня горизонта или для соответственных промежутков между горизонтами. Эти данные отмечены на кривой частоты (фиг. 111). Та часть кривой частоты, которая имеет значение для передвижения наносов, изображена в увеличенном виде на фиг. 115, причем, как упомянуто выше, вычерчена кривая $G' = \frac{G}{\psi}$ первоначального профиля.



Фиг. 115.

Теперь можно найти для любого горизонта произведение $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$ и изобразить его в виде кривой. Это было осуществлено по 10 выбранным горизонтам и таким образом получена кривая $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$ на фиг. 115. Площадь, ограниченная с одной стороны вертикалью через точку $\frac{G}{\psi} \cdot \tau = 0$, а с другой стороны — самой кривой $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$, если принять во внимание применяемые единицы масштаба, дает в цифрах относительную величину $\frac{G}{\psi}$ среднего годового количества наносов. В течение этого среднего года максимум транспортирования наносов произошел при том горизонте, которому по кривой $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$ соответствует наибольшая абсцисса. Этот горизонт не что иное как так называе-

мый „образующий русло“ горизонт. Для нашего примера он равняется 5,36 м (фиг. 115).

Для расчетного горизонта $t=5,36$ м $\mathcal{E}_a$ — было рассчитано в 318 м³ (табл. 33). Кроме того этому горизонту соответствует расход воды $Q_a=750$ м³/сек, как видно из кривой связи и из линии продолжительности расхода воды по фиг. 111.

Каковы должны быть размеры нового профиля реки на участке использования, чтобы он при

$$Q_b = Q_a - Q_w = 750 - 215 = 535 \text{ м}^3/\text{сек}$$

имел тот же образующий русло горизонт, как первоначальный профиль реки при $Q_a=750$ м³/сек?

Должно быть:

$$\mathcal{E}_a = \mathcal{E}_b;$$

поэтому:

$$\mathcal{E}_a = \mathcal{E}_b = U \cdot (t_0 + 2y).$$

Таблица 33.

t м	$F^{(0)}_{(0)} = 1000 \cdot J$	t_0 м	y_a^1 м	U_a^1 м ³ /с	$\mathcal{E}_a = U_a(t_0 + 2y)$ м ³	$(F^{(0)}/1000)^2$	$G = \frac{G}{\psi}$	τ	$\frac{G}{\psi}$
5,74	1	3,8	0,940	75,8	430	1	430	2	860
5,57	1	3,8	0,857	68,6	378	1	378	6	2 268
5,36	1	3,8	0,758	59,8	318	1	318	10	3 180
5,17 ₅	1	3,8	0,670	52,2	268	1	268	11	1 948
4,97 ₅	1	3,8	0,576	44,0	218	1	218	12	2 916
4,75	1	3,8	0,476	35,2	167	1	167	13	2 171
4,52 ₅	1	3,8	0,355	26,6	120	1	120	20	2 400
4,29	1	3,8	0,243	17,7	76	1	76	18	1 368
4,05	1	3,8	0,125	8,9	36	1	36	16	576
3,80	1	3,8	0,000	0,0	0	1	0	12	0

Если новый профиль должен иметь, как и первоначальный, трапециoidalную форму с двойными откосами, то будет как и раньше:

$$U = s(t - t_0) + 2(t - t_0)^2$$

и

$$y = \frac{t - t_0}{6} \cdot \frac{3s + 4(t - t_0)}{s + 2(t - t_0)}.$$

Поэтому

$$\mathcal{E}_b = [s \cdot (t - t_0) + 2(t - t_0)^2] \cdot \left[t_0 + \frac{t - t_0}{3} \cdot \frac{3s + 4(t - t_0)}{s + 2(t - t_0)} \right]. \quad (6)$$

Далее

$$Q = c \sqrt{R \cdot J} \cdot F;$$

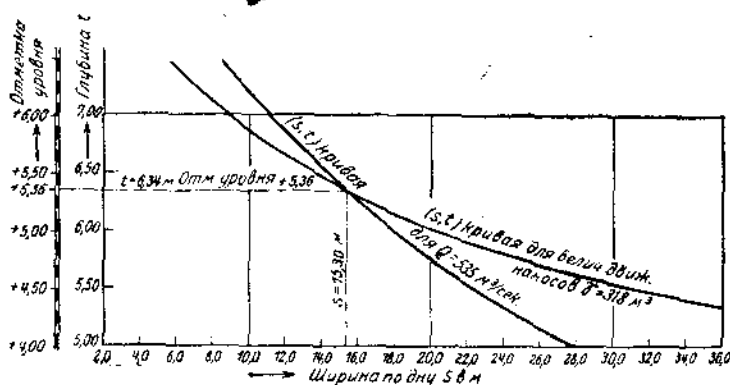
$$F = st + mt^2;$$

$$\rho = s + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2};$$

$$R = \frac{s \cdot t + m \cdot t^2}{s + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2}};$$

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{\frac{s \cdot t + m \cdot t^2}{s + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2}}}}} \cdot \sqrt{\frac{s \cdot t + m \cdot t^2}{s + 2t \cdot \sqrt{1 + m^2}}} \cdot I \cdot (s \cdot t + m \cdot t^2). \quad (7)$$

В уравнениях (6) и (7) уже известны или заданы: $\odot_b = 318 \text{ м}^3$; $s = 3,80 \text{ м}$; $Q = Q_b = 535 \text{ м}^3/\text{сек}$; $\gamma_b = 1,70$; $m_b = 2$; $f_b = 1^{\circ}/_{00}$.



Фиг. 114.

Таким образом получается

$$318 = f(s, t) = [s \cdot (t - 3,80) + 2(t - 3,80)^2] \cdot [3,80 + \frac{t - 3,80}{3} \cdot \frac{3s + 4(t - 3,80)}{s + 2(t - 3,80)}], \quad (6a)$$

$$535 = f(s, t) = \frac{2,75}{\sqrt{\frac{s \cdot t + 2t^2}{s + 4,47 \cdot t} + 1,70}} \cdot \frac{(s \cdot t + 2 \cdot t^2)^2}{s + 4,47 \cdot t} \quad (7a)$$

Как в уравнении (6a), так и в уравнении (7a) для выбранных величин t могут быть каждый раз найдены соответствующие величины s и эти парные величины вычерчены в кривой (фиг. 114 и табл. 34). Все парные величины s и t уравнения (7a) соответ-

¹ Из трапециoidalной формы первоначального профиля в общем следует:

$$y_a = \frac{t - t_0}{6} \cdot \frac{3s + 4(t - t_0)}{s + 2(t - t_0)},$$

$$U = s(t - t_0) + 2(t - t_0)^2,$$

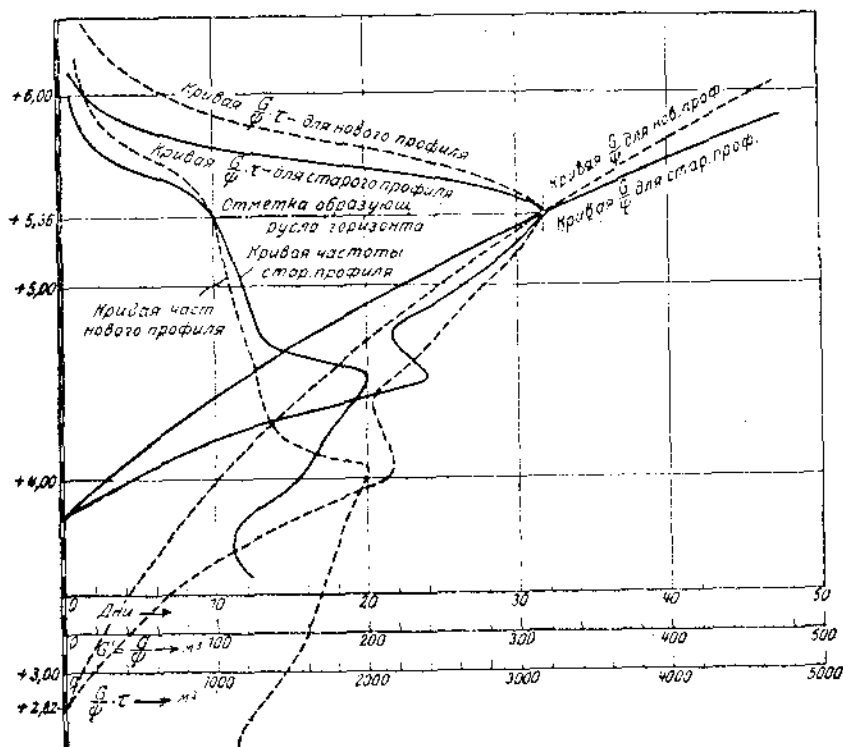
где $s = 35,15 \text{ м}$ — ширина дна, откосы имеют двойное заложение (фиг. 112), между тем как значение остальных величин может быть усмотрено по фиг. 113.

Таблица 34.

$\Theta = 318 \text{ м}^3$		$Q = 535 \text{ м}^3/\text{сек.}$	
t м	s м	t м	s м ³
5,00	50,60	5,00	27,80
5,40	34,00	5,40	23,30
5,80	23,80	5,80	19,50
6,20	17,20	6,20	16,35
6,80	10,50	6,80	12,35
7,40	5,90	7,40	8,75
6,34	15,30	6,34	15,30

ствуют тогда расходу $Q = 535 \text{ м}^3/\text{сек.}$, все парные величины уравнения (6а) — количеству наносов в 318 м^3 . В виду того что мы ищем парную величину s и t , которая соответствовала бы как расходу воды $Q = 535 \text{ м}^3/\text{сек.}$, так и количеству наносов $\Theta_b = 318 \text{ м}^3$, то искомая нами парная величина s и t определяется пересечением обеих кривых s и t на фиг. 114. Точка

пересечения кривых дает $t = 6,34 \text{ м}$ и $s = 15,30 \text{ м}$. Так как образующий русло уровень горизонта первоначального профиля $+5,36 \text{ м}$



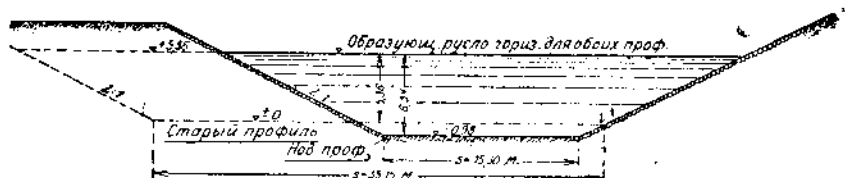
Фиг. 115.

должен быть одновременно и образующим русло уровнем горизонта нового профиля, то в новом профиле дно приходится на отметке $+5,36 - 6,34 = -0,98 \text{ м}$.

На фиг. 116 показаны первоначальный и новый профиль с образующим русло горизонтом для обоих профилей.

Таким образом задача, требовавшая исключительно определения размеров нового профиля реки для образующего русло горизонта, решена.

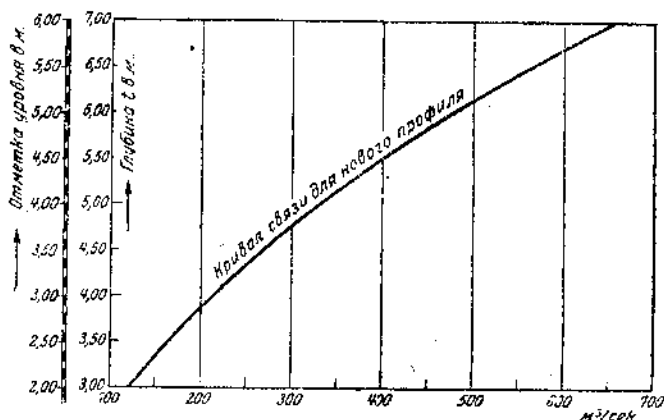
Однако удаление наносов происходит не только при образующем русло горизонте, но и при других горизонтах.



Фиг. 116.

Если таким образом новый профиль должен преодолеть то же самое годовичное количество наносов, пропускаемое через поперечное сечение, как это имело место при старом профиле, то пришлось бы исследовать новый профиль и в этом отношении. Эти исследования должны были бы осуществляться таким путем.

Приведенным в табл. 33 в тексте горизонтам по рейке соответствуют расходы Q_a , которые могут быть взяты по кривой связи на фиг. 111. После пуска гидростанции в эксплуатацию эти расходы Q_a



Фиг. 117.

уменьшаются на величину $Q_w = 215 \text{ м}^3/\text{сек}$. Отсюда получают расходы Q_b , для которых однако остаются в силе те же частоты, как и для соответствующих расходов Q_a . С другой стороны, для различных горизонтов нового профиля соответствующие расходы могут быть рассчитаны по уравнению (7) и изображены на кривой связи (фиг. 117). Отсюда получается для рассчитанных ранее величин Q_b определенный горизонт по рейке, которому соответствует та же частота, как этому расходу Q_b , и вместе с тем та же частота, как для

соответствующего этому Q_b прежнего расхода Q_a и приписанного этому Q_a горизонта по рейке.

Если начертить кривую частоты для соответствующих расходов Q_b горизонтов по рейке, затем рассчитать соответствующие величины $\frac{G}{\psi}$ и $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$ и наконец начертить обе последних величины также в виде кривых (фиг. 115), то получится годовое количество наносов, пропускаемое через новый профиль, пропорциональное площади, ограничиваемой ординатой через точку $\frac{G}{\psi} \cdot \tau = 0$ и кривой

$\frac{G}{\psi} \cdot \tau$ для нового профиля. В табл. 35 в тексте сопоставлены расчеты, необходимые для построения упомянутых кривых, и результаты этих расчетов.

Из фиг. 115 видно, что возможное годовое количество пропускаемых наносов для нового профиля значительно больше, чем фактическое количество для первоначального профиля,¹ а поэтому можно не опасаться того, чтобы часть наносов, несущихся сверху, осела на участке использования.

Таблица 35.

Рейка в старом сечении	Частоты τ	Расход Q_a до отвода воды на гидростанцию	Расход Q_b после отвода ($Q_a - Q_{sp}$)	Горизонт по рейке соответствующий в новом сечении вычисленному только-что расходу Q_b	U	y	$t_0 + 2y$	Q	$\frac{G}{\psi} = \frac{Q}{\psi}$	$\frac{G}{\psi} \cdot \tau$
5,74	2	850	635	+ 5,92	66,67	1,40	6,60	440	440	880
5,57	6	800	585	+ 5,66	59,58	1,29	6,38	380	380	2 280
5,36	10	750	535	+ 5,36	51,70	1,17	6,13	318	318	3 180
5,17	11	700	485	+ 5,07	44,53	1,04	5,88	262	262	2 880
4,97	12	650	485	+ 4,76	37,23	0,91	5,61	209	209	2 510
4,75	13	600	335	+ 4,42	29,59	0,76	5,31	157	157	2 040
4,52	20	550	335	+ 4,05	21,83	0,59	4,97	109	109	2 160
4,29	18	500	285	+ 3,65	14,08	0,40	4,60	65	65	1 170
4,05	16	450	235	+ 3,22	6,43	0,20	4,19	27	27	431
3,80	12	400	185	+ 2,82	0	0	3,80	0	0	0

¹ Ввиду того что величины ψ и τ постоянны для обоих профилей, количество транспортируемых наносов за год бывает каждый раз прямо пропорционально площади, ограничиваемой кривыми $\frac{G}{\psi}$ и $\frac{G}{\psi} \cdot \tau$. Поэтому можно обратно, исходя из величин этой площади, определить величину количества транспортируемых наносов. Ввиду того что упомянутая площадь для нового профиля больше, чем для старого, то и возможное количество транспортируемых наносов для нового профиля больше, чем для старого.

Пока основной материал русла реки обладает значительно большей способностью сопротивления против силы влечения потока, чем идущие сверху наносы, т. е. пока не приходится считаться с углублением дна реки, установленный новый профиль не нуждается в дальнейших исправлениях. Это имеет место для нашего примера.

В том случае однако если бы возникли опасения, что существующая работоспособность течения воды, превышающая транспортирование идущего сверху количества наносов, в новом профиле привела к постепенному разрушению русла, то пришлось бы путем подбора найти поперечное сечение иной формы, имеющее при горизонте воды $+5,36$ м пропускную способность в $535 \text{ м}^3/\text{сек}$ и количество транспортируемых наносов 318 м^3 , но обладающее при этом еще большим количеством транспортируемых наносов, равным старому профилю.

Задача 39. Построение графика регулирования реки с водоудерживающей плотиной. Определение необходимой высоты плотины. Некоторый участок судоходного канала для обеспечения возможности надлежащей эксплуатации требует непрерывного питания в $0,2 \text{ м}^3/\text{сек}$. Этот необходимый расход предположено забрать из протекающей мимо реки Шварцах. Характеристика водного режима реки Шварцах представлена 6-летними непрерывными гидрометрическими измерениями, которые дают нам величины месячных стоков (табл. 36). Использование воды р. Шварцах для питания канала связано условием — орошать 300 га лугов два раза в год, именно — от 16 апреля до 31 мая и от 16 августа до 30 сентября — $1 \text{ л}/\text{сек}$ на 1 га .

При больших колебаниях стока реки Шварцах в различные месяцы года продолжительное заготоление необходимой воды для питания канала возможно только, если избыточные объемы воды будут собираться для засушливого периода. Дальнейшее требование имеет целью доставку требующейся оросительной воды к указанному времени при всех обстоятельствах, что подтверждает необходимость устройства

Таблица 36.

Месячные стоки в куб. метрах

Месяцы	Г о д ы					
	1898	1899	1900	1901	1902	1903
Январь	2 558 000	1 760 000	2 175 000	795 000	1 405 000	1 182 000
Февраль	2 194 000	1 468 000	1 070 000	555 000	593 000	974 000
Март	1 660 000	463 000	396 000	1 862 000	895 000	723 000
Апрель	562 000	1 629 000	384 000	1 042 000	383 000	1 298 000
Май	1 264 000	771 000	295 000	187 000	755 000	702 000
Июнь	279 000	286 000	105 000	112 000	717 000	188 000
Июль	307 000	864 000	633 000	63 000	180 000	412 000
Август	340 000	102 000	352 000	640 000	314 000	938 000
Сентябрь	88 000	169 000	129 000	100 000	656 000	562 000
Октябрь	114 000	214 000	202 000	748 000	806 000	1 022 000
Ноябрь	119 000	198 000	587 000	1 476 000	455 000	1 337 000
Декабрь	1 106 000	507 000	1 173 000	1 332 000	1 525 000	833 000

Таблица 37.

Зависимость между объемом водохранилища Q , площадью зеркала водохранилища F и напором h

h м	Q м ³	F га
5	110 000	6,6
10	510 000	9,4
15	1 145 000	16,0
20	2 415 000	36,0
25	4 495 000	46,0
30	6 895 000	50,0
35	9 520 000	55,0

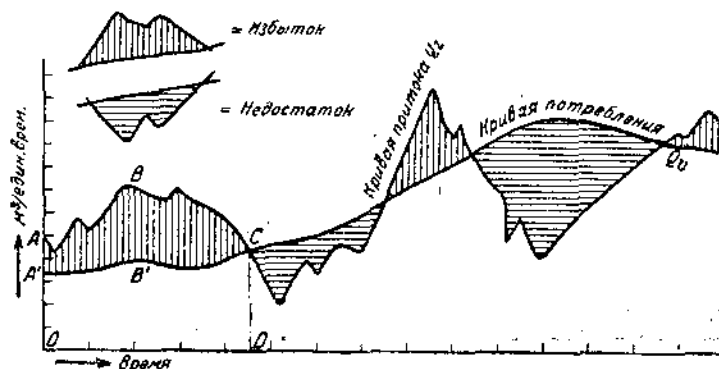
водохранилища, а следовательно подпорной плотины. Какие вания будут поставлены при этом плотины при указанных зада

При расчете необходимо учесть испарение, для чего на среднюю годовую высоту испарения в данном случае будет зеркало водохранилища.

Требующиеся исследования полняются графически.

Решение. Временные условия торыми связано потребление из реки Шварцах, приводят к чтобы проследить потребление

воды со временем. Так как потребление зависит от притока, должно быть исследовано изменение притока с течением времени. Мы имеем, другими словами, зависимость между притоком и вре



Фиг. 118.

нем, точно так же как между потреблением и временем. Такое рассмотрение называют планом водного хозяйства. Этот последний может быть изображен в следующем виде.

В прямоугольной системе координат, взяв ось абсцисс за время и откладывая на ординате расходы в единицу времени, наносим величины притекающих расходов. Таким образом для каждого рассматриваемого года получим кривую годового расхода (в отличие от кривой расхода, построенной для среднего года из ряда лет наблюдений фиг. 109 задачи 37). Подобное построение приводим также для расходов потребления. Фиг. 118 дает схематическое представление кривых притока и потребления. На этом чертеже мы видим, что до момента времени непрерывно приток воды больше потребления.

Пересечение кривой притока ABC с кривой потребления $A'B'$ в точке C указывает на то, что к моменту времени D приток и потребление становятся равными.

дальнейшие моменты времени притока воды уже недостаточно, чтобы покрыть все необходимое потребление. Итак по-
 можно определить то время, когда секундный сток больше
 ления за это время, т. е. когда существует избыток и те-
 ы, в которые существующее потребление преобладает над
 ом или тогда, когда наступает нехватка воды. Если теперь
 чные расходы воды не пропускать, а удерживать их, то во
 нехватки воды мы будем в состоянии добавлять часть расхода
 охранилища. В этом и заключается наша задача.

ерь мы должны установить еще то обстоятельство, что все
 рчные расходы для данного периода наблюдения могут покрыть
 ыя недостатка потребные нам расходы.

ращаясь к фиг. 118, мы видим, что площадь $ABCB'A'$ пред-
 ет избыточное количество воды к моменту времени D . Даль-
 е заштрихованные участки этого рисунка представляют также
 очные или недостаточные объемы воды. Таким образом для
 ия нашей задачи мы должны сопоставить имеющиеся у нас для
 атриваемого периода времени избытки и недостатки.

лощадь $ABCB'A'$ представляет разность площадей $ABCD$
 $B'CDO$. Площадь $ABCD$ является суммарным стоком, имевшим
 от начала наблюдений до момента времени D , а площадь
 $B'CDO$ представляется суммарным потреблением за тот же проме-
 времени. Если таким образом, поступающие расходы и рас-
 потребления до какого-либо момента времени постепенно сум-
 вать, то получим алгебраическую сумму имеющих место избытков
 недостатков. Если нанести эти суммированные расходы притока
 потребления в прямоугольной системе координат с осью абсцисс
 линией времени и осью ординат как линией расходов, то получим
 называемую *суммарную кривую*, которая позволит сразу
 каждого любого момента времени D определить разность

$$\sum Q_2 - \sum Q_0 = C'C''.$$

Поэтому при подобных расчетах всегда применяют суммарные
 ые, отказавшись от вышеупомянутого определения избытков
 недостатков и их алгебраического суммирования. Естественно, заштри-
 анные площади (фиг. 119), которые лежат между кривыми $\sum Q_2$
 $\sum Q_0$ дают области, в которых появляются избытки или недо-
 тки.

Величина избытка или недостатка воды от начала наблюдения
 любого момента времени (например D') получается как верти-
 ый отрезок между линиями $\sum Q_2$ и $\sum Q_0$ в этом месте (на-
 мер $C'C''$). Заштрихованные площади не имеют никакого другого
 чения, как непосредственно вытекающее из понятия кривой сум-
 ного стока. Суммарная кривая собственно представляет таким
 азом план водного хозяйства системы.

Основные величины кривой суммарного стока таким образом будут:

1. приток воды к водохранилищу — кривая $\sum Q_2$.

потребление для нашего случая из года в год одинаково и равно одной секунду $0,2 \text{ м}^3$. Подсчет количества воды, необходимого питания канала, мы можем сразу произвести за срок в 6 лет, так как потребление остается неизменным и кривая потребления идет по прямой.

За 6 лет получим следующее:

$$0,2 \cdot 60 \cdot 365 \cdot 6 = 37,8 \text{ млн. м}^3.$$

Дальнейшее потребление воды из водохранилища пойдет на орошение лугов. На это необходимо 1 л/сек на 1 га , орошению подлежат 16 га . Орошение будет производиться с 16 апреля по 31 мая и с 16 августа по 30 сентября. Следовательно мы имеем два периода, первый по 46 дней. Расход воды на оросительный период будет тем же образом равен:

$$0,001 \cdot 300 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 46 = 1,19 \text{ млн. м}^3.$$

В качестве дальнейшего потребления воды из водохранилища является потеря воды на испарение. Эта потеря принята постоянной в течение всего года и равной 590 мм в год. Как поверхность испарения принята та площадь зеркала водохранилища, которая приблизительно соответствует полному его заполнению.

Поверхность уровня в водохранилище определится при помощи зависимости между заполнением, объемом и поверхностью (фиг. 122). При полном заполнении площадь зеркала испарения $F \cong 50 \text{ га}$. Эту величину и принимаем при определении потери на испарение. Конечно фактически это не имеет места, так как водохранилище не находится постоянно в состоянии полного заполнения. Предположение, что водохранилище постоянно заполнено полностью, принято для упрощения задачи. При этом предположении потеря на испарение распределяется равномерно на весь период наблюдений, вследствие чего суммарная линия пойдет по прямой. Таким образом мы можем проинтегрировать потерю на испарение для всего периода наблюдений получить:

$$0,590 \cdot 50 \cdot 100^2 \cdot 6 = 1,77 \text{ млн. м}^3.$$

Итак все виды потребления воды из водохранилища учтены и следовательно можно приступить к построению кривой $\sum Q_0$.

Это проделывается наиболее целесообразно так, чтобы суммирование потребления на питание судоходного канала и потери на испарение происходило графически, так как оба складываемых представлены прямыми линиями. Затем к этой прямой потребления будет постепенно прибавляться еще расход, необходимый для орошения лугов. (см. фиг. 120).

Таким образом водно-экономические условия являются установленными согласно наблюдениям за 6 лет. По чертежам можно получить любую справку. Хотя например общее количество расхода воды за первую половину 1898 г. и за вторую половину 1899 г. значительно больше притока воды за тот же период, все же в общем взятый приток воды до конца 1899 г. превышает общее количество расхода воды до этого времени. Так например за 16 месяцев, т. е. до конца

апреля 1899 г., притекло всего на 4,3 млн м³ больше, чем было израсходовано до этого времени. В середине сентября 1900 г. наступает перелом. К этому времени общий расход воды, начиная

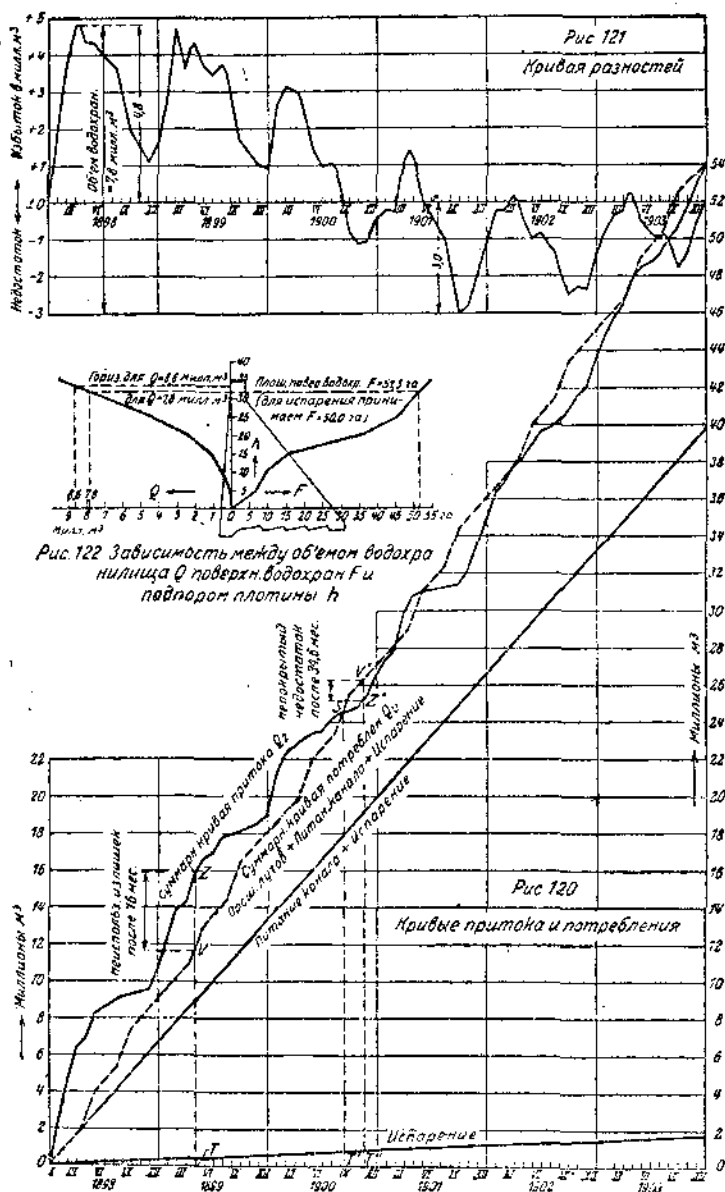


Рис. 120 — 122.

с 1 января 1898 г. до названного срока, достигает той же величины, как сумма притоков с 1 января 1898 г. до середины сентября 1900 г. Ввиду того что после этого срока притоки отстают от требуемого

расхода, наступает недостаток воды. Поэтому необходимо озабочиться о том, чтобы на эти периоды недостатка имелась в водохранилище вода. Теперь начинают чередоваться периоды избытка и недостатка воды. В конце 6-летнего периода наблюдений пересекаются линии $\sum Q_z$ и $\sum Q_v$. Это означает, что за время с 1 января 1898 г. по 31 декабря 1903 г. сумма притоков равна требуемому расходу воды за тот же период. Следовательно на основании данного 6-летнего оборота водного хозяйства реки Шварцах возможно заготовить требуемое количество расхода воды согласно условиям на эти 6 лет. При этом получается точное равенство притока с расходом, так как за период наблюдения притекло столько же миллионов кубометров, сколько было израсходовано за этот период. Таким образом теоретически не было ни одного лишнего кубометра, ни один куб. метр не остался неиспользованным и не было недостатка.

Какие строительные меры следует принять, для того чтобы практически осуществить для наших потребностей теоретически изложенные в воднохозяйственном плане условия регулирования водного стока?

Из вышеизложенных водно-хозяйственных обсуждений хозяйственного плана нашей задачи мы видели, что в начале р. Шварцах идет воды больше, чем расходуется (примерно до середины апреля 1898 г.). С середины апреля до конца ноября 1898 г. расход превышает одновременный приток. Следовательно на этот период уже требуется дополнительная вода. Эту воду можно получить путем накопления не требуемого в свое время количества избыточной воды в водохранилище, создаваемом путем устройства водоудержательной плотины. Какую емкость должно иметь это регулирующее водохранилище?

Из вышеприведенных рассуждений следует, что ни один куб. метр притока не должен стекать неиспользованным, если количество притока должно покрыть весь расход воды. Следовательно водохранилище должно иметь достаточный объем для возможности удержания наибольшего количества избыточной воды. Однако план водного хозяйства показывает, что эти накопленные количества избыточной воды еще недостаточны для покрытия потребностей.

Это становится вполне наглядным, если взять по хозяйственному плану разницы между $\sum Q_z$ и $\sum Q_v$ на каждый отдельный период и начертить их в соответствующем масштабе (дифференциальная кривая фиг. 121). Эта кривая разниц показывает, что уже в сентябре 1900 г. накопленные количества избыточной воды использованы без остатка. За остальные годы приток превышает расход только на короткие периоды и на незначительные величины. Большая часть этого времени отличается маловодием. Если, несмотря на это, количество имеющейся воды всегда должно соответствовать расходу, то водохранилище должно быть в состоянии вместить еще и наибольшие количества недостающей воды. Поэтому емкость резервуара равна сумме наибольшего возможного избытка и наибольшего возможного недостатка.

Наибольший возможный избыток берется согласно дифференциаль-

ной кривой в 4,8 млн. м³, наибольший возможный недостаток — в 3,0 млн. м³; таким образом требуется емкость резервуара в

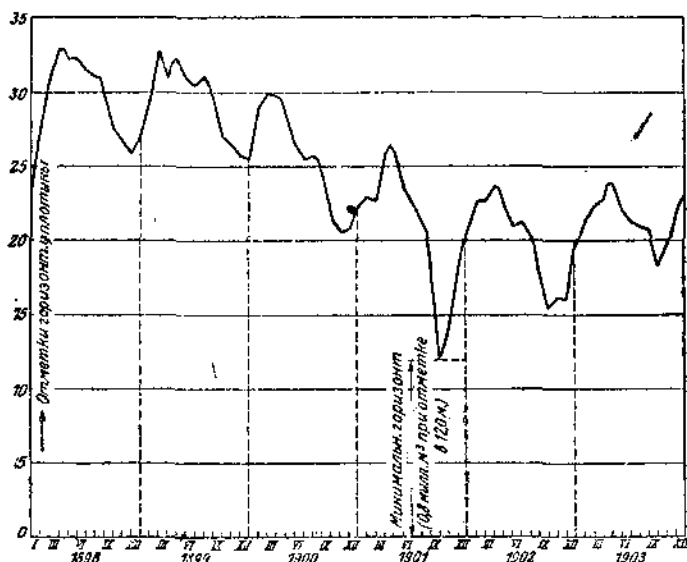
$$4,8 + 3,0 = 7,8 \text{ млн. м}^3.$$

Этому соответствует по фиг. 122 высота водоудержательной плотины в 31,5 м над основанием.

Объем водохранилища до напора в 12,0 м рассматривается как постоянное заполнение. Этой высоте напора соответствует в кривой объема водохранилища объем воды в 0,8 млн. м³. Поэтому окончательная емкость водохранилища будет:

$$Q_b = 7,8 + 0,8 = 8,6 \text{ млн. м}^3.$$

Этому Q_b соответствует высота плотины в 33,0 м. Если прибавить



Фиг. 123.

вить еще 1,0 м на действие волн, то гребень плотины будет расположен на $33,0 + 1,0 = 34,0$ м над основанием.

На фиг. 123 показаны еще колебания горизонта в водохранилище в течение 6 лет наблюдений, положенных в основу исследований. Отдельные отметки горизонта получены посредством определения по дифференциальной кривой (фиг. 121) общей потребной емкости для соответствующего периода и с последующим вычислением соответствующей высоты напора для этого Q по фиг. 122. Для нанесения колебания горизонта требовалось еще облудать, с какой отметки напора, т. е. с какой высоты напора следовало начинать. Так как в конце сентября 1901 г. были израсходованы не только все избытки, но и резерв недостатка, эксплуатацию водоудержательной плотины следует мыслить таким образом, что по возведении плотины водохранилище должно быть доведено до емкости $3,0 + 0,8 = 3,8$ млн. м³ (наибольшее количество недостатка плюс постоянный резерв) и тогда

олько может быть приступлено к эксплуатации. Этим 3,8 млн. м³ однако соответствует высота напора в 23,4 м. Следовательно надо исходить от этого горизонта водохранилища. В течение 6 лет таким образом озеро будет один раз совершенно наполнено и один раз опорожнено до предельного горизонта.

По прошествии 6 лет горизонт водохранилища находится опять на том же уровне, как в начале.

Задача 40. Определение стока из озера (водохранилища) при известном притоке в озеро. (Регулирующая способность озера). Аналитический расчет и графический по способу Коцени. Вследствие большого ливня через водохранилище, созданное плотиной и имеющее площадь зеркала равную 500 га, проходит волна ливневого паводка. Условия прохождения и величины ливневого паводка даны ниже:

20 VIII. 12 ⁰⁰ пополудни	20 м ³ /сек.	21. VIII. 2 ⁰⁰ утра	240 м ³ /сек.
2 ⁰⁰ "	29 "	4 ⁰⁰ "	214 "
4 ⁰⁰ "	60 "	6 ⁰⁰ "	178 "
6 ⁰⁰ вечера	120 "	8 ⁰⁰ "	142 "
8 ⁰⁰ "	200 "	10 ⁰⁰ "	110 "
10 ⁰⁰ "	240 "	12 ⁰⁰ пополудни	76 "
12 ⁰⁰ "	250 "	2 ⁰⁰ "	50 "
		4 ⁰⁰ "	34 "
		6 ⁰⁰ вечера	24 "
		8 ⁰⁰ "	20 "

За время периода наблюдений паводок проходит так, что 20 м³/сек. в течение всего периода поступают через напорную штольню к турбинам гидростанции, а остальное количество воды переливается через сбросный водослив, длина гребня которого равна 42 м.

Каким образом во время прохождения паводка будет происходить работа водослива, если до начала ливня горизонт воды в водохранилище стоял на отметке ребра водослива?

При проведении этого расчета можно будет пренебречь некоторым увеличением свободной поверхности водохранилища, которое произойдет вследствие поднятия горизонта.

Решение. Общие соображения к расчету.

Пока приток воды к водохранилищу равен стоку, горизонт воды в нем находится в установившемся состоянии. В нашем примере это имеет место еще 20 июля в 12 часов дня, так как в это время приток воды в водохранилище, равный 20 м³/сек., целиком забирается гидростанцией. В этом состоянии горизонт воды в водохранилище как раз достигает отметки гребня водослива. Если приток и отток воды в водохранилище будут неизменно равны 20 м³/сек., то будет также постоянным и положение горизонта. Однако начиная с 12 часов дня 20 июля приток воды к водохранилищу начинает увеличиваться. Это увеличение расхода зафиксировано за каждые 2 часа (см. таб.). Увеличение притока воды влечет за собой повышение горизонта в водохранилище. Вследствие этого повышения уровень воды в водохранилище станет выше, чем гребень водосливного отверстия, и водослив начнет работать. Если мы обозначим через z превышение существующего горизонта воды в водохранилище, то расход через водослив будет зависеть от соответствующей величины z .

Так как весь приток равномерно распределяется по всей свободной поверхности водохранилища, то повышение горизонта над гребнем водослива z является относительно малой величиной. Таким образом и расход через водослив также является величиной относительно малой.

Разница между притоком к водохранилищу и расходом воды из него остается в водохранилище. На основании уравнения непрерывности приток за время Δt должен быть равен стоку за это же время Δt плюс накопление воды в водохранилище за это время Δt .

$$Q_z \Delta t = Q_a \Delta t + F \Delta h,$$

где

Q_z — приток воды к водохранилищу в куб. метрах в секунду;

Q_a — расход воды из водохранилища в тех же мерах;

F — свободная поверхность водохранилища;

Δt — период времени наблюдения;

Δh — повышение горизонта воды в водохранилище за период времени наблюдения.

Величина Q_z определена путем измерения через каждые 2 часа горизонта воды перед впадением в водохранилище и последующим вычислением соответствующего расхода Q_z по кривой связи расходов и горизонтов. В этом методе наблюдения над притоком воды не представляется практически никакой выгоды принимать периоды между наблюдениями чаще чем через 2 часа. Следовательно $\Delta t = 2 \text{ час.} = 7200 \text{ сек.}$ По наблюдениям величина Q_z известна нам для начала и конца каждого периода.

Мы принимаем таким образом, что в течение периода Δt изменение притока будет происходить по закону прямой линии. Это обстоятельство позволяет нам определить для каждого периода Δt некоторую величину Q_z , которая является средней по отношению к известным нам величинам притока в начале и в конце рассматриваемого периода.

Переходим теперь к расходу воды из водохранилища Q_a . Q_a складывается из следующих величин:

1. из постоянно потребляемого гидростанцией расхода воды:

$$Q_a' = 20 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

2. из расхода Q_a'' , ежесекундно переливающегося через водослив. Так как величина, переливающегося через водослив, зависит от напора над водосливом z , а последний (z) в свою очередь зависит от колебания горизонта в водохранилище, то следовательно и Q_a'' зависит от положения уровня воды в водохранилище.

Это значит, что Q_a'' изменяется совместно с Δh .

Эта зависимость приводит к дифференциальному уравнению, в котором Q_a'' может быть представлен уравнением:

$$Q_a'' = f(z, \Delta h).$$

Так как z есть превышение уровня в водохранилище над ребром

водослива или, другими словами, напор над водосливом, то получим для определения Q_a следующее известное уравнение:

$$Q_a'' = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot z \cdot \sqrt{2g}.$$

Это есть тот расход, который проходит через совершенный водослив шириной b при величине напора над водосливом z .

Подставляем далее значение коэффициента $\mu = 0,63$.

Ширина водослива по предыдущему равна 42,0 м; $\sqrt{2g} \cdot z = 4,43$.

Тогда получим:

$$Q_a'' = \frac{2}{3} \cdot 0,63 \cdot 42,0 \cdot 4,43 \cdot z^{3/2},$$

$$Q_a'' = 78 \cdot z^{3/2}.$$

Полученное нами уравнение непрерывности может быть переписано в следующем виде:

$$Q_z \Delta t = Q_a' \Delta t + Q_a'' \Delta t + F \Delta h,$$

или для единицы времени при $Q_a'' = 78 z^{3/2}$

получим:

$$Q_z - Q_a' = 78 z^{3/2} + \frac{F \Delta h}{\Delta t}.$$

Так как $F = 500 \text{ га} = 5\,000\,000 \text{ м}^2$ и $\Delta t = 2 \text{ час.} = 7200 \text{ сек.}$, то получим:

$$\frac{F}{\Delta t} = \frac{5\,000\,000}{7200} = 694,$$

откуда

$$Q_z - Q_a' = 78 z^{3/2} + 694 \cdot \Delta h.$$

Переливающийся силой z в конце каждого интервала времени равен алгебраической сумме всех изменений горизонта, имевших место до рассматриваемого момента.

Поэтому решаем нашу задачу постепенно, определяя для каждого интервала времени соответствующее повышение горизонта Δh . Зная Δh , определяем и z .

Однако это постепенное решение не разрешает еще всего вопроса, так как величина Δh входит в выражение для z в следующей форме

$$z_n = z_{n-1} + \Delta h_n = \sum_{i=1}^{n-1} \Delta h_i + \Delta h_n.$$

Таким образом при постепенном расчете для каждого интервала времени это уравнение должно быть разрешено относительно Δh путем подбора или графо-аналитическим способом.

Чтобы достигнуть цели более простым способом, применим некоторый приближенный метод.

Известно, что выражение $78 \cdot z^{3/2}$ представляет величину расхода через водослив Q_a'' . Этот расход Q_a'' заранее может быть определен для различных значений z .

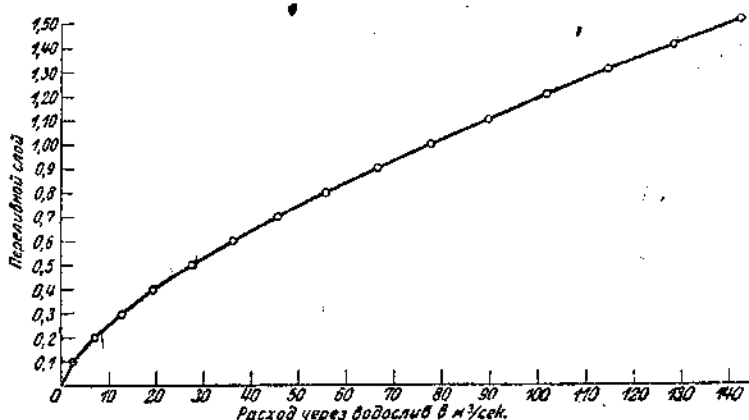
Будучи нанесены на чертеже, эти величины дадут кривую связи для определения расхода через водослив (фиг. 124).

При первом приближении мы можем написать, что

$$z_n = \sum_{i=1}^{n-1} \Delta h.$$

Таким образом для интервала n принимаем за высоту переливающегося слоя z_n ту величину, которая получится по расчету для предыдущего интервала. Другими словами, мы решаем для n -го интервала при помощи той величины Q_a'' , которая была определена для $(n-1)$ -го интервала.

Для первого периода наблюдений, т. е. 20 июля с 12 до 2 часов дня, мы принимаем таким образом $z = 0$, так как до 12 часов 20 июля



Фиг. 124.

горизонт воды находился как раз на отметке ребра водослива и переливающийся слой, стало быть, равнялся нулю. Этому соответствовало $Q_a'' = 0$.

Тогда наше уравнение приняло следующий вид:

$$Q_z - Q_a' = 694 \cdot \Delta h$$

или

$$\Delta h = (Q_z - Q_a') \cdot 0,00144.$$

Для

$$Q_a = \frac{20 + 29}{2} = 24,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

и

$$Q_a' = 20,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

получим:

$$\Delta h = (24,5 - 20,0) \cdot 0,00144 = 0,0065 \text{ м} = z.$$

Этому переливающемуся слою $z = 0,0065 \text{ м}$ по кривой расхода (фиг. 124) соответствует расход $Q_a'' = 0,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Для второго интервала времени с 2 до 4 часов для принимаем расчет полученную уже величину $Q_a'' = 0,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$, соответствующую высоте переливающегося слоя $z = 0,0065 \text{ м.}$

Тогда для второго интервала получим:

$$\Delta h = (Q_2 - Q_a' - Q_a'') \cdot 0,00144.$$

Для

$$Q_2 = \frac{29 + 60}{2} = 44,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q_a' = 20,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q_a'' = 0,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Получим:

$$\Delta h = (44,5 - 20,0 - 0,20) \cdot 0,00144 = 0,0350 \text{ м.}$$

Высота переливающегося слоя таким образом увеличилась до

$$z = \sum_1^2 \Delta h = 0,0065 + 0,0350 = 0,0415 \text{ м,}$$

ему соответствует

$$Q_a'' = 1,1 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

С этой величиной Q_a'' получим для следующего промежутка времени новое значение Δh . Далее определим $z = \sum_1^3 \Delta h$ и потом опять по кривой найдем Q_a'' . Однако этот способ дает несколько большие значения для Q_a'' , так как по нему получаются слишком большие величины Δh , а следовательно и $z = \sum_1^n \Delta h$. Эти приближенные значения легко могут быть улучшены. Известно, что в первом промежутке времени $Q_a'' = 0$ и вследствие этого $\Delta h = z_1 = 0,0065 \text{ м.}$

Уже по полученному значению $z_1 = 0,0065 \text{ м}$ мы далее определили $Q_a'' = 0,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Если мы эту величину Q_a'' включим в общее количество воды, которое вытекает за первый интервал времени из водохранилища, то получим:

$$\begin{aligned} \Delta h &= (Q_2 - Q_a' - Q_a'') \cdot 0,00144 = \\ &= (24,5 - 20,0 - 0,20) \cdot 0,00144 = \\ &= 0,0062 \text{ м.} \end{aligned}$$

Следовательно $z_{\text{исправл.}} = \sum_1^1 \Delta h = 0,0062 \text{ м; } Q_{a1}'' \text{ исправл.}$ остается по-прежнему равным $0,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Расчет Q_a'' .

Время	Расход Q_z в сек. м^3	Среднее $\text{м}^3/\text{сек}$	Q_a' $\text{м}^3/\text{сек}$	$Q_z - Q_a' - Q_a''$ $\text{м}^3/\text{сек}$	Δh м	$z = \sum \Delta h$ м	Q_a'' $\text{м}^3/\text{сек}$
20. VII. 12 ⁰⁰ пополудни	20	24,5	20,0	$(24,5 - 20,0 = 4,5)$ 24,5 — 20,0 — 0,2 = 4,3	(0,0065) 0,0062	(0,0065) 0,0062	(0,2) 0,2
2 ⁰⁰ "	29	44,5	20,0	$(44,5 - 20,2 = 24,3)$ 44,5 — 20,0 — 1,0 = 23,5	(0,035) 0,0338	(0,0412) 0,0400	(0,6) 1,0
4 ⁰⁰ "	60	90,0	20,0	$(90,0 - 20,0 = 70,0)$ 90,0 — 20,0 — 4,3 = 65,7	(0,092) 0,0945	(0,1392) 0,1345	(4,3) 4,1
6 ⁰⁰ вечера	120	160,0	20,0	$(160,0 - 20,0 = 140,0)$ 160,0 — 20,0 — 14,8 = 125,2	(0,1354) 0,1805	(0,2399) 0,3150	(14,8) 13,8
8 ⁰⁰ "	203	220,0	20,0	$(220,0 - 20,0 = 200,0)$ 220,0 — 20,0 — 3,48 = 196,5	(0,2680) 0,2380	(0,5330) 0,5530	(34,8) 32,2
10 ⁰⁰ "	240	245,0	20,0	$(245,0 - 20,0 = 225,0)$ 245,0 — 20,0 — 59,2 = 165,8	(0,2775) 0,2384	(0,5305) 0,7914	(59,2) 55,2
12 ⁰⁰ ночи	250	245,0	20,0	$(245,0 - 20,0 = 225,0)$ 245,0 — 20,0 — 82,4 = 142,6	(0,2440) 0,205	(1,0364) 0,9964	(82,4) 77,6
21. VII. 2 ⁰⁰ утра	240	227,0	20,0	$(227,0 - 20,0 = 207,0)$ 227,0 — 20,0 — 100,4 = 106,6	(0,1865) 0,1533	(1,1829) 1,1497	(100,4) 96,1
4 ⁰⁰ "	214	196,0	20,0	$(196,0 - 20,0 = 176,0)$ 196,0 — 20,0 — 110,75 = 65,25	(0,1149) 0,0938	(1,2646) 1,2436	(110,75) 108,3
6 ⁰⁰ "	178	160,0	20,0	$(160,0 - 20,0 = 140,0)$ 160,0 — 20,0 — 113,7 = 26,3	(0,0466) 0,0378	(1,2897) 1,2814	(113,7) 113,0
8 ⁰⁰ "	142	126,0	20,0	$(126,0 - 20,0 = 106,0)$ 126,0 — 20,0 — 111,7 = 5,7	(-0,0101) (-0,0082)	(1,2713) 1,2732	(111,7) 111,9
10 ⁰⁰ "	110	93,0	20,0	$(93,0 - 20,0 = 73,0)$ 93,0 — 20,0 — 111,9 = -38,9	(-0,0660) (-0,0450)	(1,2172) 1,2282	(104,3) 105,3
12 ⁰⁰ пополудни	76	63,0	20,0	$(63,0 - 20,0 = 43,0)$ 63,0 — 20,0 — 105,8 = -62,8	(-0,0908) (-0,0745)	(1,1379) 1,1537	(94,8) 96,3
2 ⁰⁰ "	50	42,0	20,0	$(42,0 - 20,0 = 22,0)$ 42,0 — 20,0 — 96,8 = -74,8	(-0,1070) (-0,0866)	(0,4461) 1,0651	(83,6) 86,0
4 ⁰⁰ "	34	29,0	20,0	$(29,0 - 20,0 = 9,0)$ 29,0 — 20,0 — 86,0 = -77,0	(-0,1108) (-0,0920)	(0,9543) 0,9731	(73,0) 75,0
6 ⁰⁰ вечера	24	22,0	20,0	$(22,0 - 20,0 = 2,0)$ 22,0 — 20,0 — 75,0 = -73,0	(-0,1060) (-0,0377)	(0,8681) 0,8854	(63,2) 65,0
8 ⁰⁰ "	20	20,0	20,0	$(20,0 - 20,0 = 0,0)$ 20,0 — 20,0 — 65,0 = -65,0	(-0,0959) (-0,0746)	(0,7746) 0,7746	(63,2) 63,2

Если мы и для второго промежутка времени воспользуемся исправленной величиной Q_a'' , то получим:

$$\Delta h = (44,5 - 20,0 - 0,20) \cdot 0,00144 = 0,035 \text{ м.}$$

Высота переливного слоя z будет тогда равна:

$$z_2 = \sum_1^2 \Delta h = 0,0062 + 0,035 = 0,0412 \text{ м.}$$

По кривой расхода определим $Q_a'' = 1,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Принимая теперь, что расход через водослив за время второго промежутка времени в среднем равен $1,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$, определим еще раз величину Δh , учитывая это значение Q_a'' .

Тогда для второго интервала времени будет:

$$\Delta h = (44,5 - 20,0 - 1,0) \cdot 0,00144 = 0,0338 \text{ м}$$

так что

$$z_{\text{исправл.}} = \sum_1^2 \Delta h = 0,0062 + 0,0338 = 0,040 \text{ м.}$$

Расход Q_a остается попрежнему приблизительно равным $1,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Точно так же поступим и для третьего интервала времени.

Предварительно

$$\Delta h = (90 - 20,0 - 1,0) \cdot 0,00144 = 0,0992 \text{ м,}$$

$$z_3 = \sum_1^3 \Delta h = 0,040 + 0,0992 = 0,1392 \text{ м,}$$

ткуда

$$Q_a'' = 4,3 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Исправленная величина Δh :

$$\Delta h = (90 - 20,0 - 4,43) \cdot 0,00144 = 0,0945 \text{ м.}$$

Таким образом исправленное значение z будет равно:

$$z_{\text{исправл.}} = \sum_1^3 \Delta h = 0,040 + 0,0945 = 0,1345 \text{ м,}$$

исправленная величина:

$$Q_a''_{\text{исправл.}} = 4,1 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

т. д.

Величины расходов Q_a'' хотя получились несколько преуменьшенными, однако можно легко убедиться, что они очень близки значениям, которые могут быть получены по точному расчету. Вследствие этого полученные величины Q_a'' могут считаться практически вполне приемлемыми.

Числовое решение. Решение задачи проведено в табличной форме (табл. 39), причем величины, полученные по предварительному расчету, указаны в скобках. Результаты расчета нанесены также на чертеже (фиг. 125). Построение кривой расхода через водослив в зависимости от переливного слоя проведено при помощи уравнения.

$$Q_a'' = 78 \cdot z^{\frac{3}{2}} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

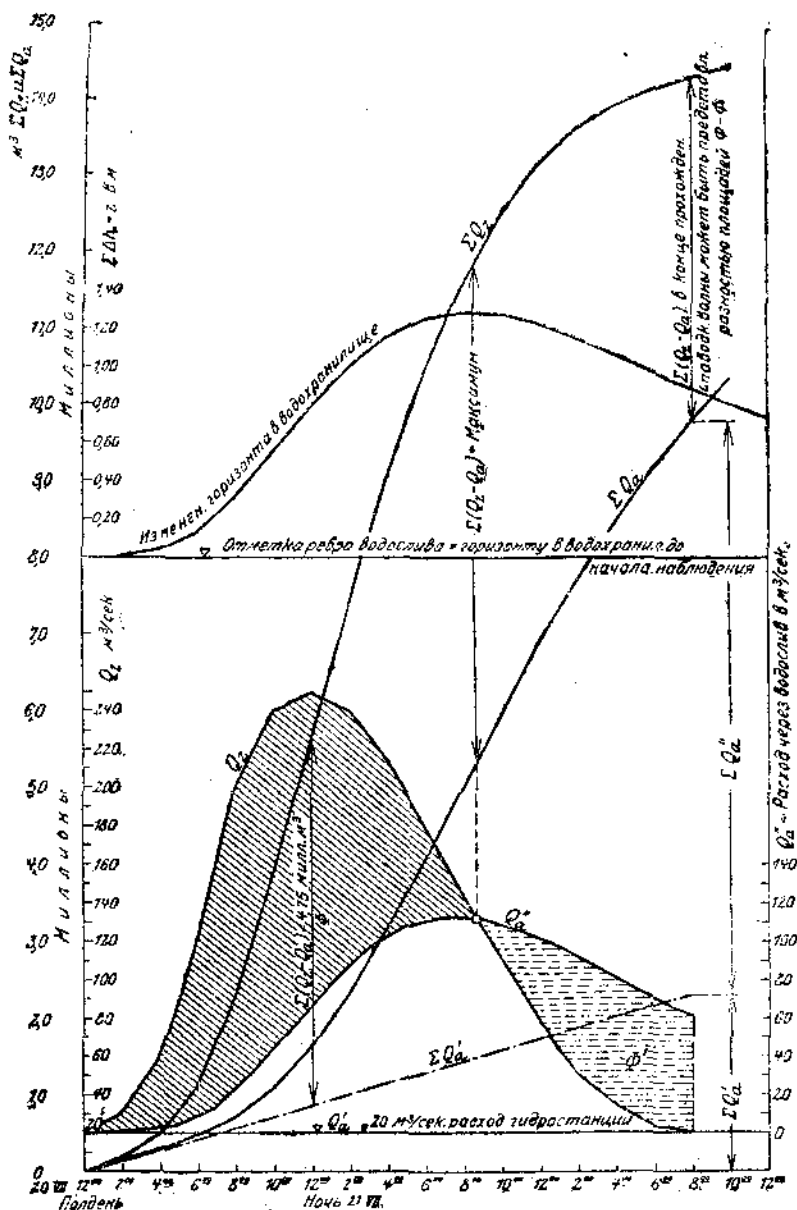
Результаты вычисления расходов по формуле нанесены на кривую расходов через водослив (фиг. 124). График, рисующий прохождение паводковой волны при известном расходе через водослив Q_a'' , дает нам объем воды, удержанной водохранилищем $[\Sigma(F \cdot \Delta h)]$. Этот объем определится как площадь, ограниченная сверху кривой Q_z , а снизу — кривой Q_a'' . На фиг. 125 объем воды, удержанной водохранилищем, указан площадью $\mathcal{O}$. Мы видим также, что накопление воды в водохранилище происходит приблизительно до 8 часов утра 21 июля (точнее по фиг. 125 — до 8 час. 36 мин. утра). При этом за это время в нем происходит также повышение горизонта (см. кривую изменения горизонта в водохранилище, фиг. 125). После этого момента времени расход Q_a'' становится больше, чем приток Q_z . Это значит, что водохранилище начинает отдавать часть воды из собственного объема (по табл. 39 Δh со знаком минус). С этого момента начинается понижение горизонта в водохранилище. Таким образом благодаря регулирующей способности водохранилища прохождение паводковой волны распределяется на больший промежуток времени. Вследствие этого максимальный расход паводковой волны, проходя через водохранилище, уменьшается примерно наполовину против наибольшей величины волны при подходе к водохранилищу (значение водохранилища для выравнивания расходов рек, имеющих сильно меняющийся режим). Подобное регулирование может быть произведено в целях предохранения от паводка, регулирования водного стока, использования водной энергии и т. д.

Кроме того на фиг. 125 даны также кривые ΣQ_z и ΣQ_a . Кривая ΣQ_z дает нам, так же как и в задаче 40, для любого момента времени то количество воды, которое притекло до этого момента времени с начала наблюдений. Аналогично этому кривая ΣQ_a дает нам суммарный расход воды из водохранилища до этого момента времени. Разность между ΣQ_z и ΣQ_a , т. е. $\Sigma(Q_z - Q_a)$ дает нам для этого момента времени тот объем воды, который удержан водохранилищем.

Максимальный объем воды, накопленный водохранилищем, будет иметь место в тот момент времени, в который $Q_z > Q_a''$ перейдет в $Q_z < Q_a$. В дальнейшее время, в которое приток Q_z будет меньше расхода Q_a , последний будет получать добавочные объемы воды из водохранилища.

Если проследим кривую Q_a'' далее, чем указано на фиг. 125, то найдем, что теоретически она будет асимптотически приближаться к прямой Q_a' (прямая Q_a' — горизонталь до расхода гидростанции

в 20 м³/сек.). Так как в дальнейшем водоем расходует весь удержанный ранее объем воды, то Φ должно быть равно Φ' (фиг. 125) и



Фиг. 125.

$\Sigma(Q_z - Q_a) = 0$. Теоретически это будет в бесконечности. Однако когда кривая Q_a'' будет приближаться к прямой Q'_a , то она пойдет приблизительно параллельно к последней. В таком случае не будет

большой ошибки, если мы кривую Q_a'' сольем с прямой Q_a' , так что $\Phi = \Phi'$.

При этом мы получим результат практически достаточно точный, на случай если со временем вторично пройдет паводковая волна. Тогда к моменту наступления новой паводковой волны водохранилище израсходует уже весь удержанный ранее запас воды.

Желательно разрешить еще вопрос о том, как будет проходить расход Q_a'' , если к моменту начала прохождения паводковой волны горизонт воды в водохранилище будет расположен на 0,95 м ниже отметки водосливного ребра плотины.

Условия прохождения расхода Q_a'' в таком случае легко определяются на фиг. 125.

До тех пор, пока Q_z будет превышать $Q_a' = 20 \text{ м}^3/\text{сек.}$, приток воды пойдет исключительно на заполнение водохранилища. Это будет продолжаться до тех пор, пока горизонт воды в водохранилище не сравняется с отметкой зеркала испарения, равной $5\,000\,000 \text{ м}^3$. На это нужно:

$$5\,000\,000 \cdot 0,95 = 4\,750\,000 \text{ м}^3.$$

Таким образом водослив начнет пропускать расход Q_a'' лишь только после того, как водохранилище примет $4,75 \text{ млн. м}^3$ воды. Когда же наступит этот момент времени? Ясно, что тогда, когда $\Sigma Q_z - \Sigma Q_a' = 4\,750\,000 \text{ м}^3$, так как эта разность дает как раз тот объем, который необходим для наполнения водохранилища до отметки водосливного ребра плотины. На фиг. 125 мы можем определить, в каком месте и следовательно в какое время вертикальное расстояние между кривыми ΣQ_z и $\Sigma Q_a'$ будет равно $4,75 \text{ млн. м}^3$. В нашем примере это будет в ночь с 20-го на 21 июля и как раз в 12 часов ночи. Часть площади Φ , расположенная влево, следовательно по времени раньше этого момента, представит таким образом $4,75 \text{ млн. м}^3$. При дальнейшем определении расхода через плотину эта величина не будет больше входить в расчеты.

Дальнейшее определение условий прохождения расхода Q_a'' через водослив будет происходить так же, как и раньше.

При этом на расход Q_a'' будет влиять только та часть паводковой волны, которая расположена после полуночи с 20-го на 21 июля. Только с этого момента времени над прямой Q_a' начнет проходить кривая Q_a'' . С этого же момента кривая $\Sigma Q_a = [\Sigma(Q_a' + Q_a'')]$ начнет также проходить над прямой $\Sigma Q_a'$, так как до этого времени $Q_a'' = 0$. После прохода паводковой волны, когда водохранилище израсходовало уже всю на время удержанную воду, при наступлении вновь установившегося состояния разность $\Sigma(Q_z - Q_a)$ не будет конечно равна нулю, как это имело место в первом случае. На этот раз эта разность будет равна $4,75 \text{ млн. м}^3$, так как этот объем хотя и поступил в водохранилище, но не мог быть сброшен последним.

Графический способ по Коцени (Kozenu). Для упрощения построения кривой расхода Q_a'' принимаем, что приток к водо-

хранилищу будет постоянно равен только $Q_z - Q_a'$, и таким образом расход Q_a' не играет роли при графическом построении. Перед нами стоит задача определения Q_a'' как функции t , в том случае когда приток $Q_z - Q_a'$, являющийся функцией времени t , расход Q_a'' — функцией высоты переливающегося слоя z (положение горизонта) и объем водохранилища M — тоже функцией положения горизонта воды z — известны. Тогда имеем как известные:

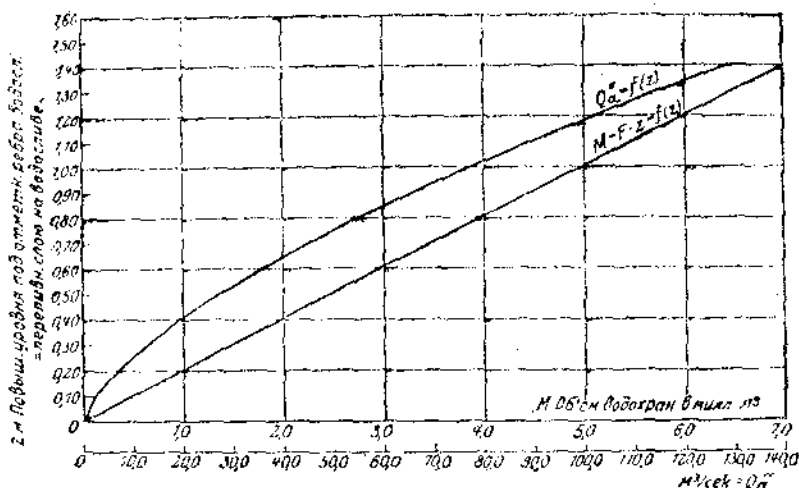
$$(Q_z - Q_a') = f(t) \text{ (фиг. 128),}$$

$$Q_a'' = f(z) \text{ (фиг. 126).}$$

$$M = f(z) \text{ (фиг. 126);}$$

$$Q_a'' = f(t).$$

искомое

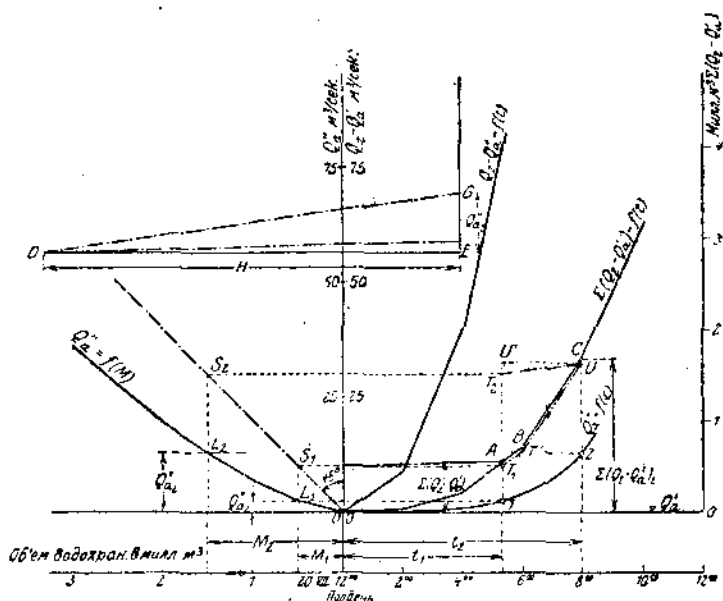


Фиг. 126.

Для пояснения настоящего способа на фиг. 127 дана в увеличенном масштабе часть графического построения, приведенного на фиг. 128. Принимаем, что до момента времени t кривая расхода Q_a'' нам известна; как теперь пойдет эта кривая дальше? Строим сначала на фиг. 127 кривую $\Sigma(Q_z - Q_a')$ как функцию времени t и кривую Q_a'' как функцию объема водохранилища M , т. е. $Q_a'' = f(M)$. При этом за объем M принимаем количество удержанной водохранилищем воды, т. е. объем воды, расположенный выше горизонта в водохранилище, который имел место в предыдущий рассматриваемый период.

Для того чтобы представить Q_a'' как функцию M , используем кривые, данные на фиг. 126. Там повышению горизонта в водохранилище $z = 0,10$ м соответствуют: расход через водослив Q_a'' около $2,5$ м³/сек. и объем водохранилища M_1 , равный $0,5$ млн. м³. Таким

Дальнейшее построение производится чисто механически следующим путем. Через начало координат слева вверх проводим прямую под углом в 45° . На пересечении этой прямой с вертикалями L_1 и L_2 получим точки S_1 и S_2 . Проводим через точки S_1 и S_2 горизонтали. Последние в точках T_1 и T_2 пересекаются с вертикалью, проведенной



через предварительно известную точку I кривой $Q_a'' = f(t)$. Проводим через T_1 прямую, параллельную той части линии $\Sigma (Q_z - Q_a')$, которая расположена над или под ней. Так как на фиг. 127 линия $\Sigma (Q_z - Q_a')$ в точке B имеет излом, то искомая параллель составится из двух частей $T_1 T' \parallel AB$ и $T' H \parallel BC$. На специальном графике, имеющем в качестве основной линии H , откладываем величину $Q_a'' = EG$ и затем соединяем G и D .

Теперь имеем:

$$T_2 T_1 = M_2 - M.$$

$$\overline{T_1 U'} - \overline{T_2 T_1} = \text{полный приток за время } (t_2 - t_1) \text{ минус увеличение}$$

объема водохранилища за время $(t_2 - t_1)$ равняется всему расходу (стоку) за время $(t_2 - t_1)$,
или

$$[\Sigma(Q_2 - Q_a') - \Sigma(Q_2 - Q_1')] - (M_2 - M_1) = Q_a'' (t_2 - t_1),$$

что равно:

$$(Q_2 - Q_a') (t_2 - t_1) - (M_2 - M_1) = Q_a'' (t_2 - t_1).$$

Подставляя по предыдущему

$$t_2 - t_1 = \Delta t \text{ и } M_2 - M_1 = T \Delta h,$$

получим:

$$(Q_2 - Q_a') \Delta t - T \Delta h = Q_a'' \cdot \Delta t.$$

Таким образом мы имеем проверку на правильность нашего построения.

Масштаб величины H определяется масштабами прочих величин. Из подобия треугольников DGE и UT_2U' следует:

$$\frac{H}{Q_a''} = \frac{t}{\Sigma(Q_2 - Q_a') - (M_2 - M_1)},$$

откуда

$$H = Q_a'' \frac{t}{\Sigma(Q_2 - Q_1) - (M_2 - M_1)} = \frac{\delta}{K\tau} \text{ мм},$$

если дано, что $\delta = \text{м}^3/\text{мм}$, $K = \text{м}^2/\text{сек}/\text{мм}$ и $\tau = \text{сек}/\text{мм}$.

Принятые для H масштабы даны на фиг. 127 и 128. На фиг. 128 проведено полное построение графика.

Построение понижающегося участка кривой Q_a'' происходит по тому же способу, как и построение возрастающего. При построении верхнего закругления кривой Q_a'' были взяты еще промежуточные точки.

Как видно из фиг. 128, понижающийся участок кривой может быть определен еще тем, что отвечающие соответствующим точкам кривой площади Δ_1 и Δ_2 равны друг другу.

Таблица 1.

Значения коэффициента шероховатости γ в формуле Базена для с:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{1}{\sqrt{k}}}$$

№№	Р о д с т е н к и	γ
I	Очень гладкие стенки, например старый хорошо оштукатуренный бетон; ¹ строганные доски металлические напорные трубопроводы со сварными трубами и при больших диаметрах. Железобетонные трубопроводы	0,06
II	Гладкие стенки, например чистый бетон со сглаженными краями; ¹ цементные трубы, покрытые наростом; гладкая тесовая и кирпичная кладка; нестроганные доски; железные трубы с поперечными и продольными заклепочными швами и с большими относительно величины диаметра краями	0,16
III	Стенки из грубо притертой старой бетонной штукатурки; обычная кладка камней под скобку или кирпичная кладка	0,30
IV	Стенки из хорошей бутовой кладки; бетонировка без штукатурки	0,46
V	Промежуточная категория. Профили, имеющие стенки, состоящие из старого неоштукатуренного бетона или кладки (облицовка) дно которых не укреплено (земля). Весьма правильные сечения в земле (без растительности)	0,85
VI	Правильные профили (каналы и реки) с земляным дном и откосами (гравий с каменистым или галечным дном или же чистый)	1,30
VII	Земляные русла с находящимися в движении наносами или ледоходами. Заросшие русла	1,75
VIII	Необработанная скала после взрывных работ без дальнейшей обработки	1,76 и больше

¹ Для нового хорошо оштукатуренного бетона (вертикальная штукатурка) величина γ может быть еще меньше, чем 0,06. Однако когда при практических расчетах выбирают значение γ , необходимо считаться с тем, что его величина при продолжительной эксплуатации зависит от состояния цементной штукатурки или бетона и таким образом является функцией качества производства работ, гидравлических условий (величины скорости течения, частоты и размеров колебания уровня и т. д.) или климатических данных (частые или значительные колебания температуры и т. д.) Для того чтобы иметь большую надежность в величине пропускной способности необходимо не выбирать слишком малого значения γ . (Нормальной величиной γ —, коэффициента шероховатости—для бетонных дотков является $\gamma = 0,30$).

Определение коэффициента

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{V R}} \text{ по Базену для заданных величин } R \text{ в метрах.}$$

R м	Коэффициент c для γ =						
	0,06	0,16	0,30	0,46	0,85	1,30	1,75
0,06	69,8	52,6	39,1	30,2	19,4	13,8	10,7
0,07	70,9	54,2	41,0	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	42,3	33,1	21,7	15,5	12,1
0,09	72,5	56,7	43,5	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	44,6	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	45,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	46,6	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60,2	47,5	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	48,3	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	49,0	39,7	27,2	19,9	15,8
0,16	75,6	62,1	49,7	40,5	27,8	20,4	16,2
0,17	75,9	62,7	50,4	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,2	51,0	41,8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	51,5	42,4	29,5	21,8	17,3
0,20	76,7	64,1	52,0	42,9	30,0	22,3	17,7
0,21	76,9	64,5	52,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64,9	53,0	44,0	30,9	23,1	18,4
0,23	77,3	65,2	53,5	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	54,0	44,8	31,8	23,8	19,0
0,25	77,6	65,9	54,4	45,3	32,2	24,2	19,3
0,26	77,8	66,2	54,8	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66,5	55,2	46,1	33,0	24,8	19,9
0,28	78,1	66,8	55,6	46,5	33,4	25,2	20,2
0,29	78,3	67,0	55,9	46,9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	56,2	47,3	34,1	25,8	20,7
0,31	78,5	67,6	56,5	47,6	34,3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	56,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	57,1	48,4	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	57,4	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68,4	57,7	43,8	35,7	27,2	22,0
0,36	79,1	68,6	58,0	49,2	36,0	27,5	22,2
0,37	79,2	68,8	58,3	49,5	36,3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	58,6	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	58,8	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69,4	59,0	50,4	37,1	28,5	23,1
0,41	79,5	69,6	59,2	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69,7	59,4	50,9	37,6	28,9	23,5
0,43	79,7	69,9	59,6	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70,1	59,8	51,4	38,1	29,4	23,9
0,45	79,8	70,2	60,0	51,6	38,4	29,6	24,1
0,46	79,9	70,4	60,2	51,8	38,6	29,8	24,3
0,47	80,0	70,5	60,5	52,1	38,8	30,0	24,5
0,48	80,0	70,6	60,7	52,3	39,1	30,2	24,7

Таблица 2.

Коэффициент c для $\gamma =$							R
0,06	0,16	0,30	0,46	0,85	1,30	1,75	μ
80,1	70,8	60,9	52,5	39,3	30,4	24,8	0,49
80,2	70,9	61,1	52,7	39,5	30,6	25,0	0,50
80,4	71,5	62,0	53,7	40,5	31,6	25,9	0,55
80,7	72,1	62,9	54,6	41,4	32,5	26,7	0,60
80,9	72,6	63,6	55,4	42,3	33,3	27,4	0,65
81,1	73,0	64,1	56,1	43,1	34,1	28,1	0,70
81,3	73,4	64,6	56,8	43,9	34,8	28,8	0,75
81,5	73,8	65,1	57,4	44,6	35,5	29,4	0,80
81,7	74,1	65,6	58,0	45,3	36,1	30,0	0,85
81,8	74,4	66,1	58,6	45,9	36,7	30,6	0,90
81,8	74,7	66,6	59,1	46,5	37,3	31,1	0,95
82,0	75,0	67,0	59,6	47,0	37,8	31,6	1,00
82,2	75,4	67,7	60,5	48,0	38,8	32,6	1,10
82,4	75,9	68,3	61,3	48,9	39,7	33,5	1,20
82,6	76,3	68,9	62,0	49,8	40,6	34,3	1,30
82,8	76,6	69,4	62,6	50,6	41,4	35,1	1,40
82,9	76,9	69,9	63,2	51,3	42,2	35,8	1,50
83,0	77,2	70,4	63,8	52,0	42,9	36,5	1,60
83,1	77,5	70,8	64,3	52,6	43,6	37,1	1,70
83,2	77,7	71,2	64,8	53,2	44,2	37,7	1,80
83,3	77,9	71,5	65,2	53,8	44,8	38,3	1,90
83,4	78,1	71,7	65,6	54,3	45,3	38,9	2,00
83,6	78,5	72,3	66,4	55,3	46,4	39,9	2,20
83,7	78,8	72,9	67,1	56,2	47,3	40,8	2,40
83,8	79,1	73,4	67,7	57,0	48,1	41,7	2,60
83,9	79,4	73,8	68,2	57,7	48,9	42,5	2,80
84,0	79,6	74,2	68,7	58,3	49,7	43,3	3,00
84,1	79,8	74,5	69,2	58,9	50,4	44,0	3,20
84,2	80,0	74,8	69,6	59,5	51,0	44,6	3,40
84,3	80,2	75,1	70,0	60,1	51,6	45,2	3,60
84,4	80,4	75,4	70,4	60,6	52,2	45,8	3,80
84,4	80,5	75,6	70,7	61,0	52,7	46,4	4,00
84,6	80,9	76,2	71,5	62,1	53,9	47,6	4,00
84,7	81,2	76,7	72,1	63,0	55,0	48,8	5,50
84,8	81,4	77,1	72,7	63,8	55,8	49,8	5,50
84,9	81,6	77,5	73,2	64,6	56,6	50,7	6,00
85,0	81,8	77,9	73,7	65,2	57,5	51,6	6,50
85,0	82,0	78,2	74,1	65,8	58,3	52,3	7,00
85,1	82,2	78,5	74,5	66,4	58,9	53,0	7,50
85,2	82,3	78,7	74,8	66,9	59,5	53,7	8,00
85,2	82,4	78,9	75,1	67,4	60,1	54,3	8,50
85,3	82,6	79,1	75,4	67,8	60,7	54,9	9,00
85,3	82,8	79,5	75,9	68,5	61,6	56,0	10,00

Таблица 3

Значения коэффициента шероховатости n по Гангилье-Куттеру в формуле:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

№№	Р о д с т е н к и	n
I	Очень гладкие стенки, например новый хорошо оштукатуренный бетон, тщательно оструганные доски, новые железные напорные трубопроводы без швов	0,010 (-0,011)
II	Старый хорошо заштукатуренный бетон; большие железные трубопроводы, сварные, но с поперечными швами. Железобетонные напорные трубопроводы	0,012
III	Гладкие стенки, например гладкая тесовая или кирпичная кладка; железные трубы, покрытые наросом; железные трубы с поперечными и продольными заклепочными швами и с большими относительно величины диаметра толщ. листов	0,013 (-0,0135)
IV	Стенки из грубо притертой бетонной штукатурки, обычная кладка камней или кирпичная кладка	0,015 0,017
V	Стенки из хорошей бутовой кладки; бетонировка без штукатурки Промежуточная категория. Каналы с укрепленными откосами и земляным дном. Весьма правильные сечения в земле	0,020
VI	Правильные сечения каналов и рек с земляным (или гравелистым) дном и откосами	0,25
VII	Русла местами с водорослями и булыжником или несколько заросшие травой	0,030
VIII	Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях; русла с находящимися в движении наносами или ледоходом. Заросшие русла	0,035 0,035
	Необработанная скала после взрывных работ без дальнейшей отделки	и больше

Таблица 2а

Значения коэффициента шероховатости m по Куттеру в сокращенной формуле для c :

$$c = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

получим, если подставим

$$m = 100n - 1,$$

где n — величина коэффициента шероховатости по Гангилье-Куттеру (табл. 3).Для расчетов в области водоснабжения и канализации получим еще следующие значения m :

№№	Х а р а к т е р к л а д к и	m
I	Большие железные и железобетонные водоводы	0,20
II	Гладкая кирпичная и каменная кладка; водопроводные трубы после дательной работы без заметной инкрустации	0,25
III	Кирпичная кладка; находящиеся в эксплуатации каменные каналы и водоводы из цементных труб, гладкие каналы из кирпичной кладки. Небольшие железные трубы с поперечными и продольными заклепочными швами	0,30—0,35
IV	Обычная каменная кладка на растворе из камней неправильной формы; старая кирпичная кладка шероховатая бетонная штукатурка	0,45—0,50
V	Бутовая кладка; хорошо выполненное мощение камнем; неотштукатуренный бетон	0,55—0,75

Таблица 4.

(См. задачу 9).

Для наивыгоднейшего трапециoidalного профиля

$$\text{живое сечение } F = t^2 \cdot M; \quad \text{глубина воды } t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}$$

а). Величины $2\sqrt{1+m^2}$, M , $\sqrt{M}$ и $\frac{1}{\sqrt{M}}$ для различных значений $\operatorname{ctg} \alpha = m$.

$\operatorname{ctg} \alpha = m$	$\approx$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50	0,25	0,0
$2\sqrt{1+m^2}$	$\approx$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24	2,06	2,0
$M = 2\sqrt{1+m^2} - m$	$\approx$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74	1,81	2,0
$\sqrt{M}$	$\approx$	1,82	1,696	1,57	1,51	1,45	1,396	1,35	1,323	1,32	1,345	1,415
$\frac{1}{\sqrt{M}}$	$\approx$	0,549	0,589	0,637	0,662	0,689	0,716	0,740	0,755	0,757	0,743	0,706

Величины ρ , k , s , b для наивыгоднейшего профиля в зависимости от глубины t :

$$\text{смоченный периметр } \rho = 2 \cdot t \cdot M; \quad \text{ширина по дну } s = t(M - m);$$

$$\text{гидравлический радиус } R = \frac{t}{2}; \quad \text{ширина по уровню воды в канале } b = t(M + m);$$

б). Величин M , $(M - m)$ и $(M + m)$ для различных значений $\operatorname{ctg} \alpha = m$.

$\operatorname{ctg} \alpha = m$	$\approx$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50	0,25	0,0
M	$\approx$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74	1,81	2,0
$(M - m)$	$\approx$	0,32	0,38	0,47	0,53	0,60	0,70	0,82	1,00	1,24	1,56	2,0
$(M + m)$	$\approx$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24	2,06	2,0

Величины ρ , R , s , b для наивыгоднейшего профиля в зависимости от $\sqrt{F}$:

$$\text{смоченный периметр } \rho = 2\sqrt{F} \cdot \sqrt{M}; \quad \text{ширина по дну } s = \sqrt{F} \cdot \left(\sqrt{M} - \frac{m}{\sqrt{M}} \right)$$

$$\text{гидравлический радиус } R = \frac{\sqrt{F}}{2\sqrt{M}}; \quad \text{ширина по уровню воды в канале;}$$

$$b = \sqrt{F} \cdot \left(\sqrt{M} + \frac{m}{\sqrt{M}} \right).$$

с) Величины M , $\sqrt{M}$, $\frac{1}{2\sqrt{M}}$, $\left(\sqrt{M} - \frac{m}{\sqrt{M}}\right)$, $\left(\sqrt{M} + \frac{m}{\sqrt{M}}\right)$ для различных значений $\operatorname{ctg} \alpha = m$.

$\operatorname{ctg} \alpha = m$	$\approx$	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50	0,25	0
M	$\approx$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74	1,81	2,0
$\sqrt{M}$	$\approx$	1,82	1,696	1,57	1,51	1,45	1,396	1,35	1,323	1,32	1,345	1,41
$\frac{1}{2\sqrt{M}}$	$\approx$	0,275	0,295	0,318	0,331	0,345	0,358	0,370	0,378	0,379	0,372	0,35
$\left(\sqrt{M} - \frac{m}{\sqrt{M}}\right)$	$\approx$	0,175	0,223	0,295	0,351	0,416	0,501	0,610	0,756	0,941	1,159	1,41
$\left(\sqrt{M} + \frac{m}{\sqrt{M}}\right)$	$\approx$	3,465	3,169	2,845	2,669	2,484	2,291	2,090	1,890	1,699	1,531	1,415

Таблица 5.

Изменение сечения в трубопроводе.

Потеря напора вследствие изменения сечения трубопровода равна:

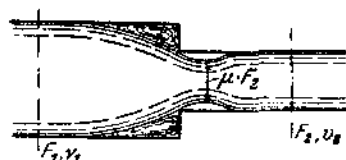
$$h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g},$$

по Вейсбаху

$$\zeta = \frac{0,0765}{\mu^2} + \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2.$$

μ зависит от отношения $\frac{F_2}{F_1}$.

Для отношения



Фиг. 129.

$\frac{F_2}{F_1}$	μ	ζ
0,01	0,64	0,50
0,10	0,65	0,47
0,20	0,66	0,42
0,30	0,68	0,37
0,40	0,70	0,33
0,60	0,75	0,25
0,80	0,84	0,15
1,00	1,00	0,00

Если отношение $\frac{F_2}{F_1}$ не учитывается, то принимаем

$$h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g},$$

где

$$\zeta = \left(\frac{1}{\psi} - 1\right)^2;$$

ψ — некоторый общий коэффициент; для $\psi \approx 0,64$ получим $\zeta = 0,315$.

Диаметр Уклон	$d = 50$ мм		$d = 60$ мм		$d = 70$ мм		$d = 80$ мм		$d = 90$ мм		$d = 100$ мм		$d = 125$ мм		$d = 150$ мм	
Отношение	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
1: 10	1,09	2,1	1,21	3,6	1,45	5,6	1,61	8,1	1,78	11,3	1,94	15,2	2,31	28,4	2,68	47,3
1: 15	0,89	1,8	1,04	2,9	1,18	4,5	1,32	6,6	1,45	9,2	1,58	12,4	1,89	23,2	2,19	38,6
1: 20	0,77	1,5	0,90	2,6	1,03	3,9	1,14	5,7	1,26	8,0	1,37	10,8	1,64	20,1	1,89	33,4
1: 25	0,69	1,4	0,81	2,3	0,92	3,5	1,02	5,1	1,13	7,2	1,22	9,6	1,46	18,0	1,69	29,9
1: 30	0,63	1,2	0,74	2,1	0,84	3,2	0,93	4,7	1,03	6,5	1,12	8,8	1,34	16,4	1,55	27,3
1: 35	0,59	1,1	0,68	1,9	0,77	3,0	0,86	4,3	0,95	6,1	1,03	8,1	1,24	15,2	1,43	25,2
1: 40	0,55	1,0	0,64	1,8	0,72	2,8	0,81	4,1	0,89	5,7	0,97	7,6	1,16	14,2	1,34	23,6
1: 45	0,52	1,0	0,60	1,7	0,68	2,6	0,76	3,8	0,84	5,3	0,91	7,2	1,09	13,4	1,26	22,3
1: 50	0,49	0,9	0,57	1,6	0,65	2,5	0,72	3,6	0,80	5,0	0,87	6,8	1,04	12,7	1,20	21,1
1: 60	0,45	0,9	0,52	1,5	0,59	2,3	0,66	3,3	0,73	4,6	0,79	6,2	0,95	11,6	1,09	19,3
1: 70	0,41	0,8	0,48	1,4	0,55	2,1	0,61	3,1	0,67	4,3	0,73	5,8	0,88	10,7	1,01	17,9
1: 80	0,39	0,8	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,63	4,0	0,68	5,4	0,82	10,0	0,95	16,7
1: 90	0,37	0,7	0,43	1,2	0,48	1,9	0,54	2,7	0,59	3,8	0,65	5,1	0,77	9,5	0,89	15,8
1: 100	0,35	0,7	0,40	1,1	0,46	1,8	0,51	2,6	0,56	3,6	0,61	4,8	0,73	9,0	0,85	14,9
1: 125	0,31	0,6	0,36	1,0	0,41	1,6	0,46	2,3	0,50	3,2	0,55	4,3	0,65	8,0	0,76	13,4
1: 150	0,28	0,6	0,33	0,9	0,37	1,4	0,42	2,1	0,46	2,9	0,50	3,9	0,60	7,3	0,69	12,2
1: 175	0,26	0,5	0,31	0,9	0,34	1,3	0,39	1,9	0,43	2,7	0,46	3,6	0,55	6,8	0,64	11,3
1: 200	0,24	0,5	0,29	0,8	0,32	1,2	0,36	1,8	0,40	2,5	0,43	3,4	0,52	6,4	0,60	10,6
1: 225	0,23	0,5	0,27	0,8	0,31	1,2	0,34	1,7	0,37	2,4	0,41	3,2	0,49	6,0	0,56	10,0
1: 250	0,22	0,4	0,26	0,7	0,29	1,1	0,32	1,6	0,35	2,3	0,39	3,0	0,46	5,7	0,54	9,5

1: 275	0,00364	0,21	0,4	0,24	0,7	0,23	1,1	0,31	1,3	2,2	0,31	2,3	0,34	3,3	5,2	0,49	8,6
1: 300	0,00333	0,20	0,4	0,23	0,7	0,27	1,0	0,30	1,5	0,33	2,1	0,35	2,8	0,42	5,2	0,49	8,6
1: 325	0,00301	0,19	0,4	0,22	0,6	0,26	1,0	0,28	1,4	0,31	2,0	0,34	2,7	0,41	5,0	0,47	8,3
1: 350	0,00286	0,19	0,4	0,22	0,6	0,25	0,9	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,39	4,8	0,45	8,0
1: 375	0,00267	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	0,9	0,26	1,3	0,29	1,8	0,32	2,5	0,38	4,6	0,44	7,7
1: 400	0,00250	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,31	2,4	0,37	4,5	0,42	7,5
1: 425	0,00235	0,17	0,3	0,20	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,7	0,30	2,3	0,36	4,4	0,41	7,3
1: 450	0,00222	0,16	0,3	0,19	0,5	0,22	0,8	0,24	1,2	0,27	1,7	0,29	2,3	0,35	4,3	0,40	7,0
1: 475	0,00210	0,16	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,26	1,6	0,28	2,2	0,34	4,1	0,39	6,9
1: 500	0,00200	0,15	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,1	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,0	0,38	6,7
1: 550	0,00182	0,15	0,3	0,17	0,5	0,20	0,8	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,31	3,8	0,36	6,4
1: 600	0,00167	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,5	0,25	2,0	0,30	3,7	0,35	6,1
1: 650	0,00154	0,14	0,3	0,16	0,4	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,24	1,9	0,29	3,5	0,34	5,8
1: 700	0,00143	0,13	0,3	0,15	0,4	0,17	0,7	0,19	1,0	0,21	1,4	0,23	1,8	0,28	3,4	0,32	5,6
1: 750	0,00133	0,13	0,2	0,15	0,4	0,17	0,6	0,19	0,9	0,21	1,3	0,22	1,8	0,27	3,3	0,31	5,5
1: 800	0,00125	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,26	3,2	0,30	5,3
1: 850	0,00117	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,1
1: 900	0,00111	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,9	0,19	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,28	5,0
1: 950	0,00105	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0,18	1,2	0,20	1,6	0,24	2,9	0,27	4,9
1: 1000	0,00100	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,16	0,8	0,18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,27	4,7
1: 1100	0,00091	0,10	0,2	0,12	0,3	0,14	0,5	0,15	0,8	0,17	1,1	0,18	1,5	0,22	2,7	0,26	4,5
1: 1200	0,00083	—	—	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,16	1,0	0,18	1,4	0,21	2,6	0,24	4,3
1: 1300	0,00077	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0,7	0,16	1,0	0,17	1,3	0,20	2,5	0,24	4,1
1: 1400	0,00071	—	—	0,11	0,3	0,12	0,5	0,14	0,7	0,15	1,0	0,16	1,3	0,20	2,4	0,23	4,0
1: 1500	0,00065	—	—	0,10	0,3	0,12	0,5	0,13	0,7	0,15	0,9	0,16	1,2	0,19	2,3	0,22	3,9
1: 1600	0,00052	—	—	—	—	0,11	0,4	0,13	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,7
1: 1700	0,00059	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,6
1: 1800	0,00056	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,5
1: 1900	0,00053	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,19	3,4
1: 2000	0,00050	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,16	2,0	0,18	3,3

Диаметр узел	$d = 175$ мм		$d = 200$ мм		$d = 225$ мм		$d = 250$ мм		$d = 275$ мм		$d = 300$ мм		$d = 325$ мм		$d = 350$ мм	
	Отношение	J	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
1: 10	0,10000	3,02	72,5	3,33	104,6	3,65	145,2	3,95	194,0	4,25	252,1	4,53	320	4,80	399	5,07
1: 15	0,06667	2,46	59,2	2,71	85,4	2,98	118,5	3,23	158,4	3,47	205,8	3,70	261	3,92	325	4,14
1: 20	0,05000	2,13	51,3	2,36	74,0	2,58	102,7	2,80	137,2	3,00	173,3	3,20	226	3,40	282	3,58
1: 25	0,04000	1,91	45,9	2,11	66,2	2,31	91,6	2,50	122,7	2,69	159,4	2,86	202	3,04	252	3,21
1: 30	0,03333	1,74	41,9	1,92	60,4	2,11	83,8	2,28	112,0	2,45	145,5	2,62	185	2,77	230	2,93
1: 35	0,02857	1,61	38,8	1,78	55,9	1,95	77,6	2,11	103,7	2,27	134,7	2,42	171	2,57	213	2,71
1: 40	0,02500	1,51	36,3	1,67	52,3	1,83	72,6	1,93	97,0	2,12	126,0	2,26	160	2,40	199	2,54
1: 45	0,02222	1,42	34,2	1,57	49,3	1,72	68,4	1,86	91,4	2,00	118,8	2,14	151	2,26	188	2,39
1: 50	0,02000	1,40	32,4	1,49	46,8	1,63	64,9	1,77	86,8	1,90	112,7	2,03	143	2,15	178	2,27
1: 60	0,01667	1,23	29,6	1,36	42,7	1,49	59,3	1,61	79,2	1,73	102,9	1,85	131	1,96	163	2,07
1: 70	0,01429	1,14	27,4	1,26	39,5	1,38	54,9	1,49	73,3	1,60	95,3	1,71	121	1,82	151	1,92
1: 80	0,01250	1,07	25,6	1,18	37,0	1,29	51,3	1,40	68,6	1,50	89,1	1,60	113	1,70	141	1,79
1: 90	0,01111	1,01	24,2	1,11	34,9	1,22	48,4	1,32	64,7	1,42	84,0	1,51	107	1,60	133	1,69
1: 100	0,01000	0,95	22,9	1,05	33,1	1,16	45,9	1,25	61,3	1,34	79,7	1,43	101	1,52	126	1,60
1: 125	0,00800	0,85	20,5	0,94	29,6	1,03	41,1	1,12	54,9	1,20	71,3	1,28	91	1,36	113	1,43
1: 150	0,00667	0,78	18,7	0,86	27,0	0,94	37,5	1,02	50,1	1,10	65,1	1,17	83	1,24	103	1,31
1: 175	0,00571	0,72	17,3	0,80	25,0	0,87	34,7	0,95	46,4	1,02	60,3	1,08	77	1,15	95	1,21
1: 200	0,00500	0,67	16,2	0,75	23,4	0,82	32,5	0,88	43,4	0,95	56,4	1,01	72	1,07	89	1,13
1: 225	0,00444	0,64	15,3	0,70	22,1	0,77	30,6	0,83	40,9	0,90	53,1	0,96	68	1,01	84	1,07
1: 250	0,00400	0,60	14,5	0,67	20,9	0,73	29,0	0,79	38,8	0,85	50,4	0,91	64	0,96	80	1,01

1: 275	0.00364	0.58	13.2	0.55	13.2	0.61	19.1	0.67	26.5	0.72	35.4	0.78	46.0	0.83	58	0.88	73	0.93	89
1: 300	0.00333	0.55	12.7	0.53	12.7	0.58	18.3	0.64	25.5	0.69	34.0	0.75	44.2	0.79	56	0.84	70	0.89	86
1: 325	0.00308	0.53	12.3	0.51	12.3	0.56	17.7	0.62	24.5	0.67	32.8	0.72	42.6	0.77	54	0.81	67	0.86	82
1: 350	0.00286	0.49	11.8	0.54	11.8	0.54	17.1	0.60	23.7	0.65	31.7	0.69	41.2	0.74	52	0.78	65	0.83	80
1: 375	0.00267	0.48	11.5	0.53	11.5	0.53	16.5	0.58	23.0	0.63	30.7	0.67	39.9	0.72	51	0.76	63	0.80	77
1: 400	0.00250	0.46	11.1	0.51	11.1	0.51	16.0	0.56	22.3	0.61	29.8	0.65	38.7	0.70	49	0.74	61	0.78	75
1: 425	0.00235	0.45	10.8	0.50	10.8	0.50	15.6	0.54	21.6	0.59	28.9	0.63	37.6	0.68	48	0.72	59	0.76	73
1: 450	0.00222	0.44	10.5	0.48	10.5	0.48	15.2	0.53	21.1	0.57	28.1	0.62	36.6	0.66	46	0.70	53	0.74	71
1: 475	0.00210	0.43	10.3	0.47	10.3	0.47	14.8	0.52	20.5	0.56	27.4	0.60	35.7	0.64	45	0.68	56	0.72	69
1: 500	0.00200	0.42	9.8	0.45	9.8	0.45	14.1	0.49	19.6	0.53	26.2	0.57	34.0	0.61	43	0.65	54	0.68	66
1: 550	0.00182	0.39	9.4	0.43	9.4	0.43	13.5	0.47	18.7	0.51	25.0	0.55	32.5	0.59	41	0.62	51	0.65	63
1: 600	0.00167	0.37	9.0	0.41	9.0	0.41	13.0	0.45	18.0	0.49	24.1	0.53	31.3	0.56	40	0.60	49	0.63	61
1: 650	0.00154	0.36	8.7	0.40	8.7	0.40	12.5	0.44	17.4	0.47	23.2	0.51	30.1	0.54	38	0.57	48	0.61	58
1: 700	0.00143	0.35	8.4	0.39	8.4	0.39	12.1	0.42	16.8	0.46	22.4	0.49	29.1	0.52	37	0.55	46	0.59	56
1: 750	0.00133	0.34	8.1	0.37	8.1	0.37	11.7	0.41	16.2	0.44	21.7	0.43	28.2	0.51	36	0.54	45	0.57	55
1: 800	0.00125	0.33	7.9	0.36	7.9	0.36	11.3	0.40	15.7	0.43	21.0	0.46	27.3	0.49	35	0.52	43	0.55	53
1: 850	0.00117	0.32	7.6	0.35	7.6	0.35	11.0	0.39	15.3	0.42	20.4	0.45	26.6	0.48	34	0.51	42	0.53	51
1: 900	0.00111	0.31	7.4	0.34	7.4	0.34	10.7	0.38	14.9	0.41	19.9	0.44	25.9	0.47	33	0.49	41	0.52	50
1: 950	0.00105	0.30	7.2	0.33	7.2	0.33	10.4	0.37	14.5	0.40	19.4	0.42	25.2	0.45	32	0.48	40	0.51	49
1: 1000	0.00100	0.29	6.9	0.32	6.9	0.32	10.0	0.35	13.8	0.38	18.5	0.41	24.0	0.43	31	0.46	38	0.48	47
1: 1100	0.00091	0.28	6.6	0.30	6.6	0.30	9.5	0.33	13.3	0.36	17.7	0.39	23.0	0.41	29	0.44	36	0.46	45
1: 1200	0.00083	0.26	6.4	0.29	6.4	0.29	9.2	0.32	12.7	0.35	17.0	0.37	22.1	0.40	28	0.42	35	0.45	43
1: 1300	0.00077	0.26	6.1	0.28	6.1	0.28	8.8	0.31	12.3	0.33	16.4	0.36	21.3	0.38	27	0.41	34	0.43	41
1: 1400	0.00071	0.25	5.9	0.27	5.9	0.27	8.5	0.30	11.9	0.32	15.8	0.35	20.8	0.37	26	0.39	33	0.41	40
1: 1500	0.00066	0.24	5.7	0.26	5.7	0.26	8.3	0.29	11.5	0.31	15.3	0.34	19.9	0.36	25	0.38	32	0.40	39
1: 1600	0.00062	0.23	5.6	0.25	5.6	0.25	8.0	0.28	11.1	0.30	14.9	0.33	19.3	0.35	25	0.37	31	0.39	37
1: 1700	0.00059	0.23	5.4	0.25	5.4	0.25	7.8	0.27	10.8	0.30	14.5	0.32	18.8	0.34	24	0.36	30	0.38	36
1: 1800	0.00056	0.22	5.3	0.24	5.3	0.24	7.6	0.27	10.5	0.29	14.1	0.31	18.3	0.33	23	0.35	29	0.37	35
1: 1900	0.00053	0.21	5.1	0.24	5.1	0.24	7.4	0.26	10.3	0.28	13.7	0.30	17.8	0.32	23	0.34	28	0.36	35
1: 2000	0.00050																		

IV. Заполненные трубы диаметром d .

Диаметр уклон	$d = 375$ мм		$d = 400$ мм		$d = 425$ мм		$d = 450$ мм		$d = 475$ мм		$d = 500$ мм		$d = 550$ мм		$d = 600$ мм	
	Отношение	J	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
1: 10		0,10000	5,63	589	5,59	702	5,33	828	6,08	966	6,52	1120	6,55	1286	7,45	2105
1: 15		0,06667	4,36	481	4,56	574	4,76	676	4,96	789	5,16	914	5,35	1050	5,72	1719
1: 20		0,05000	3,77	417	3,95	497	4,13	585	4,30	683	4,47	792	4,63	910	4,95	1438
1: 25		0,04000	3,37	373	3,54	444	3,69	523	3,84	611	4,00	703	4,14	813	4,43	1331
1: 30		0,03333	3,03	340	3,23	406	3,37	478	3,51	558	3,65	647	3,78	743	4,04	1215
1: 35		0,02857	2,85	315	2,99	375	3,12	442	3,25	517	3,38	599	3,50	638	3,74	1125
1: 40		0,02500	2,67	295	2,80	351	2,92	414	3,04	483	3,16	560	3,28	643	3,50	1053
1: 45		0,02222	2,51	278	2,64	331	2,75	390	2,86	456	2,98	528	3,09	606	3,30	992
1: 50		0,02000	2,39	261	2,50	314	2,61	370	2,72	432	2,83	501	2,93	575	3,13	941
1: 60		0,01667	2,13	241	2,23	287	2,38	338	2,48	395	2,53	457	2,67	525	2,36	859
1: 70		0,01429	2,02	223	2,11	266	2,21	313	2,30	365	2,39	423	2,48	486	2,65	796
1: 80		0,01250	1,89	208	1,98	248	2,06	293	2,15	342	2,23	396	2,32	455	2,43	744
1: 90		0,01111	1,78	196	1,86	234	1,94	276	2,03	322	2,11	373	2,18	429	2,33	702
1: 100		0,01000	1,69	186	1,77	222	1,85	262	1,92	306	2,00	354	2,07	407	2,21	666
1: 125		0,00800	1,51	167	1,58	199	1,65	234	1,72	275	1,79	317	1,85	364	1,98	595
1: 150		0,00667	1,33	152	1,44	181	1,51	214	1,57	250	1,63	289	1,69	332	1,81	544
1: 175		0,00571	1,27	141	1,34	168	1,39	198	1,45	231	1,51	268	1,57	307	1,67	503
1: 200		0,00500	1,19	132	1,25	157	1,30	185	1,36	216	1,41	250	1,47	288	1,57	471
1: 225		0,00444	1,13	124	1,18	148	1,23	174	1,28	204	1,33	236	1,38	271	1,48	444
1: 250		0,00400	1,07	118	1,12	141	1,17	166	1,22	193	1,26	224	1,31	257	1,40	421

1: 275	0.00364	0.97	108	1.02	1.28	1.07	1.51	1.11	1.76	1.15	2.04	1.20	2.35	1.28	3.04	1.36	3.84																						
1: 300	0.00333	0.94	103	0.98	1.23	1.05	1.45	1.07	1.70	1.11	1.96	1.15	2.26	1.23	2.92	1.31	3.69																						
1: 325	0.00308	0.90	100	0.95	1.19	0.99	1.40	1.03	1.63	1.07	1.89	1.11	2.17	1.18	2.81	1.26	3.55																						
1: 350	0.00286	0.87	96	0.91	1.15	0.95	1.35	0.99	1.58	1.03	1.83	1.07	2.10	1.14	2.72	1.22	3.44																						
1: 375	0.00267	0.84	93	0.88	1.11	0.92	1.31	0.96	1.53	1.00	1.77	1.04	2.03	1.11	2.63	1.18	3.33																						
1: 400	0.00250	0.82	90	0.86	1.08	0.90	1.27	0.93	1.48	0.97	1.72	1.01	1.97	1.07	2.55	1.14	3.23																						
1: 425	0.00235	0.80	88	0.83	1.05	0.87	1.23	0.91	1.44	0.94	1.67	0.98	1.92	1.04	2.48	1.11	3.14																						
1: 450	0.00222	0.77	86	0.81	1.02	0.85	1.20	0.88	1.40	0.92	1.63	0.95	1.87	1.02	2.41	1.08	3.05																						
1: 475	0.00210	0.75	83	0.79	99	0.83	1.17	0.86	1.37	0.89	1.58	0.93	1.82	0.99	2.35	1.05	2.98																						
1: 500	0.00200	0.72	79	0.75	95	0.79	1.12	0.82	1.30	0.85	1.51	0.83	1.73	0.94	2.24	1.00	2.84																						
1: 550	0.00182	0.69	76	0.72	91	0.75	1.07	0.78	1.25	0.82	1.45	0.85	1.66	0.90	2.15	0.96	2.72																						
1: 600	0.00167	0.66	73	0.69	87	0.72	1.03	0.75	1.20	0.78	1.39	0.81	1.63	0.87	2.06	0.92	2.61																						
1: 650	0.00154	0.64	70	0.67	84	0.70	99	0.73	1.16	0.76	1.34	0.78	1.51	0.84	1.99	0.89	2.52																						
1: 700	0.00143	0.62	68	0.65	81	0.67	96	0.70	1.12	0.73	1.29	0.76	1.49	0.81	1.92	0.86	2.43																						
1: 750	0.00133	0.60	66	0.63	79	0.65	93	0.63	1.08	0.71	1.25	0.73	1.44	0.73	1.86	0.83	2.35																						
1: 800	0.00125	0.58	64	0.61	76	0.63	90	0.65	1.05	0.69	1.21	0.71	1.40	0.76	1.80	0.81	2.28																						
1: 850	0.00117	0.56	62	0.59	74	0.62	87	0.64	1.02	0.67	1.18	0.69	1.36	0.74	1.75	0.79	2.22																						
1: 900	0.00111	0.55	60	0.57	72	0.60	84	0.62	99	0.65	1.15	0.67	1.32	0.72	1.71	0.76	2.16																						
1: 950	0.00105	0.53	59	0.56	70	0.58	83	0.61	97	0.63	1.12	0.66	1.29	0.70	1.66	0.75	2.11																						
1: 1000	0.00100	0.51	56	0.53	67	0.56	79	0.59	92	0.60	1.07	0.63	1.23	0.57	1.59	0.71	2.01																						
1: 1100	0.00091	0.49	54	0.51	64	0.53	76	0.56	88	0.58	1.02	0.60	1.17	0.64	1.52	0.68	1.92																						
1: 1200	0.00083	0.47	52	0.49	62	0.51	73	0.53	85	0.55	98	0.57	1.13	0.61	1.46	0.65	1.85																						
1: 1300	0.00077	0.45	50	0.47	59	0.49	70	0.51	82	0.53	95	0.55	1.09	0.59	1.41	0.63	1.78																						
1: 1400	0.00071	0.44	48	0.46	57	0.48	68	0.50	79	0.52	91	0.54	1.05	0.57	1.36	0.61	1.72																						
1: 1500	0.00066	0.42	47	0.44	56	0.46	65	0.48	76	0.50	89	0.52	1.02	0.55	1.32	0.59	1.66																						
1: 1600	0.00062	0.41	45	0.43	54	0.45	64	0.47	74	0.49	86	0.50	99	0.54	1.28	0.57	1.61																						
1: 1700	0.00059	0.40	44	0.42	52	0.44	62	0.45	72	0.47	84	0.49	96	0.52	1.24	0.56	1.57																						
1: 1800	0.00056	0.39	43	0.41	51	0.42	60	0.44	70	0.46	81	0.48	93	0.51	1.21	0.54	1.53																						
1: 1900	0.00053	0.38	42	0.40	50	0.41	59	0.43	68	0.45	79	0.45	91	0.50	1.18	0.53	1.49																						
1: 2000	0.00050	0.38	42	0.40	50	0.41	59	0.43	68	0.45	79	0.45	91	0.50	1.18	0.53	1.49																						

Диаметр Углон		$d = 650$ мм		$d = 700$ мм		$d = 750$ мм		$d = 800$ мм		$d = 900$ мм		$d = 1090$ мм		$d = 1100$ мм		$d = 1200$ мм	
Отно- шение	J	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
1: 10	0,10000	7,86	2610	8,28	3186	8,68	3835	9,06	4556	9,82	6249	10,55	8281	11,23	10667	11,92	13474
1: 15	0,06667	6,42	2131	6,76	2602	7,09	3131	7,40	3718	8,02	5102	8,61	6762	9,17	8710	9,73	11002
1: 20	0,05000	5,56	1845	5,86	2253	6,14	2711	6,41	3221	6,95	4419	7,46	5856	7,94	7543	8,43	9528
1: 25	0,04000	4,97	1650	5,24	2015	5,49	2425	5,73	2881	6,21	3952	6,67	5238	7,10	6747	7,54	8522
1: 30	0,03333	4,54	1507	4,78	1840	5,01	2214	5,23	2630	5,67	3608	6,09	4781	6,48	6159	6,88	7780
1: 35	0,02857	4,20	1395	4,43	1703	4,64	2050	4,85	2435	5,25	3340	5,64	4427	6,00	5702	6,37	7203
1: 40	0,02500	3,93	1305	4,14	1593	4,34	1917	4,53	2278	4,91	3125	5,27	4141	5,61	5334	5,96	6737
1: 45	0,02222	3,71	1230	3,90	1502	4,09	1808	4,27	2148	4,63	2946	4,97	3904	5,29	5029	5,62	6352
1: 50	0,02000	3,52	1167	3,70	1425	3,88	1715	4,05	2037	4,39	2795	4,72	3704	5,02	4770	5,33	6026
1: 60	0,01667	3,21	1065	3,38	1301	3,54	1566	3,70	1860	4,01	2551	4,31	3381	4,58	4355	4,86	5501
1: 70	0,01429	2,97	986	3,13	1204	3,28	1449	3,43	1722	3,71	2362	3,99	3130	4,24	4032	4,50	5093
1: 80	0,01250	2,78	923	2,93	1127	3,07	1356	3,20	1611	3,47	2209	3,73	2928	3,97	3771	4,21	4764
1: 90	0,01111	2,62	870	2,76	1062	2,89	1278	3,02	1519	3,27	2083	3,52	2760	3,74	3556	3,97	4492
1: 100	0,01000	2,49	825	2,62	1008	2,75	1213	2,87	1441	3,11	1976	3,33	2619	3,55	3373	3,77	4261
1: 125	0,00800	2,22	738	2,34	901	2,46	1085	2,56	1289	2,78	1763	2,98	2342	3,18	3017	3,37	3811
1: 150	0,00667	2,03	674	2,14	823	2,24	990	2,34	1176	2,54	1614	2,72	2138	2,90	2754	3,08	3479
1: 175	0,00571	1,88	624	1,98	762	2,08	917	2,17	1089	2,35	1494	2,52	1980	2,68	2550	2,85	3214
1: 200	0,00500	1,76	584	1,85	713	1,94	857	2,03	1019	2,20	1397	2,36	1852	2,51	2385	2,66	3013
1: 225	0,00444	1,66	550	1,75	672	1,83	803	1,91	960	2,07	1317	2,22	1746	2,37	2249	2,51	2841
1: 250	0,00400	1,57	522	1,66	637	1,74	767	1,81	911	1,97	1250	2,11	1656	2,25	2135	2,38	2685

1: 275	0,00364	1,50	498	1,58	608	1,66	731	1,73	839	1,81	132	205	1319	2,05	1948	2,18	2460
1: 300	0,00333	1,44	476	1,51	582	1,59	700	1,66	832	1,79	141	1,93	1512	2,05	1948	2,18	2460
1: 325	0,00308	1,38	458	1,45	559	1,52	673	1,59	799	1,72	1096	1,85	1453	1,97	1871	2,09	2364
1: 350	0,00286	1,33	441	1,40	539	1,47	648	1,53	770	1,66	1056	1,78	1400	1,90	1803	2,01	2278
1: 375	0,00267	1,28	426	1,35	520	1,42	626	1,48	744	1,60	1021	1,72	1352	1,83	1742	1,95	2200
1: 400	0,00250	1,24	413	1,31	504	1,37	606	1,43	720	1,55	988	1,67	1309	1,78	1687	1,88	2131
1: 425	0,00235	1,21	400	1,27	489	1,33	588	1,39	699	1,51	959	1,62	1270	1,72	1636	1,83	2067
1: 450	0,00222	1,17	389	1,23	475	1,29	572	1,35	679	1,46	932	1,57	1235	1,67	1590	1,78	2009
1: 475	0,00210	1,14	379	1,20	462	1,26	556	1,32	661	1,43	907	1,53	1202	1,63	1548	1,73	1955
1: 500	0,00200	1,11	369	1,17	451	1,23	542	1,28	644	1,39	884	1,49	1171	1,59	1509	1,69	1906
1: 550	0,00182	1,06	352	1,12	430	1,17	517	1,22	614	1,33	843	1,42	1117	1,51	1438	1,61	1817
1: 600	0,00167	1,02	337	1,07	411	1,12	495	1,17	588	1,27	807	1,36	1069	1,45	1377	1,54	1740
1: 650	0,00154	0,98	324	1,03	395	1,08	476	1,12	565	1,22	775	1,31	1027	1,39	1323	1,48	1671
1: 700	0,00143	0,94	312	0,99	381	1,04	458	1,08	545	1,17	747	1,26	990	1,34	1275	1,42	1611
1: 750	0,00133	0,91	301	0,96	368	1,00	443	1,05	526	1,13	722	1,22	956	1,30	1232	1,38	1556
1: 800	0,00125	0,88	292	0,93	356	0,97	429	1,01	509	1,10	699	1,18	926	1,26	1193	1,33	1507
1: 850	0,00117	0,85	283	0,90	346	0,94	416	0,98	494	1,07	673	1,14	898	1,22	1157	1,29	1462
1: 900	0,00111	0,83	275	0,87	336	0,92	404	0,96	480	1,04	659	1,11	873	1,18	1124	1,26	1420
1: 950	0,00105	0,81	268	0,85	327	0,89	393	0,93	467	1,01	641	1,09	850	1,15	1094	1,22	1385
1: 1000	0,00100	0,79	261	0,82	319	0,87	384	0,91	456	0,98	625	1,06	828	1,12	1067	1,19	1348
1: 1100	0,00091	0,75	249	0,79	304	0,83	366	0,86	434	0,94	596	1,01	790	1,07	1017	1,14	1285
1: 1200	0,00083	0,72	238	0,76	291	0,79	350	0,83	416	0,90	571	0,96	756	1,03	974	1,09	1230
1: 1300	0,00077	0,69	229	0,73	280	0,76	336	0,80	400	0,86	548	0,92	726	0,98	936	1,05	1182
1: 1400	0,00071	0,67	221	0,70	269	0,73	324	0,77	385	0,83	528	0,89	700	0,95	902	1,01	1139
1: 1500	0,00066	0,64	213	0,68	260	0,71	313	0,74	372	0,80	510	0,86	676	0,92	871	0,97	1100
1: 1600	0,00062	0,62	206	0,66	252	0,69	303	0,72	360	0,78	494	0,83	655	0,89	843	0,94	1065
1: 1700	0,00059	0,60	200	0,64	244	0,67	294	0,70	349	0,75	479	0,81	635	0,86	818	0,91	1033
1: 1800	0,00056	0,59	195	0,62	238	0,65	286	0,68	340	0,73	466	0,79	617	0,84	795	0,89	1004
1: 1900	0,00053	0,57	189	0,60	231	0,63	278	0,66	331	0,71	453	0,77	601	0,81	774	0,86	978
1: 2000	0,00050	0,56	185	0,59	225	0,61	271	0,64	322	0,70	442	0,75	586	0,79	754	0,84	953

Таблица 7.

(Применение таблицы для задачи 28.)

Величины отношения сил влечения $n = \frac{S}{S_0}$ при различных углах откоса α .

В таблице обозначают:

α_0 — угол бокового откоса, где глубина равна t м, а сила влечения S кг/м²;
 t_0 и S_0 — глубина и сила влечения у горизонтального дна;
 ρ — предельный угол заложения грунта к уровню воды;

с $\text{tg } \alpha = m = \text{уклон бокового откоса.}$

Под „предельным углом“ понимают тот угол, под которым свободнолежащий откос не обрушается.² Так как

$$S : S_0 = t : t_0,$$

то получим для угла пересечения различных наклонов откоса

$$n = \frac{S}{S_0} = \frac{t}{t_0} = \frac{\sin \rho - \sin \alpha}{\sin \rho + \sin \alpha}.$$

$\text{ctg } \alpha = m$	α	$\sin \alpha$	для $\rho = 90^\circ$ $\sin \rho = 1$ $n = \frac{t}{t_0} = \frac{S}{S_0}$	для $\rho = 60^\circ$ $\sin \rho = 0,866$ $n = \frac{t}{t_0} = \frac{S}{S_0}$	для $\rho = 45^\circ$ $\sin \rho = 0,707$ $n = \frac{t}{t_0} = \frac{S}{S_0}$
50	1°10'	0,020	0,961	0,955	0,945
20	3°	0,052	0,902	0,886	0,863
10	5°50'	0,102	0,815	0,790	0,748
5	11°20'	0,197	0,671	0,630	0,564
3	18°30'	0,317	0,518	0,464	0,381
2	26°30'	0,446	0,384	0,320	0,226
1,5	33°40'	0,554	0,287	0,220	0,121
1,25	38°40'	0,625	0,231	0,162	0,061
1,0	45°	0,707	0,172	0,101	0,000
0,80	51°20'	0,781	0,123	0,052	—
0,67	56°20'	0,832	0,092	0,020	—
0,50	63°30'	0,895	0,055	—	—
0,20	78°40'	0,980	0,011	—	—

¹ См. стр. 163.

² По нашей терминологии „угол естественного откоса“, однако величины этого угла отсчитываются со стороны воды.

Прим. переводчика.

(Для решения задачи 23).

Таблица для построения кривой подпора по Толкменту.

$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$\frac{a+h}{a}$	$F\left(\frac{a+h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+h}{a}\right)$
$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$
1,00	∞	$-\infty$	1,125	0,345	0,780	1,36	0,153	1,207	1,65	0,079	1,571
1,005	1,107	$-\infty$	1,130	0,337	0,793	1,37	0,149	1,221	1,70	0,072	1,628
1,010	0,936	$+$	1,135	0,329	0,806	1,38	0,145	1,235	1,75	0,065	1,685
1,015	0,836	$+$	1,140	0,322	0,818	1,39	0,141	1,249	1,80	0,060	1,740
1,020	0,766	$+$	1,150	0,308	0,842	1,40	0,133	1,262	1,85	0,055	1,795
1,025	0,712	$+$	1,160	0,295	0,865	1,41	0,134	1,276	1,90	0,050	1,850
1,030	0,668		1,170	0,283	0,887	1,42	0,131	1,289	2,00	0,043	1,957
1,035	0,632		1,180	0,272	0,908	1,43	0,128	1,302	2,10	0,037	2,063
1,040	0,600		1,190	0,262	0,923	1,44	0,125	1,315	2,20	0,032	2,168
1,045	0,572		1,200	0,252	0,948	1,45	0,122	1,328	2,30	0,028	2,272
1,050	0,548		1,210	0,243	0,967	1,46	0,119	1,341	2,40	0,024	2,376
1,055	0,526		1,220	0,235	0,985	1,47	0,116	1,354	2,50	0,022	2,478
1,060	0,506		1,230	0,227	1,003	1,48	0,113	1,367	2,60	0,019	2,581
1,065	0,487		1,240	0,219	1,021	1,49	0,111	1,379	2,70	0,017	2,683
1,070	0,471		1,250	0,212	1,033	1,50	0,108	1,392	2,80	0,015	2,785
1,075	0,455		1,260	0,205	1,055	1,51	0,106	1,404	2,90	0,014	2,886
1,080	0,441		1,270	0,199	1,071	1,52	0,103	1,417	3,00	0,012	2,988
1,085	0,428		1,280	0,193	1,087	1,53	0,101	1,429	3,50	0,008	3,492
1,090	0,415		1,290	0,187	1,103	1,54	0,099	1,441	4,00	0,005	3,995
1,095	0,403		1,300	0,181	1,119	1,55	0,097	1,453	4,50	0,004	4,496
1,100	0,392		1,310	0,176	1,134	1,56	0,094	1,466	5,00	0,003	4,997
1,105	0,382		1,320	0,171	1,149	1,57	0,093	1,477	6,00	0,002	5,993
1,110	0,372		1,330	0,166	1,164	1,58	0,091	1,439	8,00	0,001	7,999
1,115	0,362		1,340	0,162	1,178	1,59	0,039	1,501	10,00	0	10,000
1,120	0,353		1,350	0,157	1,193	1,60	0,087	1,513	∞	0	∞

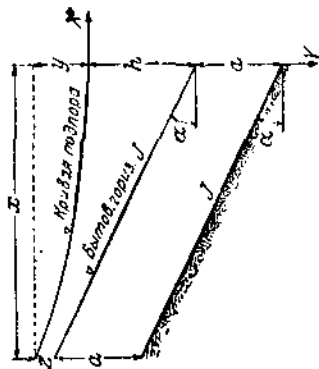
Величина расстояния x от платины, в которой подпор еще равен z :

$$x = \frac{a}{f} \left[f\left(\frac{a+h}{a}\right) - f\left(\frac{a+z}{a}\right) \right];$$

y — падение уровня от точки, находящейся на расстоянии x от платины

$$y = a \left[F\left(\frac{a+z}{a}\right) - F\left(\frac{a+h}{a}\right) \right].$$

Причем a — глубина при равномерном режиме; z — увеличение глубины благодаря подпору; h — подпор у платины (увеличение глубины перед платиной); f — падение горизонта до подпора (в большинстве случаев равно данному уклону).



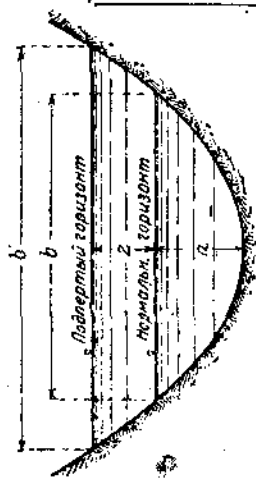
Фиг. 130.

Таблица для построения кривой спада по Толкмиту.

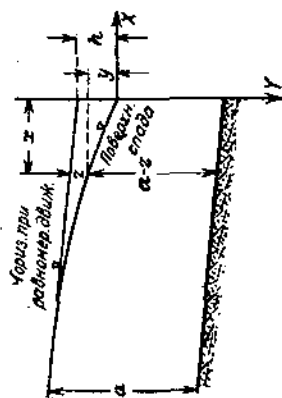
Прямая обозначения, данные на рис. 132, получим:

$$x = \frac{a}{f} \left[f \left(\frac{a-z}{a} \right) - f \left(\frac{a-h}{a} \right) \right] - \frac{a \cdot f \cdot c^2}{g} \left[F \left(\frac{a-z}{a} \right) - F \left(\frac{a-h}{a} \right) \right]$$

$$y = a \left(1 - \frac{a \cdot f \cdot c^2}{g} \right) \left[F \left(\frac{a-z}{a} \right) - F \left(\frac{a-h}{a} \right) \right] \quad (z = 1.0 - 1.1).$$



Фиг. 131.



Фиг. 132.

$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$\frac{a-h}{a}$	$F\left(\frac{a-h}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-h}{a}\right)$
$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$F\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$
1.000	∞	∞	0.905	1.118	0.213	0.76	0.823	0.063	0.57	0.583	0.013
0.995	1.889	0.894	0.900	1.103	0.203	0.75	0.808	0.058	0.56	0.572	0.012
0.990	1.714	0.724	0.895	1.059	0.194	0.74	0.794	0.054	0.55	0.561	0.011
0.985	1.610	0.625	0.890	1.075	0.185	0.73	0.780	0.050	0.54	0.550	0.010
0.980	1.536	0.556	0.885	1.062	0.177	0.72	0.766	0.046	0.53	0.539	0.009
0.975	1.479	0.504	0.880	1.049	0.169	0.71	0.752	0.042	0.52	0.528	0.008
0.970	1.431	0.461	0.875	1.037	0.162	0.70	0.739	0.039	0.51	0.517	0.007
0.965	1.391	0.426	0.870	1.025	0.155	0.69	0.726	0.036	0.50	0.506	0.006
0.960	1.355	0.395	0.865	1.013	0.148	0.68	0.713	0.033	0.475	0.480	0.005
0.955	1.324	0.369	0.860	1.002	0.142	0.67	0.701	0.031	0.450	0.454	0.004
0.950	1.296	0.346	0.850	0.980	0.130	0.66	0.688	0.028	0.425	0.428	0.003
0.945	1.270	0.325	0.840	0.960	0.120	0.65	0.676	0.026	0.400	0.402	0.002
0.940	1.246	0.306	0.830	0.940	0.110	0.64	0.664	0.024	0.350	0.351	0.001
0.935	1.224	0.289	0.820	0.922	0.102	0.63	0.652	0.022	0.300	0.300	0.000
0.930	1.204	0.274	0.810	0.904	0.094	0.62	0.640	0.020	0.200	0.200	—
0.925	1.185	0.260	0.800	0.887	0.087	0.61	0.628	0.018	0.100	0.100	—
0.920	1.166	0.246	0.790	0.870	0.080	0.60	0.617	0.017	0	0	—
0.915	1.149	0.243	0.780	0.854	0.074	0.59	0.606	0.016			
0.910	1.139	0.223	0.770	0.838	0.068	0.58	0.594	0.014			

Таблица для построения кривой подпора по Рюльману.

Если обозначение глубины — для равномерного режима a заменить через t , т. е. $a = t$ и оставить прочие обозначения, принятые Толкмиттом, то получим для расстояния от плотины x :

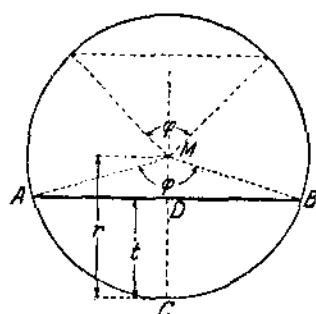
$$x = \frac{t}{J} \left[\varphi\left(\frac{h}{t}\right) - \varphi\left(\frac{x}{t}\right) \right].$$

$\frac{h}{t}$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right)$	Δ	$\frac{h}{t}$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right)$	Δ	$\frac{h}{t}$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right)$	Δ	$\frac{h}{t}$	$\varphi\left(\frac{h}{t}\right)$	Δ
$\frac{x}{t}$	$\varphi\left(\frac{x}{t}\right)$		$\frac{x}{t}$	$\varphi\left(\frac{x}{t}\right)$		$\frac{x}{t}$	$\varphi\left(\frac{x}{t}\right)$		$\frac{x}{t}$	$\varphi\left(\frac{x}{t}\right)$	
0,01	0,0067	0,2377	0,28	1,3054	0,0189	0,60	1,7980	0,0263	1,70	3,0458	0,1050
0,02	0,2444	0,1419	0,29	1,3243	0,0185	0,62	1,8243	0,0260	1,80	3,1508	0,1045
0,03	0,3863	0,1026	0,30	1,3428	0,0182	0,64	1,8503	0,0257	1,90	3,2553	0,1041
0,04	0,4889	0,0812	0,31	1,3610	0,0179	0,66	1,8760	0,0254	2,00	3,3594	0,1037
0,05	0,5701	0,0675	0,32	1,3789	0,0175	0,68	1,9014	0,0252	2,10	3,4631	0,1033
0,06	0,6376	0,0582	0,33	1,3964	0,0172	0,70	1,9266	0,0251	2,20	3,5664	0,1030
0,07	0,6958	0,0524	0,34	1,4136	0,0170	0,72	1,9517	0,0248	2,30	3,6694	0,1026
0,08	0,7482	0,0451	0,35	1,4306	0,0167	0,74	1,9765	0,0245	2,40	3,7720	0,1025
0,09	0,7933	0,0420	0,36	1,4473	0,0165	0,76	2,0010	0,0244	2,50	3,8745	0,1023
0,10	0,8353	0,0386	0,37	1,4638	0,0163	0,78	2,0254	0,0241	2,60	3,9768	0,1021
0,11	0,8789	0,0359	0,38	1,4801	0,0161	0,80	2,0495	0,0240	2,70	4,0789	0,1019
0,12	0,9098	0,0336	0,39	1,4962	0,0157	0,82	2,0735	0,0240	2,80	4,1808	0,1018
0,13	0,9434	0,0317	0,40	1,5119	0,0156	0,84	2,0975	0,0238	2,90	4,2826	0,1017
0,14	0,9751	0,0300	0,41	1,5275	0,0155	0,86	2,1213	0,0236	3,00	4,3843	1,0115
0,15	0,0051	0,0284	0,42	1,5430	0,0153	0,88	2,1449	0,0234	4,00	5,3958	1,0062
0,16	1,0335	0,0273	0,43	1,5583	0,0151	0,90	2,1683	0,0233	5,00	6,4020	1,0036
0,17	1,0608	0,0261	0,44	1,5734	0,0150	0,92	2,1916	0,0232	6,00	7,4056	2,0041
0,18	1,0869	0,0250	0,45	1,5884	0,0148	0,94	2,2148	0,0232	8,00	9,4097	2,0023
0,19	1,1119	0,0242	0,46	1,6032	0,0147	0,96	2,2380	0,0231	10,00	11,412	5,002
0,20	1,1361	0,0234	0,47	1,6179	0,0145	0,98	3,2611	0,0228	15,00	16,414	5,001
0,21	1,1595	0,0226	0,48	1,6324	0,0144	1,00	2,2839	0,1132	20,00	21,415	10,000
0,22	1,1821	0,0219	0,49	1,6468	0,0143	1,10	2,3971	0,1113	30,00	31,415	20,001
0,23	1,2040	0,0214	0,50	1,6611	0,0282	1,20	2,5084	0,1095	50,00	51,416	50,004
0,24	1,2254	0,0207	0,52	1,6893	0,0277	1,30	2,6179	0,1085	100,00	101,420	
0,25	1,2461	0,0203	0,54	1,7170	0,0274	1,40	2,7264	0,1073			
0,26	1,2664	0,0197	0,56	1,7444	0,0270	1,50	2,8337	0,1064			
0,27	1,2861	0,0193	0,58	1,7714	0,0266	1,60	2,9401	0,1057			

Определение элементов живого сечения трубопровода при различном заполнении.

$\overline{CD}$ = глубина заполнения t ;

$$t = r - \overline{MD} = r - r \cdot \cos \frac{\varphi^0}{2} = r \left(1 - \cos \frac{\varphi^0}{2} \right) = r \cdot \alpha.$$



Фиг. 132.

Живое сечение для глубины заполнения t :

$$F = \frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi^0);$$

смоченный периметр

$$p = r \cdot \varphi;$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{F}{p} = \frac{r}{2} \left(1 - \frac{\sin \varphi^0}{\varphi} \right)$$

$$\frac{R}{r} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sin \varphi^0}{\varphi} \right) \quad \text{и} \quad \frac{F}{r^2} = \frac{1}{2} (\varphi - \sin \varphi^0).$$

Каждому значению

$$\alpha = \frac{t}{r},$$

где

$$\alpha \leq 2,0, \text{ так как } t \leq 2 \cdot r,$$

соответствуют определенные величины φ .

$$\frac{F}{r^2} \quad \text{и} \quad \frac{R}{r}.$$

График приложения 11 дает эти величины для значений от $\alpha = 0$ до $\alpha = 1,9$. Применение данных в таблице 11 и графике величин см. в задаче 32 настоящего сборника.

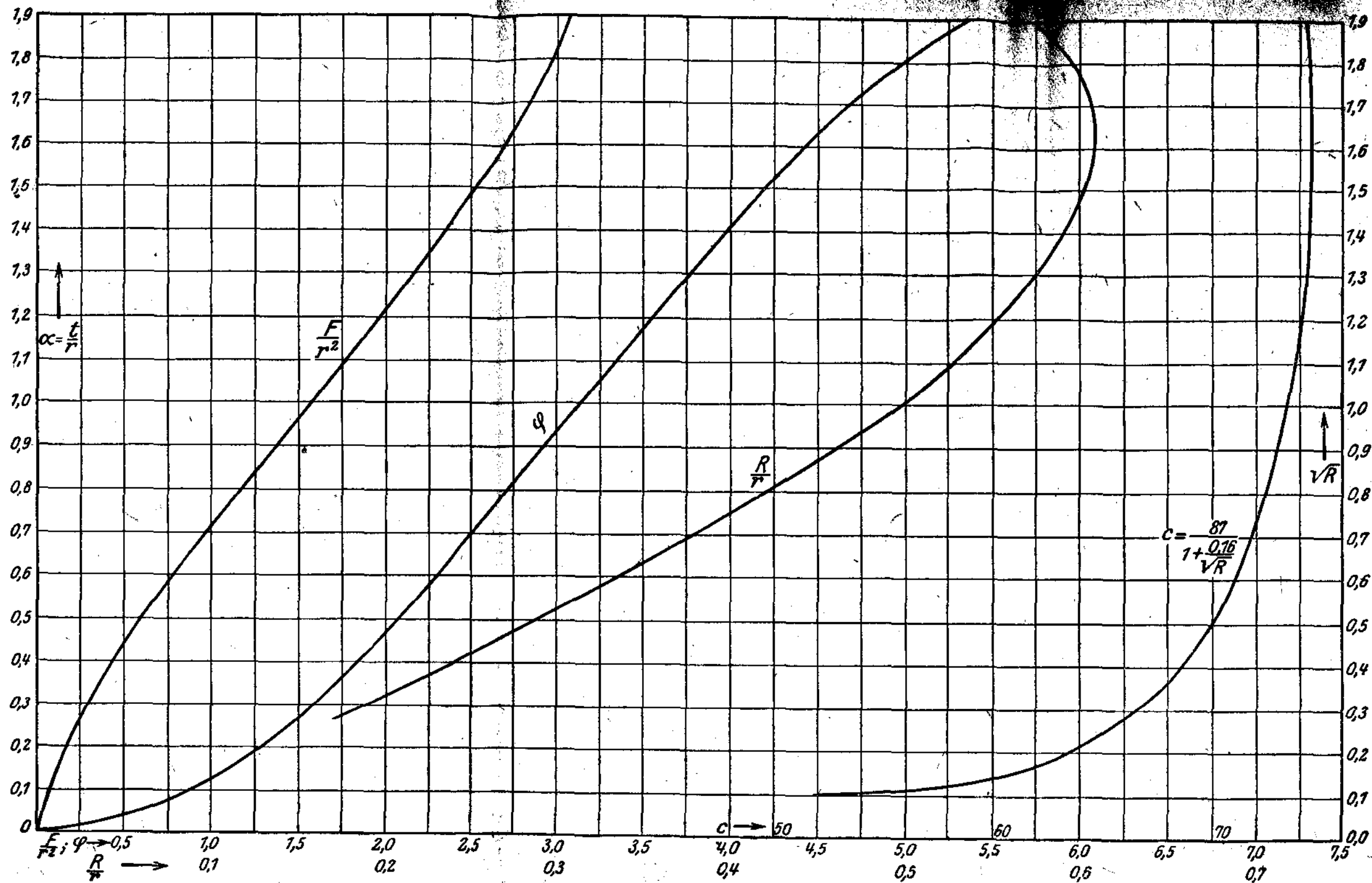


Таблица проф. Бахметова.

 $x = 2,0$

η	$B(\eta)$	$+\Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$-\Delta$
0	0	0,050	0,935	1,696	0,042	1,30	1,018	0,014
0,05	0,050	0,050	0,940	1,738	0,044	1,31	1,004	0,014
0,10	0,100	0,051	0,945	1,782	0,049	1,32	0,990	0,013
0,15	0,151	0,052	0,950	1,831	0,054	1,33	0,977	0,013
0,20	0,203	0,052	0,955	1,885	0,060	1,34	0,964	0,012
0,25	0,255	0,054	0,960	1,945	0,068	1,35	0,952	0,012
0,30	0,309	0,056	0,965	2,013	0,079	1,36	0,940	0,012
0,35	0,465	0,059	0,970	2,092	0,092	1,37	0,928	0,011
0,40	0,424	0,064	0,975	2,184	0,113	1,38	0,917	0,011
0,50	0,549	0,070	0,980	2,297	0,145	1,39	0,906	0,011
0,55	0,619	0,074	0,985	2,442	0,204	1,40	0,896	0,010
0,60	0,693	0,016	0,990	2,646	0,354	1,41	0,886	0,010
0,61	0,709	0,016	0,995	3,000	∞	1,42	0,876	0,010
0,62	0,725	0,016	1,000	∞	∞	1,43	0,866	0,010
0,63	0,741	0,017	1,005	2,997	0,345	1,44	0,856	0,009
0,64	0,758	0,017	1,010	2,652	0,202	1,45	0,847	0,009
0,65	0,775	0,017	1,015	2,450	0,143	1,46	0,838	0,009
0,66	0,792	0,018	1,020	2,307	0,110	1,47	0,829	0,008
0,67	0,810	0,019	1,025	1,197	0,090	1,48	0,821	0,008
0,68	0,829	0,019	1,030	2,167	0,076	1,49	0,813	0,008
0,69	0,848	0,019	1,035	2,031	0,065	1,50	0,805	0,038
0,70	0,867	0,020	1,040	1,966	0,058	1,55	0,767	0,034
0,71	0,887	0,020	1,045	1,908	0,051	1,60	0,733	0,028
0,72	0,907	0,021	1,05	1,857	0,089	1,70	0,675	0,025
0,73	0,982	0,022	1,06	1,768	0,075	1,75	0,650	0,024
0,74	0,950	0,022	1,07	1,693	0,064	1,80	0,626	0,021
0,75	0,972	0,024	1,08	1,629	0,056	1,85	0,605	0,020
0,76	0,996	0,024	1,09	1,573	0,051	1,90	0,535	0,019
0,77	1,020	0,025	1,10	1,522	0,045	1,95	0,556	0,017
0,78	1,045	0,026	1,11	1,477	0,041	2,0	0,549	0,031
0,79	1,071	0,027	1,12	1,436	0,038	2,1	0,518	0,028
0,80	1,098	0,029	1,13	1,398	0,035	2,2	0,490	0,024
0,81	1,127	0,029	1,14	1,363	0,032	2,3	0,466	0,022
0,82	1,156	0,032	1,15	1,331	0,028	2,4	0,444	0,020
0,83	1,188	0,033	1,17	1,273	0,026	2,5	0,424	0,019
0,84	1,221	0,035	1,18	1,247	0,025	2,6	0,405	0,016
0,85	1,256	0,037	1,19	1,222	0,023	2,7	0,389	0,015
0,86	1,293	0,040	1,20	1,199	0,022	2,8	0,374	0,014
0,87	1,333	0,042	1,21	1,177	0,021	2,9	0,360	0,014
0,88	1,375	0,046	1,22	1,156	0,020	3,0	0,345	0,052
0,89	1,421	0,051	1,23	1,136	0,019	3,5	0,294	0,039
0,90	1,472	0,027	1,24	1,117	0,019	4,0	0,255	0,029
0,905	1,499	0,028	1,25	1,098	0,017	4,5	0,226	0,023
0,910	1,527	0,030	1,26	1,081	0,016	5,0	0,203	0,035
0,915	1,557	0,033	1,27	1,065	0,016	6,0	0,168	0,035
0,925	1,622	0,036	1,28	1,049	0,016	8,0	0,126	0,042
0,930	1,658	0,038	1,29	1,033	0,015	10,0	0,100	0,026

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 2,5$

η	$B(\eta)$	$+ \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$- \Delta$
0	0	0,050	0,930	1,469	0,031	1,29	0,594	0,012
0,05	0,050	0,050	0,935	1,500	0,034	1,30	0,582	0,011
0,10	0,100	0,050	0,940	1,534	0,036	1,31	0,571	0,010
0,15	0,150	0,051	0,945	1,570	0,040	1,32	0,561	0,010
0,20	0,201	0,051	0,950	1,610	0,044	1,33	0,551	0,009
0,25	0,252	0,052	0,955	1,654	0,048	1,34	0,542	0,009
0,30	0,304	0,053	0,960	1,702	0,056	1,35	0,533	0,009
0,35	0,357	0,054	0,965	1,758	0,062	1,36	0,524	0,008
0,40	0,411	0,057	0,970	1,820	0,076	1,37	0,516	0,008
0,45	0,468	0,059	0,975	1,896	0,089	1,38	0,503	0,008
0,50	0,527	0,063	0,980	1,985	0,115	1,39	0,500	0,008
0,55	0,590	0,067	0,985	2,100	1,164	1,40	0,492	0,008
0,60	0,657	0,014	0,990	2,264	0,280	1,41	0,484	0,007
0,61	0,671	0,014	0,995	2,544	∞	1,42	0,477	0,007
0,62	0,685	0,014	1,000	∞	∞	1,43	0,470	0,007
0,63	0,699	0,015	1,005	2,139	0,274	1,44	0,463	0,007
0,64	0,714	0,015	1,010	1,865	0,161	1,45	0,456	0,006
0,65	0,729	0,015	1,015	1,704	0,113	1,46	0,450	0,006
0,66	0,744	0,016	1,020	1,591	0,087	1,47	0,444	0,006
0,67	0,760	0,016	1,025	1,504	0,072	1,48	0,438	0,006
0,68	0,776	0,016	1,030	1,432	0,060	1,49	0,432	0,006
0,69	0,792	0,017	1,035	1,372	0,052	1,50	0,426	0,027
0,70	0,809	0,017	1,040	1,320	0,046	1,55	0,399	0,023
0,71	0,826	0,018	1,045	1,274	0,040	1,60	0,376	0,021
0,72	0,844	0,018	1,05	1,234	0,070	1,65	0,355	0,019
0,73	0,862	0,019	1,06	1,164	0,059	1,70	0,336	0,018
0,74	0,881	0,019	1,07	1,105	0,052	1,75	0,318	0,015
0,75	0,900	0,020	1,08	1,053	0,044	1,80	0,303	0,014
0,76	0,920	0,020	1,09	1,009	0,040	1,85	0,289	0,013
0,77	0,940	0,021	1,10	0,969	0,036	1,90	0,276	0,012
0,78	0,961	0,022	1,11	0,933	0,032	1,95	0,264	0,011
0,79	0,983	0,023	1,12	0,901	0,029	2,0	0,253	0,020
0,80	1,006	0,024	1,13	0,872	0,026	2,1	0,233	0,017
0,81	1,030	0,025	1,14	0,846	0,025	2,2	0,216	0,015
0,82	1,055	0,026	1,15	0,821	0,023	2,3	0,201	0,013
0,83	1,081	0,028	1,16	0,798	0,022	2,4	0,188	0,012
0,84	1,109	0,029	1,17	0,776	0,020	2,5	0,176	0,011
0,85	1,138	0,031	1,18	0,756	0,019	2,6	0,165	0,010
0,86	1,169	0,033	1,19	0,737	0,018	2,7	0,155	0,009
0,87	1,202	0,035	1,20	0,719	0,017	2,8	0,146	0,098
0,88	1,237	0,038	1,21	0,702	0,016	2,9	0,138	0,007
0,89	1,275	0,041	1,22	0,686	0,015	3,0	0,131	0,028
0,90	1,316	0,023	1,23	0,671	0,014	3,5	0,103	0,019
0,90 ⁵	1,339	0,023	1,24	0,657	0,014	4,0	0,084	0,014
0,91 ⁰	1,362	0,024	1,25	0,643	0,013	4,5	0,070	0,010
0,91 ⁵	1,386	0,026	1,26	0,630	0,012	5,0	0,060	0,014
0,920	1,412	0,028	1,27	0,618	0,012	6,0	0,046	0,017
0,225	1,440	0,029	1,28	0,606	0,012	8,0	0,029	0,008
						10,0	0,021	

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 3,0$

η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$-\Delta$
0	0	0,050	0,930	1,348	0,026	1,29	0,382	0,009
0,05	0,050	0,050	0,935	1,374	0,029	1,30	0,373	0,008
0,10	0,100	0,050	0,940	1,403	0,031	1,31	0,365	0,008
0,15	0,150	0,050	0,945	1,434	0,033	1,32	0,357	0,008
0,20	0,200	0,051	0,950	1,467	0,037	1,33	0,349	0,008
0,25	0,251	0,051	0,955	1,504	0,041	1,34	0,341	0,007
0,30	0,302	0,052	0,960	1,545	0,047	1,35	0,334	0,006
0,35	0,354	0,053	0,965	1,592	0,053	1,36	0,328	0,006
0,40	0,407	0,054	0,970	1,645	0,063	1,37	0,322	0,006
0,45	0,461	0,056	0,975	1,708	0,076	1,38	0,316	0,006
0,50	0,517	0,058	0,980	1,784	0,098	1,39	0,310	0,006
0,55	0,575	0,062	0,985	1,882	0,137	1,40	0,304	0,006
0,60	0,637	0,013	0,990	2,019	0,231	1,41	0,298	0,055
0,61	0,650	0,013	0,995	2,250	∞	1,42	0,293	0,005
0,62	0,663	0,013	1,000	∞	∞	1,43	0,288	0,005
0,63	0,676	0,013	1,005	1,647	0,228	1,44	0,283	0,005
0,64	0,689	0,014	1,010	1,419	0,128	1,45	0,278	0,006
0,65	0,703	0,014	1,015	1,291	0,098	1,46	0,273	0,005
0,66	0,717	0,014	1,020	1,193	0,074	1,47	0,268	0,004
0,67	0,731	0,015	1,025	1,119	0,058	1,48	0,263	0,004
0,68	0,746	0,015	1,030	1,061	0,051	1,49	0,259	0,004
0,69	0,761	0,015	1,035	1,010	0,043	1,50	0,255	0,020
0,70	0,776	0,015	1,040	0,967	0,038	1,55	0,235	0,017
0,71	0,791	0,016	1,045	0,929	0,033	1,60	0,218	0,015
0,72	0,807	0,016	1,05	0,896	0,058	1,65	0,203	0,014
0,73	0,823	0,017	1,06	0,838	0,048	1,70	0,189	0,012
0,74	0,840	0,017	1,07	0,790	0,041	1,75	0,177	0,011
0,75	0,857	0,017	1,08	0,749	0,036	1,80	0,166	0,010
0,76	0,874	0,018	1,09	0,713	0,033	1,85	0,156	0,009
0,77	0,892	0,019	1,10	0,680	0,028	1,90	0,147	0,008
0,78	0,911	0,019	1,11	0,652	0,026	1,95	0,139	0,007
0,79	0,930	0,020	1,12	0,626	0,024	2,0	0,132	0,013
0,80	0,950	0,021	1,13	0,602	0,021	2,1	0,119	0,011
0,81	0,971	0,022	1,14	0,581	0,020	2,2	0,108	0,010
0,82	0,993	0,023	1,15	0,561	0,019	2,3	0,098	0,008
0,83	1,016	0,024	1,16	0,542	0,017	2,4	0,090	0,008
0,84	1,040	0,025	1,17	0,525	0,015	2,5	0,082	0,006
0,85	1,065	0,027	1,18	0,510	0,015	2,6	0,076	0,006
0,86	1,092	0,028	1,19	0,495	0,015	2,7	0,070	0,005
0,87	1,120	0,031	1,20	0,480	0,013	2,8	0,065	0,005
0,88	1,151	0,032	1,21	0,467	0,013	2,9	0,060	0,004
0,89	1,183	0,035	1,22	0,454	0,012	3,0	0,056	0,015
0,90	1,218	0,019	1,23	0,442	0,011	3,5	0,041	0,010
0,905	1,237	0,020	1,24	0,431	0,011	4,0	0,031	0,006
0,910	1,257	0,021	1,25	0,420	0,010	4,5	0,025	0,005
0,915	1,278	0,022	1,26	0,410	0,010	5,0	0,020	0,006
0,920	1,300	0,023	1,27	0,400	0,009	6,0	0,014	0,005
0,925	1,323	0,025	1,28	0,391	0,009	8,0	0,009	0,004
						10,0	0,005	

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 3,25$

η	$B(\eta)$	$+ \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$- \Delta$
0	0	0,050	0,935	1,327	0,027	1,31	0,299	0,007
0,05	0,050	0,050	0,940	1,354	0,028	1,32	0,292	0,007
0,10	0,100	0,050	0,945	1,382	0,031	1,33	0,285	0,006
0,15	0,150	0,050	0,950	1,413	0,034	1,34	0,279	0,006
0,20	0,200	0,050	0,955	1,447	0,038	1,35	0,273	0,006
0,25	0,250	0,051	0,960	1,485	0,043	1,36	0,267	0,006
0,30	0,301	0,051	0,965	1,528	0,049	1,37	0,261	0,006
0,35	0,352	0,053	0,970	1,577	0,057	1,38	0,255	0,005
0,40	0,405	0,053	0,975	1,634	0,071	1,39	0,250	0,005
0,45	0,458	0,055	0,980	1,705	0,090	1,40	0,245	0,005
0,50	0,513	0,057	0,985	1,795	0,127	1,41	0,240	0,005
0,55	0,570	0,060	0,990	1,922	0,216	1,42	0,235	0,004
0,60	0,630	0,012	0,995	2,138	∞	1,43	0,231	0,005
0,61	0,642	0,013	1,000	∞	∞	1,44	0,226	0,004
0,62	0,655	0,013	1,005	1,477	0,212	1,45	0,222	0,004
0,63	0,668	0,013	1,010	1,265	0,125	1,46	0,218	0,004
0,64	0,681	0,013	1,015	1,140	0,087	1,47	0,214	0,004
0,65	0,694	0,013	1,020	1,053	0,067	1,48	0,210	0,004
0,66	0,707	0,014	1,025	0,986	0,054	1,49	0,206	0,004
0,67	0,721	0,014	1,030	0,932	0,049	1,50	0,202	0,017
0,68	0,735	0,014	1,035	0,886	0,040	1,55	0,185	0,015
0,69	0,749	0,015	1,040	0,846	0,035	1,60	0,180	0,013
0,70	0,763	0,015	1,045	0,811	0,031	1,65	0,157	0,012
0,71	0,778	0,015	1,05	0,780	0,053	1,70	0,145	0,010
0,72	0,793	0,016	1,06	0,727	0,044	1,75	0,135	0,009
0,73	0,808	0,016	1,07	0,683	0,037	1,80	0,126	0,008
0,74	0,824	0,017	1,08	0,646	0,033	1,85	0,118	0,007
0,75	0,841	0,016	1,09	0,613	0,029	1,90	0,111	0,007
0,76	0,857	0,017	1,10	0,584	0,026	1,95	0,104	0,006
0,77	0,874	0,013	1,11	0,558	0,024	2,0	0,098	0,011
0,78	0,892	0,019	1,12	0,534	0,022	2,1	0,037	0,009
0,79	0,911	0,019	1,13	0,512	0,019	2,2	0,078	0,008
0,80	0,930	0,019	1,14	0,493	0,018	2,3	0,070	0,006
0,81	0,949	0,021	1,15	0,475	0,017	2,4	0,064	0,006
0,82	0,970	0,022	1,16	0,458	0,015	2,5	0,058	0,005
0,83	0,992	0,022	1,17	0,443	0,015	2,6	0,053	0,005
0,84	1,014	0,024	1,18	0,428	0,014	2,7	0,048	0,004
0,85	1,038	0,025	1,19	0,414	0,013	2,8	0,044	0,003
0,86	1,063	0,027	1,20	0,401	0,012	2,9	0,041	0,003
0,87	1,090	0,023	1,21	0,389	0,011	3,0	0,038	0,011
0,88	1,118	0,030	1,22	0,378	0,010	3,5	0,027	0,007
0,89	1,143	0,033	1,23	0,368	0,010	4,0	0,020	0,005
0,90	1,181	0,018	1,24	0,353	0,010	4,5	0,015	0,004
0,905	1,199	0,019	1,25	0,348	0,009	5,0	0,012	0,004
0,910	1,218	0,019	1,26	0,339	0,009	6,0	0,008	0,003
0,915	1,237	0,020	1,27	0,330	0,008	7,0	0,005	0,001
0,920	1,257	0,022	1,28	0,322	0,008	8,0	0,004	0,001
0,925	1,279	0,023	1,29	0,314	0,008	9,0	0,003	0,001
0,930	1,302	0,025	1,30	0,306	0,007	10,0	0,002	

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 3,5$

η	$B(\eta)$	$+\Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$-\Delta$
0	0	0,050	0,935	1,288	0,025	1,31	0,248	0,006
0,05	0,050	0,050	0,940	1,313	0,026	1,32	0,242	0,006
0,10	0,100	0,050	0,945	1,339	0,029	1,33	0,236	0,006
0,15	0,150	0,050	0,950	1,368	0,032	1,34	0,230	0,005
0,20	0,200	0,050	0,955	1,400	0,036	1,35	0,225	0,009
0,25	0,250	0,051	0,960	1,436	0,040	1,36	0,219	0,005
0,30	0,301	0,051	0,965	1,476	0,046	1,37	0,214	0,005
0,35	0,352	0,052	0,970	1,522	0,054	1,38	0,209	0,004
0,40	0,404	0,053	0,975	1,576	0,066	1,39	0,205	0,005
0,45	0,456	0,054	0,980	1,642	0,084	1,40	0,200	0,004
0,50	0,510	0,056	0,985	1,726	0,118	1,41	0,196	0,004
0,55	0,566	0,059	0,990	1,844	0,199	1,42	0,192	0,004
0,60	0,625	0,012	0,995	2,043	∞	1,43	0,188	0,004
0,61	0,637	0,012	1,000	∞	∞	1,44	0,184	0,004
0,62	0,649	0,012	1,005	1,329	0,191	1,45	0,180	0,004
0,63	0,661	0,013	1,010	1,138	0,116	1,46	0,176	0,003
0,64	0,674	0,013	1,015	1,022	0,082	1,47	0,173	0,004
0,65	0,687	0,013	1,020	0,940	0,061	1,48	0,169	0,003
0,66	0,700	0,013	1,025	0,879	0,052	1,49	0,166	0,003
0,67	0,713	0,013	1,030	0,827	0,042	1,50	0,163	0,015
0,68	0,726	0,014	1,035	0,785	0,037	1,55	0,148	0,013
0,69	0,740	0,014	1,040	0,748	0,032	1,60	0,135	0,011
0,70	0,754	0,014	1,045	0,716	0,028	1,65	0,124	0,010
0,71	0,768	0,014	1,05	0,683	0,049	1,70	0,114	0,009
0,72	0,782	0,015	1,06	0,639	0,040	1,75	0,105	0,008
0,73	0,797	0,015	1,07	0,599	0,035	1,80	0,097	0,007
0,74	0,812	0,016	1,08	0,564	0,030	1,85	0,090	0,006
0,75	0,828	0,016	1,09	0,534	0,027	1,90	0,084	0,005
0,76	0,844	0,016	1,10	0,507	0,024	1,95	0,079	0,005
0,77	0,860	0,017	1,11	0,483	0,022	2,0	0,074	0,009
0,78	0,877	0,018	1,12	0,461	0,019	2,1	0,065	0,008
0,79	0,895	0,018	1,13	0,442	0,018	2,2	0,057	0,006
0,80	0,913	0,019	1,14	0,424	0,017	2,3	0,051	0,005
0,81	0,932	0,020	1,15	0,407	0,016	2,4	0,046	0,005
0,82	0,952	0,020	1,16	0,391	0,014	2,5	0,041	0,004
0,83	0,972	0,021	1,17	0,377	0,013	2,6	0,037	0,003
0,84	0,993	0,023	1,18	0,364	0,012	2,7	0,034	0,003
0,85	1,016	0,023	1,19	0,352	0,011	2,8	0,031	0,003
0,86	1,039	0,025	1,20	0,341	0,011	2,9	0,028	0,002
0,87	1,064	0,027	1,21	0,330	0,010	3,0	0,026	0,008
0,88	1,091	0,029	1,22	0,320	0,010	3,5	0,018	0,006
0,89	1,120	0,031	1,23	0,310	0,009	4,0	0,012	0,003
0,90	1,151	0,017	1,24	0,301	0,009	4,5	0,009	0,002
0,905	1,168	0,017	1,25	0,292	0,008	5,0	0,007	0,003
0,910	1,185	0,019	1,26	0,284	0,008	6,0	0,004	0,002
0,915	1,204	0,019	1,27	0,276	0,007	8,0	0,002	0,001
0,920	1,223	0,020	1,28	0,269	0,007	10,0	0,001	
0,925	1,243	0,022	1,29	0,262	0,007			
0,930	1,265	0,023	1,30	0,255	0,007			

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 2.75$

η	$B(\eta)$	$+ \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$- \Delta$
0	0	0,050	0,935	1,254	0,024	1,31	0,208	0,005
0,05	0,050	0,050	0,940	1,278	0,025	1,32	0,203	0,006
0,10	0,100	0,050	0,945	1,304	0,027	1,33	0,197	0,005
0,15	0,150	0,050	0,950	1,331	0,030	1,34	0,192	0,005
0,20	0,200	0,050	0,955	1,361	0,033	1,35	0,187	0,004
0,25	0,250	0,050	0,960	1,394	0,037	1,36	0,183	0,005
0,30	0,300	0,051	0,965	1,431	0,043	1,37	0,178	0,004
0,35	0,351	0,052	0,970	1,474	0,050	1,38	0,174	0,005
0,40	0,403	0,052	0,975	1,524	0,062	1,39	0,169	0,004
0,45	0,455	0,055	0,980	1,586	0,079	1,40	0,165	0,004
0,50	0,508	0,056	0,985	1,665	0,111	1,41	0,161	0,003
0,55	0,563	0,057	0,990	1,776	0,189	1,42	0,158	0,004
0,60	0,620	0,012	0,995	1,965	∞	1,43	0,154	0,003
0,61	0,632	0,012	1,000	∞	∞	1,44	0,151	0,004
0,62	0,644	0,012	1,005	1,216	0,185	1,45	0,147	0,003
0,63	0,656	0,012	1,010	1,031	0,109	1,46	0,144	0,003
0,64	0,668	0,013	1,015	0,922	0,075	1,47	0,141	0,003
0,65	0,681	0,012	1,020	0,847	0,058	1,48	0,138	0,003
0,66	0,693	0,013	1,025	0,789	0,047	1,49	0,135	0,003
0,67	0,706	0,013	1,030	0,742	0,040	1,50	0,132	0,013
0,68	0,719	0,013	1,035	0,702	0,034	1,55	0,119	0,011
0,69	0,732	0,014	1,040	0,668	0,030	1,60	0,108	0,010
0,70	0,746	0,013	1,045	0,638	0,026	1,65	0,098	0,008
0,71	0,759	0,014	1,05	0,612	0,046	1,70	0,090	0,007
0,72	0,773	0,014	1,06	0,566	0,037	1,75	0,083	0,007
0,73	0,787	0,015	1,07	0,529	0,032	1,80	0,076	0,006
0,74	0,802	0,015	1,08	0,497	0,029	1,85	0,070	0,005
0,75	0,817	0,016	1,09	0,469	0,025	1,90	0,065	0,005
0,76	0,833	0,016	1,10	0,444	0,022	1,95	0,060	0,004
0,77	0,849	0,016	1,11	0,422	0,020	2,00	0,056	0,008
0,78	0,865	0,017	1,12	0,402	0,018	2,10	0,048	0,006
0,79	0,882	0,017	1,13	0,384	0,016	2,20	0,042	0,005
0,80	0,899	0,018	1,14	0,368	0,015	2,30	0,037	0,004
0,81	0,917	0,019	1,15	0,353	0,014	2,40	0,033	0,003
0,82	0,936	0,019	1,16	0,339	0,013	2,50	0,030	0,003
0,83	0,955	0,020	1,17	0,326	0,012	2,60	0,027	0,003
0,84	0,975	0,022	1,18	0,314	0,012	2,70	0,024	0,002
0,85	0,997	0,023	1,19	0,302	0,010	2,80	0,022	0,002
0,86	1,020	0,024	1,20	0,292	0,010	2,90	0,020	0,0022
0,87	1,044	0,025	1,21	0,282	0,010	3,00	0,0178	0,0061
0,88	1,069	0,027	1,22	0,272	0,009	3,50	0,0117	0,0037
0,89	1,096	0,030	1,23	0,263	0,008	4,00	0,0080	0,0022
0,90	1,126	0,016	1,24	0,255	0,008	4,50	0,0058	0,0015
0,905	1,142	0,016	1,25	0,247	0,007	5,00	0,0043	0,0017
0,910	1,158	0,017	1,26	0,240	0,007	6,00	0,0026	0,0014
0,915	1,175	0,018	1,27	0,233	0,007	8,00	0,0012	0,0006
0,920	1,193	0,019	1,28	0,226	0,006	10,00	0,0006	
0,925	1,212	0,020	1,29	0,220	0,006			
0,930	1,232	0,022	1,30	0,214	0,006			

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 4,0$

η	$B(\eta)$	$+ \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$- \Delta$
0	0	0,050	0,935	1,225	0,022	1,31	0,176	0,005
0,05	0,050	0,050	0,940	1,247	0,024	1,32	0,171	0,004
0,10	0,100	0,050	0,945	1,271	0,026	1,33	0,167	0,005
0,15	0,150	0,050	0,950	1,297	0,028	1,34	0,162	0,004
0,20	0,200	0,050	0,955	1,325	0,031	1,35	0,153	0,005
0,25	0,250	0,050	0,960	1,356	0,035	1,36	0,153	0,004
0,30	0,300	0,051	0,965	1,391	0,040	1,37	0,149	0,004
0,35	0,351	0,051	0,970	1,431	0,048	1,38	0,145	0,003
0,40	0,402	0,052	0,975	1,479	0,058	1,39	0,142	0,004
0,45	0,454	0,053	0,980	1,537	0,074	1,40	0,138	0,003
0,50	0,507	0,054	0,985	1,611	0,103	1,41	0,135	0,004
0,55	0,561	0,056	0,990	1,714	0,175	1,42	0,131	0,003
0,60	0,617	0,011	0,995	1,889	∞	1,43	0,128	0,003
0,61	0,628	0,012	1,000	∞	∞	1,44	0,125	0,003
0,62	0,640	0,012	1,005	1,107	0,171	1,45	0,122	0,003
0,63	0,652	0,012	1,010	0,936	0,100	1,46	0,119	0,003
0,64	0,664	0,012	1,015	0,836	0,070	1,47	0,116	0,003
0,65	0,678	0,012	1,020	0,766	0,054	1,48	0,113	0,002
0,66	0,688	0,012	1,025	0,712	0,044	1,49	0,111	0,002
0,67	0,700	0,013	1,030	0,668	0,036	1,50	0,109	0,012
0,68	0,713	0,013	1,035	0,632	0,032	1,55	0,097	0,010
0,69	0,726	0,013	1,040	0,600	0,028	1,60	0,087	0,008
0,70	0,739	0,013	1,045	0,572	0,024	1,65	0,079	0,007
0,71	0,752	0,014	1,05	0,548	0,042	1,70	0,072	0,006
0,72	0,766	0,014	1,06	0,506	0,035	1,75	0,066	0,006
0,73	0,780	0,014	1,07	0,471	0,030	1,80	0,060	0,005
0,74	0,794	0,014	1,08	0,441	0,026	1,85	0,055	0,005
0,75	0,808	0,015	1,09	0,415	0,023	1,90	0,050	0,004
0,76	0,823	0,015	1,10	0,392	0,020	1,95	0,046	0,003
0,77	0,838	0,016	1,11	0,372	0,018	2,00	0,043	0,006
0,78	0,854	0,016	1,12	0,354	0,017	2,10	0,037	0,005
0,79	0,870	0,017	1,13	0,337	0,015	2,20	0,032	0,0041
0,80	0,887	0,017	1,14	0,322	0,014	2,30	0,0279	0,0034
0,81	0,904	0,018	1,15	0,308	0,013	2,40	0,0245	0,0029
0,82	0,922	0,018	1,16	0,295	0,012	2,50	0,0216	0,0024
0,83	0,940	0,020	1,17	0,283	0,011	2,60	0,0192	0,0021
0,84	0,960	0,020	1,18	0,272	0,010	2,70	0,0171	0,0018
0,85	0,980	0,022	1,19	0,262	0,010	2,80	0,0153	0,0016
0,86	1,002	0,023	1,20	0,252	0,009	2,90	0,0137	0,0014
0,87	1,025	0,024	1,21	0,243	0,008	3,00	0,0123	0,0046
0,88	1,049	0,026	1,22	0,235	0,008	3,50	0,0077	0,0025
0,89	1,075	0,028	1,23	0,227	0,008	4,00	0,0052	0,0015
0,90	1,103	0,015	1,24	0,219	0,007	4,50	0,0037	0,0010
0,905	1,118	0,016	1,25	0,212	0,007	5,00	0,0027	0,0012
0,910	1,134	0,016	1,26	0,205	0,006	6,00	0,0015	0,0008
0,915	1,150	0,017	1,27	0,199	0,006	8,00	0,0007	0,0004
0,920	1,167	0,018	1,28	0,193	0,006	10,00	0,0003	
0,925	1,185	0,019	1,29	0,187	0,005			
0,930	1,204	0,021	1,30	0,182	0,006			

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 4.50$

η	$B(\eta)$	$+ \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$- \Delta$
0	0	0,050	0,935	1,177	0,020	1,31	0,129	0,004
0,05	0,050	0,050	0,940	1,197	0,021	1,32	0,125	0,004
0,10	0,100	0,050	0,945	1,218	0,023	1,33	0,121	0,004
0,15	0,150	0,050	0,950	1,241	0,026	1,34	0,117	0,004
0,20	0,200	0,050	0,955	1,267	0,028	1,35	0,113	0,003
0,25	0,250	0,050	0,960	1,295	0,032	1,36	0,110	0,003
0,30	0,300	0,050	0,965	1,327	0,036	1,37	0,107	0,003
0,35	0,350	0,051	0,970	1,363	0,042	1,38	0,104	0,003
0,40	0,401	0,051	0,975	1,405	0,052	1,39	0,101	0,003
0,45	0,452	0,052	0,980	1,457	0,066	1,40	0,098	0,003
0,50	0,504	0,052	0,985	1,523	0,090	1,41	0,095	0,003
0,55	0,556	0,055	0,990	1,615	0,156	1,42	0,092	0,002
0,60	0,611	0,011	0,995	1,771	∞	1,43	0,090	0,003
0,61	0,622	0,012	1,000	∞	∞	1,44	0,087	0,002
0,62	0,634	0,011	1,005	0,954	0,162	1,45	0,085	0,002
0,63	0,645	0,012	1,010	0,792	0,089	1,46	0,083	0,002
0,64	0,657	0,011	1,015	0,703	0,062	1,47	0,081	0,002
0,65	0,668	0,012	1,020	0,641	0,047	1,48	0,079	0,002
0,66	0,680	0,012	1,025	0,594	0,039	1,49	0,077	0,002
0,67	0,692	0,012	1,030	0,555	0,033	1,50	0,075	0,009
0,68	0,704	0,012	1,035	0,522	0,027	1,55	0,066	0,008
0,69	0,716	0,012	1,040	0,495	0,025	1,60	0,058	0,006
0,70	0,728	0,013	1,045	0,470	0,022	1,65	0,052	0,005
0,71	0,741	0,013	1,05	0,448	0,037	1,70	0,047	0,005
0,72	0,754	0,013	1,06	0,411	0,030	1,75	0,042	0,004
0,73	0,767	0,013	1,07	0,381	0,026	1,80	0,038	0,004
0,74	0,780	0,014	1,08	0,355	0,023	1,85	0,034	0,003
0,75	0,794	0,014	1,09	0,332	0,020	1,90	0,031	0,003
0,76	0,808	0,014	1,10	0,312	0,018	1,95	0,028	0,002
0,77	0,822	0,015	1,11	0,294	0,015	2,0	0,026	0,0043
0,78	0,834	0,015	1,12	0,279	0,014	2,1	0,0217	0,0033
0,79	0,852	0,015	1,13	0,265	0,013	2,2	0,0184	0,0027
0,80	0,867	0,016	1,14	0,252	0,012	2,3	0,0157	0,0022
0,81	0,883	0,016	1,15	0,240	0,011	2,4	0,0135	0,0018
0,82	0,900	0,017	1,16	0,229	0,011	2,5	0,0117	0,0015
0,83	0,917	0,018	1,17	0,218	0,009	2,6	0,0102	0,0013
0,84	0,935	0,019	1,18	0,209	0,009	2,7	0,0089	0,0011
0,85	0,954	0,020	1,19	0,200	0,008	2,8	0,0078	0,0009
0,86	0,974	0,021	1,20	0,192	0,007	2,9	0,0069	0,0008
0,87	0,995	0,022	1,21	0,185	0,007	3,0	0,0061	0,0025
0,88	1,017	0,023	1,22	0,178	0,007	3,5	0,0036	0,0014
0,89	1,040	0,026	1,23	0,171	0,007	4,0	0,0022	0,0007
0,90	1,066	0,014	1,24	0,164	0,006	4,5	0,0015	0,0005
0,905	1,080	0,014	1,25	0,158	0,005	5,0	0,0010	0,0005
0,910	1,094	0,015	1,26	0,153	0,006	6,0	0,0005	0,0003
0,915	1,109	0,015	1,27	0,147	0,005	8,0	0,0002	0,0001
0,920	1,124	0,017	1,28	0,142	0,005	10,0	0,0001	
0,925	1,141	0,017	1,29	0,137	0,004			
0,930	1,158	0,019	1,30	0,133	0,004			

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 5,0$

η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$-\Delta$
0	0	0,050	0,935	1,141	0,018	1,31	0,097	0,003
0,05	0,050	0,050	0,940	1,159	0,020	1,32	0,094	0,004
0,10	0,100	0,050	0,945	1,179	0,021	1,33	0,090	0,003
0,15	0,150	0,050	0,950	1,200	0,023	1,34	0,087	0,003
0,20	0,200	0,050	0,955	1,223	0,025	1,35	0,084	0,003
0,25	0,250	0,050	0,960	1,248	0,029	1,36	0,081	0,002
0,30	0,300	0,050	0,965	1,277	0,033	1,37	0,079	0,003
0,35	0,350	0,051	0,970	1,310	0,039	1,38	0,076	0,002
0,40	0,401	0,051	0,975	1,349	0,046	1,39	0,074	0,003
0,45	0,452	0,051	0,980	1,395	0,061	1,40	0,071	0,002
0,50	0,503	0,052	0,985	1,456	0,083	1,41	0,069	0,002
0,55	0,555	0,053	0,990	1,539	0,141	1,42	0,067	0,002
0,60	0,608	0,011	0,995	1,680	∞	1,43	0,065	0,002
0,61	0,619	0,011	1,000	∞	∞	1,44	0,063	0,002
0,62	0,630	0,011	1,005	0,826	0,145	1,45	0,061	0,002
0,63	0,641	0,011	1,010	0,681	0,079	1,46	0,059	0,002
0,64	0,652	0,012	1,015	0,602	0,055	1,47	0,057	0,001
0,65	0,664	0,011	1,020	0,547	0,043	1,48	0,056	0,002
0,66	0,675	0,012	1,025	0,504	0,035	1,49	0,054	0,001
0,67	0,687	0,011	1,030	0,469	0,029	1,50	0,053	0,007
0,68	0,698	0,012	1,035	0,440	0,025	1,55	0,046	0,006
0,69	0,710	0,012	1,040	0,415	0,022	1,60	0,040	0,005
0,70	0,722	0,012	1,045	0,393	0,019	1,65	0,035	0,0041
0,71	0,734	0,012	1,05	0,374	0,032	1,70	0,0309	0,0035
0,72	0,746	0,013	1,06	0,342	0,027	1,75	0,0274	0,0030
0,73	0,759	0,013	1,07	0,315	0,024	1,80	0,0244	0,0026
0,74	0,772	0,013	1,08	0,291	0,019	1,85	0,0218	0,0023
0,75	0,785	0,013	1,09	0,272	0,018	1,90	0,0195	0,0020
0,76	0,798	0,013	1,10	0,254	0,015	1,95	0,0175	0,0017
0,77	0,811	0,014	1,11	0,239	0,014	2,00	0,0158	0,0028
0,78	0,825	0,014	1,12	0,225	0,013	2,10	0,0130	0,0022
0,79	0,839	0,015	1,13	0,212	0,011	2,20	0,0108	0,0018
0,80	0,854	0,015	1,14	0,201	0,010	2,30	0,0090	0,0014
0,81	0,869	0,016	1,15	0,191	0,010	2,40	0,0076	0,0012
0,82	0,885	0,016	1,16	0,181	0,008	2,50	0,0064	0,0009
0,83	0,901	0,017	1,17	0,173	0,008	2,60	0,0055	0,0008
0,84	0,918	0,018	1,18	0,165	0,008	2,70	0,0047	0,0006
0,85	0,936	0,018	1,19	0,157	0,007	2,80	0,0041	0,0006
0,86	0,954	0,019	1,20	0,150	0,006	2,90	0,0035	0,0004
0,87	0,973	0,021	1,21	0,144	0,006	3,00	0,0031	0,0015
0,88	0,994	0,022	1,22	0,138	0,006	3,50	0,0016	0,0006
0,89	1,016	0,023	1,23	0,132	0,005	4,00	0,0010	0,0004
0,90	1,039	0,013	1,24	0,127	0,005	4,50	0,0006	0,0002
0,905	1,052	0,013	1,25	0,122	0,005	5,00	0,0004	0,0002
0,910	1,065	0,014	1,26	0,117	0,004	6,00	0,0002	0,0001
0,915	1,079	0,014	1,27	0,113	0,005	8,00	0,0001	0,0001
0,920	1,093	0,015	1,28	0,108	0,004	10,00	0,0000	
0,925	1,108	0,016	1,29	0,104	0,004			
0,930	1,124	0,017	1,30	0,100	0,003			

Таблица проф. Бахметова.

 $x = 5,50$

η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$\pm \Delta$	η	$B(\eta)$	$-\Delta$
0	0	0,050	0,935	1,112	0,016	1,31	0,074	0,003
0,05	0,050	0,050	0,940	1,128	0,018	1,32	0,071	0,003
0,10	0,100	0,050	0,945	1,146	0,020	1,33	0,068	0,002
0,15	0,150	0,050	0,950	1,166	0,021	1,34	0,066	0,003
0,20	0,200	0,050	0,955	1,187	0,024	1,35	0,063	0,002
0,25	0,250	0,050	0,960	1,211	0,026	1,36	0,061	0,002
0,30	0,300	0,050	0,965	1,237	0,030	1,37	0,059	0,002
0,35	0,350	0,050	0,970	1,267	0,035	1,38	0,057	0,002
0,40	0,400	0,051	0,975	1,302	0,042	1,39	0,055	0,002
0,45	0,451	0,051	0,980	1,344	0,056	1,40	0,053	0,002
0,50	0,502	0,051	0,985	1,400	0,076	1,41	0,051	0,002
0,55	0,553	0,053	0,990	1,476	0,129	1,42	0,049	0,002
0,60	0,606	0,050	0,995	1,605	∞	1,43	0,047	0,001
0,61	0,616	0,011	1,000	∞	∞	1,44	0,046	0,002
0,62	0,627	0,011	1,050	0,730	0,132	1,45	0,044	0,001
0,63	0,638	0,011	1,010	0,598	0,073	1,46	0,043	0,002
0,64	0,649	0,011	1,015	0,525	0,051	1,47	0,041	0,001
0,65	0,660	0,011	1,020	0,474	0,039	1,48	0,040	0,001
0,66	0,671	0,011	1,025	0,435	0,032	1,49	0,039	0,001
0,67	0,682	0,011	1,030	0,403	0,027	1,50	0,038	0,006
0,68	0,693	0,012	1,035	0,376	0,022	1,55	0,032	0,004
0,69	0,705	0,011	1,040	0,354	0,019	1,60	0,028	0,0044
0,70	0,716	0,012	1,045	0,335	0,017	1,65	0,0240	0,0031
0,71	0,728	0,012	1,05	0,318	0,030	1,70	0,0209	0,0026
0,72	0,740	0,012	1,06	0,288	0,024	1,75	0,0183	0,0022
0,73	0,752	0,012	1,07	0,264	0,020	1,80	0,0161	0,0020
0,74	0,764	0,012	1,08	0,244	0,019	1,85	0,0141	0,0016
0,75	0,776	0,013	1,09	0,225	0,015	1,90	0,0125	0,0014
0,76	0,789	0,013	1,10	0,210	0,013	1,95	0,0111	0,0012
0,77	0,802	0,014	1,11	0,197	0,013	2,00	0,0099	0,0020
0,78	0,816	0,013	1,12	0,184	0,011	2,10	0,0079	0,0015
0,79	0,829	0,014	1,13	0,173	0,010	2,20	0,0064	0,0012
0,80	0,843	0,014	1,14	0,163	0,009	2,30	0,0052	0,0009
0,81	0,857	0,015	1,15	0,154	0,008	2,40	0,0043	0,0007
0,82	0,872	0,015	1,16	0,146	0,008	2,50	0,0036	0,0005
0,83	0,887	0,016	1,17	0,139	0,007	2,60	0,0031	0,0005
0,84	0,903	0,017	1,18	0,132	0,007	2,70	0,0026	0,0004
0,85	0,920	0,017	1,19	0,125	0,006	2,80	0,0022	0,0003
0,86	0,937	0,019	1,20	0,119	0,005	2,90	0,0019	0,0003
0,87	0,956	0,019	1,21	0,114	0,006	3,00	0,0016	0,0008
0,88	0,975	0,021	1,22	0,108	0,004	3,50	0,00080	0,00037
0,89	0,996	0,022	1,23	0,104	0,005	4,00	0,00043	0,00019
0,90	1,018	0,011	1,24	0,099	0,004	4,50	0,00024	0,00008
0,905	1,029	0,012	1,25	0,095	0,004	5,00	0,00016	0,00009
0,910	1,041	0,013	1,26	0,091	0,004	6,00	0,00007	0,00005
0,915	1,054	0,013	1,27	0,087	0,004	8,00	0,00002	0,00001
0,920	1,067	0,014	1,28	0,083	0,003	10,00	0,00001	
0,925	1,081	0,015	1,29	0,080	0,003			
0,930	1,096	0,016	1,30	0,077	0,003			

Таблица 22.

Значения квадратных корней из величин уклонов J .

Уклон J	$\sqrt{J}$	Уклон J	$\sqrt{J}$	Уклон J	$\sqrt{J}$
0,0001	0,0100	0,012	0,1095	0,085	0,2915
0,0002	0,0141	0,013	0,1140	0,09	0,3000
0,0003	0,0173	0,014	0,1183	0,095	0,3082
0,0004	0,0200	0,015	0,1225	0,10	0,3162
0,0005	0,0224	0,016	0,1265	0,105	0,3240
0,0006	0,0245	0,017	0,1304	0,11	0,3317
0,0007	0,0265	0,018	0,1342	0,115	0,3391
0,0008	0,0283	0,019	0,1378	0,12	0,3464
0,0009	0,0300	0,020	0,1414	0,125	0,3536
0,001	0,0316	0,021	0,1449	0,13	0,3606
0,0015	0,0387	0,022	0,1483	0,135	0,3674
0,002	0,0447	0,023	0,1517	0,14	0,3742
0,0025	0,0500	0,024	0,1549	0,145	0,3808
0,003	0,0548	0,025	0,1581	0,15	0,3873
0,0035	0,0592	0,026	0,1612	0,155	0,3937
0,004	0,0632	0,027	0,1643	0,16	0,4000
0,0045	0,0671	0,028	0,1673	0,165	0,4062
0,005	0,0707	0,029	0,1703	0,17	0,4123
0,0055	0,0742	0,03	0,1732	0,175	0,4172
0,006	0,0775	0,035	0,1871	0,18	0,4243
0,0065	0,0806	0,04	0,2000	0,185	0,4301
0,007	0,0837	0,045	0,2121	0,19	0,4359
0,0075	0,0866	0,05	0,2236	0,195	0,4416
0,008	0,0894	0,055	0,2345	0,20	0,4472
0,0085	0,0922	0,06	0,2450	—	—
0,009	0,0949	0,065	0,2550	—	—
0,0095	0,0975	0,07	0,2646		
0,010	0,1000	0,075	0,2739		
0,011	0,1049	0,08	0,2828		

Таблица 23.

Значения квадратных корней из величин гидравлических радиусов R .

R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$
0,100	0,316	0,140	0,374	0,180	0,424	0,240	0,490	0,320	0,566
0,105	0,324	0,145	0,381	0,185	0,430	0,250	0,500	0,330	0,574
0,110	0,332	0,150	0,387	0,190	0,436	0,260	0,510	0,340	0,583
0,115	0,339	0,155	0,394	0,195	0,442	0,270	0,520	0,350	0,592
0,120	0,346	0,160	0,400	0,200	0,447	0,280	0,529	0,360	0,600
0,125	0,353	0,165	0,406	0,210	0,458	0,290	0,539	0,370	0,608
0,130	0,360	0,170	0,412	0,220	0,469	0,300	0,548	0,380	0,616
0,135	0,367	0,175	0,418	0,230	0,480	0,310	0,557	0,390	0,624

Таблица 23 (продолжение).

Значения квадратных корней из величин гидравлических радиусов R .

R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$	R	$\sqrt{R}$
0,400	0,632	0,780	0,883	1,175	1,08	1,750	1,32	2,650	1,63
0,420	0,648	0,800	0,894	1,200	1,10	1,800	1,34	2,700	1,64
0,440	0,663	0,820	0,905	1,225	1,11	1,850	1,36	2,750	1,66
0,460	0,678	0,840	0,916	1,250	1,12	1,900	1,38	2,800	1,67
0,480	0,693	0,860	0,927	1,275	1,13	1,950	1,40	2,850	1,69
0,500	0,707	0,880	0,938	1,300	1,14	2,000	1,41	2,900	1,70
0,520	0,721	0,900	0,949	1,325	1,15	2,050	1,43	2,950	1,72
0,540	0,735	0,920	0,959	1,350	1,16	2,100	1,45	3,000	1,73
0,560	0,748	0,940	0,970	1,375	1,17	2,150	1,47	3,100	1,76
0,580	0,762	0,960	0,980	1,400	1,18	2,200	1,49	3,200	1,79
0,600	0,775	0,980	0,990	1,425	1,19	2,250	1,50	3,300	1,82
0,620	0,787	1,000	1,000	1,450	1,20	2,300	1,52	3,400	1,85
0,640	0,800	1,025	1,010	1,475	1,21	2,350	1,53	3,500	1,87
0,660	0,812	1,050	1,025	1,500	1,22	2,400	1,55	3,600	1,90
0,680	0,825	1,075	1,04	1,550	1,24	2,450	1,57	3,700	1,92
0,700	0,837	1,100	1,05	1,600	1,26	2,500	1,58	3,800	1,95
0,720	0,849	1,125	1,06	1,650	1,28	2,550	1,60	3,900	1,97
0,740	0,860	1,150	1,07	1,700	1,30	2,600	1,61	4,000	2,00
0,760	0,872								

Таблица 24.

Значения $h = \frac{V^2}{2g}$ м.

V	h	V	h	V	h	V	h
0,10	0,0005	2,10	0,225	4,10	0,86	6,10	1,90
0,20	0,002	2,20	0,247	4,20	0,90	6,20	1,96
0,30	0,005	2,30	0,270	4,30	0,94	6,30	2,02
0,40	0,008	2,40	0,294	4,40	0,99	6,40	2,09
0,50	0,013	2,50	0,319	4,50	1,03	6,50	2,15
0,60	0,018	2,60	0,345	4,60	1,08	6,60	2,22
0,70	0,025	2,70	0,372	4,70	1,13	6,70	2,29
0,80	0,033	2,80	0,400	4,80	1,17	6,80	2,36
0,90	0,041	2,90	0,429	4,90	1,22	6,90	2,43
1,00	0,051	3,00	0,459	5,00	1,27	7,00	2,50
1,10	0,062	3,10	0,490	5,10	1,33	7,10	2,57
1,20	0,073	3,20	0,522	5,20	1,38	7,20	2,64
1,30	0,086	3,30	0,555	5,30	1,43	7,30	2,72
1,40	0,100	3,40	0,589	5,40	1,49	7,40	2,79
1,50	0,115	3,50	0,624	5,50	1,54	7,50	2,87
1,60	0,130	3,60	0,661	5,60	1,60	7,60	2,94
1,70	0,147	3,70	0,698	5,70	1,66	7,70	3,02
1,80	0,165	3,80	0,736	5,80	1,71	7,80	3,10
1,90	0,184	3,90	0,775	5,90	1,77	7,90	3,18
2,00	0,204	4,00	0,816	6,00	1,84	8,00	3,26

СОДЕРЖАНИЕ.

Предисловие переводчика	Стр. 3
ЗАДАЧИ ПО ГИДРОСТАТИКЕ.	
Гидростатическое давление на вертикальную стенку.	
Задача 1. Расчет шпунтовой стенки	5
Задача 2. Расчет временной перегородки против давления воды. . . .	15
Разряжение и взвешивание.	
Задача 3. Исследование опущенного кессона.	17
Гидростатическое давление на наклонную поверхность.	
Задача 4. Определение расположения центра вращения автоматического затвора	22
Гидростатическое давление на кривую поверхность.	
Задача 5. Определение давления и подъемной силы для вращающегося и сегментного затворов	28
Всплывание и устойчивость при плавлении.	
Задача 6. Расчет кессона на всплывание и опрокидывание	30
ЗАДАЧИ ПО ГИДРАВЛИКЕ.	
Определение понятия о средней скорости живого сечения.	
Задача 7. Обработка результатов гидрометрических измерений	33
1. УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ.	
1. Равномерное движение.	
а) В открытых каналах.	
Зависимость величины средней скорости от расхода и от размеров живого сечения.	
Задача 8. Определение v и Q для различных глубин сводчатого профиля по Базену (Bazin) и по Гангилье-Куттеру (Canguillet-Kutter). Расчет круглого профиля на те же условия, но по сокращенной формуле Куттера	37
Зависимость между расходом Q , с одной стороны, и между формой живого сечения, скоростью и уклоном, с другой.	
Наиболее выгодный профиль при трапециoidalном сечении.	
Задачи 9. Расчет трапециoidalных сечений при различных условиях.	46
Задача 10. Расчет трапециoidalных сечений при различных условиях.	53
Задача 11. Расчет трапециoidalного осушительного канала	57
Задача 12. Построение кривой зависимости для пропускной способности реки	60
Зависимость необходимого уклона J от расхода Q и от коэффициента шероховатости γ .	
Задача 13. Определение необходимого уклона J для различных расходов Q и γ и построение показательных кривых.	62
Влияние уклона J на величину скоростного коэффициента по формуле Гангилье и Куттера.	
Задача 14. Определение этого влияния на двух примерах. Следствие . .	64
Определение Q и v для неправильных профилей.	
Задача 15. Определение расхода Q в реке при низком, среднем и паводковом горизонтах	67

Равномерное движение при переменных профилях.	Стр.
Задача 16. Расчет сопряжения отводящего канала с рекой при наличии в канале участка с обратным уклоном	73
Формулы для определения скоростей по Германеку (Her- manek) и по Зидеку (Siedeck).	
Задача 17. Определение расхода Q для реки с наносами по Базену, Гангиаль-Куттеру, Куттеру (сокращен.) Германеку и по Зидеку	77
Безнапорные штольни.	
Задача 18. Расчет безнапорной штольни при заданном профиле, а также известных Q , $v_{\max}$ и J	80
б) Закрытые сечения. Трубопроводы.	
Задачи по водоснабжению.	
Задача 19. Расчеты трубопроводов (определение потерь напора) и по- строение прэзометрических линий для различных случаев	86
Задача 20. Определение диаметра труб соединяющих два резервуара	106
Задача 21. Проектирование новой системы для расширения существую- щего городского водоснабжения	115
Задача 22. Определение давления в новом трубопроводе	117
Время опорожнения водохранилища.	
Задача 23. Расчет пропускной способности донного спуска при водохра- нилищной плотине. Время опорожнения водохранилища, образованного второй плотинной	120
в) Дюккер.	
Задача 24. Потеря напора в дюккере	134
Напорная штольня.	
Задача 25. Определение для гидростанции напора H_{netto} при различ- ных Q (напорная штольня — уравнительная башня — напорный трубо- провод)	136
Расчет напорного трубопровода.	
Задача 26. Определение статического, гидростатического и гидродина- мического давления на опоры трубопровода	140
Сила размывания.	
Задача 27. Расчет трапециoidalного профиля на сопротивление силе всечения	161
Задача 28. Укрепление откосов против действия сил всечения	166

2. Неравномерное движение: подпор и спад.

Задача 29. Изменение режима в канале после сооружения в нем пло- тины. Построение кривой подпора по Толкиннгу, Рюльману, Бахметеву и при помощи решения дифференциального уравнения кривой подпора	169
Задача 30. Построение кривой подпора в реке методом постепенного решения уравнения кривой подпора	187
Задача 31. Построение кривой спада для прямоугольного канала при разных уклонах. Критическая глубина	195
Задача 32. Расчет сифона и примыкающего к нему сбросного трубо- провода (бетонный канал и трубопровод): общий случай неравномер- ного движения при переменных поперечных сечениях. Линия энергии. Скоростное течение. Критическая глубина	201

3. НЕУСТОАЧИВОЕ ДВИЖЕНИЕ.

Задача 33. Определение высоты напорного бассейна высоконапорной гидростанции. Расчет наибольших колебаний горизонта в напорном бассейне	228
---	-----

4. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИНЫ.

Задача 34. Истечение из отверстий при различных условиях (затоплен- ный и незатопленный водослив)	238
Задача 35. Определение высоты плотины при заданных условиях	244
Задача 36. Подпор в реке перед мостом	247

**ОСАДКИ И СТОК. ОБРАБОТКА ГИДРОМЕТРИЧЕСКОГО МАТЕРИАЛА.
МОЩНОСТЬ ГИДРОСТАНЦИИ. ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ РЕЧНОГО РЕ-
ЖИМА НА ДВИЖЕНИЕ НАСОСОВ. РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕКИ. РЕГУЛИ-
РУЮЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОЗЕРА (водохранилища).**

Задача 37. Определение величины стока для заданной местности (осадки и сток). Построение кривых: расхода, горизонта, продолжительности горизонта, зависимости между горизонтом и расходом, продолжительности расходов по определенному гидрометрическому материалу. Сравнение кривой мощности гидростанции для определенного напора. Определение годовой выработки гидростанции	249
Задача 38. Расчет используемого гидростанцией участка реки на пропуск наносов в количестве, имевшем место до сооружения плотины, при условии отвода перед этим участком воды в подводящий канал станции. Определение образующего русло горизонта	264
Задача 39. Построение графика регулирования реки с вододержательной плотинной. Определение необходимой высоты плотины	275
Задача 40. Определение стока из озера (водохранилища) при известном притоке в озеро. Регулирующая способность озера. Аналитический расчет и графический по способу Коцени	283

Приложения.

Таблицы и графики	297
-----------------------------	-----

Редактор П. Ф. Конради.
Сдано в набор 21/1 1932 г.
Формат 61 × 93.
Уполн. Главлита № Б-22747.

ЗГ-15-5-2. ОНТИ № 95/м.
Тираж 7.000—21 л.

Техн. редактор Е. Г. Доскач
Подписано к печати 28/VIII 1932 г.
Тип. зн. в 1 л. л. 54.272.
Заказ № 2100.

Ф. П. ТОВСТОЛЕС

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ МАШИНЫ

ЧАСТЬ I. ОПИСАТЕЛЬНЫЙ КУРС.

176 стр. 155 рис. 1932 г. Цена 2 р. 25 к.

ГИДРОЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ УСТАНОВКИ С НАПОРНОЙ ДЕРИВАЦИЕЙ И ГЛУБОКИМ ВОДОПРИЕМОМ

СИСТЕМАТИЗИРОВАННОЕ ОПИСАНИЕ.

Составил инж. В. В. Иванов по системе и
под редакцией проф. И. В. ЕГИАЗАРОВА.

196 стр. 168 рис. 1932 г. Цена 5 р.

А. А. МОРОЗОВ

УНИВЕРСАЛЬНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ТУРБИН

37 стр. 20 рис. 1932 г. Цена 60 к.

ВСЕ ИЗДАНИЯ ЭНЕРГОИЗДАТА ВЫСЛАЕТ НАЛОЖЕННЫМ ПЛАТЕЖОМ
ОТДЕЛ КНИГА-ПОЧТОЙ КНИГОСБЫТА

ОНТИ

1. Москва, 12, Ильинка, Рыбный пер. 2, помещ. 28.

2. Ленинград, внутри Гостиного двора, помещ. 100.