Н. К. ГОРЧИН и М. Д. ЧЕРТОУСОВ

ГИДРАВЛИКА
В ЗАДАЧАХ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ
ИСПРАВЛЕННОЕ

ИЗДАТЕЛЬСТВО КУБУЧ

ЛЕНИНГРАД
1934

Н. К. ГОРЧИН и М. Д. ЧЕРТОУСОВ

ГИДРАВЛИКА В ЗАДАЧАХ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ
ИСПРАВЛЕННОЕ

ЛЕНИНГРАД
1933

ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ИЗДАНИЮ

Второе издание книги „Гидравлика в задачах“ почти ничем не отличается от первого издания, вышедшего в 1927 году.

Как в текст, так и в чертежи нами внесены лишь незначительные изменения, носящие характер исправлений.

Авторы.

Октябрь 1933 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ.

Отсутствие в русской технической литературе книг по общим гидравлическим расчетам побудило нас приступить к составлению настоящей книги, которая и была закончена в декабре 1923 г. Однако, в силу сложившихся обстоятельств, издание книги было задержано более, чем на три года, и только теперь, после некоторых дополнений, она появляется в печати.

Предлагаемая вниманию читателя „Гидравлика в задачах“ представляет собою сборник гидравлических задач практического характера, с которыми приходится иметь дело в различных областях гидротехники: водоснабжении, канализации, ирригации и пр.

Книга включает в себе семь глав, из которых первая посвящена вопросам гидростатики, а остальные шесть — вопросам установившегося движения, причем в отношении труб и открытых русел рассмотрены лишь вопросы равномерного движения. Вопросы неравномерного движения и некоторые вопросы неустановившегося движения составят содержание второй части, ныне подготовляемой к печати.

Каждая глава содержит сводку формул (без вывода), таблицы опытных коэффициентов и общие указания в отношении расчетов; далее следуют задачи с численными решениями, всюду доведенными до конца. Необходимо оговориться, что при решении задач нами применялись общепринятые способы расчета, причем при выборе расчетных коэффициентов мы опирались на их достаточный практический стаж, либо, при отсутствии такового, на более или менее крупные авторитеты, которыми они рекомендуются.

В основу книги были положены упражнения по гидравлике, которые ведутся в Ленинградском Политехническом Институте имени М. И. Калинина на инженерных (инженерно-строительном, механическом, электромеханическом, индустриальном, кораблестроительном и металлургическом) факультетах, причем некоторые отделы значительно дополнены, что нам казалось необходимым сделать для большей законченности книги. Необходимо отметить, что большое число задач — их постановка и метод решения — принадлежат проф. Б. А. Бахметеву, со времени которого практические занятия по гидравлике в Институте приобрели тот характер, который они сохранили в общем до сих пор и который нашел отражение в книге.

Следует настоятельно подчеркнуть, что в силу схематичности изложения теоретических предпосылок „Гидравлика в задачах“ ни в какой мере не может служить в качестве основного руководства по изучению гидравлики и является лишь пособием при решении тех или иных практических задач.

При составлении этой книги нами была проделана огромная вычислительная работа, в которой читатели могут обнаружить ошибки, указания на которые, а также и на все другие недостатки будут с благодарностью нами приняты.

В заключение считаем своим долгом выразить нашу глубокую благодарность заведующему издательским отделом КУБУЧ Л. М. Сафроновичу, а также всем сотрудникам издательства, положившим свой труд на издание этой книги.

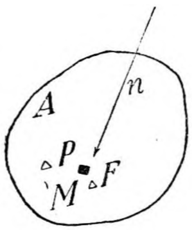
Н. *Г.* и *М. Ч.*

Февраль 1927.

ГЛАВА I

Гидростатика.

1. Гидростатическое давление. В силу основного свойства идеальной жидкости внутри ее при равновесии могут существовать только сжимающие напряжения; значит, если данная идеальная жидкость находится в равновесии, то направления внешних сил, действующих на частицы, расположенные по поверхности, ограничивающей рассматриваемый объем жидкости, должны совпадать с направлениями внутренних нормалей к этой поверхности (черт. 1). Отсюда следует, что каждая частица жидкости, находящейся в равновесии, подвержена действию совокупности сжимающих сил, являющихся результатом взаимодействия этой частицы и всех остальных частиц жидкости, называемого гидростатическим давлением в рассматриваемой точке.



Черт. 1.

Аналитически это давление можно определить так. Пусть некоторый объем A жидкости под действием внешних сил находится в равновесии. Представим себе бесконечно-малую площадку ΔF, включающую в себе данную точку M; давление на эту площадку равно ΔP и направлено по внутренней нормали n. Тогда

$$\lim \left(\frac{\Delta P}{\Delta F} \right)_{\Delta F = 0}$$

и будет гидростатическим давлением в точке M.

Основное свойство гидростатического давления заключается в том, что для любой точки, взятой внутри покоящейся жидкости, гидростатическое давление есть вполне определенная величина, одинаковая по всем направлениям.

Величина гидростатического давления в данной точке зависит только от координат этой точки.

2. Основное уравнение гидростатики. Если обозначим для какой-либо точки идеальной жидкости через x, y и z координаты точки, X, Y и Z— проекции объемных сил (тяжести, притяжения, отталкивания и т. д.), действующих в этой точке на единицу массы жидкости, p — гидростатическое давление в рассматриваемой точке, p — плотность жидкости в этой же точке, то основное уравнение гидростатики — уравнение равновесия идеальной жидкости— напишется так:

$$dp = \rho \, (Xdx + Ydy + Zdz) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

Для капельной жидкости ρ = const, и после интегрирования получим

$$p = \rho \int (Xdx + Ydy + Zdz) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

При $\rho = f(p)$, как, например, для газообразной жидкости, отделяя переменные и интегрируя, будем иметь

$$\int \frac{dp}{f(p)} = \int (Xdx + Ydy + Zdz) \quad \ldots \ldots \quad (3)$$

В виду того, что силы трения, характеризующие реальную жидкость, в случае покоя не проявляются, уравнение (1) применимо и для жидкостей реальных.

3. **Поверхности равных давлений.** Полагая в основном уравнении равновесия (1) $dp = 0$, получим уравнение поверхностей равных давлений в дифференциальной форме:

$$Xdx + Ydy + Zdz = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

Интегрируя это выражение, получим уравнение поверхностей равных давлений в конечном виде:

$$\int (Xdx + Ydy + Zdz) = D \quad \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

Постоянная D определяется заданием координат какой-либо точки жидкости, находящейся на поверхности равного давления.

Заметим, что свободная поверхность является также поверхностью равного давления. Задавая координаты какой-либо точки, лежащей на свободной поверхности, можно определить постоянную D, а следовательно, и найти уравнение свободной поверхности.

4. **Принцип Паскаля.** Пусть будет

$$Xdx + Ydy + Zdz = dU,$$

где U — некоторая функция координат x, y и z. Тогда ур-ие (2) можно переписать так:

$$p = \rho\, U + C.$$

Пусть задано давление p_0 в некоторой точке с координатами x_0, y_0 и z_0, причем эта точка лежит на свободной поверхности. Значение функции U при заданных координатах обозначим через U_0; тогда

$$C = p_0 - \rho\, U_0,$$

и предыдущее уравнение перепишется

$$p = p_0 + \rho\,(U - U_0).$$

Отсюда следует, что, меняя давление p_0, на ту же величину мы будем изменять и давление p. Это доказывает известный принцип Паскаля: давление, приложенное к свободной поверхности жидкости, передается вовсе, точки жидкости по всем направлениям в одинаковой мере.

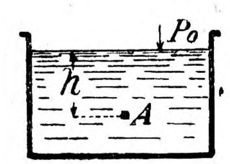
5. **Гидростатическое давление внутри тяжелой покоящейся жидкости.** Если на свободной поверхности тяжелой покоящейся жидкости давление

равно p_0, то гидростатическое давление в точке *A*, находящейся на глубине h под свободной поверхностью, определится так (черт. 2):

$$p = p_0 + \gamma h, \qquad (6)$$

где γ — вес кубической единицы жидкости.

Таким образом, гидростатическое давление в любой точке тяжелой покоящейся жидкости равно давлению на свободной поверхности, сложенному с весом столба жидкости, основание которого единица, а высота равна глубине погружения этой точки под свободной поверхностью.



Черт. 2

Перепишем предыдущее равенство так:

$$p - p_0 = \gamma h.$$

Правая часть этого равенства представляет давление в данной точке, являющееся результатом веса жидкости. Давление это называют избыточным или манометрическим. Обозначим его через p_m, тогда

$$p_m = p - p_0 = \gamma h.$$

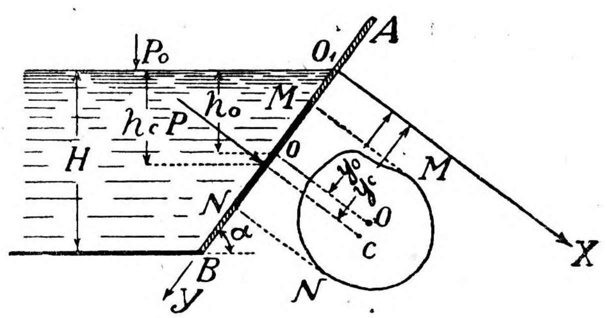
Очевидно, избыточное давление при данной жидкости зависит от глубины погружения рассматриваемой точки под свободной поверхностью.

Представим последнее равенство в таком виде:

$$h = \frac{p_m}{\gamma} = \frac{p - p_0}{\gamma} \qquad (7)$$

Величина *h* определяет высоту столба жидкости, соответствующую давлению p_m, и называется пьезометрической высотой.

6. Давление на плоскую фигуру. Представим себе перпендикулярную к плоскости чертежа и наклоненную к горизонту под углом a плоскую стенку *AB*, которая поддерживает тяжелую покоящуюся жидкость (черт. 3). Пусть давление на свободной поверхности будет p_0. Совместим плоскость стенки *AB* с плоскостью чертежа и выделим на ней плоскую фигуру *MN*, величина площади которой пусть будет *F*. Тогда прямая O_1X будет линией пересечения плоскости стенки со свободной поверхностью; эту прямую примем за ось x-ов. Ось *y*-ов направим по *AB*.



Черт. 3.

Тогда, если *O* есть центр тяжести выделенной фигуры, а h_0 расстояние центра тяжести под свободной поверхностью, то полное давление, испытываемое фигурой *MN*, будет

$$P = p_0 F + \gamma h_0 F,$$

т. е. полное давление на плоскую фигуру, погруженную в жидкость, равно внешнему давлению на эту фигуру, сложенному с весом столба жидкости.

основание которого равно площади фигуры, а высота равна глубине погружения центра тяжести фигуры под свободной поверхностью.

Перепишем последнее выражение так:

$$P = (p_0 + \gamma h_0)\ F \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

Так как $p_0 + \gamma h_0$ есть гидростатическое давление в центре тяжести фигуры, то можно высказать второе определение: полное давление на плоскую фигуру, погруженную в жидкость, равно гидростатическому давлению в центре тяжести ее, умноженному на величину ее площади.

Как видим, давление на плоскую фигуру не зависит от угла наклона a.

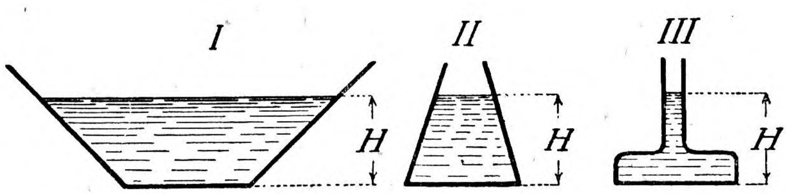
На практике чаще всего приходится иметь дело с избыточным давлением, которое испытывает данная плоская фигура; это давление, очевидно, равно

$$P_m = \gamma h_0 F.$$

В частности, если фигура вертикальна и прямоугольна, то избыточное •давление, при ширине фигуры L, будет

$$P_m = \gamma L \frac{H^2}{2}.$$

Из приведенных формул видно, что давление жидкости на дно не зависит от формы сосуда, в который эта жидкость налита. Следовательно, в трех сосудах, изображенных на черт. 4, имеющих равные площади дна и



Черт. 4.

наполненных одной и той же жидкостью до равных высот, дно каждого из них будет испытывать одно и тоже давление.

Таким образом, жидкости обладают интересным свойством: они могут оказывать давление на дно сосуда значительно больше своего веса (сосуды II и III на черт. 4). Это и составляет то, что известно под названием гидростатического парадокса.

7. Центр давления. При решении практических вопросов о давлении жидкости на плоские стенки, кроме величины давления, необходимо еще знать точку приложения этого давления, или, как говорят, центр давления.

Легко видеть, что внешнее давление по всей плоской стенке распределяется равномерно, и следовательно, точка приложения внешнего давления совпадает с центром тяжести фигуры. Иначе обстоит дело с точкой приложения избыточного давления. Обратимся к прежнему черт. 3.

Пусть будет P_m — избыточное давление на плоскую фигуру и C — точка приложения этого давления; y_0 — координата центра тяжести и y_c — координата центра давления. Тогда

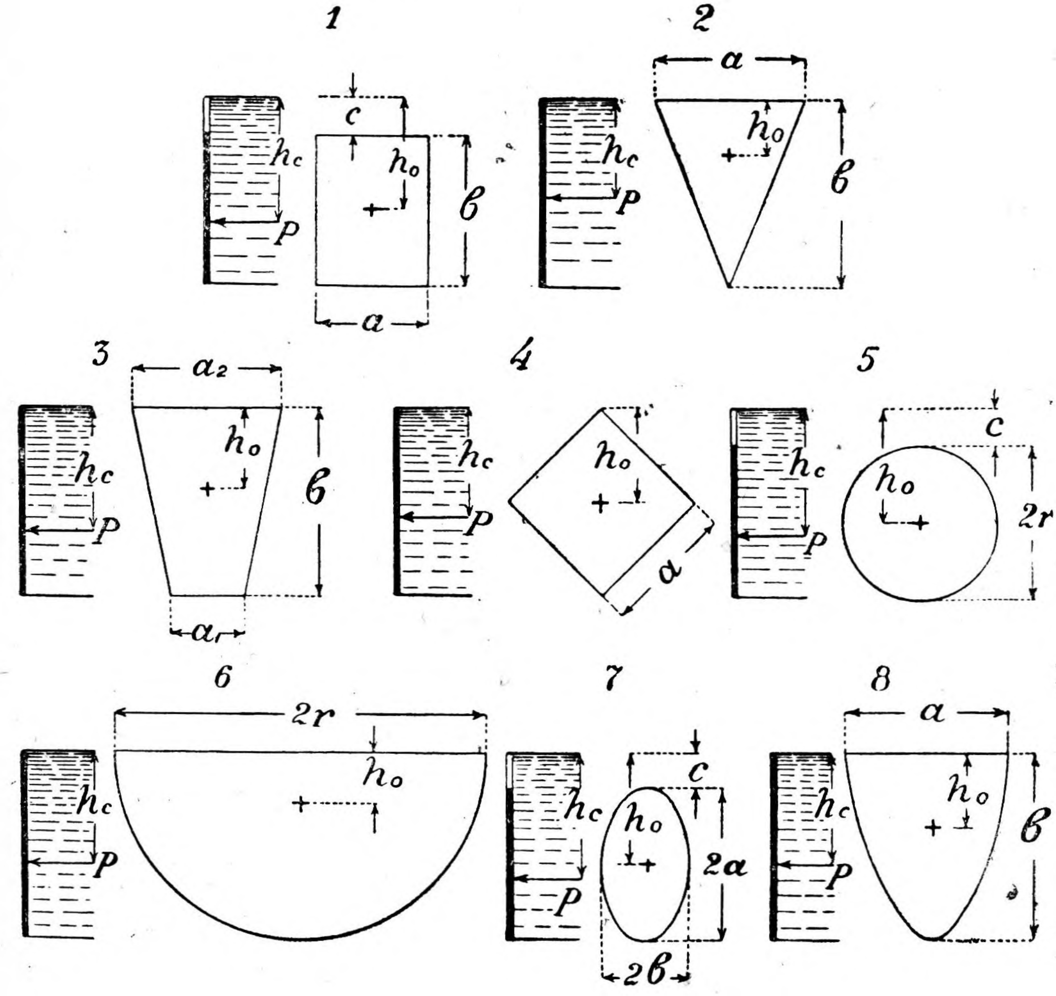
$$y_c = \frac{I_x}{F y_0} = \frac{I_x}{S_x}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

где I_x — момент инерции данной фигуры относительно оси O_1X (линии пересечения свободной поверхности с плоскостью стенки), S_x — статический момент фигуры относительно той же оси.

Если обозначим через p_0 — радиус инерции фигуры относительно оси, проходящей через центр тяжести фигуры и параллельной оси O_1X, а через p_x — радиус инерции фигуры относительно оси O_1X, то получим

$$y_c = \frac{\rho_x^2 F}{y_0 F} = \frac{\rho_0^2 + y_0^2}{y_0} = y_0 + \frac{\rho_0^2}{y_0} \quad \text{(9')}$$

Отсюда следует, что центр давления лежит всегда н и ж е центра тяжести фигуры, причем расстояние между ними, считаемое по перпендикуляру к оси O_1X, равно $\frac{\rho_0^2}{y_0}$.



Черт. 5

Вертикальное расстояние центра давления от свободной поверхности будет

$$h_c = \frac{I_x}{Fh_0}\sin^2\alpha \quad \ldots \ldots \quad (10)$$

Если стенка вертикальна, то α = 90°; тогда

$$h_c = \frac{I_x}{Fh_0} \quad \ldots \ldots \quad (11)$$

В частности для прямоугольной вертикальной стенки ширины L получим

$$h_0 = \frac{H}{2}, \quad F = LH; \quad I_x = \frac{LH^3}{12} + \frac{H^2}{4}LH = \frac{LH^3}{3},$$

и координата центра давления будет

$$h_c = \frac{2}{3}H \quad \ldots \ldots \quad (12)$$

Ниже приведены величины избыточных давлений и координаты центра давления для различных плоских фигур, изображенных на черт. 5.

Наименование фигуры	Площадь фигуры F	Глубина погружения центра тяжести h_0	Глубина погружения центра давления h_c	Давление жидкости на фигуру P
1. Прямоугольник. . . .	ab	$c+\frac{b}{2}$	$\frac{b}{3}\frac{2b+3c}{b+2c}+c$	$\gamma\, ab\left(\frac{b}{2}+c\right)$
2. Равнобедренный треугольник	$\frac{1}{2}ab$	$\frac{1}{3}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{6}\gamma\, ab^2$
3. Трапеция	$\frac{1}{2}b(a_1+a_2)$	$\frac{b}{3}\frac{2a_1+a_2}{a_1+a_2}$	$\frac{b}{2}\frac{3a_1+a_2}{2a_1+a_2}$	$\frac{1}{6}\gamma\, b^2(2a_1+a_2)$
4. Квадрат	a^2	$\frac{1}{2}a\sqrt{2}$	$\frac{7\sqrt{2}}{12}a$	$\frac{\sqrt{2}}{2}\gamma\, a^3$
5. Круг.	πr^2	$c+r$	$c+r+\frac{r^2}{4(r+c)}$	$\gamma\pi r^2(r+c)$
6. Полукруг	$\frac{1}{2}\pi r^2$	$\frac{4}{3}\frac{r}{\pi}$	$\frac{3}{16}\pi r$	$\frac{2}{3}\gamma r^3$
7. Эллипс.	πab	$a+c$	$a+c+\frac{a^2}{4(a+c)}$	$\gamma\pi ab(a+c)$
8. Парабола	$\frac{2}{3}ab$	$\frac{2}{5}b$	$\frac{4}{7}b$	$\frac{4}{15}\gamma\, ab^2$

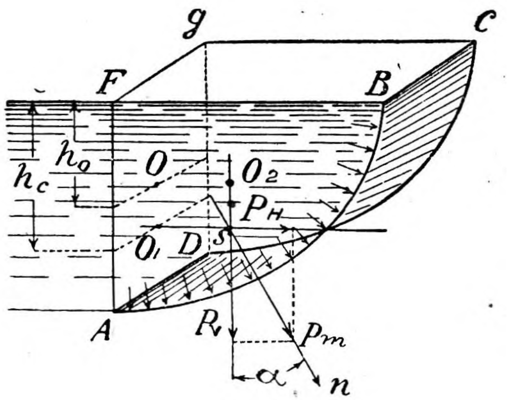
8. Давление жидкости на криволинейную поверхность. Пусть стенка, которая поддерживает жидкость, имеет цилиндрическую форму и пусть избыточное давление на эту стенку будет равно P_m, приложено в точке S и направлено по линии n, составляющей с вертикалью угол α (черт. 6, стр. 10).

Разложим давление P_m на вертикальную и горизонтальную составляющие; получим

$$P_H = P_m \sin\alpha;\ P_v = P_m \cos\alpha.$$

Горизонтальная составляющая P_H равна избыточному давлению на в е р т и к а л ь н у ю п р о е к ц и ю данной криволинейной поверхности, т. е. на плоскую фигуру *AFGD*. Согласно вышеизложенному оно будет

$$P_H = \gamma h_0 F, \quad (13)$$



Черт. 6.

где h_0 — глубина погружения центра тяжести *O* плоской фигуры *AFGD*,

F — площадь этой фигуры.

Линия действия этого давления проходит через точку O_1 расстояние которой от свободной поверхности, как известно, равно $\frac{I_x}{h_0 F}$.

Вертикальная составляющая P_v равна весу жидкости, заключенной в объеме *AFGDBC*:

$$P_v = \gamma V, \quad (14)$$

где *V* — величина указанного выше объема.

Линия действия этого давления проходит через точку O_2 — центр тяжести объема *AFGDBC*.

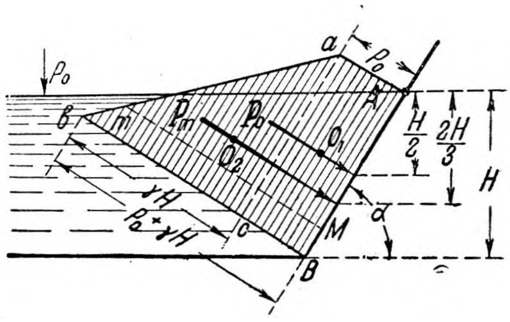
Величина и направление избыточного давления определяются по формулам

$$P_m = \sqrt{P_H^2 + P_v^2} \quad (15)$$

$$\cos(P_m P_H) = \frac{P_H}{P_m};\ \cos(P_m P_v) = \frac{P_v}{P_m} \quad (16)$$

На практике, в виду трудности вычисления объема *V* и координат центра его тяжести, давление P_v и линию его действия часто находят приближенно.

9. Диаграммы давлений. Гидростатическое давление на плоскую стенку весьма наглядно можно изобразить графически (черт. 7).



Черт. 7.

Пусть наклонная под углом α к горизонту плоская стенка *AB* поддерживает жидкость, причем точка *B* погружена на глубину *H*. Если на свободной поверхности давление равно p_0, то давление в точке *A* будет тоже p_0 и направлено по перпендикуляру к плоскости *AB*, т. е.

$$p_A = p_0.$$

Давление в точке *B* равно

$$p_B = p_0 + \gamma H$$

и направлено тоже по перпендикуляру к плоскости *AB*.

Таким образом, приняв определенный масштаб, давления p_A и p_B можно представить ординатами *Aa* и *Bb*. Соединив точки *a* и *b* прямой линией, получим диаграмму давления, ибо любая ордината *Mm* даст величину давления в соответствующей точке *M*. Не трудно видеть, что полное давление на стенку шириною единица изображается площадью трапеции *aABb*, причем площадь прямоугольника *aABc* изображает давление внешнее, а площадь треугольника *acb* — давление избыточное.

Величина внешнего давления определяется так:

$$P_0 = \frac{p_0 H}{\sin\alpha}.$$

Величина избыточного так:

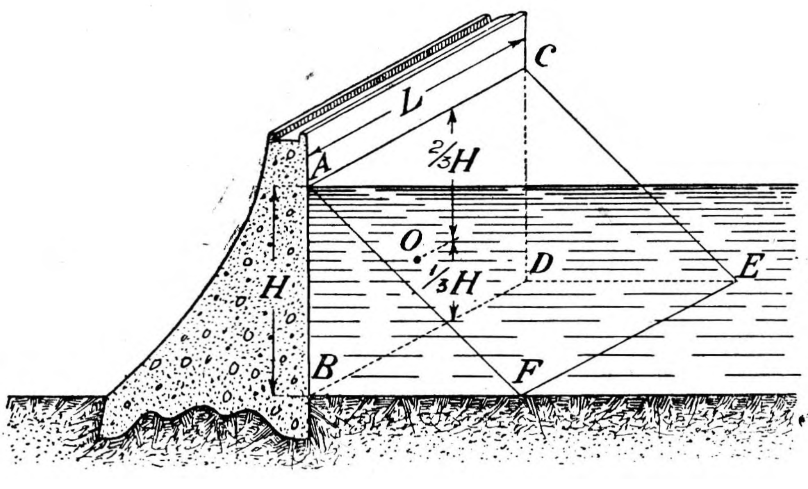
$$P_m = \frac{\gamma H^2}{2\sin\alpha}.$$

Внешнее давление P_0 проходит через центр тяжести O_1 прямоугольника *aABc*, и точка приложения этого давления определяется, считая по вертикали, координатой $\frac{H}{2}$; избыточное давление P_m проходит через центр тяжести O_2 треугольника *acb*, и точка приложения этого давления определяется координатой $\frac{2}{3}H$.

В случае вертикальной стенки шириной *L* избыточное давление равно (черт. 8)

$$P_m = \frac{\gamma H^2 L}{2}$$

и будет изображаться призмой *ABCDEF;* линия действия этого давления будет проходить через центр тяжести приемы, и, следовательно, точка приложения *O* будет отстоять от свободной поверхности на величину $\frac{2}{3}H$.



Черт. 8.

10. Размерность давления. Избыточное (манометрическое) давление определяется

$$P_m = \gamma h.$$

В случае воды:

$$\gamma = 1 \ m/м^3 = 1 \ кг/дм^3 = 0{,}001 \ кг/см^3.$$

Если давление измерять в *кг/см*^{2} или атмосферах, то

$$P_m = 0{,}001 \ h \ кг/см^2,$$

где h в сантиметрах.

Если же давление измерять в т/*м*^{2}, то

$$P_m = 1 \cdot h \ m/м^2,$$

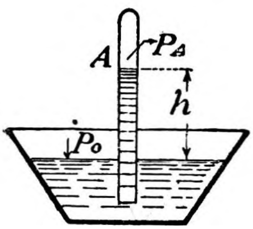
где h в метрах.

Отсюда ясно, что каждый сантиметр погружения увеличивает давление на 0,001 *кг/см*^{2} или на 0,001 *атм*. Каждый метр погружения вызывает увеличение давления на 0,1 *кг/см*^{2}, или 0,1 *атм* (что то же 1 *т* на *кв. м*). Значит, 10 *м*. погружения соответствуют давлению в 1 кг/*см*^{2}, или 1 *атм*.

Если определяют давление жидкости, удельный вес которой относительно воды γ_1, то приведенные выше выражения для избыточного давления нужно умножить на γ_1.

Очевидно, что пьезометрическая высота имеет измерение длины; так давлению в 1 *атм* соответствует пьезометрическая высота в 10 *м* водяного столба; давлению в 0,4 *атм* соответствует водяной столб в 4 *м* и т. д.

11. Приборы для измерения давлений. Для измерения давлений техника (в частности гидравлика) располагает различного рода приборами, либо такими, принцип действия которых основан на упругих свойствах тонких пластинок, либо такими, в которых давление измеряется высотою ртутного столба. Ртуть в этом отношении, в виду ее значительного веса, представляет большие удобства; так, например, давлению в 1 *атм,* вместо 10 *м* водяного столба, соответствует столб ртути высотой



Черт. 9.

$$\frac{10}{13{,}59} = 0{,}736 \ м = 736 \ мм.$$

Приведем схемы некоторых ртутных приборов.

Для определения атмосферного давления служит барометр, идея которого ясна из черт. 9; для величины давления имеем

$$p_0 = p_A + \gamma h.$$

Полагая $p_A = 0$, получим

$$p_0 = \gamma h,$$

где γ — удельный вес ртути.

Для измерения избыточного (манометрического) давления служат манометры. Манометр представляет обычно U-образную стеклянную трубку, наполненную ртутью (черт. 10). Очевидно, избыток давления над атмосферным в центре сосуда *A* будет [1])

$$P_A = z + \gamma \ h.$$

Для измерения небольших давлений гидравлика широко пользуется так называемыми пьезометрами — тонкими стеклянными трубками (внутрен-

[1]) Предполагается, что удельный вес жидкости в сосуде *A* равен 1.

ний диаметр 5 —10 *мм*), сообщающимися с пространством, где должно быть измерено давление. Для давления внутри жидкости, заполняющей сосуд *А* (в центре сосуда), будем иметь (черт. 11)

$$p_A = p_0 + \gamma h,$$

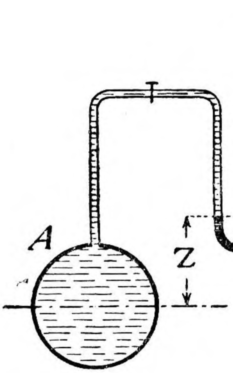
где p_0 — давление атмосферное, γ — удельный вес данной жидкости.

Избыточное давление, очевидно, равно

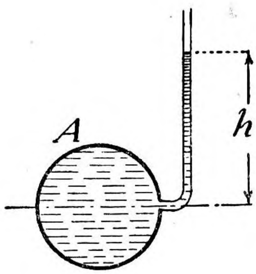
$$p_m = p_A - p_0 = \gamma h.$$

Таким образом, высота поднятия А жидкости в пьезометре и будет изображать пьезометрическую высоту.

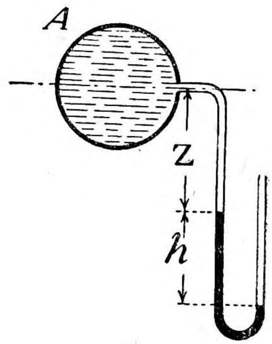
Как увидим ниже, пьезометрами пользуются также для определения давления г и д р о д и н а м и ч е с к о г о: ряд пьезометров, установленных вдоль потока, дает наглядную картину распределения давления.



Черт. 10.



Черт. 11.



Черт. 12.

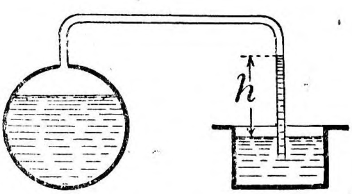
На практике возможны случаи, когда измеряемое давление м е н ь ш е атмосферного; значит, избыточное давление будет отрицательное, т. е. существует разрежение, или, как говорят, в а к у у м. Для измерения таких давлений применяются особым образом сконструированные манометры, называемые в этом случае в а к у у м м е т р а м и. Идея таких приборов ясна из черт. 12 и 13.

Для определения давления имеем равенство

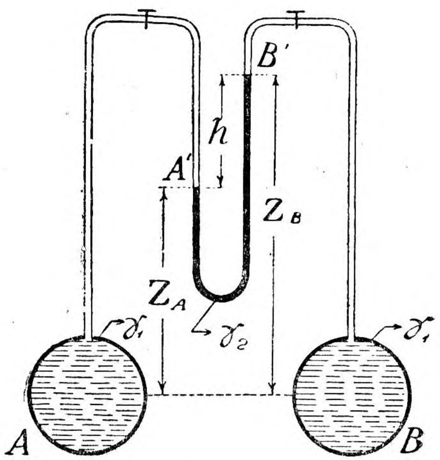
$$p_A = p_0 - (z + \gamma h),$$

или вакуум

$$\mathrm{Vac} = p_0 - p_A = z + \gamma h.$$



Черт. 13.



Черт. 14.

Следует заметить, что величина теоретического вакуума не может быть больше 1 *атм,* или 10 *м* водяного столба.

Укажем еще здесь схему дифференциального манометра, который применяется для определения разности давлений в двух пространствах (черт. 14).

Разность давлений в A и B [1]):

$$p_A - p_B = h(\gamma_2 - \gamma_1),$$

где γ_1 — удельный вес жидкости, находящейся в A и B,

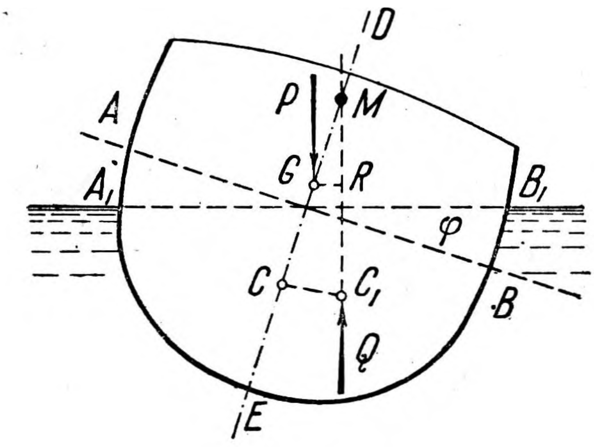
γ_2 — „ „ „ наполняющей U-образную трубку.

12. Равновесие плавающего тела. Объем подводной части плавающего тела, или объем вытесненной им воды называется водоизмещением.

Центр тяжести объема воды, вытесненного плавающим телом, или центр тяжести подводного объема плавающего тела называется центром величины.

Линия, по которой пересекается свободная поверхность жидкости с поверхностью плавающего тела, называется ватерлинией.

Величина погружения тела в воде называется углублением или осадкой. Различают углубление носа, кормы и среднее углубление.



Черт. 15.

Для равновесия тела, плавающего в жидкости, необходимо и достаточно:

1) чтобы вес тела равнялся весу вытесненной им жидкости, 2) чтобы центр тяжести тела и центр тяжести вытесненного им объема жидкости лежали на одной вертикали. В этом и состоит закон Архимеда.

Пусть вес плавающего тела P тонн; объем вытесненной им жидкости V *м*² тогда по закону Архимеда

$$P = \gamma V,$$

где $\gamma = 1$ — удельный вес пресной воды,

$\gamma = 1{,}026$ — „ „ соленой „ .

Остойчивостью плавающего тела называется способность его плавать в прямом положении и, будучи из этого положения действием внешнего усилия выведенным, снова к нему возвращаться по прекращении этого усилия.

Рассмотрим наклонение корабля вокруг продольной оси на малый угол φ. При этом его водоизмещение не изменится (черт. 15). Пусть будет:

AB — ватерлиния в прямом положении корабля,

A_1B_1 — „ „ наклоненном на угол φ положении корабля,

DE — след продольной диаметральной плоскости,

G — центр тяжести корабля,

C — центр величины в прямом положении,

C_1 — „ „ „ наклоненном положении.

[1]) Вывод этой формулы см. в задаче № 21.

Проведем через точку C_1 вертикальную прямую до пересечения с прямой DE в точке M. В рассматриваемом вращении корабля вокруг продольной оси точка M называется поперечным метацентром. Подобными же рассуждениями, очевидно, может быть при вращении вокруг поперечной оси получена другая точка M_1, называемая продольным метацентром. Эти две точки обладают замечательным свойством: при малых углах наклонения корабля положения точек M и M_1 постоянны. Под словом „малый угол наклонения" практически разумеют наклонение до 15°.

При вращении вокруг продольной оси корабля отрезок CM, т. е. возвышение поперечного метацентра над центром величины, называется малым метацентрическим радиусом. Величина этого отрезка равняется отношению момента инерции площади грузовой ватерлинии, взятому относительно продольной оси, проведенной через центр тяжести ватерлинии, к водоизмещению корабля, т. е.

$$MC = \rho = \frac{I}{V} \quad (17)$$

При вращении вокруг поперечной оси отрезок CM_1, т. е. возвышение продольного метацентра над центром величины, называется большим метацентрическим радиусом. Его величина равняется отношению момента инерции площади грузовой ватерлинии, взятому относительно поперечной оси, проведенной через центр тяжести ватерлинии, к водоизмещению корабля, т.-е.

$$M_1C = R = \frac{I_1}{V} \quad (18)$$

В наклоненном положении на корабль будет действовать пара сил P и Q с плечом GR (черт. 15). Из чертежа имеем

$$GR = MG \sin \varphi.$$

Обозначая CG — возвышение центра тяжести корабля над центром величины через a, получим

$$MG = \rho - a.$$

Отрезок (ρ — a) называется метацентрической высотой. Подставляя значение MG в предыдущее равенство, определим плечо пары

$$GR = (\rho - a) \sin \varphi$$

и момент восстанавливающей пары

$$M = P\ (\rho - a) \sin \varphi. \quad (19)$$

Очевидно, если точка G лежит ниже точки M, то пара PQ будет стремиться вернуть корабль к прямому положению, в противном случае пара PQ будет еще больше наклонять корабль. Таким образом, если $p - a > 0$, т. е. если метацентрическая высота является величиной положительной, то начальное положение корабля остойчиво; в противном случае, если $p - a < 0$ — начальное положение корабля не устойчиво. За меру остойчивости принимается момент M восстанавливающей пары или величина ему пропорциональная — метацентрическая высота $p - a$.

Для того чтобы удержать корабль в наклоненном положении, очевидно, необходимо приложить к нему пару с моментом, равным по величине и противоположным по знаку, найденному выше M.

13. Гидравлические машины. Работа, совершаемая гидравлическим цилиндром (аккумулятором, гидравлическим подъемником и пр.), при одном ходе поршня определяется следующей формулой:

$$A = 10\; p\, W, \quad (20)$$

где p — манометрическое давление в цилиндре, измеренное в атмосферах или $кг/см^2$,

W — объем цилиндра в дециметрах (W — ход поршня X площадь поршня),

A — работа в $кг \cdot м$.

Мощность турбины, работающей под напором $H м$, с расходом Q $м^3/сек$ определяется:

$$N_{eff.} = \frac{1000\; QH\, \eta}{75} \text{ л. с.}, \quad (21)$$

где η — коэффициент полезного действия турбины.

При η = 0,75 получается простое выражение для приближенного определения мощности турбины:

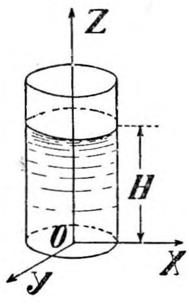
$$N_{eff} = 10\; QH \text{ л. с.} \quad (22)$$

Мощность двигателя, приводящего в движение насос, подающий расход $Q м^3/сеК$ на высоту H $м$ при коэффициенте полезного действия насоса η, определяется:

$$N_{дв.} = \frac{1000\, QH}{75\, \eta} \text{ л. с.} \quad (23)$$

14. Задачи.

Задача 1. Определить свободную поверхность и закон распределения давления в случае однородной тяжелой покоящейся жидкости (черт. 16).



Черт. 16.

Основное уравнение равновесия жидкости имеет вид:

$$dp = \rho\, (Xdx + Ydy + Zdz).$$

В рассматриваемом случае любая частица жидкости находится под действием только силы тяжести, следовательно, проекции этой силы, отнесенной к единице массы, будут

$$X = 0;\; Y = 0;\; Z = -g,$$

и написанное уравнение принимает вид

$$dp = -\rho g\; dz.$$

Интегрируя это выражение, получаем

$$p = -\rho g z + C = -\gamma z + C, \quad (1)$$

так как ρg = γ, где γ — вес единицы объема жидкости.

Полагая в этом выражении p = const, получим уравнение поверхностей равных давлений:

$$z = D,$$

где D — новая постоянная.

Отсюда мы видим, что поверхности равных давлений суть г о р и з о н т а л ь н ы е плоскости; а так как свободная поверхность есть также поверхность равного давления, то, очевидно, ее уравнение будет такое:

$$z = H,$$

где H — глубина жидкости в сосуде.

Определим постоянную C в ур-ии (1) из следующих условий: давление на свободной поверхности равно атмосферному, т. е. при $z = H$, $p = p_0$.

Подставим эти значения в ур-ие (1)

$$p_0 = -\gamma H + C,$$

откуда

$$C = p_0 + \gamma H$$

и

$$p = -\gamma z + p_0 + \gamma H = p_0 + \gamma (H - z).$$

Обозначая $H - z$ через h, где h — глубина погружения рассматриваемой точки, окончательно получим формулу, определяющую давление в любой точке

$$p = p_0 + \gamma h \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Задача 2. Сосуд, наполненный однородной тяжелой жидкостью, движется по вертикали равноускоренно. Определить свободную поверхность и давление на дне сосуда (черт. 17).

Пусть ускорение сосуда $= w$. Если w направлено вниз, то $w_z < 0$; если w направлено вверх, то $w_z > 0$. Вся масса жидкости находится в относительном покое, поэтому если ко всем объемным силам мы присоединим переносную силу инерции I, то мы сможем тогда написать уравнение равновесия. Проекции переносной силы инерции единицы массы суть: $I_X = 0$;

$I_y = 0$; $I_z = - w_z$.

Проекции всех сил на оси выразятся так:

$$X = 0;\ Y = 0;\ Z = -w_z - g,$$

и основное уравнение равновесия напишется следующим образом:

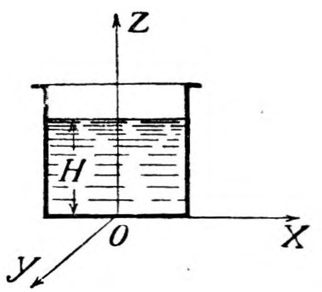
$$dp = -\rho (w_z + g)\, dz.$$

Интегрируя, получим

$$p = -\rho (w_z + g) z + C \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

Полагая p = const, получим уравнение поверхностей равных давлений

$$z = \text{const} = D.$$



Черт. 17.

Постоянную C в ур-ии (1) определим из того условия, что на свободной поверхности, т. е. при $z = H$, давление равно атмосферному. Следовательно,

$$C = p_0 + \rho (w_z + g) H$$

и

$$p = p_0 + \rho (w_z + g) (H - z).$$

Обозначая глубину погружения $H - z$ через А, будем иметь

$$p = p_0 + \rho (w_z + g) h \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Очевидно, формулу (2) задачи 1 можно получить из последнего выражения для p, полагая в нем $w = w_z = 0$.

Рассмотрим частные случаи.

А. Равноускоренное движение сосуда вниз и равнозамедленное движение вверх могут быть исследованы одновременно, так как в обоих случаях ускорение направлено вниз и $w_z < 0$.

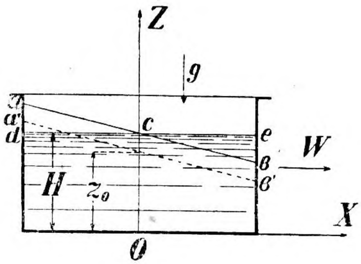
Из формулы (2) мы видим, что с увеличением w, т. е. с уменьшением w_z, давление на дне сосуда убывает и что вообще оно меньше того, которое имеет место в случае покоящегося сосуда. При $w = g$, т. е. при $w_z = -g$, давление в любой точке жидкости, а следовательно, и на дне сосуда равно атмосферному. При дальнейшем увеличении w, т. е. при

$-g < w_z < -\frac{p_0}{\rho H} - g$, имеет место вакуум. При $w > \frac{p_0}{\rho H} + g$ в жидкости должно быть растяжение, что невозможно в силу основного свойства жидкости, и поэтому жидкость не будет больше находиться в относительном покое.

В. Одновременно могут быть рассмотрены равнозамедленное движение сосуда вниз и равноускоренное движение вверх, так как в обоих случаях ускорение направлено вверх и $w_z > 0$.

Из формулы (2) мы видим, что с увеличением w, а следовательно, и давление на дне сосуда возрастает беспредельно.

Задача *3.* Паровоз движется по горизонтальному и прямолинейному пути с постоянным ускорением w. Определить распределение давлений и уравнение свободной поверхности в тендере паровоза (черт. 18).



Черт. 18.

Так как частицы воды, лежащие в различных вертикальных плоскостях, параллельных продольной оси паровоза, т. е. параллельных плоскости XOZ, находятся в тождественных условиях, то достаточно рассмотреть равновесие частиц, находящихся в какой-нибудь плоскости, параллельной XOZ. Для такой плоской задачи уравнение равновесия напишется так:

$$dp = \rho\ (Xdx + Zdz).$$

Так как мы рассматриваем жидкость в состоянии относительного покоя, то, присоединяя переносную силу инерции, проекции сил определим так:

$$X = -w \text{ и } Z = -g.$$

Уравнение равновесия напишется:

$$dp = -\frac{\gamma}{g}(wdx + gdz) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Интегрируя это выражение, получим закон распределения давлений

$$p = -\frac{\gamma}{g}(wx + gz) + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Для определения постоянной С найдем уравнение свободной поверхности, для которой давление нам известно.

Полагая в уравнении (2) $p = \text{const}$, получим уравнение поверхностей равных давлений:

$$wx + gz = D, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

где D — новая постоянная.

Таким образом, получили, что поверхности равных давлений суть параллельные плоскости. Заметим, что свободная поверхность есть также поверхность равного давления. Постоянную D определим из следующих условий: пусть de — свободная поверхность в равновесном состоянии тендера, а $a'b'$ — при равноускоренном его движении. Очевидно, объемы воды в первом и во втором состояниях равны между собою, т. е. $z_0 l = Hl$, где l — длина тендера, откуда

$$z_0 = H,$$

т. е. свободная поверхность занимает положение ab, и, следовательно, координаты точки с, т. е. $x = 0$, $z = H$, должны удовлетворять ур-ию (3). Получаем

$$gH = D.$$

Уравнение свободной поверхности будет

$$wx + gz = gH$$

или

$$z = H - \frac{w}{g} x.$$

Теперь определим постоянную C в ур-ии (2).

Давление на свободной поверхности равно атмосферному, т. е. при $x = 0$, $z = H$, $p = p_0$.

Подставим эти значения в ур-ие (2)

$$p_0 = -\frac{\gamma}{g} gH + C,$$

откуда

$$C = p_0 + \gamma H.$$

Подставляя это значение C в ур-ие (2), получим закон распределения давлений

$$p = -\frac{\gamma}{g}(wx + gz) + p_0 + \gamma H = p_0 + \gamma (H - z) - \frac{\gamma w}{g} x.$$

Задача 4. По наклонной плоскости, составляющей с горизонтом угол α движется под влиянием силы тяжести без сопротивления сосуд, наполненный водою. Определить уравнение свободной поверхности и закон распределения давлений (черт. 19).

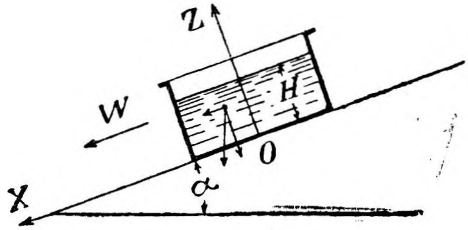
Принимая во внимание, что сосуд движется с ускорением

$$w = g \sin \alpha,$$

напишем проекции объемных сил:

$$X = -g \sin \alpha + g \sin \alpha = 0,$$
$$Z = -g \cos \alpha.$$

Первый член первого из этих уравнений представляет собою проекцию силы инерции, а второй — проекцию силы тяжести.



Черт. 19.

Подставляя в основное уравнение равновесия значения X и Z, получим

$$dp = -\gamma \cos \alpha \cdot dz.$$

Интегрируя это выражение, получим закон распределения давлений в конечном виде:

$$p = -\gamma \cos \alpha \cdot z + C \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Полагая в этом выражении $p = \text{const}$, получим уравнение поверхностей равных давлений

$$z = D,$$

где D — новая постоянная.

Из последнего уравнения следует, что поверхности равных давлений суть плоскости, параллельные наклонной плоскости. Очевидно, для свободной поверхности постоянная D равна глубине воды в сосуде, находящемся в состоянии покоя при горизонтальном дне, т. е.

$$z = H.$$

Это и есть уравнение свободной поверхности, представляющее уравнение плоскости, параллельной оси x - ов.

Теперь определим постоянную C в ур-ии (1). На свободной поверхности давление равно атмосферному, т. е. при $z = H$, $p = p_0$. Подставляя эти значения в ур-ие (1), получим

$$p_0 = -\gamma \cos \alpha \cdot H + C,$$

откуда

$$C = p_0 + \gamma H \cos \alpha.$$

И закон распределения давлений

$$p = p_0 + \gamma \cos \alpha \, (H - z).$$

Задача 5. Определить свободную поверхность и закон распределения давлений в случае однородной тяжелой газообразной покоящейся жидкости.

Поверхности равных давлений суть горизонтальные плоскости, которые определяются совершенно так же, как и в задаче 1.

Проекции силы тяжести, отнесенной к единице массы, будут, как и раньше,

$$X = 0; \; Y = 0; \; Z = -g$$

и уравнение равновесия

$$dp = -\rho g dz \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Но для газообразной жидкости при постоянной температуре по закону Мариотта

$$p = \rho k,$$

где $к$ — некоторая постоянная для данного газа.

Отсюда

$$\rho = \frac{p}{k}.$$

Подставляя это выражение в уравнение (1), получим

$$dp = -\frac{p}{k} g dz.$$

Отделяя переменные и интегрируя, получим

$$\ln p = -\frac{gz}{k} + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Пусть при $z = z_0$, $p = p_0$; тогда

$$C = \ln p_0 + \frac{gz_0}{k}.$$

Подставляя значение C в ур-ие (2), найдем

$$\ln p = -\frac{gz}{k} + \ln p_0 + \frac{gz_0}{k},$$

или же

$$\ln \frac{p}{p_0} = \frac{g(z_0 - z)}{k}.$$

Обозначая $z_0 - z = h$, окончательно получим

$$\ln \frac{p}{p_0} = \frac{gh}{k}.$$

Если известно давление в двух каких-либо точках, то по этой формуле можно определить превышение одной точки над другой. Этим обстоятельством и пользуются при барометрическом нивелировании, где по соответствующим показаниям барометров определяется разность высот двух точек земной поверхности.

Задача 6. Открытый цилиндрический сосуд радиуса R, наполненный до высоты H тяжелой жидкостью, приведен в равномерное вращательное движение вокруг вертикальной оси Z, совпадающей с осью сосуда. Угловая скорость вращения равна w. Определить свободную поверхность и распределение давлений (черт. 20).

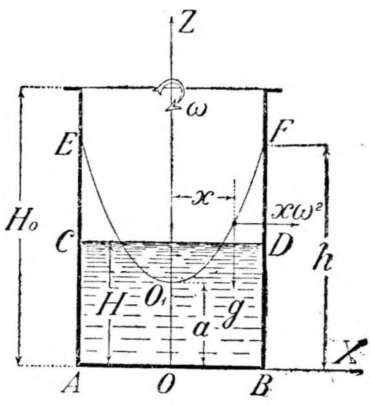
Частицы, находящиеся в различных меридиональных сечениях, подчинены тождественным условиям, а потому достаточно рассмотреть равновесие в каком-нибудь меридиональном сечении.

Центробежная сила равна xw^2 и направлена по перпендикуляру к оси вращения Z. Проекции сил, отнесенных к единице массы,

$$X = x\omega^2; \; Z = -g,$$

и основное уравнение равновесия напишется в таком виде:

$$dp = \rho\,(x\omega^2\, dx - gdz).$$



Черт. 20.

Интегрируя это уравнение, получим

$$p = \rho\left(\frac{\omega^2}{2}x^2 - gz\right) + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Полагая $p = \text{const}$, получим уравнение кривых равных давлений

$$\frac{\omega^2}{2}x^2 - gz = D \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Не трудно видеть, что кривые, определяемые этим уравнением, суть параболы с вертикальной осью и параметром $\frac{g}{\omega^2}$ и, следовательно, поверхности равных давлений суть поверхности параболоидов вращения. Постоянную D определим из условия равенства объемов жидкости в покоящемся сосуде и вращающемся, т. е.

об. цилиндра $ABCD$ = об. цилиндра $AEFB$ — об. параболоида EO_1FV ... (3)

Имеем

$$\text{объем цилиндра } ABCD = \pi R^2 H,$$

$$\text{„} \quad \text{„} \quad AEFB = \pi R^2 h,$$

$$\text{„} \quad \text{параболоида } EO_1F = \int_a^h \pi x^2 dz.$$

Будем иметь

$$\text{об. } EO_1F = \int_a^h \frac{2\pi\,(D+gz)}{\omega^2}\,dz = \frac{2\pi}{\omega^2}\left[D\,(h-a) + \frac{g}{2}\,(h^2-a^2)\right].$$

Величина a определится из ур-ия (2), полагая в нем $x = 0$ и $z = a$:

$$a = -\frac{D}{g}.$$

Величина h определится из того же уравнения, полагая в нем $x = R$ и $z = h$

$$h = \frac{\omega^2 R^2}{2g} - \frac{D}{g}.$$

Принимая во внимание значения a и h, найдем после соответствующих п реобразований

$$\text{об. } EO_1F = \frac{\pi\omega^2 R^4}{4g}.$$

Подставляя найденные значения объемов в ур-ие (3), получим

$$\pi R^2 H = \pi R^2 h - \frac{\pi\omega^2 R^4}{4g} = \pi R^2\left(\frac{\omega^2 R^2}{2g} - \frac{D}{g}\right) - \frac{\pi\omega^2 R^4}{4g},$$

откуда

$$D = \frac{\omega^2 R^2}{4} - Hg,$$

и, следовательно,

$$a = H - \frac{R^2\omega^2}{4g};\; h = H + \frac{R^2\omega^2}{4g}.$$

Теперь, подставляя в ур-ие (2) найденное значение D, можно написать уравнение свободной поверхности

$$\frac{\omega^2 x^2}{2} - gz = \frac{\omega^2 R^2}{4} - Hg.$$

Постоянную C в ур-ии (1) определим из того условия, что при $x = 0$, $p = p_0$. Ур-ие (1) дает

$$p_0 = -\rho g a + C,$$

откуда

$$C = p_0 + \rho\, ga = p_0 + \gamma\left(H - \frac{R^2\omega^2}{4g}\right).$$

Подставляя это значение C в ур-ие (1), получим

$$p = p_0 + \gamma\,(H - z) + \frac{\gamma\omega^2}{4g}\left(2x^2 - R^2\right).$$

Отсюда следует, что при z = const, т. е. для точек, лежащих в одной и той же горизонтальной плоскости, давления возрастают пропорционально квадрату расстояния от оси. При x = const, т. е. для точек, лежащих на одной и той же цилиндрической поверхности, давления изменяются пропорционально расстоянию по вертикали до свободной поверхности.

Очевидно, найденная выше величина h должна быть меньше или равна высоте сосуда H_0; в противном случае жидкость будет выливаться из сосуда. Таким образом, максимальная угловая скорость определится из условия:

$$H_0 \leqslant h,$$

или

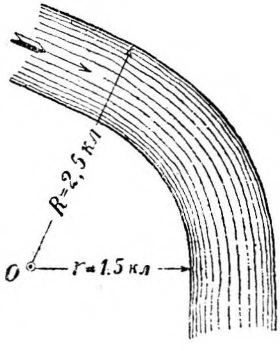
$$H_0 \geqslant H + \frac{R^2\omega^2}{4g},$$

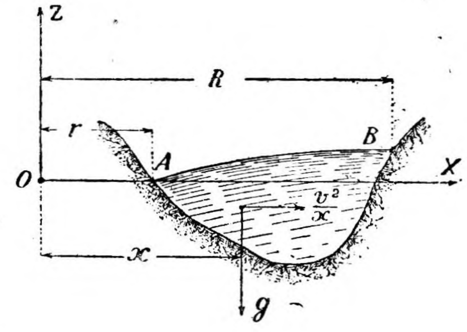
откуда находим

$$\omega_{\max} = \frac{2}{R}\sqrt{g\,(H_0 - H)}.$$

Отметим, что тем обстоятельством, что с изменением угловой скорости вращения изменяется величина h, пользуются для устройства тахометров — приборов, позволяющих определять число оборотов вала.

7. Река шириною в 1 *км* течет по закруглению (черт. 21) со скоростью v — 6 *км\час*. Предполагая, что скорости всех частиц воды водном





Черт. 21.

и том же сечении равны геометрически и пренебрегая вращением земли, определить превышение внешнего берега над внутренним [1]).

Начало координат поместим в центре O; ось X направим по горизонтали через точку A по внешней нормали, а ось Z — по вертикали вверх.

[1]) Forchheimer, „Hydraulik“, стр. 9, 1914 г.

Присоединяя к силе тяжести еще центробежную силу, проекции объемных сил определим следующим образом:

$$X = \frac{v^2}{x};\ Z = -g.$$

Подставляя значения X и Z в основное уравнение равновесия и полагая $dp = 0$, получим уравнение кривых равных давлений:

$$\frac{v^2}{x}dx - gdz = 0.$$

Интегрируя, получим

$$v^2 \ln x - gz = C.$$

При $x = r,\ z = 0$, следовательно,

$$C = v^2 \ln r.$$

Тогда уравнение свободной поверхности

$$v^2 \ln x - gz = v^2 \ln r,$$

или

$$z = \frac{v^2}{g} \lg \frac{x}{r}.$$

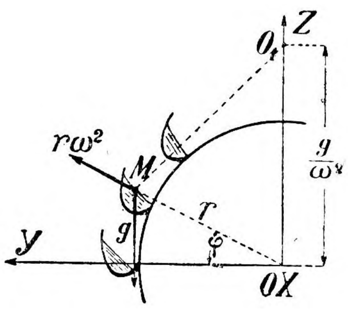
Переходя от натуральных логарифмов к десятичным, окончательно получим

$$z = 2{,}3\frac{v^2}{g} \ln \frac{x}{r}.$$

Полагая в последнем уравнении $x = R$, получим превышение внешнего берега

$$z = 2{,}3\frac{v^2}{g} \lg \frac{R}{r} = \frac{2{,}3}{9{,}81}\left(\frac{15}{9}\right)^2 \lg \frac{2{,}5}{1{,}5} = 0{,}144\ \textit{м}.$$

Задача 8. Верхне - наливное гидравлическое колесо равномерно вращается с угловою скоростью ω вокруг горизонтальной оси X. Определить свободную поверхность жидкости в ковшах колеса (черт. 22).



Черт. 22.

Пренебрегая относительным движением жидкости в ковше, т. е. рассматривая жидкость как находящуюся в состоянии относительного покоя и присоединяя переносную силу инерции (центробежную силу), мы сможем написать основное уравнение равновесия. Для какой-либо точки M проекции сил на координатные оси выразятся так:

$$Y = r\omega^2 \cos\varphi = r\omega^2 \frac{y}{r} = \omega^2 y,$$
$$Z = \omega^2 z - g,$$

и уравнение равновесия напишем так:

$$dp = \rho\,[\omega^2 y dy + (\omega^2 z - g)\,dz].$$

Интегрируя, получим

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

Полагая $p = \mathrm{const}$, получим уравнение кривых равных давлений, т. е.

$$\frac{\omega^2 y^2}{2} + \frac{\omega^2 z^2}{2} - gz = \mathrm{const}. \qquad (1)$$

Не трудно видеть, что ур-ие (1) представляет ур-ие окружности с центром на оси ζ-ов и отстоящим от начала координат на расстоянии, равном $\frac{g}{\omega^2}$.

Переноса начало координат без изменения направления осей в точку $O_1\left(y=0;\ z=\frac{g}{\omega^2}\right)$, получим уравнение кривых равных давлений в виде

$$y^2+z^2=\text{const.}$$

Таким образом, мы получили, что поверхности равных давлений суть цилиндрические поверхности круглых цилиндров с осью, не совпадающей с осью вращения колеса. Подобною же цилиндрическою поверхностью представляется и свободная поверхность жидкости.

Так как точка O_1 определяется только угловою скоростью и при данном ω является точкой, постоянной для всех ковшей, то, очевидно, с течением времени, по мере поворачивания колеса, радиус основания цилиндрической поверхности, отрезок O_1M_1 будет изменяться, т. е. жидкость не будет находиться в относительном покое, как мы предположили в начале решения. Тем не менее изложенное, не точное, решение, принадлежащее Понселе (Poncelet), имеет практическое приложение, ибо скорость вращения верхне-наливных колес сравнительно не велика, в силу чего относительным ускорением и ускорением Кориолиса без значительной погрешности можно пренебречь.

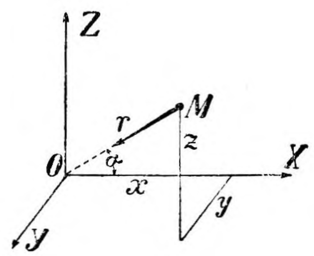
Задача 9. Невесомая однородная жидкость притягивается к неподвижному центру по закону, выражающемуся некоторой функцией расстояния. Определить поверхности равных давлений (черт. 23).

Пусть расстояние от некоторой частицы жидкости M до центра притяжения O равно r. Сила притяжения, отнесенная к единице массы, пусть будет какая-либо функция расстояния $f\ (r)$. Проекции этой силы на координатные оси выразятся так:

$$X=-f\ (r)\frac{x}{r};\ Y=-f\ (r)\frac{y}{r};\ Z=-f\ (r)\frac{z}{r},$$

и основное уравнение равновесия напишется:

$$dp=-\rho\left[f\ (r)\frac{xdx}{r}+f\ (r)\frac{ydy}{r}+f\ (r)\frac{zdz}{r}\right].$$



Черт. 23.

Полагая $dp=0$ и сокращая на $\frac{\rho f\ (r)}{r}$, получим [1])

$$xdx+ydy+zdz=0.$$

Интегрируя, находим уравнение поверхностей равных давлений

$$x^2+y^2+z^2=\text{const.}$$

Таким образом, мы видим, что поверхности равных давлений суть концентрические сферические поверхности.

Задача 10. Невесомая однородная жидкость, вращающаяся с постоянной угловой скоростью со вокруг вертикальной оси z-ов, притягивается точкою О, лежащею на оси вращения, силою, пропорциональною расстоянию R. Определить свободную поверхность жидкости и распределение давлений (черт. 24).

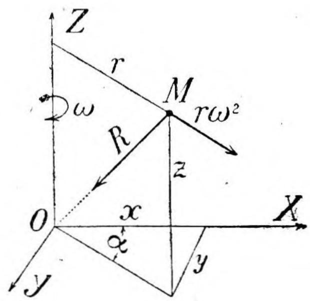
[1]) Предполагается, что при r конечном $f\ (r)$ также конечна.

Сила притяжения равна kR. Проекции ее на координатные оси

$$X_1 = -kx;\ Y_1 = -ky;\ Z_1 = -kz.$$

Центробежная сила равна rw^2 и ее проекции на координатные оси

$$X_2 = \omega^2 x;\ Y_2 = \omega^2 y;\ Z_2 = 0.$$



Черт. 24.

Таким образом, проекции объемных сил, отнесенных к единице массы, будут

$$X = \omega^2 x - kx;\ Y = \omega^2 y - ky;\ Z = -kz.$$

Подставив эти значения в основное уравнение равновесия, получим

$$dp = \rho\ [(\omega^2 - k)\ xdx + (\omega^2 - k)\ y\,dy - kzdz].$$

Интегрируя это выражение, получим

$$p = \rho\left(\frac{\omega^2 - k}{2}x^2 + \frac{\omega^2 - k}{2}y^2 - \frac{k}{2}z^2\right) + C\ . \qquad (1)$$

Если нам известно давление в какой-либо точке, то постоянная C может 9ыть определена. Пусть в точке, определяемой координатами x_0, y_0 и z_0, давление равно p_0. Подставляя эти значения в ур-ие (1) и решая его относительно C, найдем

$$C = p_0 - \rho\left(\frac{\omega^2 - k}{2}x_0^{\,2} + \frac{\omega^2 - k}{2}y_0^{\,2} - \frac{k}{2}z_0^{\,2}\right).$$

Таким образом, распределение давлений найдено.

Полагая далее в ур-ии (1) p = const и деля обе части уравнения на $\frac{\omega^2 - k}{2}$, получим уравнение поверхностей равных давлений

$$x^2 + y^2 + \frac{k}{k - \omega^2}z^2 = D.$$

При $k > w^2$ полученное выражение представляет собою уравнение эллипсоида вращения.

Если известны координаты какой-либо точки, лежащей на свободной поверхности, то уравнение последней может быть найдено, так как постоянную D можно будет определить. Пусть координаты этой точки будут x_1, y_1 и z_1; тогда имеем

$$x_1^{\,2} + y_1^{\,2} + \frac{k}{k - \omega^2}z_1^{\,2} = D.$$

Задача 11. Река шириною 2□ = 1 *км* течет с юга на север со скоростью v = *5 км/час*. Определить, учитывая вращение земли вокруг ее оси, у какого берега вода выше и насколько в сечении, находящемся на 60° северной широты (черт. 25) [1]).

Координатные оси расположим в плоскости нормального сечения реки. Ось x направим по горизонтали через точку A вправо, т. е. по касательной к соответствующей параллели на восток; а ось z по вертикали вверх, т. е. по внешней нормали к меридиану.

Ускорение Кориолиса

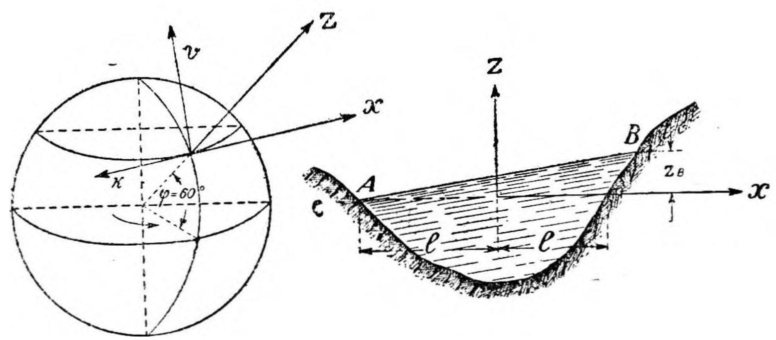
$$k = 2v\omega\sin\varphi,$$

[1]) Проф. И. В. Мещерский. Сборник задач по теоретической механике.

где ω — угловая скорость земли,

φ — широта места.

Это ускорение направлено на оси x влево, следовательно, Кориолисова сила инерции направлена вправо, т. е. в сторону положительных х-ов. Пре-



Черт. 25.

небрегая относительным и переносным ускорениями, проекции сил определим следующим образом:

$$X = 2v\omega \sin\varphi,$$

$$Z = -g.$$

Подставляя значения X и Z в основное уравнение равновесия, получим

$$2v\omega \sin\varphi dx - gdz = 0.$$

После интегрирования получим уравнение кривых равных давлений

$$2v\omega \sin\varphi \cdot x - gz = C.$$

Уравнение свободной поверхности определим, если отнесем последнее выражение к какой-либо точке, взятой на свободной поверхности, например, к точке A с координатами

$$x = -l; \quad z = 0.$$

Тогда

$$C = -2v\omega l \sin\varphi,$$

и уравнение кривой пересечения свободной поверхности с плоскостью xz

$$z = \frac{2v\omega(l+x)}{g}\sin\varphi \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

будет уравнением прямой.

Полагая в уравнении (1) x = □, определим возвышение правого восточного берега над левым

$$z_b = \frac{2v\omega(l+l)}{g}\sin\varphi = \frac{2\cdot 5000\cdot 2\pi(500+500)}{3600\cdot 24\cdot 36009,\cdot 81}\sin\varphi = 0{,}0206 \sin\varphi \ м.$$

Из последнего выражения мы видим, что на экваторе, где φ = 0,

$$z_b = 0.$$

При φ = 60°

$$z_b = 0{,}0206\,\frac{\sqrt{3}}{2} = 0{,}0178 \text{ м.}$$

Для рек, текущих с севера на юг, ускорение Кориолиса направлено по касательной к параллели на восток, а потому у них западный берег выше восточного.

Задача 12. Определить давление на единицу площади дна сосуда, на глубине H = 1,5 *м* под поверхностью, считая, что на поверхности давление равно 2 *атм* (что то же 2 *кг/см*²) в двух предположениях:

1) Сосуд наполнен водой (γ = 1) и 2) сосуд наполнен спиртом (γ = 0,80).

1. Гидростатическое давление в любой точке дна выражается так:

$$p = p_0 + \gamma H \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (1)$$

Так как $p_0 = 2$ *кг/см*², вес одного *куб. см* воды равен 0,001 *кг,* то давление на дне сосуда будет

$$p = 2 + 0{,}001 \cdot 150 = 2{,}15 \text{ кг/см}^2.$$

2. Во втором случае вес одного *куб. см* жидкости (спирта) равен 0,0008 *кг* и соотношение (1) дает

$$p = 2 + 0{,}0008 \cdot 150 = 2{,}12 \text{ кг/см}^2.$$

Задача 13. Определить высоту воды в сосуде, площадь дна которого F = 0,12 *м*², а давление на дно P = 24 *кг*.

Давление на дно сосуда определится непосредственно по формуле:

$$P = \gamma F H.$$

Подставляя данные задачи, получим

$$H = \frac{F}{\gamma F} = \frac{24}{1000 \cdot 0{,}12} = 0{,}2 \text{ м.}$$

Задача 14. В горизонтальном дне сосуда сделано отверстие, закрываемое задвижкою, площадь которой F — 2,5 *слг;* высота воды в сосуде #=1,5 *м*. Какую силу нужно приложить к задвижке, чтобы открыть отверстие, если коэффициент трения /= 0,5.

Давление на задвижку

$$P = \gamma H \cdot F = 1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}00025 = 0{,}000375 \; т = 0{,}375 \text{ кг.}$$

Усилие, необходимое для открывания задвижки, получается

$$T = fP = 0{,}5 \cdot 0{,}375 = 0{,}1875 \text{ кг.}$$

Задача 15. Два сообщающихся сосуда заполнены жидкостями, удельные веса которых γ_1 и γ_2. Давления на свободных поверхностях одинаковы. Разность уровней составляет h. Определить высоты h_1 и h_2 уровней над плоскостью раздела (черт. 26).

Пусть давление на свободных поверхностях будет p (на единицу площади). Тогда давление в какой-либо точке, лежащей в плоскости раздела MN, выразится

$$\begin{array}{ll} \text{с одной стороны,} & p_1 = p + \gamma_1 h_1, \\ \text{с другой} \quad \text{„} & p_2 = p + \gamma_2 h_2. \end{array}$$

Для равновесия точки необходимо, чтобы $p_1 = p_2$, т. е.

$$p + \gamma_1 h_1 = p + \gamma_2 h_2,$$

или

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

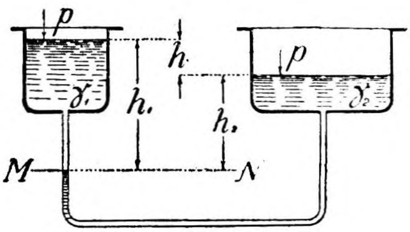
Но

$$h_1 = h + h_2,$$

следовательно,

$$h_1 = \frac{\gamma_2}{\gamma_2 - \gamma_1} h; \qquad h_2 = \frac{\gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} h.$$

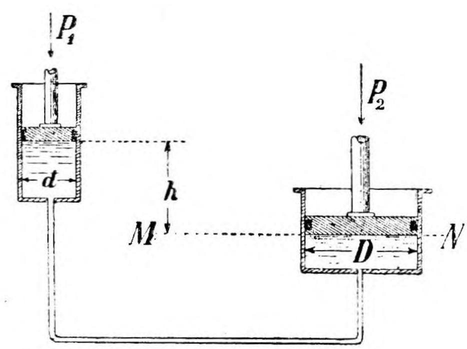
Из равенства (1) следует, что в сообщающихся сосудах высоты жидкостей над плоскостью раздела при одинаковом давлении на свободной поверхности обратно пропорциональны их удельным весам (что то же — плотностям).



Черт. 26.

Если жидкости однородны, то $\gamma_1 = \gamma_2$ и жидкость в обоих сосудах будет расположена на одной и той же высоте, и любую горизонтальную плоскость можно считать за плоскость раздела.

Задача 16. Два вертикальных цилиндра, имеющих диаметры $d = 20$ *см* и $D = 40$ *см*, наполнены водой и сообщены между собой трубкой. В цилиндры заключены поршни, из которых меньший стоит на $h = 30$ *см* выше, чем больший и несет нагрузку $P_1 = 80$ *кг*. Какой груз надо положить на больший поршень, чтобы они находились в равновесии (трением пренебречь) (черт. 27).



Черт. 27.

Рассмотрим условия равновесия в плоскости соприкасания большого поршня с водой (горизонтальная плоскость *MN*). Давление на единицу площади поршня большого цилиндра:

с одной стороны, $\frac{P_1}{F_1} + \gamma h,$

с другой „ $\frac{P_2}{F_2},$

где F_1 и F_2 — площади поршней.

Давления эти должны быть равны, т. е.

$$\frac{P_1}{F_1} + \gamma h = \frac{P_2}{F_2},$$

откуда

$$P_2 = \frac{P_1 F_2}{F_1} + \gamma h F_2.$$

Принимая во внимание, что $d = 20$ *см* и $D = 40$ *см* и подставляя численные значения, получим

$$P_2 = \frac{80 \cdot 20^2}{10^2} + 0{,}001 \cdot 30\,\pi \cdot 20^2 = 358 \text{ кг}.$$

Задача 17. При атмосферном давлении $h_1 = 765$ *мм* в цилиндр был вставлен свободно поршень и при атмосферном давлении $h_2 = 750$ *мм* цилиндр был опущен в море; при этом начальное расстояние $l_1 = 20$ *см* между дном цилиндра и поршнем уменьшилось до $l_2 = 3$ *см*. Считая удельный вес морской воды $\gamma = 1{,}02$ и предполагая температуру постоянной, определить глубину погружения цилиндра [1]).

Пусть площадь поршня равна *F*. Начальное давление в цилиндре равно атмосферному:

$$p_1 = \frac{h_1\,\gamma}{10 \cdot 1000} = \frac{765 \cdot 13{,}6}{10 \cdot 1000}\ кг/см^2,$$

где $\gamma = 13{,}6$ — удельный вес ртути.

Начальный объем воздуха

$$V_1 = l_1\ F = 20F\ см^3.$$

Давление в цилиндре, опущенном в море на глубину ***Н****м*,

$$p_2 = \frac{750 \cdot 13{,}6}{10 \cdot 1000} + \frac{H\,\gamma_1}{10} = \frac{750 \cdot 13{,}6}{10 \cdot 1000} + \frac{H \cdot 1{,}02}{10}\ кг/см^2,$$

где γ_1 — удельный вес морской воды.

Объем, занимаемый воздухом в этот же момент, будет

$$V_2 = l_2\,F = 3\,F\ см^3.$$

По закону Бойля-Мариотта имеем

$$p_1\ V_1 = p_2\ V_2$$

или

$$\frac{765 \cdot 13{,}6 \cdot 20\,F}{10 \cdot 1000} = \left(\frac{750 \cdot 13{,}6}{10 \cdot 1000} + \frac{H \cdot 1{,}02}{10}\right) 3F,$$

откуда

$$H = \frac{13{,}6 \cdot 10\ (765 \cdot 20 - 750 \cdot 3)}{10 \cdot 1000 \cdot 3 \cdot 1{,}02} = 58\ м.$$

Задача 18. Наклонный трубопровод, имеющий клапан *К*, соединяет два закрытых резервуара, наполненных водой. В первом наблюдается манометрическое давление в 2 *атм*, во втором — вакуум в 0,3 *атм*. Определить давление на единицу площади клапана. Размеры в метрах указаны на черт. 28.

Давление на клапан (ед. площ.) со стороны первого резервуара

$$p_1 = p_0 + (h_1 + h'_1)\,\gamma.$$

Давление со стороны второго резервуара

$$p_2 = p_0 - (h_2 + h'_2)\,\gamma.$$

Полное давление на единицу площади клапана, очевидно, равно разности этих давлений, т. е.

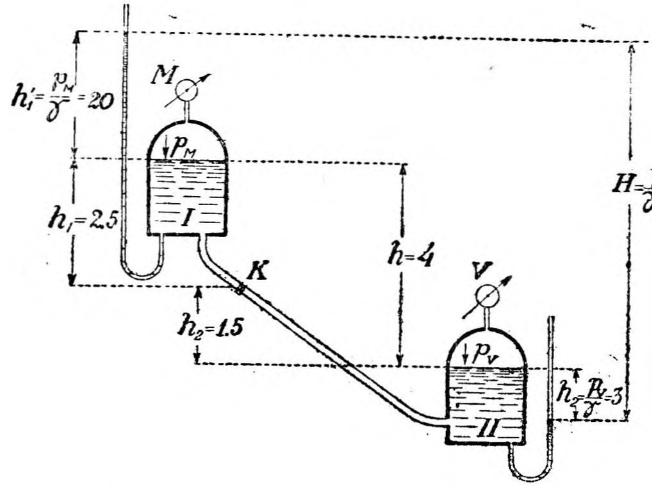
$$p = p_1 - p_2 = (h_1 + h_1' + h_2 + h_2')\,\gamma$$

или

$$p = (2{,}5 + 20 + 1{,}5 + 3)\ 0{,}1 = 2{,}7\ кг/см^2,$$

т. е. клапан находится под давлением в 27 *м* водяного столба.

[1]) Существуют подобные приборы для определения глубины моря.

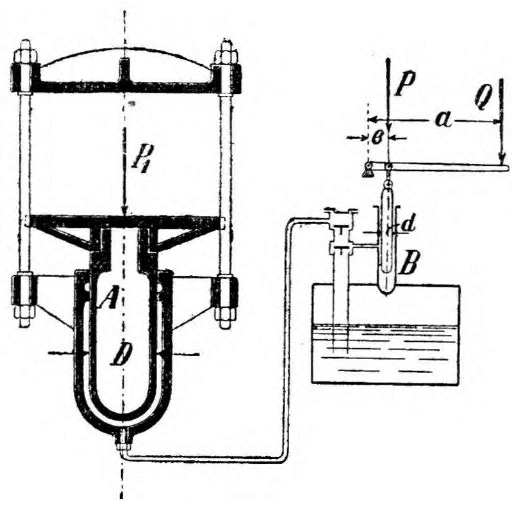


Черт. 28.

Задача 19. Определить сжимающее усилие гидравлического пресса, изображенного на черт. 29, если: a = 2000, b = 100, D = 340, d = 15 (размеры в миллиметрах), Q = 20 кг (усилие одного рабочего).

Давление на плунжер B со стороны воды

$$P = \frac{\pi d^2}{4} p,$$



Черт. 29.

где p — гидростатическое давление.

Рассматривая равновесие рукоятки, напишем уравнение моментов относительно ее неподвижной точки

$$Qa = Pb,$$

или

$$Qa = \frac{\pi d^2}{4} pb,$$

откуда

$$p = \frac{4}{\pi} Q \frac{a}{b} \frac{1}{d^2}.$$

Сжимающее усилие пресса P_1 определится, как давление на плунжер A,

$$P_1 = \frac{\pi D^2}{4} p,$$

или же

$$P_1 = Q \frac{a}{b} \left(\frac{D}{d} \right)^2.$$

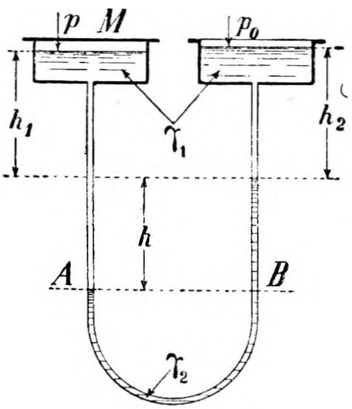
Подставляя сюда численные значения, получим

$$P_1 = 20 \frac{2000}{100} \left(\frac{340}{15} \right)^2 = 205000 \text{ кг}.$$

Действительное сжимающее усилие будет несколько меньше полученного, так как в вышеприведенном расчете не учтены потери на трение. Оценивая полезное действие пресса коэффициентом $\mu = 0{,}85$, получим

$$P_Д = 0{,}85\ P_1 = 0{,}85 \cdot 205\,000 = 185\,000\ \textit{кг}.$$

Задача 20. Определить по двухжидкостному манометру давление p, если известны удельные веса жидкостей γ_1 и γ_2, причем $\gamma_1 < \gamma_2$, расстояние между плоскостями раздела равно h, и давление на открытой поверхности равно атмосферному (черт. 30).



Черт. 30.

Давление в точке A левого колена

$$p_a = p + \gamma_1\ (h_1 + h).$$

Давление в точке B правого колена

$$p_b = p_0 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h.$$

Но так как точки A и B лежат на одной и той же горизонтали, то давления p_a и p_b равны, и, следовательно,

$$p + \gamma_1 (h_1 + h) = p_0 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h,$$

откуда

$$p = p_0 + \gamma_1\ (h_2 - h_1) + h\,(\gamma_2 - \gamma_1) \quad \ldots \quad (1)$$

Не трудно показать, что при $\frac{\omega}{\Omega}$ достаточно малом, разность $h_2 - h_1$ близка к нулю. Здесь ω — сечение трубки, а Ω — сечение сосудов, принимаемое для простоты постоянным. В самом деле [1]), уменьшение объема жидкости в левом сосуде равно

$$\frac{1}{2}(h_2 - h_1)\ \Omega,$$

а увеличение объема жидкости в правом сосуде может быть принято равным $\frac{h\,\omega}{2}$.

Очевидно, эти выражения равны, т. е.

$$(h_2 - h_1)\ \Omega = h\,\omega,$$

откуда

$$h_2 - h_1 = \frac{\omega}{\Omega}\,h.$$

При $\frac{\omega}{\Omega}$ достаточно малом разность $h_2 - h_1$ будет достаточно мала; пренебрегая в силу этого вторым членом в уравнении (1), получим

$$p = p_0 + h\ (\gamma_2 - \gamma_1) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

[1]) Предполагая, что при $p = p_0$, $h_1 = h_2$.

При измерении малых давлений надо пользоваться жидкостями с незначительно отличающимися удельными весами.

Пусть h = 120 *см;* γ_1 = 0,9 и γ_2 = 1; тогда, выражая вес в *кг,* получим по ур-ию (2)

$$p = 1 + 120\ (0{,}001 - 0{,}0009) = 1{,}012\ кг/см^2.$$

При измерении больших давлений, для того чтобы A не было бы большим, надо подбирать жидкости с большой разностью удельных весов. Для воды и ртути, например, при h = 100 см

$$p = 1 + 100\ (0{,}0136 - 0{,}0010) = 2{,}26\ кг/см^2.$$

В первом случае, при избыточном давлении в 0,012 *атм,* в простом открытом пьезометре вода поднялась бы всего лишь на 12 *см*, между тем как мы имеем разность уровней в 120 *см*.

Во втором случае, при избыточном давлении в 1,26 *атм,* в простом открытом пьезометре вода поднялась бы на 12,6 *м,* в двухжидкостном же манометре вода поднимется всего лишь на 1 *м* при том же давлении.

Задача 21. Определить двухжидкостным дифференциальным манометром разность давлений в A и B (черт. 14) при данных удельных весах жидкостей γ_1 и γ_2 и расстояний h между плоскостями раздела.

Разность давлений в A' и B'

$$p_{a'} - p_{b'} = \gamma_2 h \qquad (1)$$

Давления в A' и B' могут быть определены следующим образом:

$$p_{a'} = p_a - z_a \gamma_1,$$
$$p_{b'} = p_b - z_b \gamma_2,$$

следовательно,

$$p_{a'} - p_{b'} = p_a - p_b + (z_b - z_a)\gamma_1 \qquad (2)$$

Приравнивая правые части ур-ий (1) и (2), получим

$$p_a - p_b + (z_b - z_a)\gamma_1 = h\gamma_2,$$

откуда

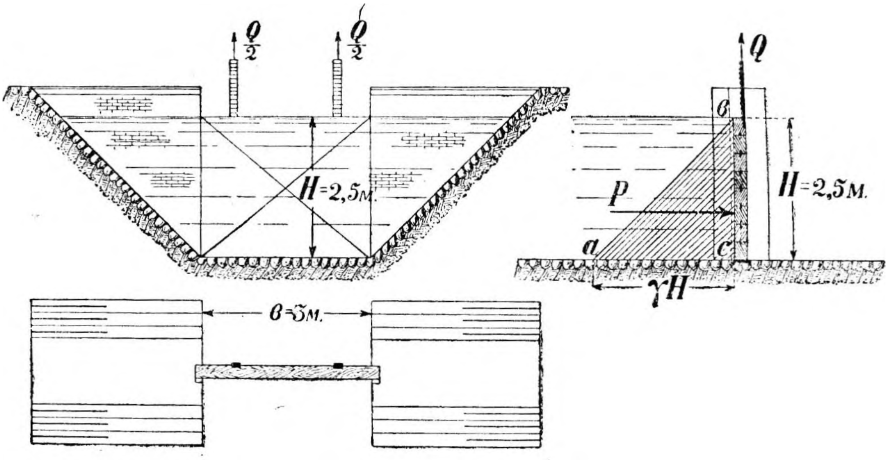
$$p_a - p_b = h\gamma_2 - (z_b - z_a)\gamma_1,$$

или

$$p_a - p_b = h\gamma_2 - h\gamma_1 = h(\gamma_2 - \gamma_1).$$

Очевидно, что при работе дифференциальным двухжидкостным манометром так же, как и при работе простым двухжидкостным манометром (см. предыдущую задачу), надо пользоваться при измерении малых разностей давлений жидкостями с незначительно отличающимися γ_1 и γ_2 и наоборот — при измерении больших разностей давлений надо подбирать жидкости с сильно разнящимися γ_1 и γ_2.

Задача 22. Плоский прямоугольный водоудержательный щит перегораживает канал шириною b = 3 *м*; глубина воды в канале H = 2,5 *м*. Определить давление воды на щит и усилие, необходимое для подъема щита, если вес щита $G = 1$ *т* и коэффициент трения $f = 0{,}50$ (черт. 31).



Черт. 31.

Гидростатическое давление в центре тяжести щита

$$p_0 = \gamma \frac{H}{2} = 1 \cdot \frac{2{,}5}{2} = 1{,}25 \ \ т/м^2.$$

Площадь щита

$$F = b\,H = 3 \cdot 2{,}5 = 7{,}5 \ \ м^2.$$

Полное давление воды на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью треугольника *abc*)

$$P = Fp_0 = 7{,}5 \cdot 1{,}25 = 9{,}4 \ \ т.$$

Подъемное усилие складывается из веса щита и силы трения щита по направляющим плоскостям, т. е.

$$Q = fP + G.$$

Подставляя численные значения, получим

$$Q = 0{,}5 \cdot 9{,}4 + 1 = 5{,}7 \ \ т.$$

Задача 23. Шлюзовое окно закрыто дубовым щитом высотою $h = 2$ *м*, шириною $b = 1{,}8$ *м* и толщиною $t = 6$ *см*. Горизонт воды перед щитом на 1 *м* выше его верхнего края. Определить подъемное усилие, если удельный вес дуба $\gamma_1 = 1{,}2$ и коэффициент трения $f = 0{,}50$, в двух случаях: 1) не принимая во внимание давления воды на верхнюю и нижнюю грани щита и 2) приняв таковые во внимание (черт. 32).

1. Площадь щита

$$F = bh = 1{,}8 \cdot 2 = 3{,}6 \ \ м^2.$$

Давление воды в центре тяжести щита

$$p_0 = \gamma\, h_0 = 1000 \cdot 2 = 2000 \ \ кг/м^2.$$

Полное давление воды на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью трапеции $abcd$):

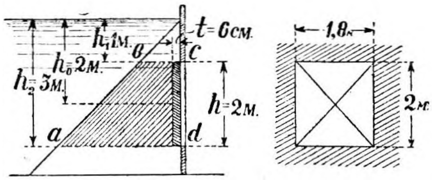
$$P = Fp_0 = 3{,}6 \cdot 2000 = 7200 \text{ кг}.$$

Вес щита

$$G = Ft\gamma_1 = 3{,}6 \cdot 0{,}06 \cdot 1200 \backsimeq 260 \text{ кг},$$

и, следовательно, подъемное усилие будет

$$Q = G + fP = 260 + 0{,}5 \cdot 7200 = 3860 \text{ кг}.$$



Черт. 32.

2. Учтем теперь давления на верхнюю и нижнюю грани щита. Давление на верхнюю грань

$$P_1 = F_1 p_1 = bt\gamma h_1 = 1{,}8 \cdot 0{,}06 \cdot 1000 \cdot 1 = 110 \text{ кг}.$$

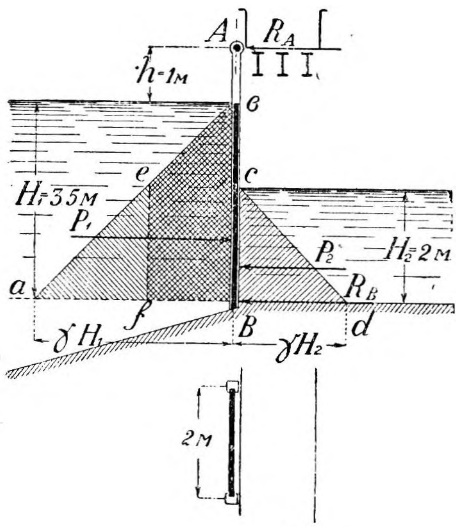
Давление на нижнюю грань

$$P_2 = bt\gamma h_2 = 1{,}8 \cdot 0{,}06 \cdot 1000 \cdot 3 = 325 \text{ кг}.$$

Принимая во внимание направление этих давлений, получим подъемное усилие в этом случае

$$Q_1 = Q + P_1 - P_2 = 3860 + 110 - 325 = 3645 \text{ кг}.$$

Задача 24. Плотина Тавернье (Tavernier). Система плоских щитов, поддерживаемых вращающимися стойками, перегораживает реку. Определить давление на щит и реакции шарнира A и порога B, если расстояние между стойками равно $b = 2$ *м*. Размеры указаны на черт. 33.



Черт. 33.

Искомое давление равно разности давлений с левой стороны — P_1 и с правой — P_2.

Давление с левой стороны P_1 (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью треугольника abB) равно

$$P_1 = p_1 F_1 = \gamma b \frac{H_1^2}{2} = 1 \cdot 2 \cdot \frac{3{,}5^2}{2} = 12{,}25 \, m.$$

Давление с правой стороны P_2 (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью треугольника cdB) равно

$$P_2 = p_2 F_2 = \gamma b \frac{H_2^2}{2} = 1 \cdot 2 \cdot \frac{2^2}{2} = 4{,}00 \; m.$$

Искомое давление P (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью трапеции $febB$) равно

$$P = P_1 - P_2 = 12{,}25 - 4{,}00 = 8{,}25 \; m.$$

Расстояние центра давления P_1 от низа щита (от точки B) равно $\frac{H_1}{3}$; расстояние центра давления P_2 от той же точки $= \frac{H_2}{3}$. Для определения реакции порога B напишем уравнение моментов относительно точки A:

$$R_b\,(h+H_1)+P_2\left(h+H_1-\frac{H_2}{3}\right)-P_1\left(h+H_1-\frac{H_1}{3}\right)=0,$$

откуда

$$R_b=\frac{P_1\left(h+H_1-\frac{H_1}{3}\right)-P_2\left(h+H_1-\frac{H_2}{3}\right)}{h+H_1},$$

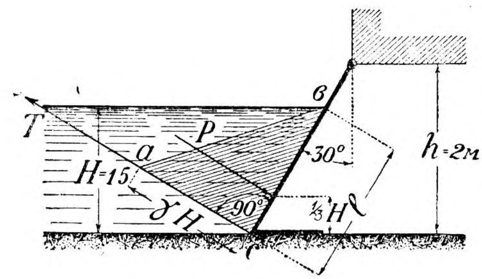
или, подставляя численные значения, получим

$$R_b=\frac{12{,}25\left(1+\frac{2}{3}\cdot 3{,}5\right)-4\left(1+3{,}5-\frac{2}{3}\right)}{1+3{,}5}=5{,}62\ \text{т},$$

следовательно, реакция шарнира A будет

$$R_a=P-R_b=8{,}25-5{,}62=2{,}63\ \text{т}\ .$$

Задача 25. Канал шириною $b = 2$ *м* перегораживается плоским прямоугольным наклонным щитом. Определить, пренебрегая весом щита и трением в шарнире, силу тяги T, если глубина воды в канале $H = 1{,}50$ *м* и угол наклона щита $\alpha = 30°$. Считать, что сила тяги действует по перпендикуляру к плоскости щита (черт. 34).



Черт. 34.

Длина части щита bc

$$l=\frac{H}{\cos\alpha}\ .$$

Давление воды P на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 *м* изображается площадью прямоугольного треугольника abc) равно

$$P=p_0F=\gamma\frac{bH^2}{2\cos\alpha}=1000\,\frac{2\cdot 1{,}5^2\cdot 2}{2\sqrt{3}}=2600\ \text{кг}.$$

Центр этого давления находится на расстоянии, равном $\frac{H}{3}$, считая по вертикали от низа щита.

Силу тяги T определим, приравнивая нулю сумму моментов всех действующих сил относительно шарнира; будем иметь

$$T\frac{h}{\cos\alpha}-P\frac{h-\frac{H}{3}}{\cos\alpha}=0,$$

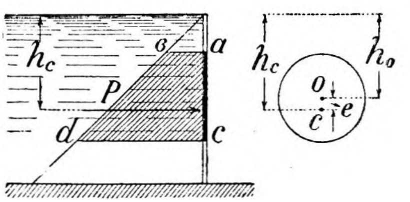
или

$$3Th-P\,(3h-H)=0,$$

откуда находим

$$T=\frac{P\,(3h-H)}{3h}=\frac{2600\,(3\cdot 2-1{,}5)}{3\cdot 2}=1950\ \text{кг}.$$

Задача 26. На вертикальной плоской стенке выделена часть в виде круга диаметра d; центр круга лежит на глубине d от свободной поверхности. Показать, что центр давления на эту круглую часть стенки лежит на глубине $\frac{17d}{16}$ и что давление на этот круг в 1,5 раза больше веса воды в объеме шара, диаметр которого равен диаметру круга (черт. 35).



Черт. 35.

Центр давления лежит ниже центра тяжести площади круга на величину

$$e = \frac{I_0}{Fh_0},$$

где

$$I_0 = \frac{\pi d^4}{64}; \; F = \frac{\pi d^2}{4}; \; h_0 = d,$$

следовательно,

$$e = \frac{\pi d^4 \cdot 4}{64 \pi d^2 d} = \frac{d}{16},$$

и центр давления находится на глубине

$$h_c = h_0 + e = d + \frac{d}{16} = \frac{17d}{16}.$$

Давление воды на всю площадь круга

$$P = Fp_0 = \frac{\pi d^2}{4} \gamma d = \gamma \pi \frac{d^3}{4}.$$

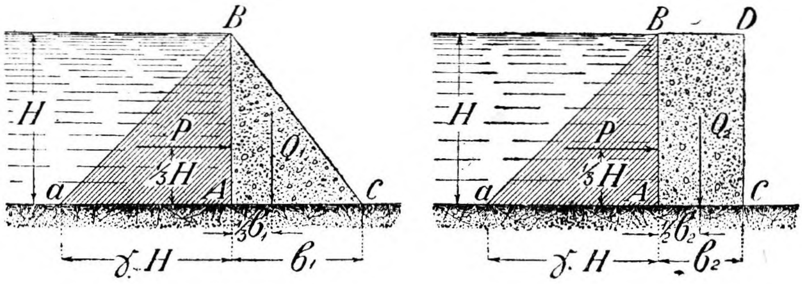
Вес воды в объеме шара диаметра d

$$G = \gamma \frac{\pi}{6} d^3.$$

Беря отношение, получим

$$\frac{P}{G} = \frac{\gamma \pi d^3 \cdot 6}{4 \gamma \pi d^3} = 1{,}5.$$

Задача 27. Определить ширину основания b стенки водохранилища высотою H так, чтобы коэффициент устойчивости на опрокидывание $\beta \geq 2$,



Черт. 36.

если удельный вес воды — γ и материала стенки — γ_1. Рассмотреть два случая: 3) *профиль стенки — прямоугольный* треугольник и 2) *профиль* стенки — *прямоугольник,* и *сравнить веса стенок в обоих случаях* (*черт. 36*).

1. Профиль треугольный.

Все расчеты будем относить к стенке, длина которой равна 1 *м.*

Гидростатическое давление P на такую стенку (изображается площадью треугольника ABa) равно

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

Точка приложения этого давления находится на прямой AB в расстоянии $\frac{H}{3}$ от точки A. Следовательно, опрокидывающий стенку момент — момент давления P относительно ребра C — будет

$$M_1=P\frac{H}{3}=\frac{\gamma H^3}{6}.$$

Вес стенки определится

$$Q_1=\gamma_1 \frac{Hb_1}{2}.$$

Центр тяжести треугольника ABC находится на вертикали, отстоящей от точки A на $\frac{b_1}{3}$; следовательно, плечо Q_1 относительно ребра C равно $\frac{2b_1}{3}$ и удерживающий стенку момент — момент веса Q_1 относительно ребра C — определится

$$M_2=Q_1\frac{2b_1}{3}=\frac{1}{3}\gamma_1 b_1^2 H.$$

Согласно заданию, должно быть

$$\frac{M_2}{M_1}\geqslant 2 \text{ или } M_2\geqslant 2M_1.$$

Следовательно, имеем

$$\frac{1}{3}\gamma_1 b_1^2 H\geqslant 2\frac{\gamma H^3}{6},$$

откуда, по сокращении на $\frac{H}{3}$, получаем

$$\frac{b_1^2}{H^2}\geqslant\frac{\gamma}{\gamma_1}$$

или окончательно

$$b_1\geqslant H\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

2. Профиль прямоугольный.

Как и в первом случае, давление воды на стенку равно

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

Плечо этого давления относительно ребра C тоже равно $\frac{H}{3}$. Следовательно, опрокидывающий момент будет прежним, т. е.

$$M_1=\frac{\gamma H^3}{6}.$$

Вес стенки

$$Q_2 = \gamma_1 b_2 H.$$

Плечо относительно ребра C равно $\frac{b_2}{2}$. Тогда удерживающий стенку момент

$$M_2 = Q_2 \frac{b_2}{2} = \frac{\gamma_1 b_2^2 H}{2}.$$

По условию задачи должно быть

$$M_2 \geqslant 2M_1,$$

т. е.

$$\frac{\gamma_1 b_2^2 H}{2} \geqslant \frac{2\gamma H^3}{6},$$

откуда по сокращении будем иметь

$$\frac{b_2^2}{H^2} \geqslant \frac{2\gamma}{3\gamma_1},$$

или окончательно

$$b_2 \geqslant H \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}}. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Сравнивая полученные результаты, видим, что во втором случае ширина основания стенки получается несколько меньшей, чем в первом случае, но вес стенки получается большим. Имеем

$$Q_1 = \frac{1}{2} H \gamma_1 H \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}},$$

$$Q_2 = H\gamma_1 H \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}} = \gamma_1 H^2 \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}}.$$

Отношение весов

$$\frac{Q_2}{Q_1} = 2\sqrt{\frac{2}{3}} = 1{,}63,$$

т. е. при одном и том же коэффициенте безопасности на опрокидывание вес стенки при прямоугольном ее профиле будет значительно больше (на 63%), чем при профиле треугольном.

Практически такой экономии в кладке не получается, так как теоретический треугольный профиль в действительности превращается в трапецию.

Задача 28. Плоский металлический щит Стонея (Stoney'я) имеет размеры: ширина $b = 5$ *м* и высота $H = 4$ *м.* С одной стороны, вода стоит в уровень с верхней кромкой щита, с другой — воды нет. Остов щита предполагается составить из четырех горизонтальных одинаковых ферм. Найти расположение ферм из того условия, чтобы все они были одинаково нагружены (черт. 37).

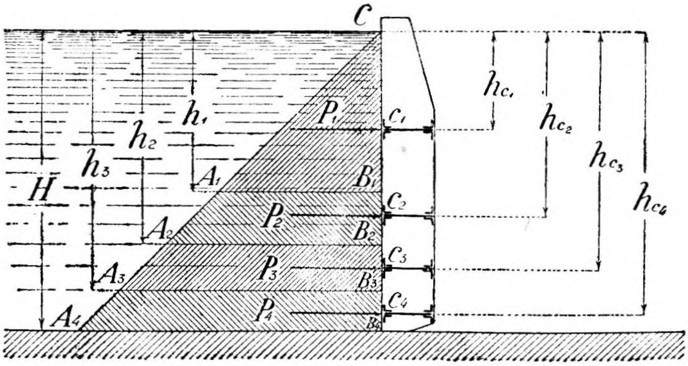
Полное давление воды на щит составит

$$P = \frac{\gamma H^2 b}{2} = \frac{1000 \cdot 4^2 \cdot 5}{2} = 40\,000 \text{ кг}.$$

Так как фермы должны нести одинаковую нагрузку, то давление, приходящееся на каждую из 4 ферм, должно быть

$$P = \frac{P}{4} = \frac{40000}{4} = 10\,000 \text{ кг.}$$

Давление воды на 1 *пог. м* ширины щита изображается площадью треугольника A_4CB_4. Очевидно, чтобы удовлетворить условию, поставленному в задаче, необходимо эту площадь, разделить горизонтальными прямыми на четыре части так, чтобы площади их были бы равны, тогда и давления, которые будут изображаться этими четырьмя равновеликими площадями,



Черт. 37.

будут, очевидно, равны. Далее, следует найти точки приложения этих давлений, т. е. центры тяжести полученных площадей, и расположить данные фермы как раз против этих точек. Полученное таким образом расположение ферм и будет удовлетворять условию, поставленному в задаче.

Будем иметь

$$\frac{\text{пл.} \triangle A_1CB_1}{\text{пл.} \triangle A_4CB_4} = \frac{1}{4} = \frac{h_1^2}{H^2}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

откуда

$$h_1 = \frac{H}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ м.}$$

Из соотношений

$$\frac{\text{пл.} \triangle A_2CB_2}{\text{пл.} \triangle A_4CB_4} = \frac{2}{4} = \frac{h_2^2}{H^2}; \quad \frac{\text{пл.} \triangle A_3CB_3}{\text{пл.} \triangle A_4CB_4} = \frac{3}{4} = \frac{h_3^2}{H^2}$$

находим

$$h_2 = \frac{H\sqrt{2}}{2} = 2{,}83 \text{ м}; \qquad h_3 = \frac{H\sqrt{3}}{2} = 3{,}44 \text{ м.}$$

Координаты центров давлений определятся

$$h_{C_1} = \frac{2}{3} h_1 = 1{,}33 \text{ м},$$

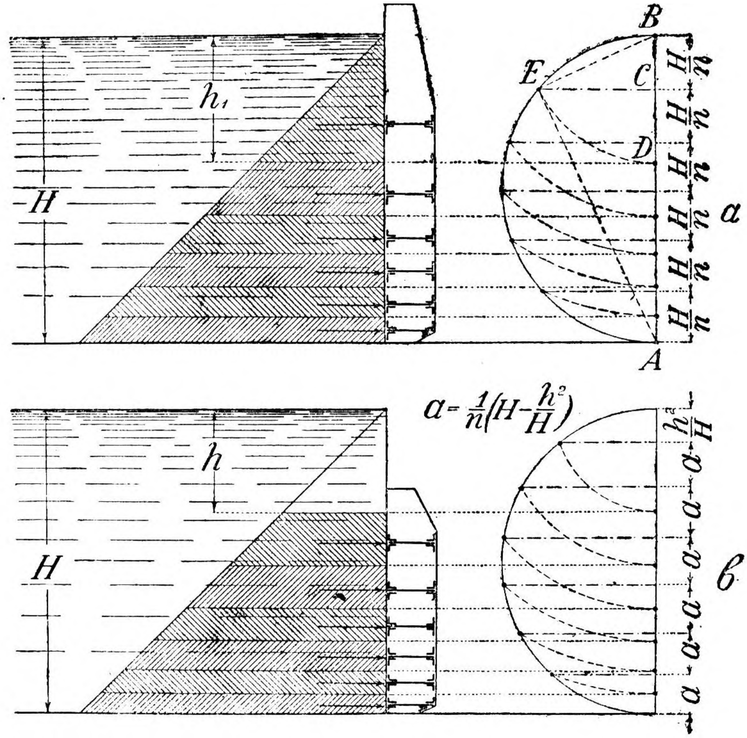
$$h_{C_2} = h_1 + \frac{h_2 - h_1}{3} \cdot \frac{2h_2 + h_1}{h_2 + h_1} = 2 + \frac{2{,}83 - 2}{3} \cdot \frac{2 \cdot 2{,}83 + 2}{2{,}83 + 2} = 2{,}44 \text{ м.}$$

Подобным же образом найдем

$$h_{C_3} = 3{,}15 \text{ м}; \quad h_{C_4} = 3{,}73 \text{ м}.$$

Площадь треугольника A_4B_4C, изображающую давление воды на единицу ширины щита, можно разделить на n равновеликих частей путем известного графического построения, которое довольно часто применяется на практике в виду его простоты.

Ниже приведены построения для двух случаев: 1) уровень воды стоит наравне с верхней кромкой щита и 2) уровень воды стоит выше верхней кромки щита (черт. 38).



Черт. 38.

Построение ясно из черт. 38 и не требует пояснений. Что же касается правильности, то можно привести следующее рассуждение: при n фермах, очевидно, имеем

$$\frac{\text{пл.} \triangle A_1CB_1}{\text{пл.} \triangle A_4CB_4} = \frac{h_1^2}{H^2} = \frac{1}{n},$$

откуда

$$h_1^2 = \frac{H^2}{n}$$

или

$$h_1^2 = \frac{H}{n} \cdot H,$$

т. е. h_1 — средняя пропорциональная между $\frac{H}{n}$ и H.

Треугольник *AEB* прямоугольный (черт. 38) и потому

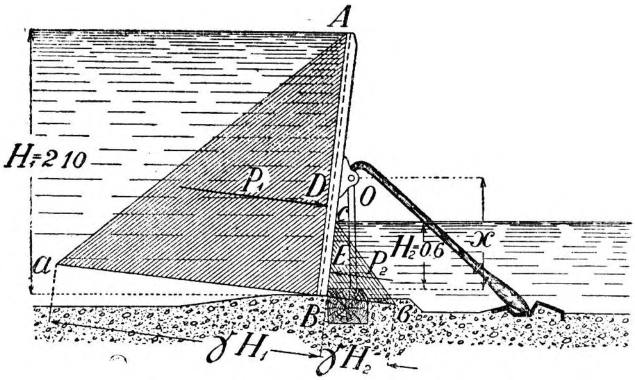
$$BE^2 = BD^2 = BC \cdot BA = \frac{H}{n} \cdot H,$$

следовательно,

$$BD = h_1.$$

Подобным же образом можно показать справедливость построения, представленного на черт. 38-b.

Задача 29. Плоский прямоугольный щит плотины Шаноана (Chanoine) может вращаться вокруг горизонтальной оси *O*. В закрытом положении щит образует с горизонтом угол a = 75°. Выше плотины глубина воды H_1 = 2,1 *м,* ниже — H_2 = 0,6 *м.* Определить положение оси вращения щита так, чтобы при увеличении глубины выше плотины щит опрокидывался под давлением воды (черт. 39).



Черт. 39.

Рассмотрим равновесие щита при глубине воды в верхнем бьефе H_1 = 2,1 *м.* Диаграмма давлений имеет вид, изображенный на черт. 39. Давление на единицу ширины щита со стороны верхнего бьефа (треугольник *ABa*)

$$P_1 = \gamma \frac{H_1^2}{2 \sin \alpha}.$$

Момент давления P_1 относительно оси вращения *O*

$$M_1 = \frac{\gamma H_1^2}{2 \sin^2 \alpha}\left(x - \frac{H_1}{3}\right),$$

где *x* — вертикальное расстояние оси вращения от порога флютбета.

Давление воды со стороны нижнего бьефа (треугольник *BCb*)

$$P_2 = \gamma \frac{H_2^2}{2 \sin \alpha}.$$

Момент давления P_2 относительно той же оси *O*

$$M_2 = \frac{\gamma H_2^2}{2 \sin^2 \alpha}\left(x - \frac{H_2}{3}\right).$$

Из условия равновесия щита следует равенство моментов M_1 и M_2 (если, конечно, пренебречь собственным весом щита), т. е.

$$\frac{H_1^2}{2 \sin^2 \alpha}\left(x - \frac{H_1}{3}\right) = \frac{\gamma H_2^2}{2 \sin^2 \alpha}\left(x - \frac{H_2}{3}\right),$$

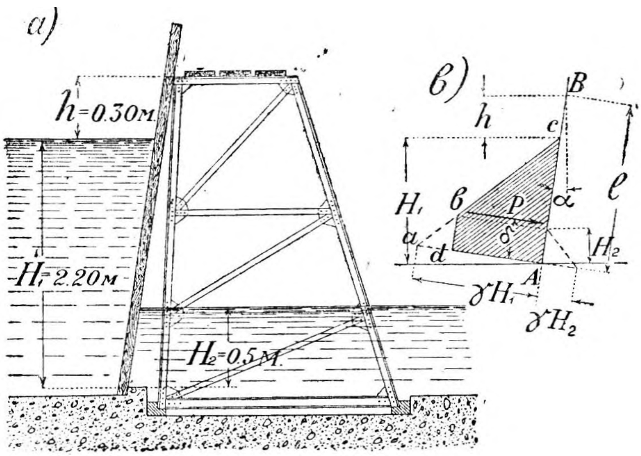
откуда

$$x = \frac{H_1^3 - H_2^3}{3(H_1^2 - H_2^2)} = \frac{2{,}1^3 - 0{,}6^3}{3(2{,}1^2 - 0{,}6^2)} = 0{,}74 \text{ м}.$$

Если $H_2 = 0$, то из предыдущей формулы получается очевидный результат:

$$x = \frac{H_1}{3}.$$

Задача 30. Рассчитать спицу для плотины системы Поаре (Poirée), если глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 2{,}20$ *м*, глубина воды в нижнем бьефе $H2 = 0{,}50$ *м*, расстояние от порога флютбета до опорной балки (по вертикали) 2,50 *м* и спица составляет с вертикалью угол $\alpha = 8°$ (черт. 40).



Черт. 40.

Спицу рассматриваем как балку, свободно лежащую на двух опорах *A* и *B*, нагруженную силами, нормальными к оси балки и распределенными по закону трапеции (черт. 40-Ь) *Adbc*.

Обозначим размер спицы в направлении, перпендикулярном плоскости чертежа, через *b*; тогда давление воды на спицу будет

$$P = \frac{\gamma b}{2\cos\alpha}\left(H_1^2 - H_2^2\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Расстояние 3 точки приложения этого давления от точки *A* равняется расстоянию центра тяжести прямоугольной трапеции *Adbc* до прямой *Aa*, которое выражается следующей формулой:

$$\delta = \frac{1}{3}\,\frac{m^2 + mn + n^2}{m + n},$$

где *m* и *n* — основания трапеции. Подставляя в эту формулу значения

$$m = \frac{H_1}{\cos\alpha} \quad \text{и} \quad n = \frac{H_2}{\cos\alpha},$$

получим

$$\delta = \frac{1}{3\cos\alpha}\,\frac{H_1^2 + H_1H_2 + H_2^2}{H_1 + H_2}.$$

Момент давления *P* относительно точки *A*

$$M_a = P\delta = \frac{\gamma b\,(H_1 - H_2)\,(H_1^2 + H_1\,H_2 + H_2^2)}{6\,\cos^2\alpha} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Напишем теперь сумму моментов всех сил, действующих на спицу, относительно точки A

$$M_a - R_b\ l = 0,$$

где R_b — реакция верхней опоры. Откуда

$$R_b = \frac{M_a}{l} = \frac{M_a \cos\alpha}{H_1 + h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (3)$$

Если напишем сумму проекций всех сил на направление, перпендикулярное к AB, то определим реакцию нижней опоры

$$R_a = P - R_b. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (4)$$

Сечение, в котором изгибающий момент достигает maximum'a, определим из того условия, что в опасном сечении перерезывающая сила $Q = 0$.

Обозначим глубину погружения опасного сечения под верхним бьефом через x_1 и будем предполагать, что это сечение находится выше нижнего бьефа, т. е. что $x_1 < H_1 — H_2$. Тогда

$$Q = R_b - \frac{\gamma b x_1^2}{2\cos\alpha} = 0,$$

откуда

$$x_1 = \sqrt{\frac{2R_b\cos\alpha}{\gamma b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (5)$$

Если полученное $x_1 < H_1 — H_2$, то опасное сечение определяется ур-ием (5); если же окажется, что $x_1 > H_1 — H_2$, тогда опасное сечение находится под нижним бьефом. Для этого случая обозначим расстояние от опасного сечения до дна через x_2. Очевидно, будем иметь

$$Q = R_a - \frac{\gamma b\ (H_1 - H_2)\ x_2}{\cos\alpha} = 0,$$

откуда

$$x_2 = \frac{R_a\cos\alpha}{\gamma b\ (H_1 - H_2)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ (5')$$

Таким образом, опасное сечение определяется либо ур-ием (5), либо — (5').

При $x_1 < H_1 — H_2$ наибольший изгибающий момент будет

$$M_{\max} = R_b\frac{h + x_1}{\cos\alpha} - \frac{\gamma\ b x_1^3}{6\cos^2\alpha}.$$

Это выражение можно несколько упростить, если подставить в него x_1 из ур-ия (5); тогда

$$M_{\max} = \frac{R_b}{\cos\alpha}\left(h + \frac{2}{3}x_1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \ (6)$$

При $x_1 > H_1 — H_2$ изгибающий момент будет

$$M_{\max} = \frac{R_a\ x_2}{\cos\alpha} - \frac{\gamma\ b\ (H_1 - H_2)\ x_2^2}{2\cos^2\alpha}.$$

Подставляя сюда значение x_2 из ур-ия (5), получим наибольший изгибающий момент в более простом виде:

$$M_{\max} = \frac{R_a^{\ 2}}{2\gamma\ b\ (H_1 - H_2)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \ \mathbf{(6')}$$

Теперь перейдем к вычислениям.

По ур-ию (1) при $b = 0{,}10$ *м* получим давление воды

$$P = \frac{1000 \cdot 0{,}1}{2 \cdot 0{,}99} (2{,}2^2 - 0{,}5^2) = 232 \text{ кг.}$$

По ур-ию (2)

$$M_a = \frac{1000 \cdot 0{,}1\,(2{,}2 - 0{,}5)\,(2{,}2^2 + 2{,}2 \cdot 0{,}5 + 0{,}5^2)}{6 \cdot 0{,}99^2} = 178{,}4 \text{ кг}\cdot\text{м.}$$

По ур-ию (3)

$$R_b = \frac{178{,}4 \cdot 0{,}99}{2{,}2 + 0{,}3} = 70{,}7 \text{ кг.}$$

Далее из ур-ия (5) имеем

$$x_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot 70{,}7 \cdot 0{,}99}{1000 \cdot 0{,}1}} = 1{,}18 \text{ м} < H_1 - H_2.$$

Следовательно, опасное сечение определяется ур-ием (5), а наибольший изгибающий момент — ур-ием (6)

$$M_{\max} = \frac{70{,}7}{0{,}99} \left(0{,}3 + \frac{2}{3}\, 1{,}18 \right) = 77{,}7 \text{ кг}\cdot\text{м.}$$

Если обозначить толщину спицы в плоскости чертежа через с, то момент сопротивления спицы равен

$$W = \frac{bc^2}{6},$$

и основное уравнение изгиба дает

$$\frac{bc^2}{6}\,\sigma = M_{\max},$$

откуда

$$c = \sqrt{\frac{6\, M_{\max}}{b\, \sigma}}.$$

Если принять $\sigma = 70$ *кг/см*^{2}, то

$$c = \sqrt{\frac{6 \cdot 77{,}7 \cdot 100}{10 \cdot 70}} = 8{,}2 \text{ см.}$$

Задача 31. На черт. 41 изображена каменная водоудержательная плотина [1]). Дано: $AT = 3{,}8$; $TS = 5$; $AB = 10{,}5$; $BC = CD = DE_1 = 10$; $E_1F_1 = F_1G_1 = 5$; $HI = 3{,}75$; $BR = 7{,}1$; $CQ = 12{,}8$; $DP = 19{,}8$; $EO = 29{,}3$; $FN = 34{,}8$; $GM = 41{,}3$; $HL = 47{,}5$; $EE_1 = 0{,}5$; $FF_1 = 1{,}25$; $GG_1 = 3$; $HG = 2$ (размеры в метрах); вес кладки $\gamma 1 = 2400$ *кг/м*^{3}; вес воды $\gamma = 1000$ *кг/м*^{3}.

Требуется:

1) определить давление воды на плотину,

2) построить кривые давлений при пустом и наполненном водохранилище,

3) определить давление на грунт,

4) определить коэффициент устойчивости на скольжение.

Разделим все тело плотины горизонтальными плоскостями на семь слоев (черт. 41-6) и подсчитаем их веса (для плотины длиною в 1 *м*). Будем иметь

[1]) Французская плотина Chatrain построена в 1892 году.

Вес $ABTR$

$$Q_1 = \gamma_1 \left(AT \cdot TS + \frac{A_1S + BR}{2}\; A_1B\right) = 2{,}4\;\left(3{,}8 \cdot 5 + \frac{3{,}8 + 7{,}1}{2} \cdot 5{,}5\right) = 117{,}6\; m.$$

Вес $BCRQ$

$$Q_2 = \frac{\gamma_1\;(BR + CQ)\;BC}{2} = \frac{2{,}4\;(7{,}1 + 12{,}8)\;10}{2} = 238{,}8\; m.$$

Вес $CDQP$

$$Q_3 = \frac{\gamma_1\;(CQ + DP)\;CD}{2} = \frac{2{,}4\;(12{,}8 + 19{,}8)\;10}{2} = 391{,}2\; m.$$

Вес $DEPO$

$$Q_4 = \frac{\gamma_1\;(DP + EO)\;DE_1}{2} = \frac{2{,}4\;(19{,}8 + 29{,}3)\;10}{2} = 588{,}2\; m.$$

Вес $EFON$

$$Q_5 = \frac{\gamma_1\;(EO + FN)\;F_1F_1}{2} = \frac{2{,}4\;(29{,}3 + 34{,}8)\;5}{2} = 384{,}4\; m.$$

Вес $FGNM$

$$Q_6 = \frac{\gamma_1\;(FN + GM)\;F_1G_1}{2} = \frac{2{,}4\;(34{,}8 + 41{,}3)\;5}{2} = 456{,}7\; m.$$

Вес $HILK$

$$Q_7 = \gamma_1 \cdot HI \cdot HL = 2{,}4 \cdot 3{,}75 \cdot 47{,}5 = 427{,}5\; m.$$

Таким образом, общий вес плотины на 1 пог. м ее длины составляет 2604,4 т.

Затем графически находим центры тяжести отдельных слоев плотины g_1, g_2, g_3 и т. д. (это построение для слоев плотины на черт. 41-b не указано, но на черт. 41-е приведен графический способ определения центра тяжести трапеции). Далее построим (черт. 41-с) силовой многоугольник O Q_1 Q_2 Q_3 Q4 Q_5 Q_6 Q_7 и веревочный многоугольник (черт. 41-d) α I II III IV V VI VII ω, продолжая стороны которого до пересечения с первой стороной его α, найдем линии действия равнодействующих Q_{1-2}, Q_{1-3}, и т. д., причем Q_{1-2} является равнодействующей весов Q_1 и Q_2, Q_{1-3} — весов Q_1, Q_2 и Q_3 и т. д. Продолжая линии действия веса Q_1 и равнодействующих Q_{1-2}, Q_{1-3} и т. д. до пересечения с соответствующими швами BR, CQ, DP и т. д. (черт. 41-b), получим точки 1, 2, 3, 4, 5, 6 и 7, соединяя которые плавной линией [1]), получим кривую давления 01234567 при пустом водохранилище. Так как кривая давления не выходит из средней трети (средняя треть на черт. 41-b выделена пунктирными линиями 1" 2" 3" 4" 5" 6''' 7'''), проходя, однако, в большей своей части по ее границе, то ни в теле плотины ни в грунте растягивающих напряжений не будет. Наибольшее давление на грунт имеет место в точке *I*, а наименьшее —- в точке К. Эти давления определяются по формуле

$$\sigma_{\substack{\max\\ \min}} = \frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right),$$

где N = 2604,4 *т* — вес всей плотины (ка 1 *пог. м* длины),

6 = 47,50 *м* — ширина основания плотины *IK,*

[1]) На чертеже 41-Ь соединение точек 1, 2, 3 и т. д. выполнено прямыми линиями.

$e = 6{,}0$ *м* — эксцентриситет (кратчайшее расстояние от точки g_1 до прямой $0_1 7$, черт. 41-b).

Подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{\max} = \frac{2604{,}4}{47{,}5}\left(1 + \frac{6\cdot 6}{47{,}5}\right) = 96{,}3\ \text{т/м}^2 = 9{,}63\ \text{кг/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2604{,}4}{47{,}5}\left(1 - \frac{6\cdot 6}{47{,}5}\right) = 13{,}3\ \text{т/м}^2 = 1{,}33\ \text{кг/см}^2.$$

На черт. 41-а диаграмма давления на грунт при пустом водохранилище изображена пунктирной линией.

По этой же формуле могут быть определены напряжения в плотине на границе любого из рассматриваемых слоев.

Теперь перейдем к н а п о л н е н н о м у водохранилищу.

Определим отрезки *DE, EF* и *FG.* Имеем

$$DE = \sqrt{DE_1^{\,2} + EE_1^{\,2}} = \sqrt{10^2 + 0{,}5^2} = 10{,}01\ \text{м},$$

$$EF = \sqrt{E_1F_1^{\,2} + (FF_1 - EE_1)^2} = \sqrt{5^2 + 0{,}75^2} = 5{,}06\ \text{м},$$

$$FG = \sqrt{F_1G_1^{\,2} + (GG_1 - FF_1)^2} = \sqrt{5^2 + 1{,}75^2} = 5{,}30\ \text{м}.$$

Давление воды на отдельные слои определится как площади треугольника и трапеций давления.

Давление воды на слой *ABTR* (треугольник давления $A_{11}aB$)

$$P_1 = \frac{\gamma \cdot A_{11}B^2}{2} = \frac{1\cdot 9{,}50^2}{2} = 45{,}1\ \text{т}.$$

Давление воды на слой *BCRQ* (трапеция давления *BabC*)

$$P_2 = \frac{\gamma\ (aB + bC)\ BC}{2} = \frac{1\ (9{,}50 + 19{,}50)\ 10}{2} = 145\ \text{т}.$$

Давление воды на слой *CDQP* (трапеция давления *CbcD*)

$$P_3 = \frac{\gamma\ (bC + cD)\ CD}{2} = \frac{1\ (19{,}50 + 29{,}50)\ 10}{2} = 245\ \text{т}.$$

Давление воды на слой *DEPO* (трапеция давления *Dd.eE*)

$$P_4 = \frac{\gamma\ (dD + eE)\ DE}{2} = \frac{1\ (29{,}50 + 39{,}50)\ 10{,}01}{2} = 345\ \text{т}.$$

Давление воды на слой *EFON* (трапеция давления *EfgF*)

$$P_5 = \frac{\gamma\ (fE + gF)\ EF}{2} = \frac{1\ (39{,}50 + 44{,}50)\ 5{,}06}{2} = 212{,}5\ \text{т}.$$

Давление воды на слой *FGNM* (трапеция давления *FhiG*)

$$P_6 = \frac{\gamma\ (hF + iG)\ FG}{2} = \frac{1\ (44{,}50 + 49{,}50)\ 5{,}30}{2} = 249{,}1\ \text{т}.$$

Для определения линий действия этих давлений находим графическим приемом центры тяжести треугольника и трапеций давления g'_1, g'_2, g'_3 и т. д.

Далее построим силовой многоугольник $O_1\ P_1\ P_2\ P_3\ P_4\ P_5\ P_6$ так, чтобы конец силы P_1 совпал с началом силы Q_1; тогда прямая, соединяющая начало силы P_6 с концом силы P_1, определяет по величине и направлению полное давление воды *P,* равное 1235 *т,* а прямая, соединяющая начало силы P_i С концом силы Q_i, дает по величине и направлению равнодействующую давления воды и веса части плотины; прямая же, соединяющая начало силы P_6 с концом силы Q_7, дает равнодействующую полного давления воды и веса всей плотины. Затем построим веревочный многоугольник a_1 I' II' III' IV' V' VI' VII' w_1; продолжая его стороны до пересечения с первой его стороной a_1, определим точки приложения равнодействующих давлений P_{1-2}, P_{1-3} и т. д., причем P_{1-2} является равнодействующей давлений P_1 и P_2, $P_{1\text{-}3}$ — давлений P_1, P_2 и P_3 и т. д.

Продолжим силу P_1 до пересечения с силой Q_1 в точке o_1; через эту точку проведем прямую, параллельную равнодействующей сил P_1 и Q_1, до пересечения с прямой BR в точке 1'. Затем продолжим силу P_{1-2} до пересечения с равнодействующей Q_{1-2} в точке o_2; через эту точку проведем прямую, параллельную равнодействующей сил P_{1-2} и Q_{1-2}, до пересечения с прямой CQ в точке 2'. Продолжая подобные построения, найдем точки 3', *4'*, 5' и 6'. Для получения точки 7' проведем из точки O_7 прямую, параллельную равнодействующей полного давления P_{1-6} и полного веса Q_{1-7}. Соединяя эти точки плавной кривой [1]), получим кривую давления 1' *2'* 3' *4'* 5' 6' 7' при наполненном водохранилище. Так как кривая давления лежит внутри средней трети, то растягивающих напряжений нигде не получится. Наибольшее давление на грунт имеет место в точке K и наименьшее — в точке I. Эти давления определяются по формулам, приведенным выше, причем под N нужно подразумевать нормальную составляющую равнодействующей полного давления воды и веса плотины (N = 2750,4 *т*), а под e — эксцентриситет ($e = 1{,}30$ *м*).

Подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{\max} = \frac{2750{,}4}{47{,}5}\left(1 + \frac{6\cdot 1{,}3}{47{,}5}\right) = 67{,}4\ т/м^2 = 6{,}74\ кг/см^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2750{,}4}{47{,}5}\left(1 - \frac{6\cdot 1{,}3}{47{,}5}\right) = 48{,}4\ т/м^2 = 4{,}84\ кг/см^2.$$

На черт. 41-а диаграмма давления на грунт при наполненном водохранилище изображена сплошной линией.

Коэффициент устойчивости на скольжение определится по формуле

$$m = \frac{f\cdot N}{S},$$

где N = 2750,4 *т*,

S = 1190 *т* — горизонтальная составляющая полного давления воды,

f = 0,60 — коэффициент трения подошвы плотины по грунту.

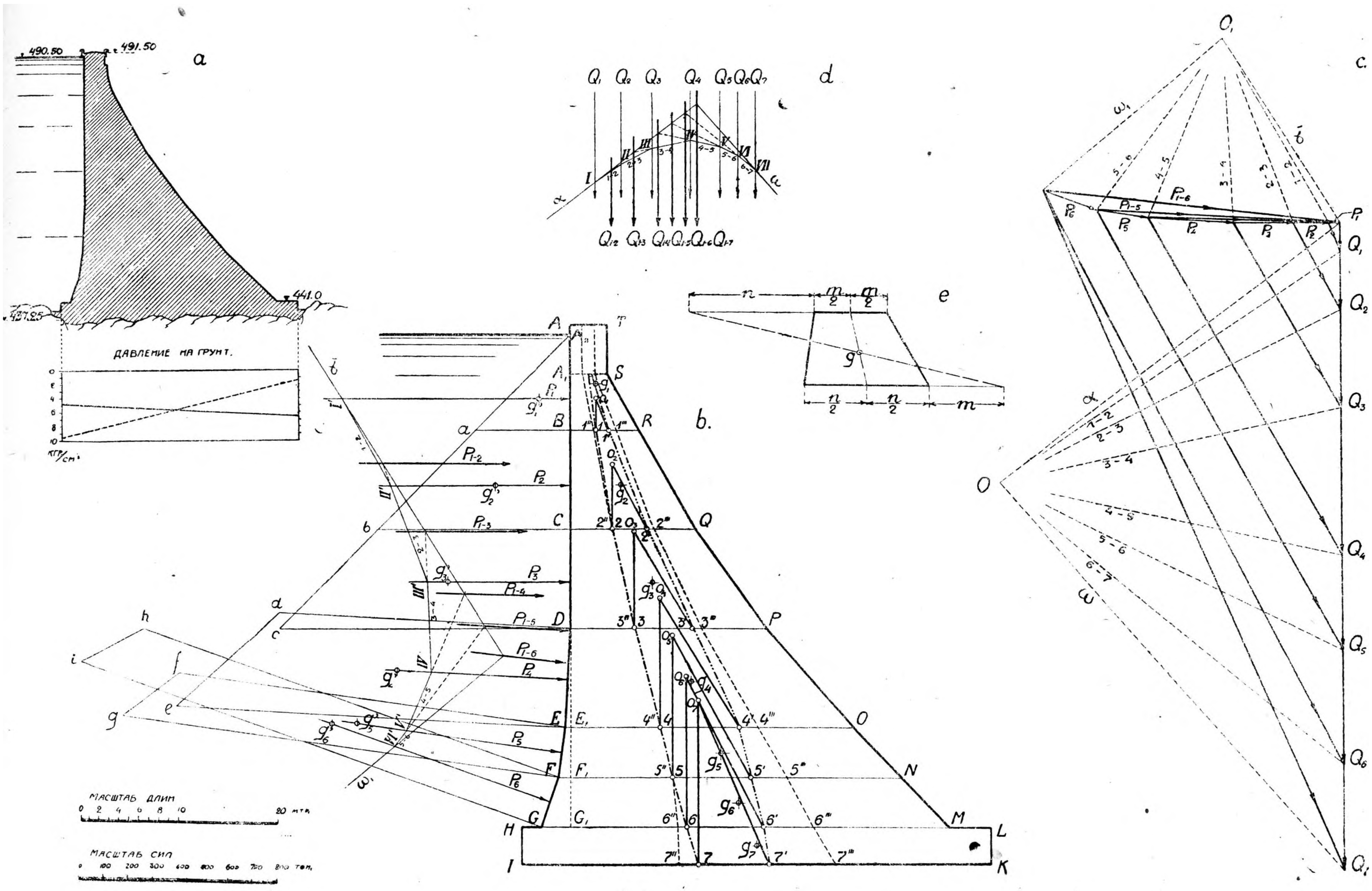
Подставляя эти значения, получим

$$m = \frac{0{,}60\cdot 2750{,}4}{1190} = 1{,}39.$$

Задача 32. Определить коэффициент устойчивости на опрокидывание β бетонной плотины с фундаментом, расположенной на гравелистом грунте, считая, что давления фильтрующей под основанием плотины воды распределяются по закону прямой линии, причем в точке G это давление обращается в нуль. Дано: a = 2; с = 5; d = 1; e = 4; b = 10; H = 6; h = 3 (размеры в метрах), γ воды = 1 $т/м^3$; γ_1 бетона = 2,2 $т/м^3$ (черт. 42).

Так как в условии задачи поставлено, что под основание плотины возможен доступ воды, то монолит (тело плотины и фундамент) нужно рассма-

[1]) На черт. 41-b соединение точек 1' 2' 3' и т. д. выполнено прямыми линиями.

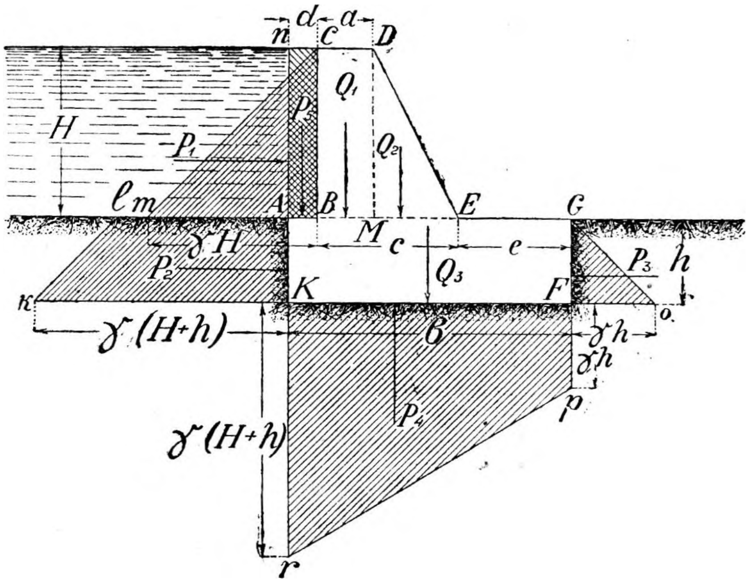


490.50
491.50
a
441.0
437.25
ДАВЛЕНИЕ НА ГРУНТ.
КГР/СМ²
d
e
b.
c.
МАСШТАБ ДЛИН
20 МТР.
МАСШТАБ СИЛ

Черт. 41.

тривать как бы плавающим в воде, и, следовательно, при расчете необходимо принять во внимание давления воды снизу и с боков фундамента, первое из которых в значительной мере разгружает (уменьшает) вес плотины и тем самым уменьшает коэффициент безопасности на опрокидывание.

Подсчитаем давления воды и вес плотины и найдем опрокидывающий и удерживающий моменты относительно ребра F. Подсчет будем вести на



Черт. 42.

единицу длины плотины. Картина распределения давлений представлена на черт. 42.

Горизонтальное давление $P1$ (изображается площадью треугольника BmC)

$$P_1 = \gamma_0 \frac{H^2}{2} = 1 \frac{6^2}{2} = 18 \ \textit{т}.$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$p_1 = \frac{1}{3} H + h = \frac{6}{3} + 3 = 5 \ \textit{м}.$$

Горизонтальное давление P_2 (изображается площадью трапеции $AlkK$)

$$P_2 = \gamma \left(H + \frac{h}{2} \right) h = 1 \left(6 + \frac{3}{2} \right) 3 = 22{,}5 \ \textit{т}.$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$p_2 = \frac{h}{3} \ \frac{h + H + 2H}{h + 2H} = \frac{3}{3} \ \frac{3 + 6 + 2\cdot 6}{3 + 2\cdot 6} = 1{,}4 \ \textit{м}.$$

Горизонтальное давление P_3 (изображается площадью треугольника GoF)

$$P_3 = \gamma \frac{h^2}{2} = 1 \frac{3^2}{2} = 4{,}5 \ \textit{т}.$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$p_3 = \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1 \ \text{м}.$$

Вертикальное давление P_4 (изображается площадью трапеции $KFpr$)

$$P_4 = \gamma \left(h + \frac{H}{2} \right) b = 1 \left(3 + \frac{6}{2} \right) 10 = 60 \ \text{т}.$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$p_4 = \frac{b}{3} \frac{2h + 2H + h}{h + H + h} = \frac{10}{3} \frac{3 \cdot 3 + 2 \cdot 6}{2 \cdot 3 + 6} = 5{,}84 \ \text{м}.$$

Вертикальное давление P_5 (изображается площадью прямоугольника $AnCB$)

$$P_5 = \gamma \ dH = 1 \cdot 1 \cdot 6 = 6 \ \text{т}.$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$p_5 = b - \frac{d}{2} = 10 - \frac{1}{2} = 9{,}5 \ \text{м}.$$

Подсчитаем вес плотины и фундамента. Вес Q_1 части $BCDM$ плотины

$$Q_1 = \gamma_1 \ aH = 2{,}2 \cdot 2 \cdot 6 = 26{,}4 \ \text{т}.$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_1 = e + c - \frac{a}{2} = 5 + 4 - \frac{2}{2} = 8 \ \text{м}.$$

Вес Q_2 части MDE плотины

$$Q_2 = \gamma_1 \frac{(c - a) \ H}{2} = 2{,}2 \frac{(5 - 2) \ 6}{2} = 19{,}8 \ \text{т}.$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_2 = e + c - a - \frac{c - a}{3} = 4 + 5 - 2 - \frac{5 - 2}{3} = 6 \ \text{м}.$$

Вес фундамента $AGFK$

$$Q_3 = \gamma_1 \ hb = 2{,}2 \cdot 3 \cdot 10 = 67 \ \text{т}.$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_3 = \frac{b}{2} = \frac{10}{2} = 5 \ \text{м}.$$

Опрокидывающий момент определится

$$M_1 = P_1 p_1 + P_2 p_2 + P_4 p_4 = 18{,}5 + 22{,}5 \cdot 1{,}4 + 60 \cdot 5{,}84 = 471{,}5 \ \text{т} \cdot \text{м}.$$

Соответствующим образом определится и момент удерживающий

$$M_2 = P_3 p_3 + P_5 p_5 + Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + Q_3 q_3 =$$
$$= 4{,}5 \cdot 1 + 6 \cdot 9{,}5 + 26{,}4 \cdot 8 + 19{,}8 \cdot 6 + 66 \cdot 5 = 721{,}5 \ \text{т} \cdot \text{м}.$$

Беря отношение $\frac{M_2}{M_1}$, определим искомый коэффициент устойчивости плотины на опрокидывание

$$\beta = \frac{M_2}{M_1} = \frac{721{,}5}{471{,}5} = 1{,}53.$$

Задача 33. Определить напряжение в стенке водопроводной трубы диаметра d = 200 *мм* при гидравлическом испытании в 25 *атм*. По нормальному русскому сортаменту толщина стенки трубы при диаметре d = 200 *мм* равна δ = 10,5 *мм*.

Рассматривая трубу, как тонкостенную, можно написать:

$$\sigma = \frac{pd}{2\delta} = \frac{25 \cdot 200}{2 \cdot 10{,}5} = 238 \ \textit{кг}/\textit{см}^2.$$

Более точное значение для σ в данном случае даст формула Ламе (Lamé):

$$\sigma = \frac{p\ (D^2 + d^2)}{D^2 - d^2},$$

где D — наружный диаметр трубы.

Будем иметь

$$D = 20 + 2 \cdot 1{,}05 = 22{,}1 \ \textit{см},$$

и, следовательно,

$$\sigma = \frac{25\ (22{,}1^2 + 20{,}0^2)}{22{,}1^2 - 20{,}0^2} = 250 \ \textit{кг}/\textit{см}^2.$$

Задача 34. Колено трубопровода гидроэлектрической станции находится под напором H = 200 *м*. Диаметр трубопровода d = 1 *м*; угол между направлениями осей, соединяемых коленом труб, составляет θ = 60. Определить равнодействующую давлений на колено (черт. 43).

Рассмотрим давления на отсек жидкости, заключенной в колене. Давления с обеих сторон отсека будут одинаковы и равны

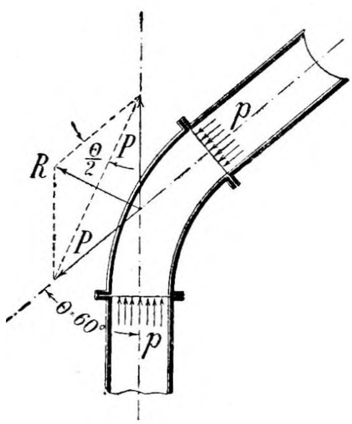
$$P = pF,$$

где F — площадь сечения трубопровода,

p — давление на ед. площади.

Если закругление находится под давлением H метров водяного столба, то гидростатическое давление p = H *т/м*² и полное давление

$$P = \frac{\pi d^2 H}{4} \ \textit{т}.$$



Черт. 43.

Из чертежа определим равнодействующую этих давлений

$$R = 2P \sin\frac{\theta}{2},$$

или, подставляя численные данные задачи, получим

$$R = 2\frac{\pi \cdot 1 \cdot 200}{4} \sin\frac{60}{2} = 157 \ \textit{т}.$$

Задача 35. Отверстие водосбросного шлюза шириною b = 6,40 *м* перекрывается секторным затвором. Глубина воды в магистральном канале H =4,80 *м,* радиус сектора R = 7,5 *м,* ось вращения затвора расположена на h = 1 *м* выше уровня воды. Определить давление воды на затвор (черт. 44).

Расчет будем вести на единицу ширины щита.

Горизонтальная составляющая P_h давления (изображается площадью треугольника *aBb*)

$$P_h = \gamma \frac{H^2}{2} = 1 \cdot \frac{4{,}8^2}{2} = 11{,}52 \ m.$$

Вертикальная составляющая давления *Pv* равна разности двух сил: P_1— давления воды снизу и P_2 — веса воды, заключенной в объеме *AbBC,* т. е.

$$P_v = P_1 - P_2.$$

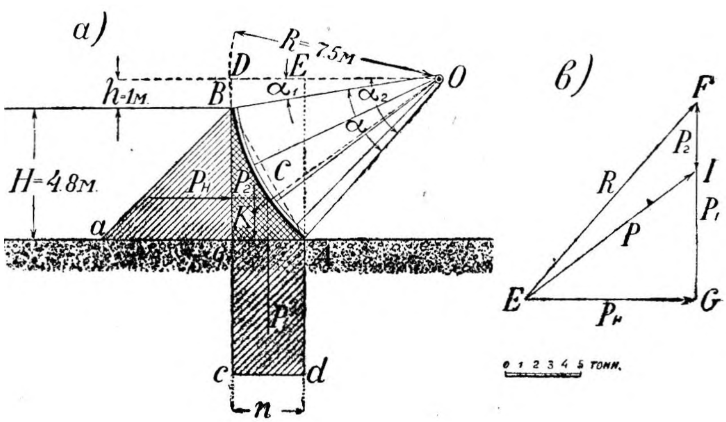
Давление воды снизу ρ_1 (изображается площадью прямоугольника *Abcd*)

$$P_1 = \gamma \ Hn,$$

где через *n* обозначен отрезок *Ab.*

Вес воды, заключенной в объеме *AbBC,*

$$P_2 = \gamma \cdot \text{пл. фиг. } AbBC.$$



Черт. 44.

Вычислим площадь фигуры *AbBC.* Имеем

$$\text{пл. фиг. } AbBC = \text{пл. } \triangle \ AbB - \text{пл. сегм. } ABC,$$

но

$$\text{пл. } \triangle \ AbB = \frac{1}{2} Hn,$$

$$\text{пл. сегм. } ABC = \frac{R^2}{2}\left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180} - \sin \ \alpha\right).$$

Из чертежа имеем

$$n = R \ (\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2),$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - BD^2} = \frac{1}{7{,}5} \sqrt{7{,}5^2 - 1^2} = 0{,}991,$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - AE^2} = \frac{1}{7{,}5} \sqrt{7{,}5^2 - 5{,}8^2} = 0{,}633,$$

и, следовательно,

$$n = 7{,}5 \ (0{,}991 - 0{,}633) = 2{,}69 \ м.$$

Тогда

$$P_1 = 1 \cdot 4{,}80 \cdot 2{,}69 = 12{,}89\ m$$

и

$$\text{пл. } \triangle\ AbB = \frac{1}{2} \cdot 4{,}80 \cdot 2{,}69 = 6{,}45\ м^2.$$

Далее имеем

$$\alpha_1 = 7^\circ\ 40'; \qquad \alpha_2 = 50^\circ\ 40'$$

$$\alpha = 50^\circ\ 40' - 7^\circ\ 40' = 43^\circ; \quad \sin\alpha = 0{,}682$$

и

$$\text{пл. сегм. } ABC = \frac{1}{2}\ 7{,}5^2 \left(\frac{43 \cdot \pi}{180} - 0{,}682\right) = 1{,}92\ м^2.$$

Тогда пл. фиг. $AbBC = 6{,}45 - 1{,}92 = 4{,}53\ м^2$ **и, следовательно,**

$$P_2 = 1 \cdot 4{,}53 = 4{,}53\ m.$$

Таким образом, вертикальная составляющая давления определится

$$P_v = P_1 - P_2 = 12{,}89 - 4{,}53 = 8{,}36\ m.$$

Равнодействующая этих давлений найдется как диагональ прямоугольника, т. е.

$$P' = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \sqrt{11{,}52^2 + 8{,}36^2} = 14{,}23\ m.$$

Полное давление воды на затвор будет

$$P = b\,P' = 6{,}40 \cdot 14{,}23 = 91{,}10\ m.$$

Эту задачу можно решить графически. Давление воды на каждую элементарную полоску щита шириною *ds* нормально к его поверхности, т. е. проходит через центр щита *O*, а следовательно, и равнодействующая этих элементарных давлений также пройдет через центр щита; таким образом, центр *O* является первой точкой, через которую должно пройти давление *P*. Вторую точку, через которую проходит давление на щит, найдем следующим образом. Рассмотрим равновесие отсека жидкости *AbBC*. Добавляя внутренние силы, необходимые для отвердения отсека, применим к последнему законы равновесия твердого тела, на которое действуют следующие силы: 1) равнодействующая горизонтального и вертикального давлений P_h и P_1, 2) вес отсека P_2, 3) реакция щита, равная и противоположно направленная искомому давлению воды на щит. Так как отсек находится в равновесии, то эти три силы должны пересекаться в одной точке. Прежде всего сложим силы P_h и P_1 (черт. 44-b); равнодействующая их представляется по величине и направлению отрезком *EF*. Продолжим P_h и P_1 (черт. 44-a) до взаимного пересечения; через эту точку пройдет равнодействующая P_h и P_1 параллельно *EF*. Продолжим линию действия равнодействующей до пересечения с P, в точке *K*, которая и является искомой второй точкой. Реакция щита направлена по *OK*, давление же воды на щит — по *KO*. Для определения величины реакции щита через точку *E* (черт. 44-b) проведем прямую *EI* параллельно *KO* до пересечения с *FG*. Отрезок *FI* дает в принятом масштабе вес P_2, отрезок *IE*-реакцию щита, а *EI* — давление на щит *P*.

Очевидно, для этого построения надо знать линию действия P_2 или щентр тяжести объема *AdBC*.

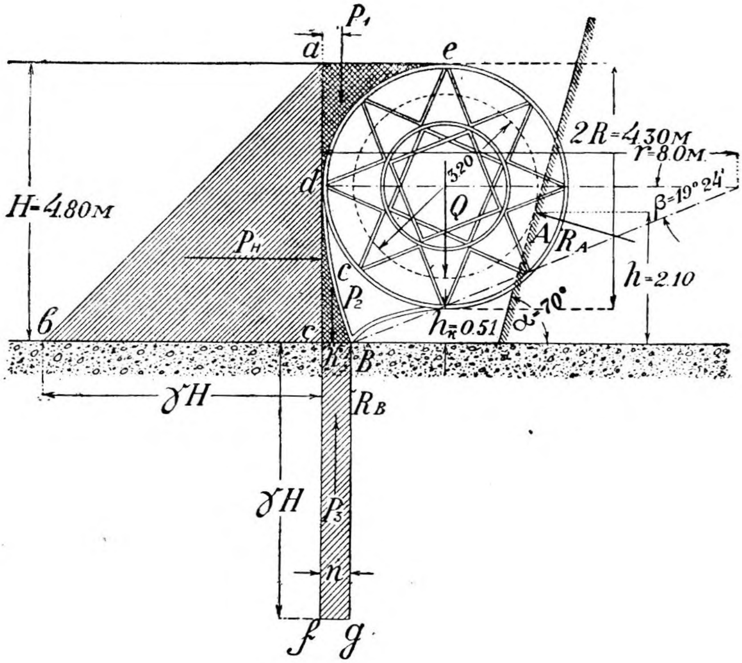
Расстояние центра тяжести объема $AbBC$ от вертикали Bb может быть найдено по следующей формуле:

$$x = \frac{\text{пл. } \triangle\, AbB \cdot \frac{n}{3} - R\left[\text{пл. сегм. } ABC \cdot \cos\alpha_1 - \frac{2}{3} R^2 \sin^3\frac{\alpha}{2} \cos\left(\alpha_1 + \frac{\alpha}{2}\right)\right]}{\text{пл. фиг. } AbBC} \quad (*)$$

Для нашего примера имеем

$$x = \frac{6{,}45 \cdot \frac{2{,}69}{3} - 7{,}5\left[1{,}92 \cdot 0{,}99 - \frac{2}{3} \cdot 7{,}5^2 \cdot 0{,}366^2 \cdot 0{,}873\right]}{4{,}53} = 0{,}77 \text{ м.}$$

Задача 36. Отверстие плотины перекрывается цилиндрическим затвором с козырьком. Диаметр цилиндра $2R = 4{,}30$ *м,* высота козырька $h_k = 0{,}51$ *м.*



Черт. 45.

Козырек очерчен по дуге круга радиуса $r = 8$ *м*. Цилиндр перекатывается по наклонной рейке, составляющей с горизонтом угол $\alpha = 70°$, причем диаметр опорного кольца равен 3,20 *м.* Точка касания A цилиндра и рейки расположена на высоте $h = 2{,}10$ *м.* Вес цилиндра на ед. его длины составляет $Q = 3{,}25$ *т.* Общий подпор $H = 4{,}80$ *м.* Определить давление воды на затвор и реакцию флютбета в точке B (черт. 45).

Как и в предыдущей задаче подсчет будем относить к единице длины затвора.

Горизонтальная составляющая давления воды P_h (изображается площадью треугольника abc)

$$P_h = \gamma\frac{H^2}{2} = 1 \cdot \frac{4{,}8^2}{2} = 11{,}52\, m$$

Вертикальная составляющая давления воды определится

$$P_v = P_3 - P_1 - P_2,$$

где P_1 — вес воды, заключенной в объеме aed,

P_2 » » » dcB,

P_3 — давление воды снизу, изображающееся площадью прямоугольника $Bgfc$.

Определим эти величины

$$P_1 = \gamma R^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) = 1 \cdot 2{,}15^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) = 1 \ m.$$

Линия действия P_1 отстоит от вертикали ac на расстоянии 0,222 R = = 0,222 X 2,15 = 0,477 $м$ (по формуле (*) на стр. 54).

Далее из чертежа имеем

$$\sin\beta = \frac{R + h_k}{r} = \frac{2{,}15 + 0{,}51}{8} = 0{,}3325;$$

$$\beta = 19^\circ \ 24'; \ \cos\beta = 0{,}943;$$

$$n = r\ (1 - \cos\beta) = 8\ (1 - 0{,}943) = 0{,}455 \ м.$$

Определим площадь фигуры cdB

$$\text{пл.}\ \triangle\ cdB = \frac{n\ (R + h_k)}{2} = \frac{0{,}455\ (2{,}15 + 0{,}51)}{2} = 0{,}605 \ м^2;$$

$$\text{пл. сегм. } BdC = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\beta\pi}{180} = \sin\beta\right) - \frac{1}{2} 8^2 \left(\frac{19^\circ 24' \pi}{180} - 0{,}332\right) = 0{,}206 \ м^2;$$

$$\text{пл. фиг. } cdB = \text{пл. } \triangle\ cdB - \text{пл. сегм. } BdC = 0{,}605 - 0{,}206 = 0{,}399 \ м^2.$$

Тогда вес P_2 определится

$$P_2 = \gamma \cdot \text{пл. фиг. } cdB = 1 \cdot 0{,}399 = 0{,}399 \ m.$$

Линия действия этого веса отстоит от вертикали ac на расстоянии (по формуле (*)

$$ck = 0{,}143 \ м.$$

Давление воды снизу

$$P_3 = \gamma Hn = 1 \cdot 4{,}8 \cdot 0{,}455 = 2{,}182 \ m.$$

Следовательно, вертикальная составляющая полного давления воды на цилиндр определится

$$P_v = 2{,}182 - 1 - 0{,}399 = 0{,}783 \ m,$$

и полное давление будет

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \sqrt{11{,}52^2 + 0{,}783^2} = 11{,}55 \ m.$$

Для определения реакции флютбета R_b в точке B напишем уравнение моментов всех сил относительно точки A.

Для простоты предположим, что вес Q затвора проходит через ось цилиндра, т. е. пренебрегаем весом козырька.

Плечо веса в этом случае

$$q = 1{,}60 \ \cos 20^\circ = 1{,}60 \cdot 0{,}939 = 1{,}486 \ м.$$

Плечо давления P_h

$$p = h_a - \frac{H}{3} = 2{,}10 - \frac{4{,}8}{3} = 0{,}5 \text{ м.}$$

Плечо веса P_1

$$p_1 = R + 1{,}6 \cos 20^\circ - 0{,}222 \; R = 0{,}778 \cdot 2{,}15 + 1{,}6 \cdot 0{,}939 = 3{,}152 \text{ м.}$$

Плечо веса P_2

$$p_2 = R + 1{,}6 \cos 20 - ck = 2{,}15 + 1{,}6 \cdot 0{,}939 - 0{,}143 = 3{,}508 \text{ м.}$$

Плечо давления P_3

$$p_3 = R + 1{,}6 \cos 20 - \frac{n}{2} = 2{,}15 + 1{,}6 \cdot 0{,}939 - \frac{0{,}455}{2} = 3{,}409 \text{ м.}$$

Плечо реакции R_b

$$r_b = R + 1{,}6 \cos 20 - n = 2{,}15 + 1{,}6 \cdot 0{,}939 - 0{,}455 = 3{,}181 \text{ м,}$$

и уравнение моментов всех сил относительно точки A

$$R_b \, r_b + P_3 \, p_3 - P_1 \, p_1 - P_2 \, p_2 - P_h \, p - Qq = 0,$$

или

$$R_b \cdot 3{,}181 + 2{,}183 \cdot 3{,}409 - 1 \cdot 3{,}152 - 0{,}399 \cdot 3{,}508 - 11{,}52 \cdot 0{,}5 - \\ - 3{,}25 \cdot 1{,}486 = 0,$$

откуда

$$R_b = \frac{1 \cdot 3{,}152 + 0{,}399 \cdot 3{,}508 + 11{,}52 \cdot 0{,}5 + 3{,}25 \cdot 1{,}486 - 2{,}183 \cdot 3{,}409}{3{,}181} = \\ = 2{,}417 \text{ т.}$$

Как видим, реакция имеет положительное значение; это обеспечивает устойчивость затвора в отношении всплывания и плотное примыкание его к флютбету.

Задача 37. Плотина Дефонтена (Desfontaines) (черт. 46) состоит из щита *AB* и контрщита *BC,* составляющего со щитом одно целое тело, вращающееся вокруг горизонтальной оси *B*. Контрщит помещен в камере, образованной в массиве флютбета. Камера эта делится контрщитом на две части, причем каждая из этих частей порознь может помощью особого распределительного устройства соединяться через каналы α и β либо с верхним бьефом, либо — с нижним. Так, если щит опущен (см. пунктир *A'BC'*), то, соединяя левую камеру с верхним бьефом, а правую — с нижним, мы будем поднимать щит, и наоборот, при поднятом щите, если соединить правую камеру с верхним бьефом, а левую — с нижним, мы будем опускать щит.

Определить коэффициент устойчивости поднятого щита и давление на опорный брус.

Давление на полосу щита шириною в 1 *м* (площадь треугольника давления *ABa*)

$$P_1 = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1 \cdot 1{,}8^2}{2} = 1{,}62 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки *B*

$$p_1 = 0{,}12 + \frac{1{,}8}{3} = 0{,}72 \text{ м.}$$

Момент этой силы относительно точки *B*

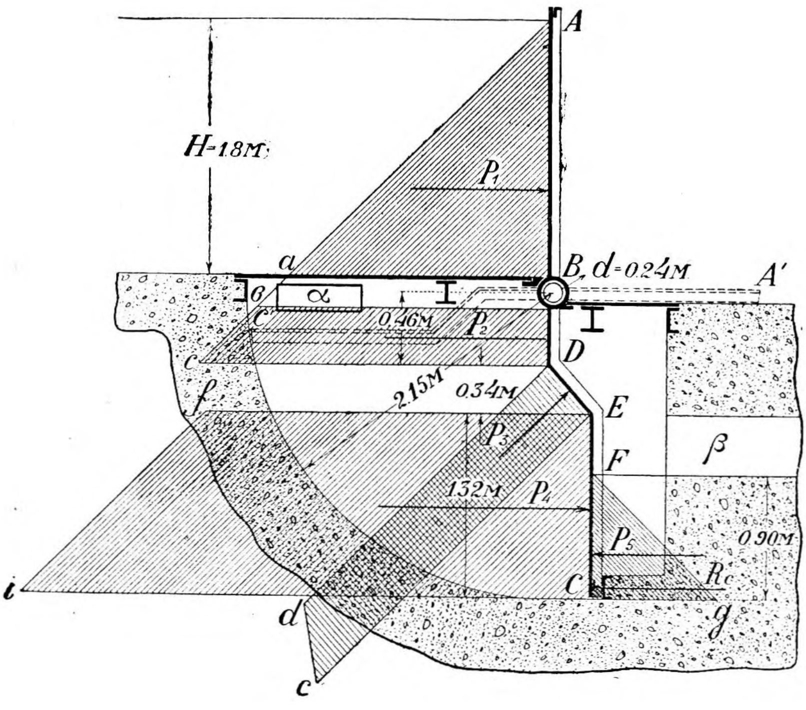
$$M_1 = P_1\, p_1 = 1{,}62 \cdot 0{,}72 = 1{,}168\ \ m \cdot м.$$

Давление на часть контрщита *BD* со стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления *bBDc*)

$$BD = 0{,}46 - 0{,}12 = 0{,}34\ \ м$$
$$Bb = 1{,}80 + 0{,}24 = 2{,}04\ \ „$$
$$Dc = 2{,}04 + 0{,}34 = 2{,}38\ \ „$$
$$P_2 = \gamma\,\frac{Bb + Dc}{2}\,BD = 1\,\frac{2{,}04 + 2{,}38}{2} \cdot 0{,}34 = 0{,}75\ m.$$

Плечо этой силы относительно точки *B*

$$p_2 = 0{,}12 + \frac{BD}{3}\,\frac{2\,Dc + Bb}{Dc + Bb} = 0{,}12 + \frac{0{,}34}{3}\,\frac{2 \cdot 2{,}38 + 2{,}04}{2{,}38 + 2{,}04} = 0{,}294\ \ m.$$



Черт. 46.

Момент этой силы

$$M_2 = P_2\, p_2 = 0{,}75 \cdot 0{,}294 = 0{,}221\ \ m \cdot м.$$

Давление на часть контрщита *DE со* стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления *dDEe*)

$$DE = \sqrt{0{,}34^2 + 0{,}34^2} = 0{,}48\ \ м,$$
$$Dd = Dc = 2{,}38\ \ м,$$
$$Ee = 2{,}38 + 0{,}34 = 2{,}72\ м,$$
$$P_3 = \gamma\,\frac{Dd + Ee}{2}\,DE = 1\,\frac{2{,}38 + 2{,}72}{2}\,0{,}48 = 1{,}223\ \ m.$$

Плечо этой силы относительно точки B

$$p_3 = BD \sin 45^\circ + \frac{DE}{3}\,\frac{2Ee + Dd}{Ee + Dd} = \frac{0{,}46\sqrt{2}}{2} + \frac{0{,}48}{3}\,\frac{2 \cdot 2{,}72 + 2{,}38}{2{,}72 + 2{,}38} = 0{,}572 \text{ м}.$$

Момент этой силы

$$M_3 = P_3\, p_3 = 1{,}223 \cdot 0{,}572 = 0{,}700 \ т \cdot м.$$

Давление на часть контрщита EC со стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления $fECi$)

$$EC = 1{,}32 \ м,$$
$$Ef = Ec = 2{,}72 \ м,$$
$$Ci = Ef + EC = 2{,}72 + 1{,}32 = 4{,}04 \ м,$$
$$P_4 = \gamma\,\frac{Ef + Ci}{2}\,CE = 1\,\frac{2{,}72 + 4{,}04}{2}\,1{,}32 = 4{,}46 \ т.$$

Плечо этой силы относительно точки B

$$p_4 = 0{,}46 + 0{,}34 + \frac{1{,}32}{3}\,\frac{2 \cdot 4{,}04 + 2{,}72}{4{,}04 + 2{,}72} = 1{,}502 \ м.$$

Момент этой силы

$$M_4 = P_4\, p_4 = 4{,}46 \cdot 1{,}502 = 6{,}70 \ т \cdot м.$$

Давление на контрщит со стороны нижнего бьефа (треугольник давления FCg)

$$P_5 = \frac{\gamma CF^2}{2} = \frac{1 \cdot 0{,}9^2}{2} = 0{,}405 \ т.$$

Плечо этой силы относительно точки B

$$p_5 = 0{,}46 + 0{,}34 + 1{,}32 - \frac{0{,}9}{3} = 1{,}82 \ м.$$

Момент этой силы

$$M_5 = 0{,}405 \cdot 1{,}82 = 0{,}738 \ т \cdot м.$$

Коэффициент устойчивости α определяется как отношение суммы моментов сил, удерживающих щит (M_2, M_3, M_4), к сумме моментов сил, опрокидывающих его (M_1, M_b), т. е.

$$\alpha = \frac{M_2 + M_3 + M_4}{M_1 + M_5} = \frac{0{,}221 + 0{,}700 + 6{,}700}{1{,}168 + 0{,}738} = 4.$$

Для определения давления на опорный брус напишем уравнение моментов относительно точки B

$$M_1 - M_2 - M_3 - M_4 + M_5 + R_c \cdot 2{,}12 = 0,$$

откуда реакция опорного бруса

$$R_c = \frac{M_2 + M_3 + M_4 - M_1 - M_5}{2{,}12} = \frac{0{,}221 + 0{,}700 + 6{,}700 - 1{,}168 - 0{,}728}{2{,}12} =$$
$$= 2{,}7 \ т = 2700 \ кг.$$

Задача 38. Определить величину и направление полного давления на плотину, смоченная поверхность которой ограничена по параболе; уравнение параболы относительно осей XOY: $x^2 = 4y$. Вершина параболы лежит на

$b = 9$ *м* ниже горизонта воды в пруде; дно пруда (горизонтальное) лежит на $a = 4$ *м* над вершиною параболы (черт. 47).

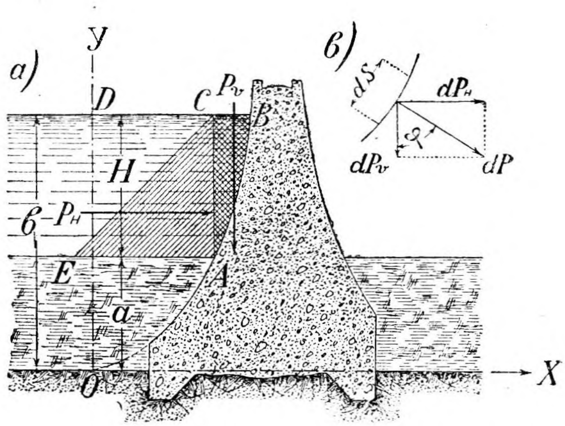
Рассмотрим элементарный отрезок параболы длиною ds. Элементарное давление, приходящееся на этот элемент, направлено перпендикулярно к элементу и равно, считая на единицу ширины,

$$dP = \gamma (b - y)\ ds.$$

Проекции этого давления на координатные оси, если обозначим угол между направлением вектора dP и вертикалью через φ, будут

$$dP_h = dP \sin\varphi = \gamma\ (b - y)\ ds \sin\varphi,$$

$$dP_v = dP \cos\varphi = \gamma\ (b - y)\ ds \cos\varphi,$$



Черт. 47.

но

$$ds \sin\varphi = dy$$

и

$$ds \cos\varphi = dx.$$

Подставляя, получим

$$dP_h = \gamma (b - y)\ dy \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

$$dP_v = \gamma (b - y)\ dx \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Интегрируя ур-ие (1) в пределах от a до b, будем иметь горизонтальную составляющую полного давления на ед. ширины стенки

$$P_h = \int_a^b \gamma\ (b - y)\ dy = \frac{\gamma\ (b - a)^2}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1')$$

Ур-ие (2), принимая во внимание, что $y = \frac{x^2}{2p}$, перепишем так:

$$dP_v = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2p} \right) dx.$$

Интегрируя это выражение в пределах от $x = \sqrt{2\ pa}$ до $x = \sqrt{2\ pb}$, получим

$$P_v = \int_{\sqrt{2pa}}^{\sqrt{2pb}} \gamma \left(b - \frac{x^2}{2p} \right) dx = \gamma \sqrt{2p} \left(\frac{2}{3}\, b \sqrt{b} - b \sqrt{a} + \frac{1}{3}\, a \sqrt{a} \right) \quad \ldots \quad (2')$$

Принимая во внимание численные значения, по формулам (1') и (2'), определим составляющие давления на ед. ширины плотины

$$P_h = 1000 \frac{(9-4)^2}{2} = 12\,500 \text{ кг},$$

$$P_v = 1000 \sqrt{2 \cdot 2} \left[\frac{2}{3} 9 \sqrt{9} - 9 \sqrt{4} + \frac{1}{3} 4 \sqrt{4} \right] = 5\,333 \text{ кг},$$

следовательно, искомое давление определится

$$P = \sqrt{P_h^{\,2} + P_v^{\,2}} = \sqrt{12\,500^2 + 5\,333^2} = 13\,600 \text{ кг}.$$

Точку приложения этого давления найдем следующим образом. Горизонтальная составляющая элементарного давления равна

$$dP_h = \gamma\,(b - y)\,dy.$$

Ее момент относительно начала координат

$$dM_h = \gamma\,(b - y)\,ydy \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Вертикальная составляющая элементарного давления равна

$$dP_v = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2p}\right) dx.$$

Ее момент относительно начала координат

$$dM_v = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2p}\right) xdx. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Интегрируя выражения (3) и (4) в соответствующих пределах, получим

$$M_h = \int_a^b \gamma\,(b - y)\,ydy = \frac{1}{6}\gamma\,(b^3 - 3ba^2 + 2a^3),$$

$$M_v = \int_{\sqrt{2pa}}^{\sqrt{2pb}} \gamma \left(b - \frac{x^2}{2p}\right) xdx = \frac{1}{2}\gamma\, p\,(b - a)^2.$$

Суммируя последние выражения, получим момент равнодействующей, т. е. давления *P*, относительно начала координат:

$$M = M_h + M_v = \frac{1}{6}\gamma\,(b^3 - 3ba^2 + 2a^3) + \frac{1}{2}\gamma\, p\,(b - a)^2$$

или, подставляя численные значения, найдем

$$M = \frac{1}{6} 1000\,(9^3 - 3 \cdot 9 \cdot 4^2 + 2 \cdot 4^3) + \frac{1}{2} 1000 \cdot 2\,(9 - 4)^2 = 95\,830 \text{ кг}\cdot\text{м}.$$

С другой стороны, момент этого давления равен

$$M = P_h\, y_0 + P_v\, x_0 = 12\,500\, y_0 + 5\,333\, x_0,$$

где x_0 и y_0 — координаты центра давления. Приравнивая правые части двух последних выражений, получим одно уравнение для определения x_0 и y_0

$$12{,}5\, y_0 + 5{,}333\, x_0 = 95{,}83 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Вторым уравнением является условие, что координаты x_0 и y_0 должны удовлетворять уравнению параболы, т. е.

$$x_0^2 = 4y_0 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (6)$$

Решая ур-ие (6) относительно y_0 и подставляя найденное значение в ур-ие (5), получим

$$3{,}125\, x_0^2 + 5{,}333\, x_0 - 95{,}83 = 0,$$

откуда

$$x_0 = 4{,}78 \text{ м}$$

и соответственно

$$y_0 = 5{,}71 \text{ м}.$$

Вышеизложенный метод решения задачи применим всегда, когда задано уравнение кривой, по которой очерчен профиль стенки. В данном случае, однако, задачу можно решить более просто, рассматривая равновесие отсека жидкости *ABC,* как твердого тела (прием, которым мы пользовались при решении предыдущих задач). На отсек *ABC* действуют три силы: 1) давление воды P_h, 2) вес воды в объеме *ABC* и 3) реакция стенки, равная искомому давлению, но противоположно направленная. Но так как реакция стенки должна уравновешивать силы P_h и P_v, то, следовательно, эти силы являются составляющими искомого давления P.

Горизонтальная составляющая, не зависящая от вида кривой $y = f$ (x), (изображается площадью треугольника *ACE),* равна

$$P_h = \frac{1}{2}\gamma\, (b-a)^2 = \frac{1}{2}\gamma H^2,$$

т. е. сразу получаем формулу (1').

Вертикальная составляющая P_v равна

$$P_v = \gamma \cdot 1 \cdot \text{пл. } ABC.$$

Но

пл. фиг. *ABC* = пл. фиг. *OBD* — пл. фиг. *OAE* — пл. прямоуг. *ACDE.*

Имеем

$$\text{пл. фиг. } OBD = \frac{2}{3} b \sqrt{2pb},$$

$$\text{пл. фиг. } OAE = \frac{2}{3} a \sqrt{2pa},$$

$$\text{пл. прямоуг. } ACDE = (b-a)\sqrt{2pa},$$

следовательно,

$$\text{пл. } ABC = \frac{2}{3} b \sqrt{2pb} - \frac{2}{3} a \sqrt{2pa} - (b-a)\sqrt{2pa},$$

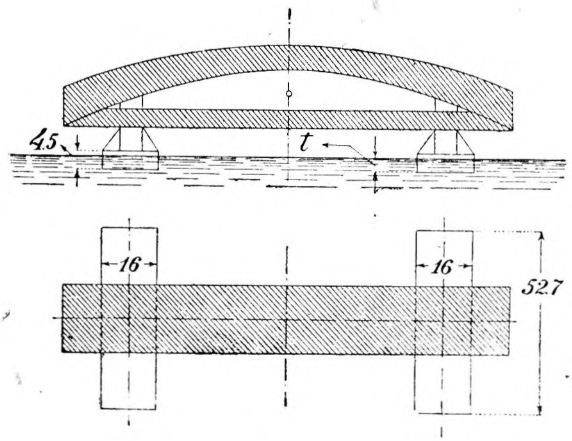
и вертикальная составляющая определится

$$P_v = \gamma \left[\frac{2}{3} b \sqrt{2pb} - \frac{2}{3} a \sqrt{2pa} - (b-a)\sqrt{2pa} \right],$$

т. е. получили формулу (2).

Задача 39. Мостовую ферму, собранную на берегу, предполагается перевести на двух прямоугольных понтонах для установки на быки. Вес фермы

3200 m; вес каждого понтона с подмостями 450 *m*. Размеры понтона в метрах указаны на черт. 48. Определить осадку понтонов [1]).



Черт. 48.

Общий вес одного понтона с приходящейся на него нагрузкой составляет

$$P = \frac{3200}{2} + 450 = \\ = 2050 \ m.$$

Предполагая, что точка приложения реакции фермы лежит на одной вертикали с центром величины понтона, мы будем иметь только поступательное перемещение понтона. Тогда по закону Архимеда получим

$$1 \cdot 52{,}7 \cdot 16 \cdot t = 2050,$$

откуда

$$t = \frac{2050}{52{,}7 \cdot 16{,}0} = 2{,}43 \ м.$$

Высота понтона должна быть > 2,43 *м,* так как остойчивость понтона требует наличия надводного борта.

Задача 40. Исследовать остойчивость плавающего однородного прямоугольного параллелепипеда размерами $L \times B \times H$ (черт. 49) [2]).

Для того чтобы плавающее тело находилось в остойчивом равновесии, необходимо, чтобы метацентрическая высота была > 0, т. е.

$$\rho - a = \frac{I}{V} - a > 0.$$

Начало координат поместим в Ц. Т, ватерлинии; ось x-ов направим в той же плоскости ватерлинии вдоль параллелепипеда, а ось y-*ов* — поперек.

Так как

$$I_x < I_y \,,$$

то для остойчивости должно быть выполнено условие

$$\frac{I_x}{V} - a > 0,$$

ибо, параллелепипед, оказавшийся остойчивым в отношении вращения вокруг оси x-ов, тем более будет остойчивым в отношении вращения вокруг любой иной оси.

Далее имеем:
момент инерции

$$I_x = \frac{LB^3}{12},$$

водоизмещение

$$V = LBT,$$

[1]) Проф. К. П. Боклевский. Энциклопедия судостроения.
[2]) Проф. А. П. Фан дер Флит. Теория корабля, ч. I.

возвышение Ц. Т. над Ц. В:

$$a=\frac{H-T}{2},$$

малый метацентрический радиус:

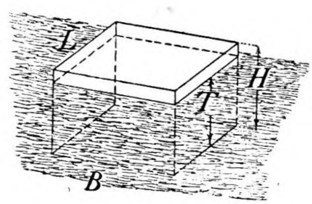
$$\rho=\frac{x}{V}=\frac{B^2}{12T}$$

и

$$\rho-a=\frac{B^2}{12T}-\frac{H-T}{2}=\frac{B}{2}\left(\frac{T}{B}+\frac{1}{6}\,\frac{B}{T}-\frac{H}{B}\right)\quad\ldots\ldots\ (1)$$

Обозначим

$$\frac{H}{B}=\alpha;\quad \frac{T}{B}=\beta.$$



Черт. 49.

Тогда

$$\rho-a=\frac{B}{2}\left(\beta+\frac{1}{6\beta}-\alpha\right).$$

Так как по существу B всегда > 0, то $p — a$ может быть > 0 лишь при условии, что

$$\beta+\frac{1}{6\beta}-\alpha>0\quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ (2)$$

Теперь необходимо исследовать ур-ие (1) или, что то же, ур-ие (2). Проделаем это графически следующим образом. Построим кривую (черт. 50)

$$\eta=\beta+\frac{1}{6\beta}.$$

β	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
η	∞	1,767	1,033	0,855	0,817	0,833	0,878	0,938	1,008	1,085	1,167	1,251	1,339	1,428	1,519

По данным B, H и T определяем

$$\beta=\frac{T}{B}=Oa\ \text{ и }\ \alpha=\frac{H}{B}=ab.$$

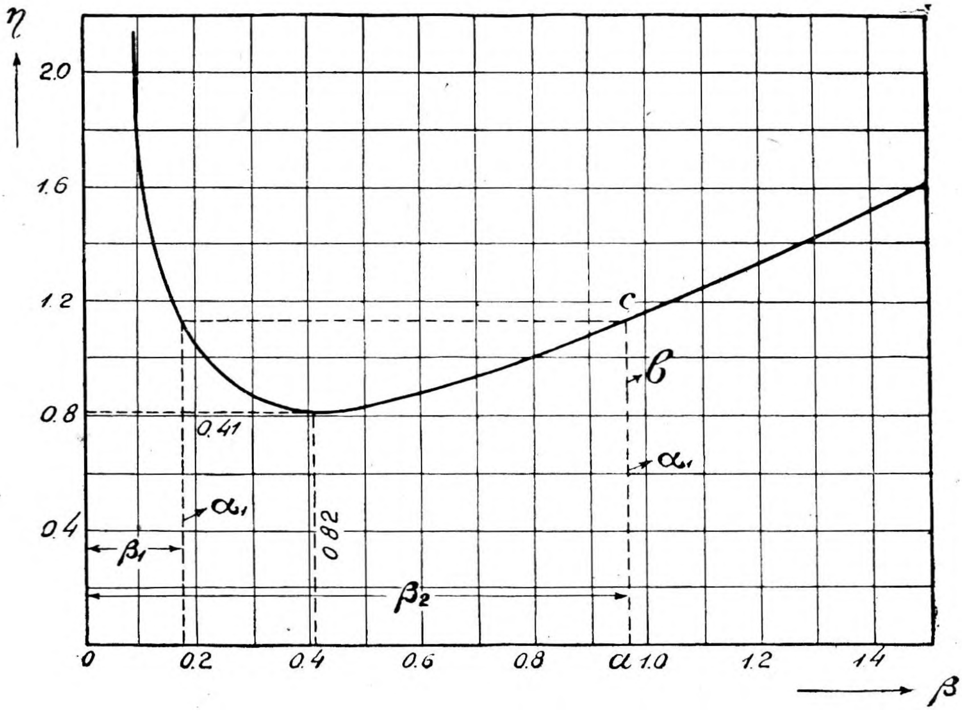
Если из

$$ac=\beta+\frac{1}{6\beta}$$

вычесть ab, то и получим левую часть неравенства (2), причем, если точка c будет выше точки b, то, очевидно, неравенство (2) удовлетворяется и параллелепипед остойчив, в противном случае — нет.

Кривая η указывает, что при данном α и при β = 0,41, т. е. при T — 0,41 B, параллелепипед обладает наименьшей остойчивостью. Из этой же кривой мы видим, что при α < 0,82, т. е. при H < 0,82 B, неравенство (2) удовлетворяется всегда при каких угодно B и T. Если же $\alpha=\alpha_1>0{,}82$, то, проведя прямую, параллельную оси β, на расстоянии мы пересекаем кривую η в двух точках с абсциссами β_1 и β_2. В этом случае при $\beta>\beta_1$ и $<\beta_2$

параллелепипед не остойчив; при $\beta < \beta 1$ и $> \beta 2$ неравенство (2) удовлетворяется.



Черт. 50.

Задача 41. Определить положение в воде плавучего крана и его остойчивость. Вес прямоугольного понтона — 5000 *пуд,* вес противовеса — 2500 *пуд* и вес фермы — 300 *пуд.* Прочие размеры (в футах) указаны на черт. 51 [1]).

Вес крана

$$P = 5000 + 2500 + 300 = 7800 \text{ пуд.}$$

Если бы сила P была приложена не в Ц. Т. к р а н а , а в точке, лежащей на вертикали, проходящей через Ц. Т. п о н т о н а , то кран получил бы поступательное перемещение вниз, равное средней осадке

$$t = \frac{P}{\omega\gamma} = \frac{7800}{50 \cdot 30 \cdot 1{,}73} = 3 \text{ фут,}$$

где γ —1,73 — вес в *пудах* 1 *куб. фута* воды.

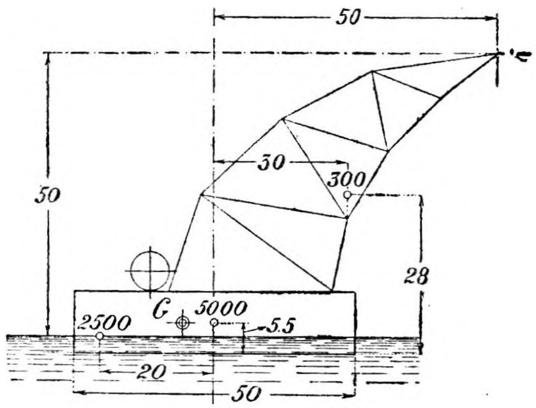
Определим координаты Ц. Т. к р а н а . Координатные оси расположим в плоскости горизонтальной ватерлинии, соответствующей осадке $t = 3$ *фут*. Имеем

$$x = \frac{300 \cdot 30 - 2500 \cdot 20}{7800} = -5{,}25 \text{ фут,}$$

$$y = \frac{300 \cdot 25 + 5000 \cdot 2{,}5}{7800} = 2{,}56 \text{ фут.}$$

[1]) Проф. К. П. Б о к л е в с к и й . Энциклопедия судостроения, стр. 173.

Приложим теперь пару с плечом 5,25 *фут* и силами, ее составляющими, равными 7800 *пуд,* причем силу, направленную вверх, приложим в точке с координатами (0; 2,56), а силу, направленную вниз, — в точке с координатами (—5,25; 2,56). Приложенная раньше сила уравновесится с первой силой этой пары, и, таким образом, мы получим действительную нагрузку P = 7800 *пуд,* действующую вниз и приложенную в точке (— 5,25; 2,56).



Черт. 51.

Приложенная пара сил вызовет поворот крана вокруг поперечной оси против хода часовой стрелки на некоторый угол φ. Суммируя этот поворот с найденным ранее поступательным перемещением, получим действительное перемещение, отвечающее действительной нагрузке.

Приложенная пара должна уравновеситься парой восстанавливающей. Момент первой пары:

$$5{,}25\cdot P\cos\varphi.$$

Здесь 5,25 cos φ — плечо этой пары в положении крана, наклоненном на угол φ.

Момент восстанавливающей пары (формула 19 на стр. 15):

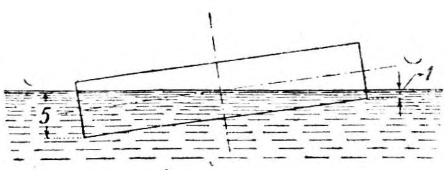
$$P\ (R-a)\ \sin\ \varphi.$$

Приравнивая эти моменты, получим

$$5{,}25\ P\ \cos\varphi = P\ (R-a)\ \sin\varphi,$$

откуда

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{5{,}25}{R-a}.$$



Черт. 52.

Далее имеем

$$R = \frac{I_y}{V} = \frac{30\cdot 50^3}{3\cdot 30\cdot 50\cdot 12} = 69{,}5\ \textit{фут}$$

$$a = 2{,}56 + \frac{3{,}0}{2} = 4{,}06\ \textit{фут},$$

и, следовательно,

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{5{,}25}{69{,}5-4{,}06} = 0{,}08,$$

откуда

$$\varphi = 4^\circ 40'.$$

Углубление передней части понтона:

$$3 - 25\ \sin\varphi = 1{,}0\ \textit{фут}.$$

Углубление задней части понтона:

$$5 + 25\ \sin\varphi = 5{,}0\ \textit{фут}.$$

Положение понтона изображено на черт. 52.

Новые координаты вершины крана определятся по известным формулам аналитической геометрии:

$$x = x' \cos\varphi - y' \sin\varphi = 50{,}0 \cdot 0{,}997 - 50{,}0 \cdot 0{,}08 = 45{,}85 \textit{ фут},$$

$$y = x' \sin\varphi + y' \cos\varphi = 50{,}0 \cdot 0{,}08 + 50{,}0 \cdot 0{,}997 = 53{,}85 \textit{ фут}.$$

Проверим остойчивость крана. Малый метацентрический радиус определится

$$\rho = \frac{I_x}{V} = \frac{30^3 \cdot 50}{3 \cdot 30 \cdot 12 \cdot 50} = 25{,}0 \textit{ фут},$$

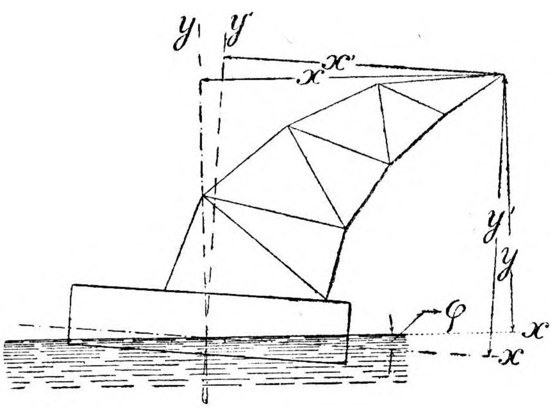
следовательно, метацентрическая высота

$$\rho - a = 25{,}0 - 4{,}06 = 20{,}94 > 0,$$

т. е. кран остойчив.

При определении метацентрических радиусов надо брать моменты инерции площади действующей ватерлинии; мы же с запасом брали момент инерции ватерлинии, соответствующей горизонтальному днищу. Незначительное углубление передней части понтона показывает, что увеличивать вес противовеса не следует, так как при этом может обнажиться днище понтона, вследствие чего значительно уменьшится момент инерции площади действующей ватерлинии, а следовательно, и остойчивость крана.

Задача 42. Определить положение в воде и остойчивость плавучего крана предыдущей задачи при подъеме груза $P = 1800$ *пуд* (черт. 53) [1]).



Черт. 53.

Можно было бы и в этом случае найти равнодействующую всех внешних сил, направить ее по вертикали, проходящей через Ц. Т. понтона, и определить поступательное перемещение, а затем, приложив соответствующую пару, определить угол поворота. Но можно за начальное положение принять положение крана, найденное в предыдущей задаче, при котором плоскость грузовой ватерлинии составляет с днищем понтона угол в 4°40'. Далее, в предыдущей задаче были найдены координаты конца стрелы (45,85; 53,85); теперь же силу P приложим не в конце стрелы, а в точке, лежащей на вертикали, проходящей через Ц. Т. понтона и отстоящей от днища на расстоянии

$$3 + 53{,}85 = 56{,}85 \textit{ фут}.$$

Эта сила вызовет поступательное перемещение на величину

$$t_1 = \frac{P}{\omega\gamma} = \frac{1800}{50 \cdot 30 \cdot 1{,}73} = 0{,}7 \textit{ фут}.$$

[1]) Проф. К. П. Боклевский. Энциклопедия судостроения.

Тогда полная средняя осадка понтона будет

$$3{,}0+0{,}7=3{,}7\ \textit{фут.}$$

Определим ординату Ц. Т. крана; координатные оси расположим в плоскости новой действующей ватерлинии, соответствующей средней осадке в 3,7 *фут* и составляющей с днищем понтона угол в 4° 40'. Очевидно,

$$y=\frac{(2{,}56-0{,}70)\cdot 7800+(53{,}85-0{,}70)\ 1800}{7800+1800}=11{,}48\ \textit{фута.}$$

Приложим теперь пару с плечом, равным 45,85 *фут,* и силами ее составляющими $P = 1800$ *пуд,* причем одна из сил пары, направленная вниз, будет приложена в конце стрелы, а другая, направленная вверх, будет проходить через Ц. Т. ватерлинии. Приложенная раньше сила P уравновесится со второй силой этой пары, и, таким образом, мы получим действительную нагрузку P, приложенную в конце стрелы.

Приложенная пара вызовет поворот крана на некоторый угол φ по ходу часовой стрелки вокруг поперечной оси. Суммируя этот поворот с найденным выше поступательным перемещением t, получим действительное перемещение, соответствующее действительной нагрузке.

Приложенная пара должна уравновеситься парой восстанавливающей. Момент первой пары

$$1800\cdot 45{,}85\ \cos\varphi,$$

где 45,85 cos φ — плечо этой пары в положении крана, наклоненном на угол φ.

Момент восстанавливающей пары

$$P\ (R-a)\ \sin\varphi,$$

где $P = 7800 + 1800 = 9600$ *пуд*.

Приравнивая эти моменты, получим

$$1800\cdot 45{,}85\ \cos\varphi=9600\ (R-a)\ \sin\varphi,$$

откуда

$$\operatorname{tg}\varphi=\frac{45{,}85\cdot 1\,800}{9600\ (R-a)}.$$

Большой метацентрический радиус:

$$R=\frac{I_y}{V}=\frac{30\cdot 50^3}{12\cdot 30\cdot 50\cdot 3{,}7}=56{,}4\ \textit{фута.}$$

Ординату Ц. В. принимаем приближенно:

$$\frac{3{,}7}{2}=1{,}85\ \textit{фута,}$$

тогда

$$a=11{,}48+1{,}85=13{,}33\ \textit{фута,}$$

и, следовательно,

$$\operatorname{tg}\varphi=\frac{45{,}85\cdot 1800}{9600\ (56{,}40-13{,}33)}=0{,}199,$$

откуда

$$\varphi=11^\circ\ 15'.$$

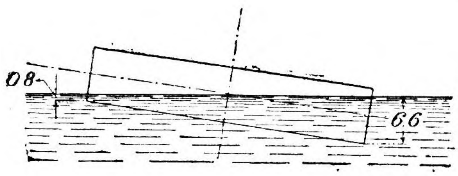
Понтон уже был повернут против хода часовой стрелки на угол 4°40'; итого, следовательно, относительно положения понтона, соответствующего горизонтальному днищу, понтон повернется на угол

$$11^\circ\,15' - 4^\circ\,40' = 6^\circ\,35'.$$

Углубление передней части понтона = 3 + 25 sin φ = 6,6 *фут,*

„ задней „ „ = 3 — 25 sin φ = 0,8 „

Положение понтона изображено на черт. 53 и 54.



Черт. 54.

Черт. 55.

Новые координаты конца стрелы определятся по формулам

$$x = x' \cos\varphi + y' \sin\varphi = 50\cdot 0{,}993 + 49{,}3\cdot 0{,}116 = 55{,}36 \textit{ фут},$$

$$y = -x' \sin\varphi + y' \cos\varphi = -50\cdot 0{,}116 + 49{,}3\cdot 0{,}993 = 43{,}20 \quad „$$

Проверим остойчивость крана. Малый метацентрический радиус:

$$\rho = \frac{I_x}{V} = \frac{30^3\cdot 50}{12\cdot 30\cdot 50\cdot 3{,}7} = 20{,}2 \textit{ фут},$$

$$\rho - a = 20{,}20 - 13{,}33 = 6{,}87 > 0,$$

т. е. кран остойчив. Однако, надо заметить, что увеличивать груз *P* рискованно, ибо незначительное углубление задней части понтона при *P* = 1800 *пуд.* показывает, что при дальнейшем увеличении *P* может обнажиться днище, а тогда кран будет неустойчив (черт. 55).

Задача 43. Определить влияние жидкого груза на остойчивость судна (черт. 54).

Предположим, что жидкость, наполняющая грузовое отделение, доходит до палубы, так что при наклонении судна жидкий груз переливаться свободно не может; общий Ц. Т. всей системы относительно корпуса судна не перемещается, и в этом случае жидкий груз никакого влияния на остойчивость не оказывает. Последняя определяется по формулам, приведенным на стр. 15.

Пусть жидкость не наполняет грузового отделения доверху, так что имеется свободная поверхность жидкости, которая при наклонении судна может свободно перемещаться; при этом, очевидно Ц. Т. жидкости, а вместе с ним и Ц. Т. всего судна будет перемещаться относительно корпуса. В этом случае пользоваться формулами, приведенными на стр. 15, нельзя, и задачу надо рассмотреть особо.

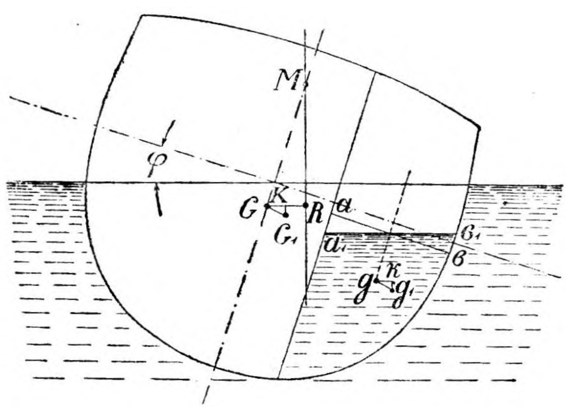
Если бы груз был твердым, то при наклонении судна на угол φ (черт. 56) отрезок GR был бы плечом восстанавливающей пары, но так как мы имеем дело с жидким грузом, то при наклонении судна Ц. Т. груза переместится из точки g в точку g_1 и Ц. Т. судна — из G в G_1, причем перемещения GG_1 и gg_1 будут параллельны. Далее, так как перемещения и их проекции обратно пропорциональны грузам, то мы можем написать следующее уравнение:

$$\frac{GK}{gk} = \frac{p}{P},$$

где p — вес жидкого груза, P — вес судна, отсюда имеем

$$GK = gk\,\frac{p}{P} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Теперь определим gk. Представим себе невесомое судно, имеющее своим наружным обводом форму грузового отделения, плавающее в такой же жидкости, какая наполняет это отделение. Тогда ab и a_1b_1 суть действующие ватерлинии в прямом и наклоненном положениях. Заметим, что в этом случае центр величины этого суденышка при всяком положении будет совпадать с его центром тяжести. Поэтому отрезок gg_1 дает перемещение Ц. В., а gk — проекцию этого перемещения на направление горизонтали. Применяя для определения проекции gk формулу для твердого тела, получим



Черт. 56.

$$gk = r\,\sin\varphi = \frac{i\sin\varphi}{v},$$

где r — метацентрический радиус суденышка и метацентрическая высота,

i — момент инерции ватерлинии или момент инерции свободной поверхности жидкого груза,

v — водоизмещение суденышка или объем жидкого груза.

Подставляя значение gk в выражение (1), получим

$$GK = \frac{ip\sin\varphi}{Pv} = \frac{\gamma_1\cdot i\sin\varphi}{\gamma V},$$

так как

$$p = \gamma_1 v \quad \text{и} \quad P = \gamma V.$$

Из черт. 56 мы видим, что при жидком грузе плечом восстанавливающей пары будет не GR, а

$$KR = GR - GK = \left(MG - \frac{\gamma_1 i}{\gamma V}\right)\sin\varphi \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Если судно наполнено водою, то $\gamma_1 = \gamma$ и

$$KR = \left(MG - \frac{i}{V}\right)\sin\varphi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2')$$

Таким образом мы видим, что влияние жидкого груза, свободно переливающегося, сказывается в уменьшении метацентрической высоты на величину

$$\frac{\gamma_1}{\gamma}\frac{i}{V},$$

т. е. в уменьшении остойчивости. Очевидно, условие остойчивости заключается в том, чтобы уменьшенная метацентрическая высота была бы > 0, т. е.

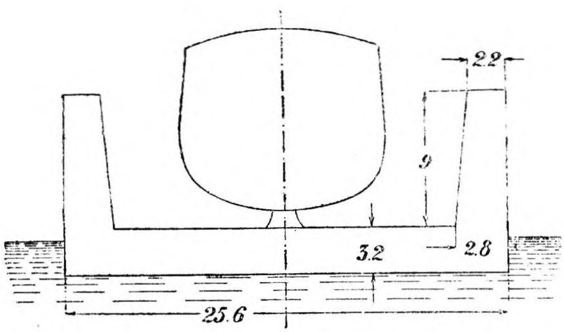
$$MG - \frac{\gamma_1}{\gamma}\frac{i}{V} > 0 \quad \text{или} \quad \frac{I}{V} - \frac{\gamma_1}{\gamma}\frac{i}{V} - a > 0.$$

При $\gamma = \gamma_1$ получаем

$$MG - \frac{i}{V} > 0; \quad \frac{I - i}{V} - a > 0.$$

Обычно для уменьшения этого вредного влияния помещения, предназначенные для жидкого груза, разделяют продольными водонепроницаемыми переборками.

Задача 44. Проверить остойчивость плавучего дока, состоящего из нижнего прямоугольного понтона длины $L = 123{,}5$ *м*; ширины $B = 25{,}6$ *м*; высоты $h = 3{,}2$ *м* и двух боковых башен той же длины L, высоты $h_1 = 9$ *м*, толщины по низу $b = 2{,}8$ *м* и по верху $b_1 = 2{,}2$ *м*. Вес дока — 3 000 *т*, вес наибольшего судна — 4 500 *т* (черт. 57) [1]).



Черт. 57.

1.

понтона с поднятым судном находится над водою и внутри дока воды нет, момент инерции ватерлинии представляет громадную величину, и, несмотря на высокое положение Ц. Т. всей системы, метацентрическая высота столь велика, что остойчивость дока обычно вполне обеспечена.

2. При наполнении водою нижнего понтона, не перегороженного продольными переборками, наличие воды, свободно переливающейся в доке, полностью уничтожает остойчивость.

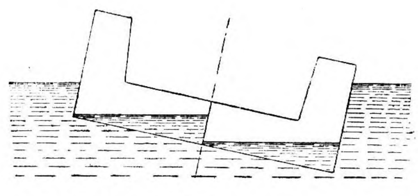
3. Если же понтон перегорожен продольными переборками на несколько отделений (обычно 4 — 5), то вредное влияние свободно переливающейся воды уменьшается настолько, что метацентрическая высота, будучи меньше, чем в первом случае, оказывается все-таки значительной, и остойчивость дока получается достаточной. Нужно заметить, что на величину метацентрической высоты отчасти оказывает влияние и понижение Ц. Т. всей системы.

4. При дальнейшем погружении дока, когда палуба понтона начинает входить в воду, момент инерции площади ватерлинии, обусловливаемой лишь

[1]) Проф. К. П. Боклевский. Энциклопедия судостроения, стр. 179.

двумя боковыми башнями, резко уменьшается, а вместе с ним быстро падает и остойчивость дока.

5. После того, как поднятый корабль коснется килем воды, к моменту инерции ватерлинии предыдущего случая должен быть добавлен момент инерции ватерлинии корабля. Это обстоятельство в связи с понижением Ц. Т. всей системы медленно увеличивает высоту, а вместе с нею и остойчивость дока.



Черт. 58.

Таким образом, из всех возможных положений наиболее опасным, в первом приближении во всяком случае, надо признать то, при котором палуба понтона начинает уходить в воду. В этот момент метацентрическая высота должна быть > 0 (рекомендуется иметь запас не меньше 0,3 *м*).

Определим остойчивость дока в предположении одной продольной переборки (черт. 58).

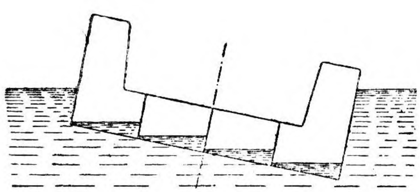
Итак, когда палуба нижнего понтона начинает покрываться водою, т. е. когда осадка дока равна 3,2 *м*, водоизмещение его будет

$$V = 123{,}5 \cdot 25{,}6 \cdot 3{,}2 = 10\,110 \ \text{м}^3,$$

следовательно, вес всей системы

$$10110 \cdot 1{,}026 = 10370 \ т,$$

где 1,026 — удельный вес морской воды.



Черт. 59.

Для того чтобы погрузить док на глубину h = 3,2 *м*, надо влить в него воды

$$10370 - (3000 + 4500) = 2870 \ т.$$

Предполагая, что вода разлита равномерно, толщину слоя воды определим так:

$$\frac{2870}{1{,}026 \cdot 123{,}5 \cdot 25{,}6} = 0{,}88 \ \text{м}.$$

Теперь перейдем к определению Ц. Т. дока.

1. Ц. Т. пустого дока примем приближенно совпадающим с Ц. Т. контура; тогда расстояние от Ц. Т. дока до днища

$$h_1' = \frac{20 \cdot 3{,}2 + 2\,(2{,}2 \cdot 12{,}2 + 9 \cdot 7{,}7 + 12{,}2 \cdot 6{,}1)}{25{,}6 + 20{,}0 + 2\,(2{,}2 + 9{,}0 + 12{,}2)} = \frac{405{,}1}{92{,}4} = 4{,}38 \ \text{м}.$$

2. Ц. Т. судна примем лежащим на ватерлинии. Принимая надводный запас боковых башен равным 1 *м*, получим расстояние Ц. Т. судна от днища дока

$$h_2' = 3{,}2 + 9{,}0 - 1{,}0 = 11{,}2 \ \text{м}.$$

3. Выше было найдено, что толщина слоя воды в доке равна 0,88 *м*; следовательно, расстояние Ц. Т. водного объема до днища дока будет

$$h_3' = \frac{0{,}88}{2} = 0{,}44 \ \text{м}.$$

Теперь расстояние Ц. В. всей системы до днища дока определится так:

$$h_0 = \frac{3000 \cdot 4{,}38 + 4500 \cdot 11{,}20 + 2870 \cdot 0{,}44}{3000 + 4500 + 2870} = 6{,}26 \ \textit{м}.$$

Так как расстояние Ц. Т. от днища равно

$$\frac{3{,}2}{2} = 1{,}6 \ \textit{м},$$

то расстояние от Ц. В. до Ц. Т. всей системы будет

$$a = 6{,}26 - 1{,}60 = 4{,}62 \ \textit{м}.$$

Для того, чтобы док был остойчив, необходимо, согласно предыдущей задаче, выполнить следующее условие:

$$\frac{I - i}{V} - a > 0,$$

но

$$I = \frac{2 \cdot 123{,}5 \cdot 2{,}8^3}{12} + 2 \cdot 123{,}5 \cdot 2{,}8 \left(\frac{25{,}6 - 2{,}8}{2}\right)^2 = 90\,100 \ \textit{м}^4,$$

$$i = \frac{2 \cdot 123{,}5}{12} \left(\frac{25{,}6}{2}\right)^3 = 43\,200 \ \textit{м}^4,$$

следовательно, уменьшенная метацентрическая высота

$$\frac{I - i}{V} - a = \frac{90100 - 43200}{10110} - 4{,}62 = 0,$$

т.-е. док с одной продольной переборкой совершенно неостойчив.

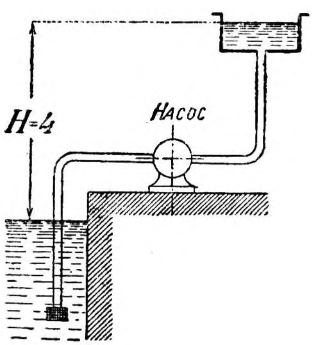
Если теперь предположить три продольных переборки (черт. 59), т. е. четыре отделения, то в этом случае

$$i = \frac{4 \cdot 123{,}5}{12} \left(\frac{25{,}6}{4}\right)^3 = 10\,800 \ \textit{м}^4,$$

и метацентрическая высота получает значение

$$\frac{90100 - 10800}{10110} - 4{,}62 = 3{,}23 > 0,$$

т. е. остойчивость дока вполне обеспечена·



Черт. 60.

Задача 45. Определить мощность насоса в лошадиных силах, поднимающего воду на высоту $H = 4$ *м,* если количество подаваемой воды $Q = 0{,}6$ *м³/сек,* а коэффициент полезного действия насоса $\eta = 60\%$ (черт. 60).

Работа насоса в ед. времени

$$A = \gamma QH = 1000 \cdot 0{,}6 \cdot 4 = 2400 \ \textit{кг} \cdot \textit{м}.$$

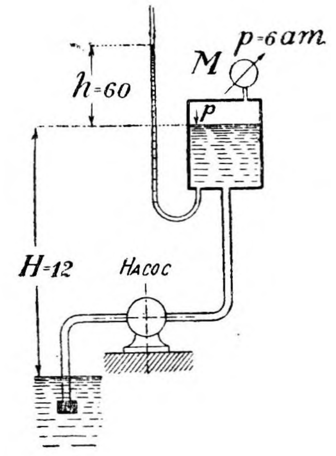
Таким образом, мощность насоса в лош. силах

$$N_н = \frac{2400}{75} = 32 \ \text{л. с.}$$

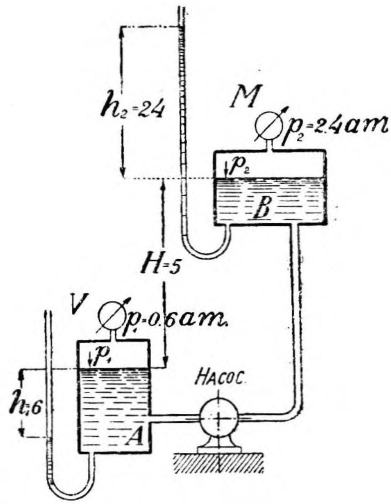
Полезная мощность двигателя, приводящего в движение насос, должна быть

$$N_{дв} = \frac{N_h}{\eta} = \frac{32}{0,6} = 53,3 \text{ л. с.}$$

Задача 46. Определить мощность насоса, поднимающего воду в резервуар, расположенный на высоте $H = 12$ *м,* если количество подаваемой воды $Q = 160$ *л/сек,* манометрическое давление в резервуаре $p = 6$ *атм,* и коэффициент полезного действия насоса $\eta = 80\%$ (черт. 61).



Черт. 61.



Черт. 62.

Полная высота, на которую должна подаваться насосом вода,

$$H_h = H + h = 12 + 60 = 72 \text{ м},$$

следовательно, мощность насоса в лош. силах

$$N_h = \frac{\gamma Q N_h}{75} = \frac{1 \cdot 160 \cdot 72}{75} = 153,5 \text{ л. с.}$$

Полезная мощность двигателя, приводящего в движение насос, должна быть

$$N_{дв} = \frac{N_h}{\eta} = \frac{153,5}{0,8} = 192 \text{ л. с.}$$

Задача 47. Насос перекачивает воду из резервуара *A* в бак *B,* причем вертикальное расстояние между горизонтами в баке и резервуаре равно $H = 5$ *м.* В резервуаре *A* вакуум $p_1 = 0,6$ *атм,* в баке *B* давление $p_2 = 2,4$ *атм.* Определить мощность насоса, если количество подаваемой воды $Q = 20$ *л/сек,* а к.п.д. насоса $\eta = 60\%$ (черт. 62).

Напор, который должен развивать насос,

$$H_н = H + h_1 + h_2 = 5 + 6 + 24 = 35 \text{м}.$$

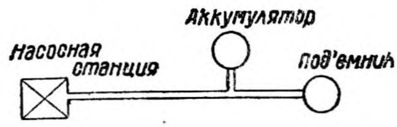
Тогда мощность насоса

$$N_н = \frac{\gamma Q H_н}{75} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 35}{75} = 9,3 \text{ л. с.}$$

и необходимая мощность двигателя

$$N_{дв}=\frac{N_N}{\eta}=\frac{9,3}{0,6}=15,5 \text{ л. с.}$$

Задача 48. Гидравлический цилиндр поднимает груз $G = 20$ ***т*** на высоту $H = 6$ *м* в течение 2 минут, причем работает каждые 8 минут. Давление в сети $p = 50$ *атм*. Определить:



Черт. 63.

1) размеры цилиндра;

2) элементы насосной станции:

а) количество воды, потребляемой станцией,

в) мощность насосов,

с) мощность двигателей;

3) емкость аккумулятора.

Считать к.п.д. цилиндра $\eta = 93\%$, к.п.д. насоса $= 85\%$ (черт. 63).

1. Размеры цилиндра.

Работа, которую должен производить цилиндр, определится

$$A=10\eta_ц\, pW \text{ кг}\cdot\text{м},$$

где p — давление в цилиндре (в атмосферах),
W — емкость цилиндра (в литрах),
$\eta_ц$ — коэффициент полезного действия цилиндра.

С другой стороны,

$$A=1000\,GH \text{ кг}\cdot\text{м},$$

следовательно,

$$10\eta_ц\; pW=1000\,GH,$$

откуда

$$W=\frac{1000\,GH}{10\eta_ц p}=\frac{1000\cdot 20\cdot 6}{10\cdot 0,93\cdot 50}=258 \text{ дм}^3.$$

Если площадь поршня F, а ход поршня примем $l = 6$ *м* $= 60$ *дм*, то

$$F=\frac{W}{l}=\frac{258}{60}=4,3 \text{ дм}^2,$$

и, следовательно, диаметр поршня

$$d=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\cdot 4,3}{\pi}}=2,34 \text{ дм}.$$

2. Элементы станции.

а) Насос должен подать в течение 8 минут 258 *л* воды, следовательно, секундный расход

$$q_в=\frac{258}{8\cdot 60}=0,537 \text{ л/сек}.$$

Ь) Мощность насоса

$$N_н=\frac{q_н H}{75}=\frac{0,537\cdot 500}{75}=3,58 \text{ л. с.},$$

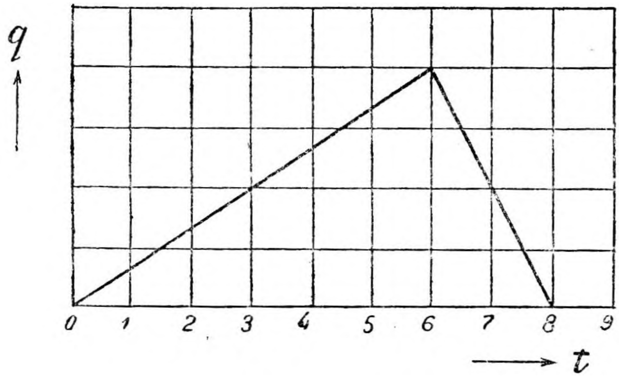
где $H = 500$ *м* соответствует давлению в 50 *атм*.

c) Мощность двигателя

$$N_{дв} = \frac{N_н}{\eta_н} = \frac{3,58}{0,85} = 4,2 \text{ л. с.}$$

3. Аккумулятор.

Емкость аккумулятора определится из следующих соображений: построим диаграмму количества воды, находящейся в аккумуляторе в зависимости от времени (чертеж 64). В течение 6 минут вода равномерно поступает в аккумулятор, причем последний ничего не расходует, следовательно, количество воды, в нем находящееся, увеличивается; в течение седьмой и восьмой минут, с одной стороны, насос продолжает равномерно подавать воду, с другой — аккумулятор расходует воду на подъем груза, и количество воды в нем уменьшается. В конце восьмой минуты в аккумуляторе, очевидно, должно быть такое же количество воды, какое имел аккумулятор в начале первой минуты. Емкость аккумулятора будет наименьшей, если наименьшее количество воды, в нем находящейся (в начале первой и в конце восьмой минуты), будет равно нулю, а тогда из диаграммы мы видим, что наибольшее количество воды, определяющее теоретическую емкость аккумулятора, соответствует концу шестой минуты, т. е.



Черт. 64.

$$V_{ак} = q_н \cdot 6 \cdot 60 = 0,537 \cdot 6 \cdot 60 = 194 \ дм^3.$$

В действительности эту величину обычно несколько увеличивают.

Задача 49. От одной и той же сети питается пять гидравлических подъемников: два больших и три малых. Большие подъемники поднимают груз $P_1 = 40$ *т* на высоту $H_1 = 4$ *м*; малые — поднимают груз $P_2 = 6$ *т* на высоту $H_2 = 6$ *м*. Каждый из больших подъемников работает в течение 5 минут, причем через 4 минуты после начала работы первого начинает работать второй, таким образом, в течение пятой минуты работают одновременно оба подъемника. Малые подъемники работают по одной минуте: в течение первой минуты работает первый малый подъемник, в течение четвертой минуты — второй и в течение седьмой минуты — третий. Весь период, таким образом, равен 9 минутам. Определить:

1) размеры цилиндров подъемников,

2) элементы насосной станции,

3) емкость аккумулятора,

если давление в сети $p = 40$ *атм,* к.п.д. больших цилиндров $\eta_u = 95\%$, малых — $\eta'_u = 80\%$ и к.п.д. насоса $\eta_H = 80\%$.

1. Размеры цилиндров.

Работа цилиндра большого подъемника:

$$A_1 = P_1 \cdot H_1 = 40,4 \ т \cdot м = 160\ 000 \ кг \cdot м.$$

С другой стороны,

$$A_1 = 10p\ W_1\ \eta_{ц}\ \ кг \cdot м,$$

следовательно,

$$10p\ W_1\ \eta_{ц} = 160\,000,$$

откуда емкость цилиндра

$$W_1 = \frac{160000}{10p\ \eta_{ц}} = \frac{160000}{10 \cdot 40 \cdot 0{,}95} = 421\ дм^3.$$

При ходе поршня $H_1 = 4\ м = 40\ дм$, его площадь будет

$$F_1 = \frac{W_1}{H_1} = \frac{421}{40} = 10{,}5\ дм^2,$$

и диаметр

$$d_1 = \sqrt{\frac{4F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10{,}5}{\pi}} = 3{,}68\ \ дм.$$

Таким же образом для малого цилиндра находим

a) емкость

$$W_2 = \frac{P_2 H_2\ 1000}{10p\ \eta'_{ц}} = \frac{6 \cdot 6 \cdot 1000}{10 \cdot 40 \cdot 0{,}8} = 112{,}5\ \ дм^3,$$

b) площадь поршня при ходе $H_2 = 6\ м = 60\ дм$

$$F_2 = \frac{W_2}{H_2} = \frac{112{,}5}{60} = 1{,}875\ \ дм^2,$$

c) диаметр

$$d_2 = \sqrt{\frac{4\ F_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}875}{\pi}} = 1{,}54\ \ дм.$$

2. Элементы насосной станции.

В течение 9 минут насос должен подать количество воды, равное суммарному объему пяти цилиндров, т. е.

$$Q = 2W_1 + 3W_2 = 2 \cdot 421 + 3 \cdot 112{,}5 = 1179{,}5\ \ дм^3.$$

Тогда секундный расход насоса

$$q = \frac{1179{,}5}{9 \cdot 60} = 2{,}18\ \ л/сек.$$

Мощность насоса

$$N_{н} = \frac{qH}{75} = \frac{2{,}18 \cdot 400}{75} = 11{,}7\ \ л.\ \ с.$$

Мощность двигателя

$$N_{дв} = \frac{N_{н}}{\eta_{н}} = \frac{11{,}7}{0{,}80} = 14{,}6\ \ л.\ \ с.$$

3. Аккумулятор.

Для определения емкости аккумулятора построим диаграмму количеств воды, находящейся в аккумуляторе в зависимости от времени (черт. 65).

Насос подает равномерно в течение каждой минуты количество воды, равное

$$\frac{1179{,}5}{9} = 131\ \ л/мин.$$

Расход большого цилиндра

$$\frac{W_1}{5} = \frac{421}{5} = 84{,}2 \ \text{л/мин.}$$

Расход малого цилиндра

$$W_2 = 112{,}5 \ \text{л/мин.}$$

Приток в аккумулятор равномерный и равен 131 *л/мин*.

Расход аккумулятора:

a) в течение первой, четвертой и седьмой минут

$$84{,}2 + 112{,}5 = 196{,}7 \ \text{л},$$

b) в течение второй, третьей, шестой, восьмой и девятой минут

$$84{,}2 \ \text{л},$$

c) в течение пятой минуты

$$2 \cdot 84{,}2 = 168{,}4 \ \text{л}.$$

Пусть аккумулятор начал работать с некоторым количеством воды A литров; тогда к концу каждой минуты в нем находилось воды:

$$\begin{array}{ll}
1) & A + 131{,}0 - 196{,}7 = A - 65{,}7 \\
2) & A - 65{,}7 + 131{,}0 - 84{,}2 = A - 18{,}9 \\
3) & A - 18{,}9 + 131{,}0 - 84{,}2 = A + 27{,}9 \\
4) & A + 27{,}9 + 131{,}0 - 196{,}7 = A - 37{,}8 \\
5) & A - 37{,}8 + 131{,}0 - 168{,}4 = A - 75{,}2 \\
6) & A - 75{,}2 + 131{,}0 - 84{,}2 = A - 28{,}4 \\
7) & A - 28{,}4 + 131{,}0 - 196{,}7 = A - 94{,}1 \\
8) & A - 94{,}1 + 131{,}0 - 84{,}2 = A - 47{,}3 \\
9) & A - 47{,}3 + 131{,}0 - 84{,}2 \cong A
\end{array}$$

Построим теперь диаграмму (черт. 65).

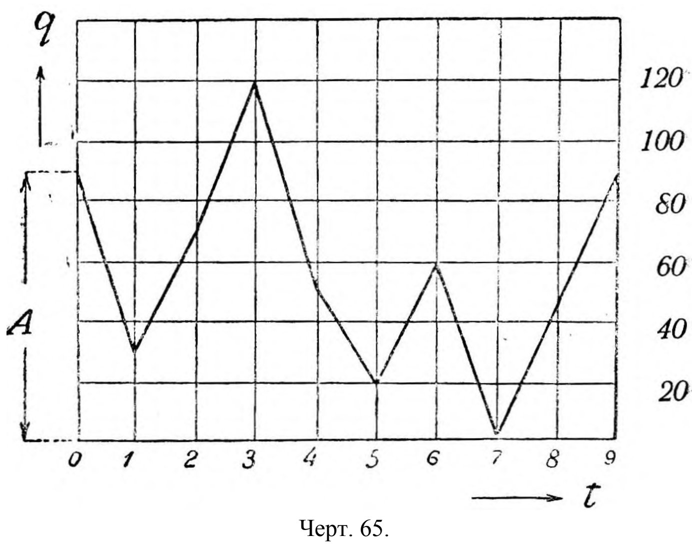
Емкость аккумулятора будет наименьшей, если наименьшее количество воды, в нем находящейся, что имеет место в конце седьмой минуты, равно нулю. Следовательно,

$$A - 94{,}1 = 0,$$

откуда

$$A = 94{,}1,$$

т. е. в начале цикла в аккумуляторе должно быть 94,1 л.



Черт. 65.

Емкость аккумулятора определяется наибольшим количеством воды, находящейся в кем в конце третьей минуты, т. е.

$$V_{\text{ак}} = A + 27{,}9 = 94{,}1 + 27{,}9 = 122 \ \text{дм}^3.$$

Если полученную емкость увеличить на 50%, как это обычно делают, и округлить, то получим

$$V'_{\text{ак}} \cong 180\ \textit{дм}^3.$$

Если положить ход поршня $L = 2{,}5\ м$, то площадь поршня аккумулятора

$$F = \frac{V'_{\text{ак}}}{L} = \frac{180}{1000 \cdot 25} = 0{,}072\ \textit{м}^2,$$

и, следовательно, диаметр поршня

$$D = \sqrt{\frac{4\ F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}072}{\pi}} = 0{,}31\ \textit{м}.$$

Нагрузка аккумулятора должна уравновешивать давление в сети. Вес ее, таким образом, определится

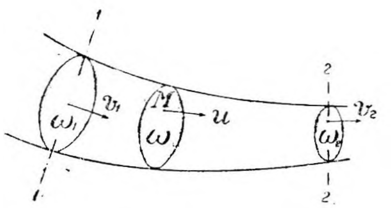
$$G = \frac{pF \cdot 100^2}{1000} = \frac{40 \cdot 0{,}072 \cdot 100^2}{1000} = 28{,}8\ \textit{т}.$$

ГЛАВА II

Уравнение Бернулли.

1. **Уравнение непрерывности.** Во всех предлагаемых ниже задачах предполагается, что жидкость находится в состоянии установившегося движения; поэтому в настоящих теоретических предпосылках рассматривается только движение этого рода.

Напомним, что установившимся движением жидкости называется такое движение, при котором скорости и давления в данной точке пространства, заполненного движущейся жидкостью, не и з м е н я ю т с я с течением времени.



Черт. 66.

Представим себе поток конечных размеров, находящийся в состоянии установившегося движения. Пусть скорость в некоторой точке *M* потока (черт. 66) будет *u*. Проведем через точку *M* в пределах потока поверхность, нормальную к направлениям скоростей; эту поверхность будем называть ж и в ы м с е ч е н и е м потока и обозначать ее через ω. Тогда р а с х о д , или объем жидкости, протекающей через это сечение в единицу времени, определится

$$Q = \int_{\omega} u d\omega \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

С р е д н е ю с к о р о с т ь ю потока в данном сечении называется такая скорость, одинаковая для всех точек сечения, при которой данное сечение пропускает тот же расход, что и в действительности. Средняя скорость определяется выражением:

$$v = \frac{\int_{\omega} u d\omega}{\omega} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Введя понятие средней скорости, предыдущее равенство можно переписать так:

$$Q = v\omega \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

Если в потоке жидкости выделить два каких-либо сечения и ω_2, причем средние скорости в этих сечениях будут соответственно v_1 и v_2, то при *установившемся движении имеет место такое соотношение:*

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \text{const} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

Это важное соотношение носит название у р а в н е н и я н е п р е р ы в н о с т и , или у р а в н е н и я п о с т о я н с т в а р а с х о д а .

2. Уравнение Бернулли для элементарной струйки в случае идеальной жидкости. Основным уравнением гидравлики, которое в совокупности с уравнением непрерывности решает различные вопросы установившегося движения жидкости, является у р а в н е н и е Б е р н у л л и .

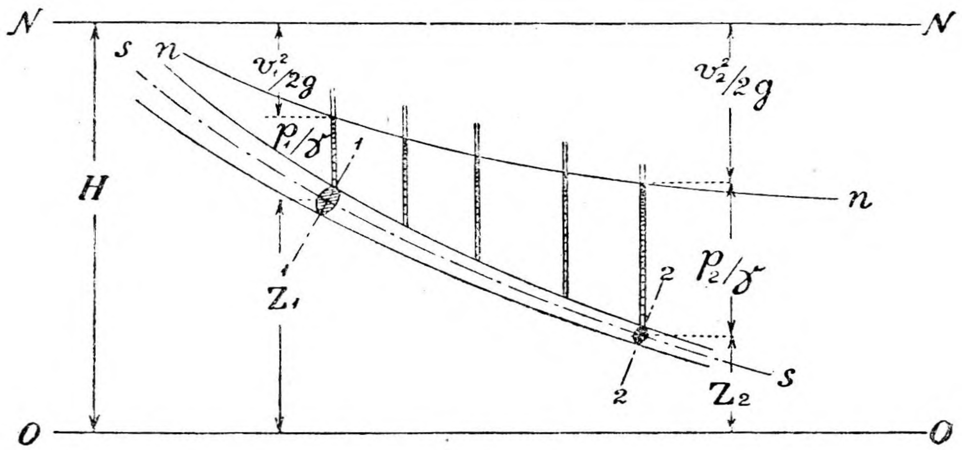
Пусть элементарная струйка определяется осью s—s (черт. 67). Отметим каких-либо два сечения струйки: 1—1 и 2—2.

Пусть будет:

z_1 и z_2 — вертикальные расстояния центров тяжести отмеченных сечений от некоторой горизонтальной плоскости *O—O*,

v_1 и v_2 — скорости течения в этих сечениях,

p_1 и p_2 — гидродинамические давления в центрах тяжести сечения.



Черт. 67.

Если предположить, что жидкость и д е а л ь н а я , то уравнение Бернулли для выбранных сечений рассматриваемой струйки будет иметь вид:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

где γ — вес единицы объема жидкости,

g — ускорение силы тяжести.

Так как сечения 1 — 1 и 2 — 2 взяты совершенно произвольно, то вообще можно написать:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{const.} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

Таким образом, для л ю б о г о сечения струйки сумма трех определенным образом построенных членов, зависящих от положения сечения и элементов движения в этом сечении, есть величина п о с т о я н н а я .

Не трудно видеть, что каждый из этих членов имеет измерение длины.

В самом деле:

z измеряет расстояние,

p — пьезометрическая высота, которая, как известно, имеет измерение длины,

$\frac{v^2}{2g}$ представляет тоже высоту, соответствующую скорости в данном сечении; так как скорость v измеряется в *м сек,* ускорение g измеряется в $м/сек^2$, следовательно, член $\frac{v^2}{2g}$ измеряется в единицах длины.

В дальнейшем выражение $\frac{v^2}{2g}$ будем называть скоростным напором.

Итак, для любого сечения струйки сумма этих трех высот есть величина постоянная. Будем называть эту сумму напором и обозначать через H. Тогда уравнение

$$H = \text{const} \quad (7)$$

с геометрической точки зрения будет изображать некоторую плоскость NN. Эту плоскость будем называть напорной плоскостью и соответственно линию NN — напорной линией.

С точки зрения энергетической, уравнение Бернулли представляет не что иное, как закон сохранения полной энергии, заключающейся в единице веса жидкости, протекающей через сечение струйки, причем сумма $z + \frac{p}{\gamma}$ измеряет энергию потенциальную, а член $\frac{v^2}{2g}$ — энергию кинетическую.

Если вдоль струйки установить ряд пьезометров и предположить, что давление на свободной поверхности жидкости в них равно нулю, то жидкость в них расположится по некоторой линии n — n, ординаты которой относительно данной плоскости O — O будут равны $z + \frac{p}{\gamma}$, т. е. как раз будут изображать величину потенциальной энергии, заключающейся в единице веса протекающей жидкости, относительно плоскости O — O. Линия n — n называется пьезометрической линией, а падение ее на единицу длины струйки — пьезометрическим уклоном. Обозначим его через i_p.

Если предположить, что давление на свободной поверхности жидкости в пьезометрах равно атмосферному p_a, то жидкость в них расположится так же, как и в первом случае, по некоторой линии, ординаты которой относительно плоскости O — O будут $z + \frac{p - p_a}{\gamma}$, т. е. на $\frac{p_a}{\gamma}$ будут меньше, чем в первом случае. Практически важна именно эта кривая, и мы в дальнейшем, вместе с некоторыми авторами, именно эту кривую будем называть пьезометрической линией. Очевидно, что последняя кривая представляет собой линию n — n, смещенную поступательно вниз на величину $\frac{p_a}{\gamma}$, в силу чего падение ее на единицу длины струйки будет равно i_p.

3. Уравнение Бернулли для элементарной струйки в случае реальной жидкости. Все сказанное выше справедливо, однако, лишь до тех пор, пока мы имеем дело с идеальной жидкостью. В действительности, при решении практических вопросов, приходится иметь дело с жидкостями реальными. При движении реальной жидкости появляются сопротивления движению, на преодоление которых затрачивается известная часть энергии. Значит, при движении реальной жидкости величина полной энергии, заключенной в единице веса протекающей жидкости, не остается постоянной, а уменьшается вдоль струйки в направлении движения.

Величина полной энергии была представлена нами в виде некоторой высоты — напора; принимают, что и потерянную на сопротивления энергию можно изобразить некоторой соответствующей частью напора[1]). Этот напор будем называть в дальнейшем потерянным напором.

Если сохранить обозначения, принятые выше, то для элементарной струйки в случае движения реальной жидкости уравнение Бернулли напишется так:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p^2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w, \quad \ldots \ldots \ldots (8)$$

где член h_w и будет измерять напор, потерянный на преодоление сопротивлений движению при переходе от одного рассматриваемого сечения к другому в направлении движения.

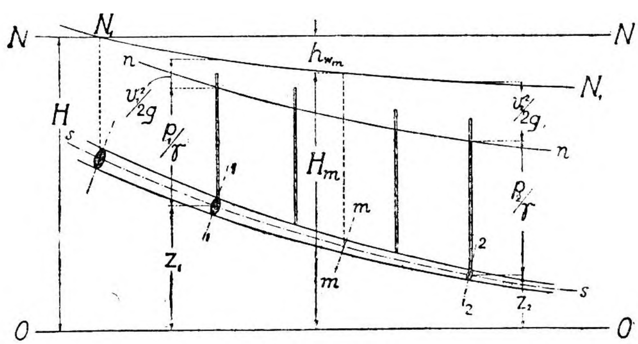
Итак, в этом случае выше написанное уравнение

$$H = \text{const}$$

не имеет места. Геометрическое место ординат

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g},$$

отсчитываемых от некоторой плоскости сравнения O — O, будет уже не горизонтальная плоскость, как было в случае идеальной жидкости, а некоторая поверхность, и соответственно напорная линия будет кривая N_1N_1 (черт. 68).



Черт. 68.

Величина потерянной энергии для каждого сечения определится, как разность ординат в этом сечении прямой NN и кривой N_1N_1 причем ордината H прямой NN, параллельной линии O—O, изображает величину полной энергии в некотором начальном сечении струйки. Так, например, для сечения m — m потерянный напор будет ордината

$$h_{w_m} = H - H_m \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (9)$$

Падение напорной линии на единицу длины струйки называется гидравлическим уклоном. Обозначим его через I_a.

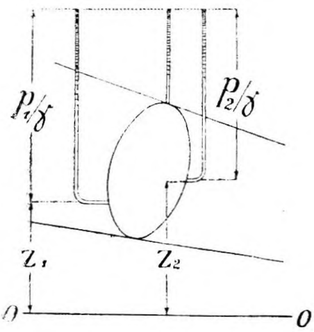
4. Уравнение Бернулли для целого потока. Приведем здесь уравнение Бернулли для случая установившегося медленно изменяющегося движения.

[1]) См. ниже (§ 5, гл. II).

Медленно изменяющимся движением будем называть такое движение, которое удовлетворяет следующим условиям[1]):

1. Линии тока [2]) представляются почти прямыми, так что кривизна их бесконечно мала.

2. Живые сечения изменяются вдоль потока весьма медленно, так что угол таких струй (расхождение их) весьма мал, благодаря чему является возможным пренебрегать составляющими скоростей и ускорений в плоскости живых сечений, т. е. считать, что скорости и ускорения перпендикулярны к живым сечениям.



Черт. 69.

Важно отметить, что для медленно изменяющегося движения распределение давлений по сечению следует гидростатическому закону, т. е. ничем не отличается от случая равновесия [3]); следовательно, для всех точек сечения потока потенциальная энергия будет величина постоянная (черт. 69), т. е.

$$z + \frac{p}{\gamma} = \text{const},$$

где z — геометрическое расстояние рассматриваемой точки контура до плоскости сравнения O—O,
p — гидродинамическое давление в этой точке.

Представим себе поток конечных размеров, находящийся в установившемся медленно изменяющемся движении. Отметим два каких-либо сечения потока 1 — 1 и 2 — 2.

Пусть будет:

z_1 и z_2 — геометрические расстояния двух каких-либо точек рассматриваемых сечений до плоскости сравнения,
p_1 и p_2 — гидродинамические давления в этих точках,
v_1 и v_2 — средние скорости течения в рассматриваемых сечениях.

Тогда уравнение Бернулли для этого потока конечных размеров будет иметь вид

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p^2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_w, \quad \ldots\ldots \quad (10)$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения скоростей по сечениям 1 — 1 и 2 — 2 [4]).

Σh_v— член, учитывающий сумму потерь энергии на сопротивления при переходе частиц жидкости от сечения 1—1 к сечению 2 — 2.

Необходимо настоятельно отметить, что это уравнение можно „применять лишь к таким двум сечениям 1 — 1 и 2 — 2, движение вблизи которых удовлетворяет условиям медленной изменяемости. На пути между этими сечениями движение может и не удовлетворять этим условиям“.

5. Сопротивления и коэффициенты сопротивлений. Для того чтобы иметь возможность приложить уравнение Бернулли к решению различных

[1]) Цитировано по проф. Б. А. Бахметеву, Гидравлика, ч. I, стр. 56.
[2]) В случае установившегося движения линии тока совпадают с траекториями частиц.
[3]) Однако, не следует думать, что гидродинамическое давление равно гидростатическому.
[4]) Коэффициент а обычно принимают — 1,1. В дальнейшем почти всюду принято $\alpha = 1{,}0$.

задач гидравлики, необходимо знать величину сопротивлений. Собственно говоря, важно знать ту потерю напора (энергии), которая ими обусловливается.

Само собою разумеется, что при движении реальной жидкости, помимо потерь, вызываемых трением вдоль потока (труба, открытый канал), имеют место и другие потери, являющиеся следствием всякого нарушения режима данного потока: так например, внезапное изменение конфигурации потока, резкое изменение направления движения и т. п., вызывают известные потери напора. Все такие потери, обусловленные местными причинами, носят название в гидравлике м е с т н ы х потерь.

Для учета потерь напора гидравлика пользуется эмпирическими формулами, принимая, как общий экспериментальный факт, что потери напора пропорциональны квадрату скорости, причем последняя может быть отнесена к любому сечению потока, где удовлетворены условия медленной изменяемости. Аналитически это можно представить так:

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

где ζ — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом с о п р о т и в л е н и я,

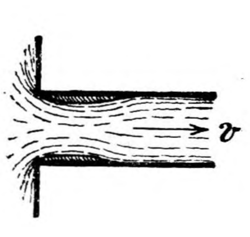
g — ускорение силы тяжести.

Ниже будут приведены численные значения коэффициента ζ для различных практических случаев в предположении, что скорость v отнесена к сечению, непосредственно следующему за п р и ч и н о й, вызвавшей данную потерю напора.

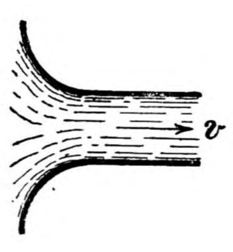
При вычислении члена Σh_w, т. е. суммы потерь, пользуются обычно „принципом наложения потерь", т. е. отдельные потери, обусловленные различными причинами, просто арифметически суммируются. В этом случае получаем

$$h_w = h_{w_1} + h_{w_2} + \ldots + h_{wn} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

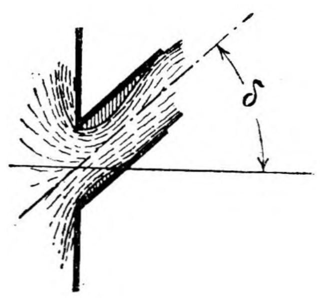
Нужно заметить, однако, что принцип этот не имеет достаточно прочного теоретического обоснования.



Черт. 70.



Черт. 71.



Черт. 72.

Если отдельные потери выражать формулой (11) и относить их при этом к одной и той же скорости v, то выражение (12) можно представить в таком виде:

$$h_w = (\zeta_1 + \zeta_2 + \ldots + \zeta_n) \frac{v^2}{2g}$$

Обозначая

$$\zeta_c = \zeta_1 + \zeta_2 + \ldots + \zeta_n,$$

получим

$$h_w = \zeta_c \frac{v^2}{2g}.$$

Коэффициент ζ_c носит наименование коэффициент сопротивления системы.

6. Практические значения коэффициента сопротивления. Напомним еще раз, что нижеприведенные значения коэффициента ζ в формуле

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}$$

справедливы только в том случае, если скорость v отнесена к сечению, следующему за местом, которое вызывает потерю.

А. Вход в трубу,

a) Острое ребро входа (черт. 70)

$$\zeta = 0{,}50.$$

Ь) Плавный вход (черт. 71). В зависимости от плавности входа

$$\zeta = 0{,}04 - 0{,}10.$$

В среднем можно считать $\zeta = 0{,}08$.

c) Цилиндрическая труба, примыкающая под углом 3 (черт. 72), по Вейсбаху,

$$\zeta = 0{,}505 + 0{,}303 \sin\delta + 0{,}226 \sin^2\delta \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

В. Изменение направления скорости.

а) Колено без закругления (черт. 73); по Вейсбаху (опыт с трубой диаметра d = 30 *мм*),

$$\zeta = 0{,}946 \sin^2\frac{\delta}{2} + 2{,}047 \sin^4\frac{\delta}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

σ	20°	40°	60°	80°	90°	100°	120°	140°
ζ	0,046	0,139	0,364	0,740	0,985	1,260	1,861	2,431

Для больших труб коэффициент сопротивления значительно меньше, чем дает эта формула.

По Фламану (Flamant), для больших труб (при o = 90°) $\zeta = 0{,}25$.

b) Колено закругленное (черт. 74); по Вейсбаху, при угле закругления $\beta = 90°$:

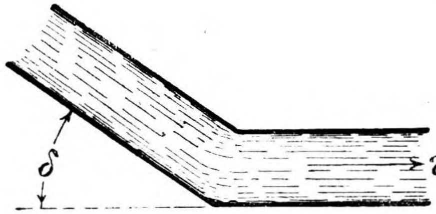
а) для круглой трубы

$$\zeta = 0{,}131 + 1{,}847 \left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{7}{2}}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (15)$$

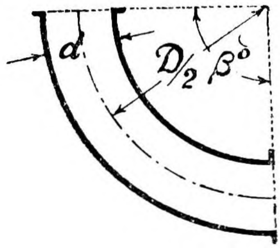
где d — диаметр трубы,

D — диаметр закругления.

d/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978



Черт. 73.



Черт. 74.

b) для трубы прямоугольного сечения с размером b в плоскости закругления

$$\zeta = 0{,}124 + 3{,}104 \left(\frac{b}{D}\right)^{\frac{7}{2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

b/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ	0,124	0,135	0,180	0,250	0,398	0,643	1,015	1,546	2,271	3,228

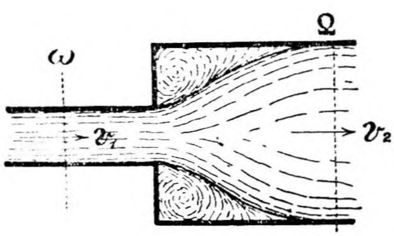
При угле закругления $\beta° \neq 90°$, приведенные значения ζ надо умножить на отношение $\frac{\beta_o}{90°}$.

C. Изменение величины скорости,

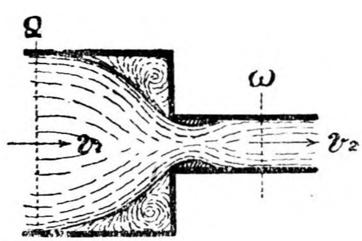
a) Внезапное расширение струи (черт. 75).

Потеря напора в этом случае определяется, по Борда (потеря на удар),

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{v_1}{v_2} - 1\right)^2. \quad \ldots\ldots\ldots \quad (17)$$



Черт. 75.



Черт. 76.

Так как

$$Q = \omega v_1 = \Omega v_2 ,$$

то

$$h_w = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right) \frac{^2 v_2^2}{2g} .$$

Следовательно,

$$\zeta = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right)^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (18)$$

b) Внезапное сужение струи (черт. 76), по Вейсбаху:

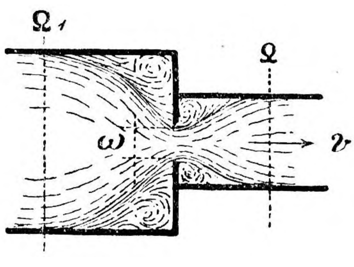
$\frac{\omega}{\Omega}$	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80
ζ	0,50	0,50	0,42	0,33	0,25	0,15

c) Диафрагма (черт. 77). По Вейсбаху, в случае совершенного сжатия ($\Omega_1 < 20\ \omega$, см. стр. 141):

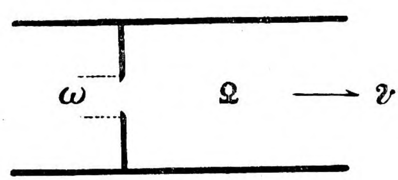
$\frac{\omega}{\Omega}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
ζ	231,7	50,99	19,78	9,612	5,256	3,077	1,876	1,169	0,734	0,480

d) То же (черт. 78):

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
ζ	225,9	47,77	17,51	7,801	3,753	1,796	0,797	0,290	0,060	0



Черт 77.



Черт. 78.

D. Задвижки, клапаны, краны [1]).

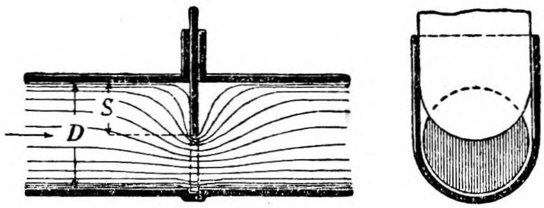
a) Задвижка (черт. 79):

$\frac{S}{D}$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$
ζ	0	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

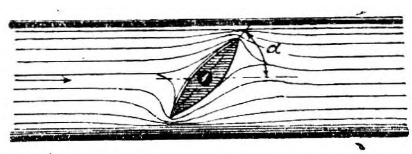
[1]) Более подробные данные о коэффициентах сопротивления для клапанов различных систем см. А с т р о в. Гидравлика, стр. 237—241.

b) Поворотный (горловой клапан) (черт. 80):

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ζ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞



Черт, 79.



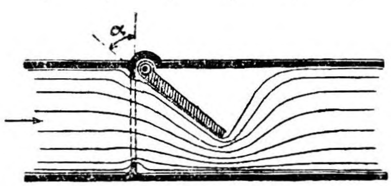
Черт. 80.

c) Шарнирный клапан (черт. 81):

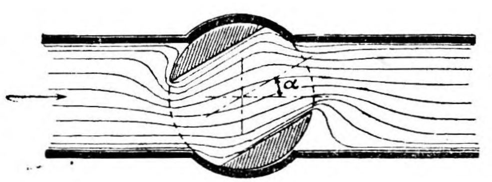
α	70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°	30°	25°	20°	15°
ζ	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	14	20	30	42	62	90

d) Кран (черт. 82):

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	$82\frac{1}{3}°$
ζ	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	106	206	486	∞



Черт. 81.



Черт. 82

E. Предохранительные сетки и обратные клапаны всасывающих и заборных труб:

$$\zeta = 5 - 10.$$

F. Выход из трубы (при истечении под уровень):

Эти потери учитываются по Борда, т. е. по формуле

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}.$$

Весьма часто принимают $v_2 = 0$. Тогда

$$h_w = \frac{v_1^2}{2g}$$

и коэффициент сопротивления при выходе из трубы $\zeta = 1$.

G. Трубы.

Общее выражение для потерь напора в трубах такое:

$$h_w = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad (19)$$

где λ — коэффициент, зависящий от диаметра трубы и загрязнения,
L — длина трубы,
d — диаметр трубы,
V — скорость,
g — ускорение силы тяжести.

Следовательно, коэффициент сопротивления будет

$$\zeta = \lambda \frac{L}{d} \qquad (20)$$

Последнему выражению можно придать такой вид:

$$\zeta = \frac{8gL}{C^2 d}, \qquad (21)$$

и, следовательно,

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \qquad (22)$$

Для определения коэффициента С, а следовательно, и λ различными авторами предложено большое число формул, из которых наиболее употребительные приведены в главе VI. Здесь укажем лишь на формулу Дарси, который предложил определять коэффициент λ для чистых водопроводных (чугунных) труб по формуле

$$\lambda = 0{,}02 \left(1 + \frac{1}{40\,d}\right), \qquad (23)$$

где *d* — диаметр трубы в метрах.

Для водопроводных труб, бывших в употреблении, это значение л (по Зоннэ) нужно умножить на коэффициент загрязнения *a*, зависящий, вообще говоря, от диаметра трубы. Ниже приводится таблица значений λ для чистых и грязных труб, вычисленных по Дарси с поправкой на загрязнение по Зоннэ

d	λ чист.	σ	λ грязн.	*d*	λ чист.	σ	λ грязн.
0,10	0,0250	2,0	0,0500	0,30	0,0216	1,7	0,0367
0,15	0,0232	1,9	0,0441	0,40	0,0213	1,6	0,0341
0,20	0,0224	1,8	0,0403	0,50	0,0210	1,5	0,0315

Следует иметь в виду, что в своих опытах, послуживших основанием для вышеприведенной формулы, Дарси пользовался трубами диаметром не свыше 0,5 *м*.

Для труб большого диаметра проф. Б. А. Бахметев принимает

для клепаных железных труб... λ = 0,025,
„ чугунных и бетонных „... λ = 0,020.

Все сказанное об учете потерь напора на трение по длине трубы относится к трубам круглого сечения.

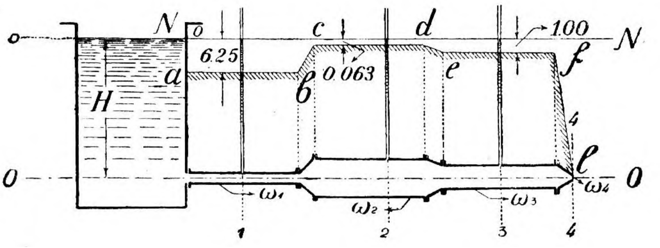
Для труб прямоугольных, а также для труб какого угодно профиля коэффициент сопротивления определяется формулой:

$$\zeta = \frac{2gL}{C^2R}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (24)$$

где g, L, C — те же величины, что и в формуле (21), а R — гидравлический радиус [1]).

7. Задачи.

Задача 50. На черт. 83 изображена система, состоящая из резервуара и трубы переменного сечения, оканчивающейся конически сходящейся короткой трубкой. Пренебрегая сопротивлениями, определить скорость истечения, расход и построить пьезометрическую линию. Дано: напор H = 25 *м* = const; площади сечений трубы: w_1 = 0,4 *дм*^{2}, ω_2 = 4 *дм*^{2}, w_3 = 1 *дм*^{2}, ω_4 = 0,2 *дм*^{2}.



Черт. 83.

При закрытой трубе, т. е. в случае покоя жидкости, в пьезометрах 1, 2 и 3, поставленных в различных сечениях трубы, жидкость будет стоять на одном уровне, совпадающем с прямой NN.

В случае движения жидкости напишем уравнение Бернулли для свободной поверхности жидкости в баке (сечение $O—O$) и для выходного сечения трубы (сечение 4 — 4), приняв за плоскость сравнения горизонтальную плоскость $O—O$, проходящую через ось трубы.

Имеем

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_4 + \frac{p_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

В данном случае

$$z_0 = H; \; z_4 = 0; \; p_0 = p_4 = p_a \text{ (атмосферное).}$$

Предполагая, что поперечное сечение бака достаточно велико, так что скорость v_0 весьма мала и членом $\frac{v_0^2}{2g}$ можно пренебречь, получим ур-ние (1) в виде:

$$H = \frac{v_4^2}{2g}.$$

Откуда скорость

$$v_4 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2\cdot 9{,}81\cdot 25} = 22{,}15 \text{ м/сек} = 221{,}5 \text{ дм/сек}$$

и расход

$$Q = \omega_4 v_4 = 0{,}2\cdot 221{,}5 = 44{,}3 \text{ л/сек.}$$

[1]) Для круглых труб, сплошь заполненных, $R = \frac{d}{4}$ (см. главу VI).

Исследуем теперь вопрос о распределении давлений. Так как весь существующий напор затрачивается на образование скорости v_4, то в сечении 4 — 4 вся энергия, заключающаяся в ед. веса протекающей жидкости, переходит в энергию кинетическую; следовательно, точка, принадлежащая пьезометрической линии в сечении 4 — 4, будет лежать на прямой $O—O$.

Вычислим кинетическую энергию в различных сечениях. Уравнение непрерывности будет

$$Q = v_1 \ \omega_1 = v_2 \omega_2 = v_3 \omega_3 = v_4 \omega_4.$$

Отсюда имеем

$$\frac{v_1}{v_4} = \frac{\omega_4}{\omega_1}$$

или

$$v_1^2 = v_4^2 \left(\frac{\omega_4}{\omega_1}\right)^2.$$

Поделив обе части этого равенства на $2g$, получим

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_4^2}{2g}\left(\frac{\omega_4}{\omega_1}\right)^2.$$

Выражение $\frac{v_1^2}{2g}$, как известно, представляет величину кинетической энергии, отнесенной к единице веса жидкости, в сечении 1 — 1.

Подставляя численные значения, получим

$$\frac{v_1^2}{2g} = 25 \left(\frac{0{,}2}{0{,}4}\right)^2 = 6{,}25 \ \text{м}.$$

Соответственно для сечений 2 — 2 и 3 — 3 получим

$$\frac{v_2^2}{2g} = 25 \left(\frac{0{,}2}{0{,}4}\right)^2 = 0{,}063 \, \text{м}.$$

$$\frac{v_3^2}{2g} = 25\left(\frac{0{,}2}{1}\right)^2 = 1{,}00 \ \text{м}.$$

Так как сопротивления отсутствуют, то полная энергия вдоль потока остается величиной постоянной и напорная линия будет прямая NN; кинетическая же энергия для каждого сечения определена, следовательно, потенциальная энергия в любом сечении, что тоже ордината пьезометрической линии, легко может быть найдена, как разность

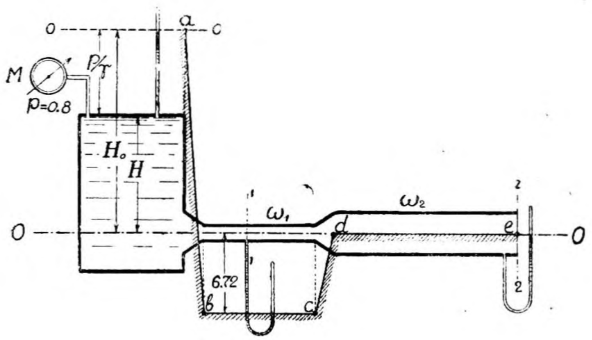
$$H - \frac{v_1^2}{2g}.$$

Жидкость в пьезометрах будет стоять на различных высотах, а именно: на 6,25 *м* ниже прямой NN в пьезометре 1, на 0,063—в пьезометре 2 и на 1,00 — в пьезометре 3. Пьезометрическая линия будет ломаная линия $abcdefl$.

Задача 51. Закрытый сосуд ***А*** наполнен жидкостью, которая находится под постоянным манометрическим давлением p = 0,8 *атм*. По трубе переменного сечения жидкость изливается в атмосферу. Пренебрегая сопротивлениями, определить расход и положение пьезометрической линии. Дано: w_1 = 0,12 *дм*², w_2 = 0,15 *дм*². Высота столба жидкости над осью трубы H = 4 *м* (черт. 84). Вес жидкости

$$\gamma = 1 \ т/м^3.$$

Если в изображенный на чертеже закрытый сосуд вставить пьезометр, то жидкость поднимется в нем на высоту 8 *м* (так как $\gamma = 1$). Таким образом, можно вообразить некоторый фиктивный открытый сосуд со свободной поверхностью, расположенной на высоте $H_0 = 12$ *м,* считая от оси трубы. Очевидно, условия истечения при наличии такого сосуда в действительности были бы совершенно тождественны с теми, которые имеют место в предлагаемой задаче.



Черт. 84.

Напишем у р а в н е н и е Бернулли для сечений нулевого *О—О* (свободная поверхность фиктивного открытого сосуда с напором $H_0 = 12$ *м*) и 2 — 2, приняв за плоскость сравнения плоскость *О — О*,

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

Так как

$$z_0 = H_0;\ z_2 = 0;\ p_0 = p_2 = p_a;\ v_0 = 0,$$

то

$$\frac{v_2^2}{2g} = H_0.$$

Отсюда скорость

$$v_2 = \sqrt{2gH_0} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 12} = 15{,}35 \ \text{м/сек}$$

и расход

$$Q = v_2 \omega_2 = 153{,}5 \cdot 0{,}15 = 23{,}05 \ \text{л/сек}.$$

Как в сечении 2 — 2, так и в любом сечении широкой части трубы давление будет равно атмосферному, ибо весь напор идет на образование скорости v_2, и, значит, пьезометрическая линия для этой части трубы будет совпадать с прямой *О — О*.

Для определения давления в узкой части трубы напишем уравнение Бернулли для сечений 1—1 и 2 — 2.

Будем иметь

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

Откуда, припоминая, что $v_1\,\omega_1 = v_2\,\omega_2$, получим

$$\frac{p_2 - p_1}{\gamma} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{v_1^2}{v_2^2} - 1\right) = \frac{v_2^2}{2g}\left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 - 1\right].$$

Так как $\omega_2 > \omega_1$, то правая часть равенства всегда положительна; значит, и левая часть должна быть положительной. Следовательно,

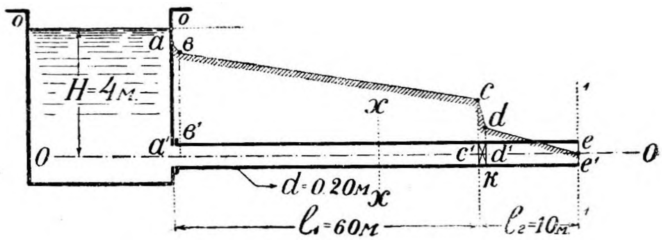
$$p_2 - p_1 > 0 \quad \text{и} \quad p_2 > p_1.$$

А так как p_2 равно давлению атмосферному, то давление p_1 меньше атмосферного; значит, в узкой части трубы имеет место вакуум, величина коего определится

$$\mathrm{Vac} = \frac{v_2^2}{2g}\left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 - 1\right] = 12\left[\left(\frac{0{,}15}{0{,}12}\right)^2 - 1\right] = 6{,}72 \text{ м.}$$

Жидкость в пьезометре 1 опустится на 6,72 *м* ниже прямой O — O. Пьезометрическая линия будет ломаная: $abcde$.

Задача 52. Дана система (черт. 85), состоящая из бака и прямого трубопровода с краном K. Определить расход и картину распределения давлений. Размеры — на чертеже.



Черт. 85.

Как известно, в случае реальной жидкости, уравнение Бернулли пополняется членом, учитывающим потери. Если, по предыдущему, принять за плоскость сравнения плоскость O—O, то уравнение Бернулли для сечений O—O и 1 — 1 будет иметь вид

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w_i}$$

Так как $p_0 = \rho_1 = p_a$ (атмосферному), $\frac{v_0^2}{2g} = 0$ (в виду малости скорости v_0), $z_0 = H$ и $z_1 = 0$, то

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w_i} \text{ .}$$

Для вычисления члена Σh_{w_i} сначала выясним потери в отдельных элементах системы и затем, пользуясь „принципом наложения“, их просуммируем.

В данном случае будут иметь место следующие потери:

1) потери на вход в трубу

$$h_{w_1} = \zeta_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0{,}50 \frac{v_1^2}{2g} \text{ ;}$$

2) потери по длине трубы (по Дарси, для чистых труб)

$$h_{w_2} = \zeta_2 \frac{v_1^2}{2g} = \lambda \frac{L}{d} \frac{v_1^2}{2g} = 0{,}022 \frac{70}{0{,}20} \frac{v_1^2}{2g} = 7{,}7 \frac{v_1^2}{2g};$$

3) потери в водопроводном кране

$$h_{w_3} = \zeta_3 \frac{v_1^2}{2g} = 7 \frac{v_1^2}{2g}.$$

Тогда сумма потерь

$$\Sigma h_{w_i} = (0{,}5 + 7{,}7 + 7{,}0) \frac{v_1^2}{2g} = 15{,}2 \frac{v_1^2}{2g},$$

и уравнение Бернулли примет вид

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + 15{,}2 \frac{v_1^2}{2g} = 16{,}2 \frac{v_1^2}{2g}.$$

Отсюда скорость истечения

$$v_1 = \sqrt{\frac{2gH}{16,2}} = \sqrt{\frac{2\cdot 9,81\cdot 4}{16,2}} = 2,2 \text{ м/сек}$$

и расход

$$Q = v_1\,\omega_1 = 2,2\,\frac{\pi\cdot 0,2^2}{4} = 0,069 \text{ м/сек.}$$

Построим теперь пьезометрическую линию. Напишем уравнение Бернулли относительно прежней плоскости сравнения для сечения $O—O$ и какого-либо другого $x — x$:

$$z_0 = \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_x + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{w_x}$$

или

$$H + \frac{p_0}{\gamma} = \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{w_x}\,.$$

Так как $v_1 = v_i$ и $p_0 = p_a$, то

$$\frac{p_x - p_a}{\gamma} = H - \left(\frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w_x}\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

причем член Σh_{w_x} учитывает потери от входа в трубу до рассматриваемого сечения $x — x$.

По этому уравнению можно вычислить давление в любом сечении, если известны соответствующие потери.

Вычислим характерные точки пьезометрической линии. Полная энергия в сечении перед входом в трубу представляется напором H. Часть энергии, а именно $\frac{v^2}{2g} = 0,247$ *м*, переходит в кинетическую, остальная же ее часть расходуется на преодоление сопротивлений, причем затрачивается:

на сопротивление при входе:

$$h_{w_1} = 0,50\cdot 0,247 = 0,124 \text{ м},$$

на трение по длине первого участка трубы:

$$h_{w_2} = 0,022\,\frac{60}{0,20}\cdot 0,247 = 1,629 \text{ м},$$

на сопротивление крана:

$$h_{w_3} = 7\cdot 0,247 = 1,729 \text{ м},$$

на трение по длине второго участка трубы:

$$h_{w_4} = 0,022\,\frac{10}{0,20}\cdot 0,247 = 0,271 \text{ м}.$$

Сумма всех этих энергий, очевидно, должна быть равна полной энергии, т. е. H

$$0,247 + 0,124 + 1,629 + 1,729 + 0,271 = 4,000 \text{ м}.$$

Пользуясь уравнением (*), не трудно подсчитать ординаты пьезометрической линии. Имеем

$$aa' = H - \frac{v^2}{2g} = 4 - 0,247 = 3,753 \text{ м},$$

$$bb' = aa' - h_{w_1} = 3{,}753 - 0{,}124 = 3{,}629 \ \textit{м},$$
$$cc' = bb' - h_{w_2} = 3{,}629 - 1{,}629 = 2{,}000 \ \textit{м},$$
$$dd' = cc' - h_{w_3} = 2{,}000 - 1{,}729 = 0{,}271 \ \textit{м},$$
$$ee' = dd' - h_{w_4} = 0{,}271 - 0{,}271 = 0.$$

Пьезометрическая линия будет ломаная: *abcde*.

Задача 53. На черт. 86 изображена система. Определить скорость истечения, расход и картину распределения давлений в двух случаях: 1) пренебрегая сопротивлениями; 2) учитывая сопротивления.

Случай I. Сопротивлений нет.

Уравнение Бернулли для сечений *о — о* и 3 — 3 относительно плоскости сравнения *O—O* после сокращения (см. задачу 50) будет иметь вид

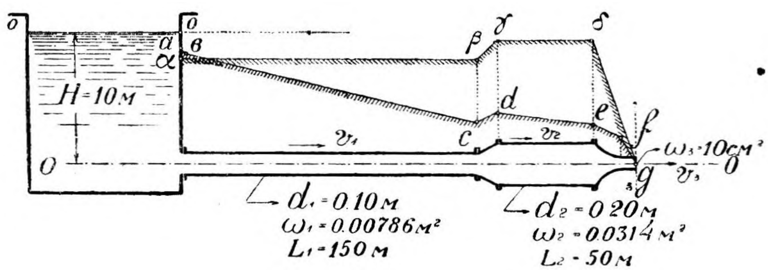
$$H = \frac{v_3^2}{2g}.$$

Отсюда теоретическая скорость

$$v_3 = \sqrt{2g\,H} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 10} = 14 \ \textit{м/сек}.$$

Теоретический расход

$$Q_т = v_3 \omega_3 = 14 \cdot 0{,}001 = 0{,}014 \ \textit{м}^3\textit{/сек} = 14 \ \textit{л/сек}.$$



Черт. 86.

Скоростные напоры определятся

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_3^2}{2g}\left(\frac{\omega_3}{\omega_1}\right)^2 = 10\left(\frac{0{,}001}{0{,}00786}\right)^2 = 0{,}162 \ \textit{м},$$
$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{v_3^2}{2g}\left(\frac{\omega_3}{\omega_2}\right)^2 = 10\left(\frac{0{,}001}{0{,}0314}\right)^2 = 0{,}01 \ \textit{м}.$$

Пьезометрическая линия будет ломаная:

Случай II. Сопротивления имеют место.

В этом случае уравнение Бернулли пополнится членом, учитывающим сопротивления,

$$H = \frac{v_3^2}{2g} + \Sigma h_{w_i}.$$

Рассмотрим потери:

1) потери на вход в трубу

$$h_{w_1} = \zeta_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0{,}50 \frac{v_1^2}{2g};$$

2) потери на трение по длине в узкой части трубы

$$h_{w_2} = \zeta_2 \frac{v_1^2}{2g} = \lambda \frac{L_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 0{,}025 \frac{150}{0{,}10} \frac{v_1^2}{2g} = 37{,}5 \frac{v_1^2}{2g};$$

3) потери на расширение струи (по Борда)

$$h_{w_3} = \zeta_3 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{0{,}0314}{0{,}00786} - 1\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = 9 \frac{v_2^2}{2g};$$

4) потери на трение по длине в широкой части трубы

$$h_{w_4} = \zeta_4 \frac{v_2^2}{2g} = 0{,}022 \frac{50}{0{,}20} \frac{v_2^2}{2g} = 5{,}5 \frac{v_2^2}{2g};$$

5) потери на сужение (считая его внезапным)

$$h_{w_5} = \zeta_5 \frac{v_3^2}{2g} = 0{,}50 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Суммируя все эти потери, получим

$$\Sigma h_{w_i} = (0{,}50 + 37{,}5) \frac{v_1^2}{2g} + (9 + 5{,}5) \frac{v_2^2}{2g} + 0{,}50 \frac{v_3^2}{2g} =$$
$$= 38 \frac{v_1^2}{2g} + 14{,}5 \frac{v_2^2}{2g} + 0{,}50 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Принимая во внимание, что

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0{,}0162 \frac{v_3^2}{2g} \quad \text{и} \quad \frac{v_2^2}{2g} = 0{,}001 \frac{v_3^2}{2g},$$

будем иметь

$$\Sigma h_{w_i} = (38 \cdot 0{,}0162 + 14{,}5 \cdot 0{,}001 + 0{,}50) \frac{v_3^2}{2g} \backsimeq 1{,}12 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Подставляя в уравнение Бернулли, получим

$$H = \frac{v_3^2}{2g} + 1{,}12 \frac{v_3^2}{2g} = 2{,}12 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Отсюда действительная скорость истечения

$$v_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot gH}{2{,}12}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 10}{2{,}12}} = 9{,}62 \text{ м/сек}$$

и расход

$$Q = v_3 \omega = 9{,}62 \cdot 0{,}001 = 0{,}00962 \text{ м}^3/\text{сек} = 9{,}62 \text{ л/сек}.$$

Отметим здесь, что отношение действительной скорости к теоретической называется коэффициентом скорости; а отношение действительного расхода к теоретическому — коэффициентом расхода.

В данном случае коэффициент скорости будет

$$\varphi = \frac{9{,}62}{14{,}00} = 0{,}687$$

и коэффициент расхода —

$$\mu = \frac{Q}{Q_m} = \frac{9{,}6}{14{,}00} = 0{,}687.$$

Для построения пьезометрической линии вычислим скоростные напоры и потери в отдельных элементах системы.

Имеем

$$\frac{v_3^2}{2g}=\frac{H}{2{,}12}=\frac{10{,}0}{2{,}12}=4{,}72\ \text{м},$$

$$\frac{v_1^2}{2g}=0{,}0162\ \frac{v_3^2}{2g}=0{,}0162\cdot 4{,}72=0{,}078\ \text{м},$$

$$\frac{v_2^2}{2g}=0{,}001\ \frac{v_3^2}{2g}=0{,}001\cdot 4{,}72=0{,}0047\ \text{м}.$$

1) Потери на вход

$$h_{w_1}=0{,}5\cdot 0{,}078=0{,}0388\ \text{м};$$

2) потери в узкой части трубы

$$h_{w_2}=37{,}5\cdot 0{,}078=2{,}832\ \text{м};$$

3) потери на расширение струи

$$h_{w_3}=9\cdot 0{,}0047=0{,}0425\ \text{м};$$

4) потери в широкой части трубы

$$h_{w_4}=5{,}5\cdot 0{,}0047=0{,}0260\ \text{м};$$

5) потери на сужение

$$h_{w_5}=0{,}5\cdot 4{,}72=2{,}36\ \text{м}.$$

Как и в предыдущей задаче, ординаты пьезометрической линии для любого сечения x— x легко вычислить по формуле (*) (см. задачу 52).

Пьезометрическая линия будет ломаная: $abcdefg$.

Задача 54. На черт. 87 изображена система с краном *К*, соединяющая два резервуара I и II, разность уровней которых составляет H = 10 *м*. В первом резервуаре манометр показывает P_m = 3 *атм*, во втором — вакуумметр показывает p_v = 0,5 *атм*. Определить расход, протекающий через эту систему из первого резервуара во второй и наибольший вакуум. Размеры — на черт. 87.

Напишем уравнение Бернулли для сечений O_1 — O_1 и O_2 — O_2, приняв за плоскость сравнения поверхность жидкости в первом сосуде:

$$\frac{p_1}{\gamma}+\frac{v_{0\,1}^2}{2g}=H+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{v_{0\,2}^2}{2g}+\Sigma\, h_{w_i}\ .$$

Приняв во внимание, что

$$\frac{p_1}{\gamma}=\frac{p_m+p_a}{\gamma}\ \text{и}\ \frac{p_2}{\gamma}=\frac{p_a-p_v}{\gamma}\ ,$$

где p_a — атмосферное давление и, что членами $\frac{v_{0\,1}^2}{2g}$ и $\frac{v_{0\,2}^2}{2g}$ в виду малости скоростей v_{01} и v_{02} можно пренебречь, получим

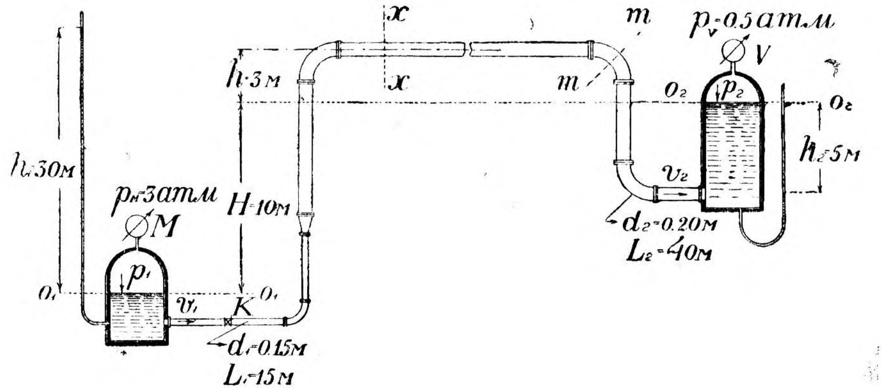
$$\frac{p_m+p_v}{\gamma}-H=\Sigma h_{w_i}$$

или, положив

$$\frac{p_m+p_v}{\gamma}-H=H_0,$$

будем иметь

$$H_0 = \Sigma h_{w_i} \quad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (*)$$



Черт. 87.

Подсчитаем потери при переходе жидкости от сечения O_1 — O_1 до сечения O_2 — O_2, обозначив через v_1 и v_2 скорости в узкой и широкой частях трубопровода.

1) Потери на вход в трубопровод

$$h_{w_1} = 0{,}50\,\frac{v_1^2}{2g};$$

2) потери в узкой части трубопровода

$$h_{w_2} = 0{,}023\,\frac{15}{0{,}15}\cdot\frac{v_1^2}{2g} = 2{,}3\,\frac{v_1^2}{2g};$$

3) потери в кране (предполагая α = 30°)

$$h_{w_3} = 5{,}47\,\frac{v_1^2}{2g};$$

4) потери на закругление (при диаметре закругления = 0,34 *м*)

$$h_{w_4} = 0{,}25\,\frac{v_1^2}{2g};$$

5) потери на расширение (предполагая расширение внезапным)

$$h_{w_5} = \left(\frac{0{,}20^2}{0{,}15^2} - 1\right)\frac{v_2^2}{2g} = 0{,}61\,\frac{v_2^2}{2g};$$

6) потери в широкой части трубопровода

$$h_{w_6} = 0{,}022\,\frac{40}{0{,}20}\,\frac{v_2^2}{2g} = 4{,}4\,\frac{v_2^2}{2g};$$

7) потери на 3 закруглениях (при диаметре закругления = 0,43 *м*)

$$h_{w_7} = 3\cdot 0{,}25\,\frac{v_2^2}{2g} = 0{,}75\,\frac{v_2^2}{2g};$$

8) потери на выход (считая, что жидкость во втором резервуаре находится в покое)

$$h_{w_8} = 1 \cdot \frac{v_2^2}{2g}.$$

Суммируя все эти потери, получим

$$\Sigma h_{w_i} = (0{,}50 + 2{,}30 + 5{,}47 + 0{,}25)\frac{v_1^2}{2g} + (0{,}61 + 4{,}40 + 0{,}75 + 1{,}00)\frac{v_2^2}{2g} =$$
$$= 8{,}52\frac{v_1^2}{2g} + 6{,}75\frac{v_2^2}{2g}.$$

Так как

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 = \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^4 = \frac{v_2^2}{2g}\left(\frac{0{,}20}{0{,}15}\right)^4 = 3{,}16\frac{v_2^2}{2g},$$

то

$$\Sigma h_{w_i} = 8{,}52 \cdot 3{,}16\frac{v_2^2}{2g} + 6{,}75\frac{v_2^2}{2g} = 33{,}66\frac{v_2^2}{2g}.$$

Припоминая, что

$$h_1 = \frac{p_m}{\gamma} = 30 \text{ м}; \qquad h_2 = \frac{p_v}{\gamma} = 5 \text{ м}$$

и что, следовательно,

$$H_0 = 30 + 5 - 10 = 25 \text{ м},$$

получим для определения скорости v_2 уравнение

$$33{,}66\frac{v_2^2}{2g} = 25.$$

Отсюда

$$v_2 = \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 25}{33{,}66}} = 3{,}82 \text{ м/сек}.$$

И, наконец, расход

$$Q = v_2\omega_2 = 3{,}82\frac{\pi \cdot 0{,}20^2}{4} = 0{,}12 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Для определения вакуума напишем уравнение Бернулли для сечений O_2— O_2 и какого-либо другого x — x, приняв за плоскость сравнения сечение O_2 — O_2,

$$h + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} = \frac{p_a - p_v}{\gamma} + \Sigma h_{w_i},$$

откуда

$$\text{Vac} = \frac{p_a - p_x}{\gamma} = h + \frac{p_v}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} - \Sigma h_{w_i}.$$

Из последнего выражения следует, что наибольший вакуум будет в том сечении верхнего колена, где член $\sum h_{wi}$ будет наименьшим, причем сумма потерь должна включать потери от рассматриваемого сечения x — x до сечения O_2—O_2. Таковым сечением будет, очевидно, сечение m — m.

Если посчитаем, что длина трубопровода от сечения m — m до резервуара II составляет 20 *м*, то будем иметь

$$\Sigma h_{wi} = (\zeta_{\text{тр.}} + 2\zeta_{\text{кол.}} + \zeta_{\text{вых.}})\frac{v_2^2}{2g} = \left(0{,}022\frac{20}{0{,}20} + 2 \cdot 0{,}25 + 1\right)\frac{v_2^2}{2g} = 3{,}7\frac{v_2^2}{2g}.$$

Тогда наибольший вакуум

$$Vac_{max} = h + \frac{p_v}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} - 3{,}7\frac{v_2^2}{2g} = 3 + 5 - 2{,}7\,\frac{3{,}82^2}{2\cdot 9{,}81} = 6{,}0\,м.$$

Задача 55. Водомер Вентури. Цилиндрическая труба имеет узкую вставку, изображенную на черт. 88.

Рассмотрим движение жидкости через такую суженную часть трубы, предполагая, что потерь нет.

Применим уравнение Бернулли для сечений 1 — 1 и 2 — 2, взятых в широкой и узкой частях трубы, приняв за плоскость сравнения плоскость *О—О*. Будем иметь

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

или, воспользовавшись обозначениями, принятыми на чертеже,

$$h = h_1 - h_2 = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right) = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

Имея в виду, что

$$v_1 = \frac{Q}{\omega_1} \text{ и } v_2 = \frac{Q}{\omega_2},$$

где Q — расход, протекающий через данную трубу,

ω_1 — площадь сечения трубы,

ω_2 — площадь сечения вставки,

получим

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2}\right) = \frac{Q^2}{2g\,\omega_1^2}\left(\frac{\omega_1^2}{\omega_2^2} - 1\right).$$

Пусть будет

$$\frac{\omega_1}{\omega_2} = k,$$

тогда

$$h = \frac{Q^2}{2g\,\omega_1^2}\,(k^2 - 1).$$

Обозначив постоянное для данного водомера выражение

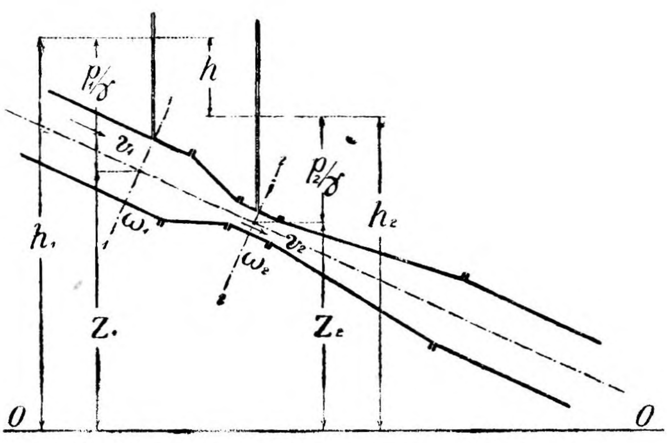
$$\frac{k^2 - 1}{2g\,\omega_1^2}$$

через $\frac{1}{C_1^2}$, получим

$$h = \frac{Q^2}{C_1^2},$$

откуда

$$Q = C_1\sqrt{h} \quad . \; . \; . \quad (1)$$



Черт. 88.

В последнем выражении h представляет разность пьезометрических высот для сечения, взятого до сужения, и для сечения, взятого в самом сужении. Таким образом, по данной площади поперечного сечения трубы и по данному отношению $к$ — или, что тоже по данной постоянной C_1, зная разность пьезометрических высот в двух указанных выше сечениях, легко определить расход, протекающий через трубу.

Подобные устройства, получившие название водомеров Вентури, нашли широкое применение в водопроводном деле.

Нужно заметить, что расход, определяемый формулой (2), есть расход теоретический, ибо мы при выводе этой формулы пренебрегали сопротивлениями. В действительности, благодаря наличию сопротивлений, расход будет несколько меньше теоретического и может быть представлен формулой

$$Q_д = \mu C_1 \sqrt{h},$$

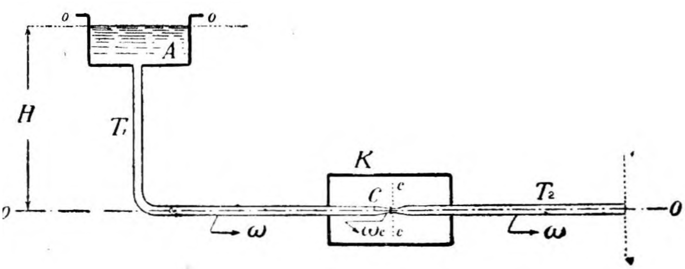
где коэффициент μ практически можно принимать равным 0,98 для водомеров, бывших в употреблении (загрязненных) и 0,985 — для водомеров новых [1]).

Принимая, что коэффициент μ является постоянной величиной для данного водомера и называя произведение μ C_1 через C, получим формулу для определения действительного расхода в более простом виде

$$Q_д = C\sqrt{h}.$$

Задача 56. Идея водоструйного насоса. Тем обстоятельством, что с повышением скорости уменьшается давление, пользуются для устройства, так называемых водоструйных насосов.

Представим себе такую систему (черт. 89). Из бака A вода поступает в трубопровод T_1, имеющий в конце сопло C; вблизи сопла берет начало второй трубопровод T_2. Концы трубопроводов заключены в камеру K. Требуется определить, каким условиям нужно удовлетворить, чтобы внутри камеры K поддерживать вакуум заданной величины?



Черт. 89.

Разберем наиболее простой случай [2]), когда мы будем: 1) пренебрегать сопротивлениями, 2) предполагать режим в камере K установившимся, т. е. будем считать, что давление в камере K понизилось до наименьшей величины и вся вода, поступающая по трубопроводу T_1, не засасывая воздуха, поступает в трубопровод T_2.

Кроме того, будем считать, что сечения трубопроводов T_1 и T_2 одинаковы и что вода из трубопровода T_2 изливается в атмосферу.

Пусть требуется поддержать внутри камеры вакуум Vac, т. е. должно быть

$$\text{Vac} = \frac{p_a - p_c}{\gamma} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Для определения вакуума в камере K напишем уравнение Бернулли для сечений c — c и 1 — 1 относительно плоскости O — O

$$\frac{p_c}{\gamma} + \frac{v_c^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}.$$

[1]) R. L. Daugherty, Hydraulics, p. 75, 1919 г.

[2]) Решение более сложной задачи см.: А. И. Астров, Гидравлика, стр. 271.

Отсюда

$$\frac{p_a - p_c}{\gamma} = \frac{v_c^{\,2}}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g}\left(\frac{v_c^{\,2}}{v_1^{\,2}} - 1\right).$$

Пусть будет

$$\frac{\omega}{\omega_c} = \frac{v_c}{v_1} = k.$$

Тогда

$$\frac{p_a - p_c}{\gamma} = \frac{v_1^2}{2g}\,(k^2 - 1) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Чтобы определить скорость *V\,* применим уравнение Бернулли для сечений *о — о* и 1 —1, относительно той же плоскости *О—О;* получим

$$H + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}.$$

Пренебрегая членом $\frac{v_0^2}{2g}$, в виду малости скорости v_0, будем иметь

$$\frac{v_1^2}{2g} = H.$$

Тогда равенство (2) перепишется так:

$$\frac{p_a - p_c}{\gamma} = H\;(k^2 - 1).$$

Приняв это во внимание, перепишем равенство (1) в виде

$$\mathrm{Vac} = H\;(k^2 - 1).$$

Отсюда следует, что для поддержания в камере *К* заданного вакуума должно быть выполнено условие

$$k^2 = \frac{\mathrm{Vac}}{H} + 1.$$

Задача 57. Из открытого резервуара, достаточно больших размеров, вытекает вода по вертикальной трубе. Глубина воды в резервуаре *h* = 1,20 *м*; длина трубы *L* = 12,80 *м,* диаметр трубы *d* = 0,10 *м.* В верхнем конце трубы имеется задвижка. Исследовать движение воды (черт. 90).

Напишем уравнение Бернулли для сечений 1—1 и 2 — 2 относительно плоскости сравнения 2 — 2:

$$L + h + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta + \lambda\,\frac{L}{d}\right), \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (1)$$

где p_a — атмосферное давление,

ζ — коэффициент сопротивления задвижки.

Отсюда

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{L + h}{1 + \zeta + \lambda\,\frac{L}{d}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Напишем уравнение Бернулли для сечения 3 — 3 , определяемого расстоянием □ от конца трубы и сечения 2 — 2:

$$l + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \lambda\,\frac{l}{d}\right),$$

откуда

$$\mathrm{Vac} = \frac{p_a - p_3}{\gamma} = l - \lambda\,\frac{l}{d}\,\frac{v^2}{2g} = l\left(1 - \frac{\lambda}{d}\,\frac{v^2}{2g}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

Подставляя в последнее уравнение значение $\frac{v^2}{2g}$ из ур-ия (2), получим

$$\mathrm{Vac} = l \left[1 - \frac{\lambda}{d} \frac{L+h}{\left(1+\zeta+\lambda \frac{L}{d}\right)} \right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Отсюда мы видим, что с увеличением l вакуум увеличивается и при наибольшем значении $l_{max} = L$ вакуум достигнет maximum'а:

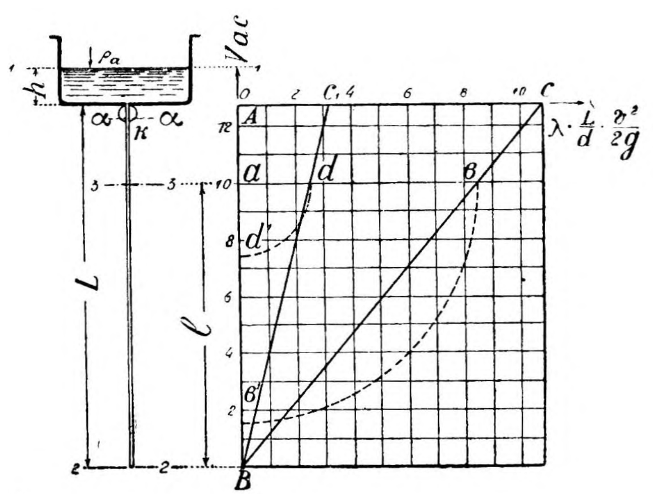
$$\mathrm{Vac}_{max} = L \left[1 - \frac{\lambda}{d} \frac{L+h}{\left(1+\zeta+\lambda \frac{L}{d}\right)} \right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Разделим числитель и знаменатель второго члена в квадратной скобке в выражениях (4) и (5) на λ. Получим

$$\mathrm{Vac} = l \left[1 - \frac{L+h}{d\left(\frac{1+\zeta}{\lambda}+\frac{L}{d}\right)} \right], \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (40$$

$$\mathrm{Vac}_{max} = L \left[1 - \frac{L+h}{d\left(\frac{1+\zeta}{\lambda}+\frac{L}{d}\right)} \right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5')$$

Из выражений (4') и (5') мы видим, что с увеличением ζ вакуум увеличивается, а с увеличением h и λ и с уменьшением d вакуум уменьшается. К этому вопросу можно подойти и с другой точки зрения. Из ур-ния (3) следует, что вакуум равен расстоянию рассматриваемого сечения 3—3 от конца трубы без высоты напора, потерянного на трение вдоль этого участка трубы. Увеличивая ζ, мы при прочих равных условиях уменьшаем скорость (ур-ние 2) в трубе и потерю напора, следовательно, увеличиваем вакуум. Увеличивая h, мы увеличиваем скорость в трубе и потерю напора, следовательно, вакуум уменьшаем. Наконец, увеличивая λ, или уменьшая d, хотя мы и уменьшаем скорость, однако, потерю напора все-таки увеличиваем и, следовательно, вакуум уменьшаем. Наибольшего значения (теоретически) вакуум достигает при λ = 0, т. е. при истечении идеальной жидкости. Все изменения ζ, h, λ и d, влекущие уменьшение потери напора вдоль трубы, и в этом смысле как бы приближающие истечение реальной жидкости к истечению жидкости идеальной, увеличивают вакуум — и наоборот.



Черт. 90.

Определять графически вакуум можно следующим образом. Потеря напора вдоль всей трубы

Отложим отрезок $AC = h_w$ (черт. 90) и проведем прямую BC. Тогда, очевидно, потеря напора вдоль любого участка Ba определится отрезком ab прямой, параллельной AC. Опишем из точки a дугу радиуса ab. Отрезок Bb' даст величину вакуума в сечении a. С увеличением h и λ и с уменьшением ζ и d потеря напора, как указано выше, увеличивается, следовательно, точки C и b перемещаются вправо, и вакуум уменьшается.

При $\zeta = 0$ и $\lambda = 0$ из ур-ий (4) и (5) имеем

$$\mathrm{Vac} = l \text{ и } \mathrm{Vac}_{\max} = L.$$

Теоретическая величина вакуума равна 10 *м* водяного столба; практически же вакуум не бывает больше 7 — 7,5 *м.* В том случае, когда

$$\mathrm{Vac} > (7 - 7{,}5) \text{ } м,$$

происходит разрыв струи, труба работает неполным сечением, давление в трубе равно атмосферному, и истечение происходит под напором h.

Полагая в ур-нии (5') $\mathrm{Vac}_{\max} = 7$ *м,* т. е. предельной величине, и преобразовывая уравнение, получим

$$d\,(1 + \zeta)\,(L - 7) = \lambda L\,(7 + h) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (6)$$

Отсюда заключаем, что при L < 7, семиметровый вакуум невозможен, при $L = 7$ *м* семиметровый вакуум возможен лишь при $\lambda = 0$ и при $L > 7$ *м* семиметровый вакуум, вообще говоря, возможен.

Преобразовывая ур-ние (5'), получим,

$$\mathrm{Vac}_{\max} = \frac{L\,[d\,(1 + \zeta) - \lambda h]}{d\,(1 + \zeta) + \lambda L} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7)$$

Поделив числитель и знаменатель на L и перейдя к пределу при $L = \infty$, получим

$$\lim\,(\mathrm{Vac}_{\max})_{L=\infty} = \frac{d\,(1 + \zeta) - \lambda h}{\lambda} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8)$$

Ур-ние (7) показывает, что при достаточно больших L возможен вакуум < 7 *м,* а предельная величина вакуума при $L = \infty$ определяется ур-ем (8). Напомним еще раз, что ур-ние (8) имеет место только тогда, когда $\mathrm{Vac}_{max} \le 7$ *м*.

Для данных задачи, при $\zeta = 0$, имеем

$$\lim\,(\mathrm{Vac}_{\max})_{L=\infty} = \frac{d}{\lambda} - h = \frac{0{,}10}{0{,}025} - 1{,}2 = 2{,}8 \text{ } м.$$

Теперь определим влияние С на вакуум и расход в нашей задаче. Задаваясь различными углами поворота а клапана, находящегося в начале трубы, и пользуясь данными таблицы сопротивления поворотного (горлового) клапана, приведенной на стр. 102 будем вычислять по ур-нию (5') вакуум. Результаты вычислений собраны ниже в таблицу, по данным которой построена кривая *ef* на черт. 91, дающая вакуум в функции от угла поворота клапана. Из этой кривой видно, что при угле поворота $\alpha \infty 29°$ вакуум достигает предельной величины = 7 *м;* при дальнейшем увеличении угла происходит срыв вакуума, давление падает до атмосферного (во всех сечениях трубы), и истечение происходит под напором $h = 1{,}20$ *м.* Таким образом, кривая вакуума при изменении угла а от 5° до 90° представится ломаной *e f g d* .

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ζ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,510	3,91	6,220	10,800	18,700	32,600	58,800	118	256	751	∞
Vac	2,71	3,31	4,01	4,77	6,110	7,26									
					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
v	7,85	7,60	7,31	6,90	6,37	5,81									
					2,585	2,185	1,804	1,410	1,090	0,835	0,626	0,443	0,302	0,177	0
β					0,577	0,500	0,426	0,357	0,293	0,234	0,181	0,134	0,094	0,060	0
Q	61,60	59,60	57,60	54,20	50,200	45,6									
					11,700	8,56	6,030	3,940	2,510	1,530	0,890	0,470	0,22	0,023	0

Скорость определится по ур-ию (2):

$$v = \sqrt{\frac{2g(L+h)}{1+\zeta+\lambda\frac{L}{d}}} = \sqrt{\frac{2\cdot 9,81\,(12,8+1,2)}{1+\zeta+0,025\frac{12,8}{0,10}}} = \frac{16,55}{\sqrt{4,2+\zeta}}\ \text{м/сек},$$

где λ взято по Дарси.

Расход

$$Q = \frac{1000\,\pi\,d^2 v}{4} =$$

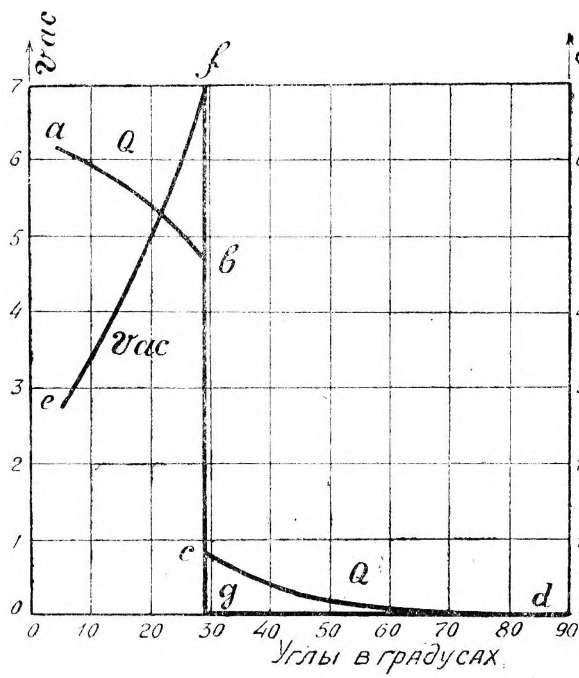
$$= \frac{1000\pi\cdot 0,1^2\cdot 16,55}{4\sqrt{4,2+\zeta}}$$

$$= \frac{130}{\sqrt{4,2+\zeta}}\ \text{л/сек}.$$

Результаты последних вычислений представлены в той же таблице, по данным которой построена часть кривой расхода *ab,* соответствующая изменению угла α от 5° до 29° (черт. 91).

При дальнейшем увеличении угла поворота клапана, как уже замечено выше, истечение происходит под напором h = = 1,20 *м*.

Напишем уравнение Бернулли для сечений 1 — 1 и α — α (черт. 90):



Черт. 91.

$$h + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_\alpha}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}(1+\zeta),$$

Так как $p_a = p_a$, то скорость

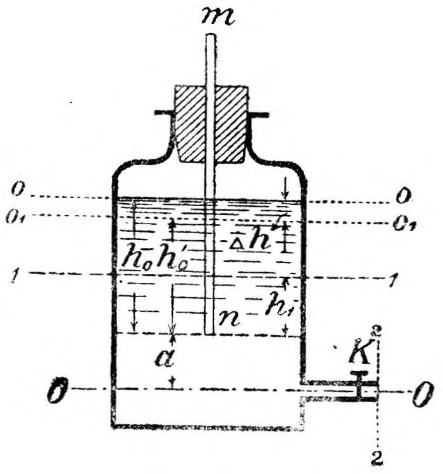
$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1+\zeta}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}2}{1+\zeta}} = \frac{4{,}84}{\sqrt{1+\zeta}} \ м/сек.$$

Коэффициенты уменьшения сечения β клапана указаны также в таблице [1])
Принимая коэффициент сжатия = 1, расход определится следующим образом

$$Q = \frac{1000\beta\pi\, d^2 v}{4} = \frac{1000\beta\pi \cdot 0{,}1^2 \cdot 4{,}84}{4\sqrt{1+\zeta}} = \frac{38\beta}{\sqrt{1+\zeta}} \ л/сек.$$

Результаты этих вычислений приведены в таблице, по данным которой построена остальная часть кривой расхода *abcd.* При угле поворота α = 29° происходит резкое изменение расхода.

Задача 58. Сосуд Мариотта. В сосуд, наполненный водою, вставлена при атмосферном давлении открытая сверху и снизу трубка *mn.* В нижней части боковой поверхности сосуда имеется кран *K.* Определить скорость истечения из сосуда при открытом кране (черт. 92).



Черт. 92.

В начале истечения уровень воды в трубке *mn* быстро опускается до *n,* и давление в сосуде падает с атмосферного до некоторого *p* (соответствующего уровню воды o_1 — o_1 в сосуде).

Предполагая давления распределенными по гидростатическому закону, можно написать

$$p = p_a - \gamma h_0'.$$

Но так как понижение уровня в сосуде Δ *h* в течение этого небольшого периода ничтожно, то, принимая $h_0 = h_0$, будем иметь

$$p = p_a - \gamma h_0.$$

Теперь рассмотрим подробнее истечение при понижении уровня в сосуде от o_1 — o_1 до *n.*

Пусть p_1 будет давление в сосуде, соответствующее уровню 1—1. Тогда

$$p_1 = p_a - \gamma h_1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Так как в этот период h_1 уменьшается от $h_0' \cong h_0$ до 0, то давление увеличивается от *p* до атмосферного, причем объем также увеличивается. Между тем, считая процесс изотермическим (ибо понижение уровня в сосуде совершается медленно и можно считать температуру постоянной), произведение объема воздуха в сосуде на давление должно оставаться постоянным. Для того чтобы гидравлические и термодинамические уравнения могли бы быть удовлетворены, количество воздуха, находящегося в сосуде, должно увеличиться: последний энергично будет засасываться через трубку *mn* в сосуд.

Напишем уравнение для свободной поверхности 1—1 (соответствующей какому-то промежуточному моменту рассматриваемого периода) и сечения

[1]) Коэффициент 3, см. Астров, Гидравлика, стр. 237.

2 — 2 относительно плоскости *O—O*. Пренебрегая скоростью в сечении 1 —1 и потерями на сопротивления, получим

$$a + h_1 + \frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Из ур-ия (1) имеем

$$\frac{p_1}{\gamma} + h_1 = \frac{p_a}{\gamma}.$$

Подставляя найденное выражение в ур-ие (2), получим

$$a + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g},$$

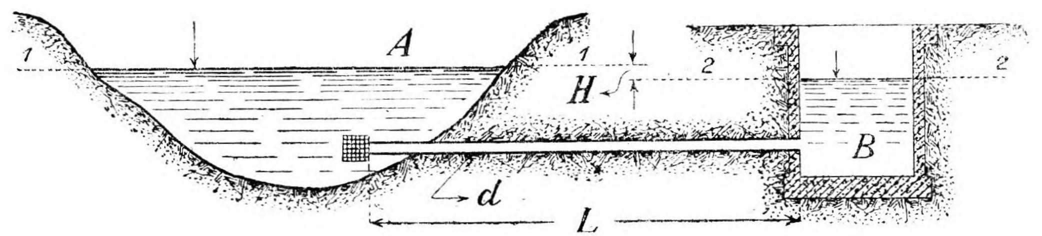
'откуда

$$v_2 = \sqrt{2ga},$$

т.-е. в период понижения уровня воды в сосуде от o_1—o_1 до конца трубки *n* истечение происходит при постоянном напоре *a*.

При дальнейшем понижении уровня в сосуде, ниже конца трубки *n*, давление в сосуде остается, очевидно, равным атмосферному, и истечение будет происходить при переменном напоре, изменяющемся от *a* до 0.

Задача 59. З а б о р н а я т р у б а. Из реки *A* вода в количестве Q = 80 *л/сек* самотеком поступает в колодец *B* по чугунной трубе длины



Черт. 93.

L = 200 *м.* Определить диаметр *d* трубы, если разность уровней в реке и колодце *2,00 м* и скорость течения воды в трубе $v \leq 1{,}50$ *м/сек* (черт. 93).

Напишем уравнение Бернулли для сечений 1—1 и 2—2, приняв за плоскость сравнения свободную поверхность в колодце *B*,

$$H + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_i}.$$

Пренебрегая членами $\frac{v_1^2}{2g}$ и $\frac{v_2^2}{2g}$ в виду малости скоростей, получим

$$H = \Sigma h_{w_i},$$

т. е. весь заданный напор затрачивается на сопротивления.

Или

$$H = \zeta_c \frac{v^2}{2g},$$

где v — скорость течения в трубе,

ζ_c — коэффициент сопротивления системы.

Отсюда

$$v=\sqrt{\frac{2gH}{\zeta_c}}.$$

Обозначая $\sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}=\mu_c$ [1]), получим расход в виде

$$Q=\mu_c\,\omega\sqrt{2gH}.$$

Так как коэффициент сопротивления системы ζ_c, а следовательно, и μ_c зависит от диаметра трубы, то задачу приходится решать подбором.

Определим по данным задачи произведение

$$\mu_c\omega=\frac{Q}{\sqrt{2gH}}=\frac{0{,}08}{\sqrt{2\cdot 9{,}81\cdot 2}}=0{,}0128\ м^2.$$

Будем теперь, задаваясь различными диаметрами, определять им соответственные $\mu_c\omega$.

Пусть $d = 0{,}20$ *м*. Тогда будем иметь:

Площадь трубы

$$\omega=0{,}0314\ м^2.$$

Коэффициент сопротивления входа (с сеткой)

$$\zeta_{вх}=6.$$

Коэффициент сопротивления по длине трубы (по Дарси)

$$\zeta_{тр}=\lambda\frac{L}{d}=0{,}022\frac{200}{0{,}20}=22.$$

Коэффициент сопротивления выхода (по Борда)

$$\zeta_{вых}=1.$$

Общий коэффициент сопротивления

$$\zeta_c=6+22+1=29$$

и

$$\mu_c=\sqrt{\frac{1}{29}}=0{,}186.$$

Следовательно,

$$\mu_c\,\omega=0{,}186\cdot 0{,}0314=0{,}0058\ м^2.$$

Как видим, диаметр $d = 0{,}20$ *м* недостаточен для пропуска данного расхода при условиях задачи.

Задаемся ближайшим большим (по сортаменту) диаметром и производим подобный же расчет. Результаты вычислений приведены в таблице.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c\omega$
0,20	0,0314	29,00	0,186	0,0058
0,25	0,0491	24,60	0,202	0,0099
0,30	0,0707	21,66	0,214	0,0152

Из таблицы следует, что труба диаметром $d = 3$ *дм* удовлетворяет поставленным условиям.

Скорость в трубе получается

$$v=\frac{Q}{\omega}=\frac{0{,}08}{0{,}0707}=1{,}13\ м/сек.$$

[1]) Коэффициент p_c называется коэффициентом расхода системы.

Следовательно, скорость не превышает maximum'а, поставленного в задаче.

Определим теперь действительную разность уровней в реке и колодце.

$$H_\partial = \Sigma h_{w_i} = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 21{,}66 \frac{1{,}13^2}{2 \cdot 9{,}81} = 1{,}41 \text{ м.}$$

Если бы при проверке на скорость оказалось, что v > vmax, то задачу нужно было бы решать, исходя из заданной максимальной скорости, т. е. определять диаметр трубы из условия:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{max}}}\ .$$

Пусть, напр., в условии будет поставлено, что $v \leq 1$ *м/сек.* Тогда, очевидно, диаметр = 3 *дм* мал, ибо скорость получается больше заданной.

Определяем диаметр из последней формулы:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}08}{\pi \cdot 1}} = 0{,}319 \text{ м.}$$

Берем диаметр ближайший больший — *d* = 3,50 дм; тогда

$$\omega = 0{,}0963 \text{ м}^2$$

и скорость

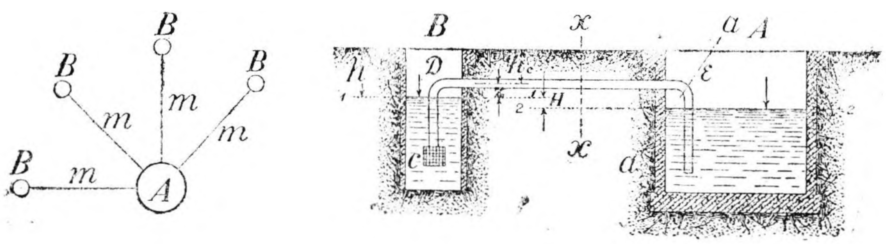
$$v = \frac{0{,}08}{0{,}0963} = 0{,}83 \text{ м/сек.}$$

Коэффициент сопротивления при этом будет

$$\zeta_c = 6 + 0{,}021 \frac{200}{0{,}35} + 1 = 19$$

и разность уровней

$$H_\partial = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 19 \cdot \frac{0{,}83^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}667 \text{ м.}$$



Черт. 94.

Задача 60. Сифон. Из колодцев *B* вода при помощи сифонных труб *m* подается в сборный колодец *A*. Заборный конец сифонов снабжен предохранительной сеткой С. Определить диаметр сифонов и величину наибольшего вакуума, если дано (черт. 94):

расход одного сифона *Q* = 40 *л/сек,*

длина „ „ *L* = 150 *м,*

расстояние свободной поверхности воды в колодцах *B* от поверхности земли *h* = 5 *м,*

разность уровней воды в колодцах *H* = 1 *м.*

Уравнение Бернулли для сечений 1—1 и 2 — 2 и сокращении будет иметь вид

$$H = \Sigma h_{w_i}$$

или

$$H = \zeta_c \frac{v^2}{2g} \cdot$$

отсюда скорость воды в сифоне

$$v = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c} 2gH}$$

и расход

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH}.$$

Определим по данным задачи произведение

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = \frac{0{,}04}{\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1}} = 0{,}0094 \ \text{м}^2.$$

Задаваясь различными значениями d, будем определять им соответствующие значения $\mu c\omega$.

Пусть d = 0,20 *м*. Тогда

$$\omega = 0{,}0314 \ \text{м}^2.$$

Подсчитаем коэффициент сопротивления системы ζ_c.

1) Сопротивление при входе в трубу

$$\zeta_1 = 5 \text{ (сетка).}$$

2) Трение по длине трубы (по Дарси)

$$\zeta_2 = 0{,}022 \frac{150}{0{,}20} = 16{,}5.$$

3) Сопротивление на закруглениях (по Вейсбаху), при радиусе закругления R = 0,215 *м* [1]),

$$2\zeta_3 = 2 \cdot 0{,}25 = 0{,}50.$$

4) Сопротивление при выходе из трубы (по Борда)

$$\zeta_4 = 1,$$

следовательно,

$$\zeta_c = 5{,}0 + 16{,}5 + 0{,}5 + 1{,}0 = 23{,}0.$$

Тогда

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{23}} = 0{,}208$$

и

$$\mu_c \omega = 0{,}208 \cdot 0{,}0314 = 0{,}0065.$$

Как видим, взятый диаметр мал. Берем ближайший больший диаметр (по сортаменту) и вычисляем произведение $\mu_c\omega$. Результаты вычислений сведены в таблице.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c\omega$
0,20	0,0314	23,0	0,208	0,0065
0,25	0,0491	19,7	0,225	0,0110

[1]) По нормальному сортаменту.

Итак, диаметр d = 0,25 *м* удовлетворяете отношении данного расхода. Проверим, какова будет скорость.

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0{,}04}{0{,}0491} = 0{,}815 \text{ м/сек.}$$

При этом разность горизонтов в колодцах получается

$$H_\partial = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 19{,}7 \frac{0{,}815^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}667 \text{ м.}$$

Обычно в сифонных трубах допускают скорость не более 1 *м/сек.* Таким образом, и в отношении скорости выбранный нами диаметр удовлетворителен.

Если бы при проверке на скорость оказалось, что последняя получается больше допускаемой, то определять диаметр нужно было бы из условия максимальной скорости, т. е. решать вопрос таким же путем, как указано в предыдущей задаче.

Для определения вакуума составим уравнение Бернулли для сечения 1—1 и какого-либо x—x относительно плоскости 1—1.

Будем иметь

$$\frac{p_a}{\gamma} = z + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + \Sigma h_{w_x},$$

или

$$\frac{p_a - p_x}{\gamma} = z + \frac{v^2}{2g}(1 + \zeta_x), \quad \ldots \ldots \ldots \quad (*)$$

где ζ_x — коэффициент сопротивления части системы от сечения 1 — 1 до рассматриваемого x — x.

Если часть *DE* сифона горизонтальна, то максимальное значение вакуума будет, очевидно, на этом участке, именно, в сечении *аа,* ибо для этого сечения величина ζ_x будет наибольшей.

Глубина заложения сифона h_c обычно задается из условий промерзания грунта; величину эту можно принимать от 1,50 *м* до 2,50 *м.* Таким образом, z является величиною известною.

Пусть h_c = 2,00 *м.* Тогда

$$z = h - h_c = 5 - 2 = 3 \text{ м.}$$

Коэффициент сопротивления

$$\zeta_x = 5 + 0{,}25 + 0{,}022 \frac{145}{0{,}25} = 18{,}01$$

(причем длина трубы *CE* принята равной 145 *м*).

Вакуум определится

$$\text{Vac} = 3 + \frac{0{,}815^2}{2 \cdot 9{,}81}(1 + 18{,}01) = 3{,}64 \text{ м.}$$

Следует заметить, что с увеличением z величина вакуума увеличивается, и может случиться, что вакуум превзойдет теоретически возможную величину. В этом случае, очевидно, произойдет разрыв струи, и сифон не будет выполнять своего назначения. За практический предел для вакуума, как указывалось в задаче 57, следует считать 7 — 7,5 *м* водяного столба.

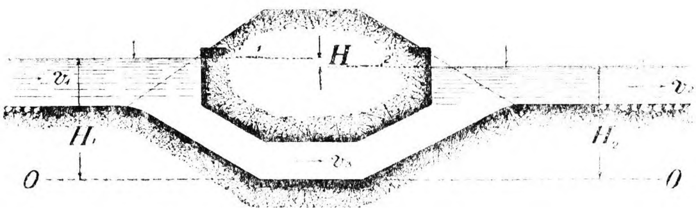
Если при заданной величине h_c вакуум оказывается чрезмерно большим, то расчет нужно вести в обратном порядке: задавшись максимальной допускаемой величиной вакуума, нужно определить по уравнению (*) z и затем найти глубину заложения h_c. Очевидно, таким же образом нужно решать задачу и в том случае, когда задается максимальная величина вакуума.

Задача 61. Определить диаметр железобетонного дюкера иод насыпью железной дороги, пропускающего расход Q = 2 *м*²/*сек,* если дано:

1) скорость подвода v_1 равна скорости отвода v_2 и равна 0,8 *м/сек;*
2) длина дюкера L = 15 *м;*
3) перепад H не должен превосходить 0,07 *м* (черт. 95).

Уравнение Бернулли, написанное для сечений 1—1 и 2—2, относительно плоскости *О—О*, будет иметь вид

$$H_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{v_1^2}{2g}=H_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{v_2^2}{2g}+\Sigma h_{w_i}.$$



Черт. 95.

Принимая во внимание, что $v_1 = v_2$; $p_1 = p_2$ и $H_1 = H_2 = H$ получим

$$H=\Sigma h_{w_i}.$$

Подсчитаем потери напора.

1. Потери напора при входе

$$h_{w_i}=0{,}50\frac{v_3^2}{2g}.$$

2. Потери напора на закруглениях (при радиусе закругления — 2,5 *м*)

$$h_{w_2}=2\cdot 0{,}15\frac{v_3^2}{2g}=0{,}30\frac{v_3^2}{2g}.$$

3. Потери напора на трение по длине дюкера (принимая по Бахметеву для бетонных труб λ = 0,020)

$$d_{w_3}=0{,}020\frac{15}{d}\,\frac{v_3^2}{2g}.$$

4. Потери напора при выходе

$$h_{w_4}=\frac{(v_3-v_2)^2}{2g}.$$

Во всех этих выражениях для потерь буквою v_3 обозначена скорость гечения в самом дюкере.

Тогда, в силу написанного выше уравнения, будем иметь

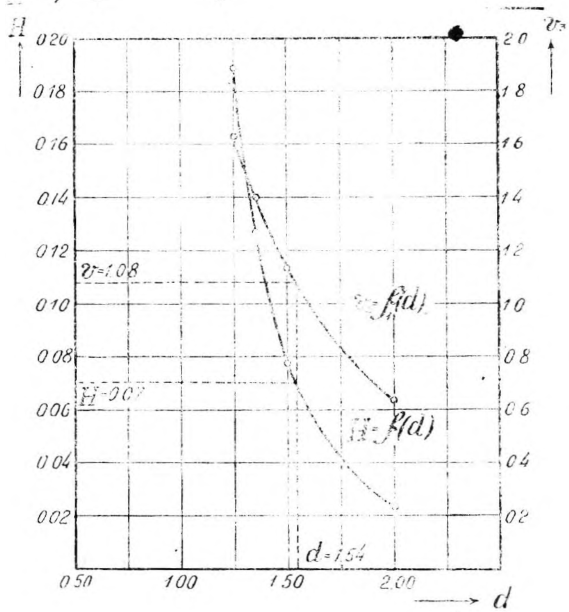
$$H = \left(0{,}80 + 0{,}020\,\frac{15}{d}\right)\frac{v_3^2}{2g} + \frac{(v_3 - v_2)^2}{2g}.$$

Теперь, задаваясь различными значениями диаметра d, будем определять им соответствующие значения перепада H.

Результаты вычислений сведены в таблицу. На основании данных этой таблицы построены кривые (черт. 96)

$$H = f(d) \text{ и } v_3 = f_1(d).$$

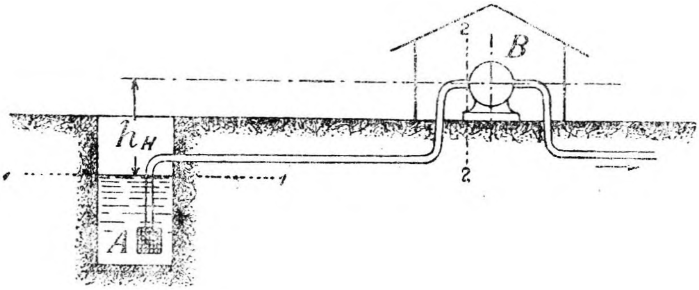
d	ω	v_3	H
1,25	1,227	1,630	0,1890
1,35	1,432	1,396	0,1260
1,50	1,766	1,130	0,0776
2,00	3,140	0,638	0,0231



Черт. 96.

Из построенных кривых видно, что данному значению перепада $H = 0{,}07$ *м* удовлетворяет диаметр дюкера $d = 1{,}54$; при этом скорость в дюкере получается $v_3 = 1{,}08$ *м/сек.*

Задача 62. Центробежный насос B качает воду из колодца A в количестве $Q = 200$ *л/сек.* Длина всасывающей трубы L — 50 *м;* труба снабжена предохранительной сеткой и обратным клапаном. Определить диаметр всасывающей трубы и высоту насоса над горизонтом воды в колодце так, чтобы вакуум не превосходил 6 *м* водяного столба, если скорость всасывания $v = 0{,}75 - 1$ *м/сек* (черт. 97).



Черт. 97

Пусть скорость всасывания $v = 1$ *м/сек.* Тогда диаметр всасывающей трубы должен быть

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}20}{\pi \cdot 1{,}0}} = 0{,}51 \text{ м}.$$

Принимаем $d = 0{,}5$ *м.* При этом диаметре скорость в трубе будет

$$v = \frac{4\,Q}{\pi\,d^2} = \frac{4 \cdot 0{,}20}{\pi \cdot 0{,}5^2} = 1{,}02 \text{ м/сек.}$$

Для определения высоты насоса h_H напишем уравнение Бернулли для сечений 1 — 1 и 2 — 2 относительно плоскости 1 — 1

$$\frac{p_a}{\gamma}=h_{\text{н}}+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{v^2}{2g}+\Sigma h_{w_i}$$

или

$$\frac{p_a-p_2}{\gamma}=h_{\text{н}}+\frac{v^2}{2g}(1+\zeta_c).$$

Но

$$\frac{p_a-p_2}{\gamma}$$

есть вакуум во всасывающей трубе — величина заданная. Следовательно, имеем уравнение для определения $h_{\text{н}}$

$$h_{\text{н}}=\text{Vac}-\frac{v^2}{2g}(1+\zeta_c).$$

Подсчитаем коэффициент сопротивления системы.

1) Коэффициент сопротивления при входе

ζ_1 = 10 (сетка и обратный клапан).

2) Коэффициент сопротивления на закруглениях (при радиусе закругления = 0,485 *м*)

$$\zeta_2=3\cdot 0{,}28=0{,}84.$$

3) Коэффициент сопротивления для учета потерь по длине трубы (по Дарси)

$$\zeta_3=0{,}020\frac{50}{0{,}50}=2.$$

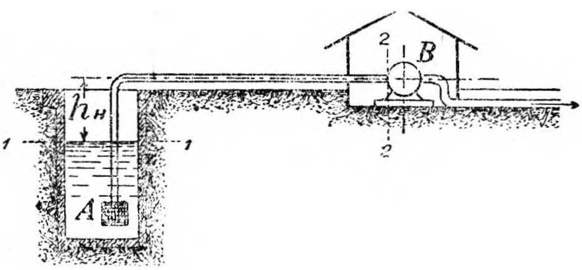
Коэффициент сопротивления системы, таким образом, будет

$$\zeta_c=10+0{,}84+2=12{,}84.$$

И высота насоса определяется

$$h_{\text{н}}=6-\frac{1{,}02^2}{2\cdot 9{,}81}(1+12{,}84)=5{,}27\ \text{м}.$$

Задача** 63*. Насос ***B качает воду из колодца *A* в количестве Q = 120 *л/сек*. Высота насоса над уровнем воды в колодце $h_{\text{н}}$ = 4,50 *м*. Длина всасывающей трубы L = 50 *м*; труба снабжена предохранительной сеткой и обратным клапаном. Определить диаметр всасывающей трубы так, чтобы вакуум в трубе был бы не более 6 *м* водяного столба (черт. 98).



Черт. 98.

Как и в предыдущей задаче, применив уравнение Бернулли для сечений 1 — 1 и 2 — 2, будем иметь

$$\text{Vac}=h_{\text{н}}+\frac{v^2}{2g}(1+\zeta_c),$$

откуда

$$v=\sqrt{\frac{1}{1+\zeta_c}2g\ (\mathrm{Vac}-h_н)},$$

и, следовательно, расход

$$Q=\mu_c\omega\sqrt{2g(\mathrm{Vac}-h_н)},$$

где

$$\mu_c=\sqrt{\frac{1}{1+\zeta_c}}.$$

Определим произведение μ, ω, пользуясь данными задачи:

$$\mu_c\omega=\frac{Q}{\sqrt{2g\ (\mathrm{Vac}-h_н)}}=\frac{0{,}12}{\sqrt{2\cdot 9{,}81\ (6-4{,}5)}}=0{,}0221\ м^2.$$

Теперь, имея в виду, что коэффициент сопротивления системы

$$\zeta_c=\zeta_{вх}+\zeta_{тр}+\zeta_{закр}=10+0{,}021\frac{50}{d}+0{,}20,$$

будем задаваться различными диаметрами d и определять им соответствующие значения произведения μ, ω. Результаты вычислений сведем в таблицу.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c\omega$
0,30	0,0707	13,86	0,260	0,0184
0,35	0,0962	13,20	0,265	0,0255
0,40	0,1256	12,82	0,269	0,0338

Из этой таблицы следует, что условиям задачи удовлетворяет диаметр d = 3,50 *дм*.

Скорость при этом

$$v=\frac{Q}{\omega}=\frac{0{,}12}{0{,}0962}=1{,}25\ м/сек$$

и вакуум

$$\mathrm{Vac}=h_н+\frac{v^2}{2g}(1+\zeta_c)=4{,}50+\frac{1{,}25^2}{2\cdot 9{,}81}(1+13{,}20)=5{,}63\ м.$$

Если заданы предельные значения Vac, h_H и v, то задачу следует решать следующим образом.

Из уравнения

$$\mathrm{Vac}=h_н+\frac{v^2}{2g}(1+\zeta_c)$$

определяем коэффициент сопротивления системы

$$\zeta_c=\frac{(\mathrm{Vac}-h_н)\,2g}{v^2}-1.$$

Далее, задаваясь различными значениями диаметра d, будем определять им соответствующие значения коэффициентов сопротивления ζ_c и возьмем тот диаметр, которому соответствует С ближайшее меньшее ζ_c.

Задача 64. На черт. 99 изображена схема турбинной установки. Из напорного бассейна A железным клепаным трубопроводом (длина L = 30 *м;* диаметр d =1,0 *м*) вода подводится к турбине T, находящейся в цилиндрическом кожухе. Пройдя рабочее колесо турбины, вода поступает в отсасывающую трубу n и затем в нижний бьеф. Длина отсасывающей трубы равна

$L_2 = 6$ *м*. Входной диаметр отсасывающей трубы $D_1 = 0{,}76$ *м*; выходной $D_2 = 1{,}40$ *м*. Горизонт воды в верхнем бьефе расположен на высоте $H_1 = 10$ *м* над плоскостью, проходящей через ось турбины; горизонт воды в нижнем бьефе — на $H_2 = 5$ *м* ниже той же плоскости. Расход турбины $Q = 1{,}60$ *м³/сек;* скорость в начале отсасывающей трубы $v_3 = 3{,}53$ *м/сек*; скорость, с которой вода покидает отсасывающую трубу, $v_4 = 1{,}04$ *м/сек.* Определить:

1) напор, полезно используемый турбиной при данном ее расположении над уровнем нижнего бьефа;

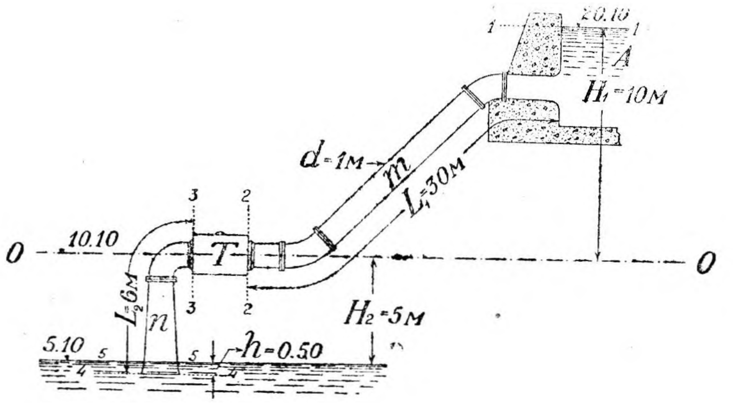
2) величину давления *p* непосредственно перед входом в турбинную камеру (сечение 2 — 2);

3) величину вакуума в отсасывающей трубе;

причем при рассмотрении первого вопроса пренебречь потерями напора на сопротивления.

1. Напишем уравнение Бернулли для сечений 1 — 1 и 2— 2, приняв за плоскость сравнения плоскость *O — O:*

$$H_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad \ldots \ldots \quad (1)$$



Черт. 99.

Напишем подобное же уравнение для сечений 3 — 3 и 4 — 4 относительно той же плоскости

$$-(H_2 + h) + \frac{p_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g}.$$

Выражение

$$E_2 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

представляет полную энергию [1]), заключающуюся в ед. веса воды, непосредственно перед рабочим колесом.

Выражение

$$E_3 = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g}$$

представляет полную энергию, заключающуюся в ед. веса воды, непосредственно после рабочего колеса. Следовательно, разность этих энергий даст

[1]) Относительно плоскости О — *O.*

ту энергию, которую оставляет в рабочем колесе каждая ед. веса протекающей через турбину воды, т. е.

$$E = E_2 - E_3 = H_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + H_2 + h - \frac{p_4}{\gamma} - \frac{v_4^2}{2g}.$$

Так как

$$\frac{p_4}{\gamma} - h = \frac{p_a}{\gamma}$$

и $p_1 = p_a$, где p_a — атмосферное давление, то, принимая во внимание, что скорости v_1 и v_4 малы, из последнего выражения получим

$$E = H_1 + H_2.$$

Таким образом, несмотря на то, что турбина расположена на 5 *м* выше горизонта нижнего бьефа, весь имеющийся напор используется турбиной. В этом и заключается идея отсасывающей трубы.

Само собою разумеется, что в действительности часть напора теряется на сопротивления. Следует заметить, что в новейших турбинных установках коэффициент полезного действия довольно высок и существуют установки, турбины которых используют 94,5°/о имеющегося напора [1]).

2. Скорость движения воды в трубопроводе определится

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 1{,}6}{\pi \cdot 1{,}0^2} = 2{,}04 \;\; \textit{м/сек.}$$

Пополнив ур-ие (1) членом, учитывающим потери на сопротивления, получим

$$H_1 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_i}.$$

Так как $v_2 = v$, а величиною $\frac{v_1^2}{2g}$ можно пренебречь в виду ее малости, то избыточное давление в сечении 2 — 2 будет

$$\frac{p_m}{\gamma} = \frac{p_2 - p_a}{\gamma} = H_1 - \frac{v^2}{2g}(1 + \zeta_c).$$

Подсчитаем потери.

1) Потери на вход (закругленный вход)

$$h_{w_1} = 0{,}1 \, \frac{v^2}{2g}.$$

2) Потери на закруглениях в трубопроводе (при радиусе закругления $R = 2{,}4$ *м*)

$$h_{w_2} = 2 \cdot 0{,}15 \frac{v^2}{2g} = 0{,}30 \, \frac{v^2}{2g}.$$

3) Потери по длине трубопровода (принимая по Бахметеву для клепанных труб $\lambda = 0{,}025$)

$$h_{w3} = 0{,}025 \, \frac{30}{1} \, \frac{v^2}{2g} = 0{,}75 \, \frac{v^2}{2g}.$$

[1]) Гидроэлектрическая станция „Trollhättan“ (Швеция).

Сумма потерь

$$\Sigma h_{w_1} = (0{,}10 + 0{,}30 + 0{,}75)\,\frac{v^2}{2g} = 1{,}15\,\frac{v^2}{2g}.$$

Тогда искомое давление

$$\frac{p_m}{\gamma} = 10 - \frac{2{,}04^2}{2 \cdot 9{,}81}\,(1 + 1{,}15) = 9{,}55 \text{ м.}$$

3. Относя уравнение Бернулли, написанное выше для сечений 3 — 3 и 4 — 4, к плоскости сравнения 5 — 5 и дополняя его членом, учитывающим потери в отсасывающей трубе, получим

$$H_2 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} + h_{w\text{тр}}.$$

Откуда искомый вакуум

$$\text{Vac} = \frac{p_a - p_3}{\gamma} = H_2 + \frac{v_3^2 - v_4^2}{2g} - h_{w\text{тр}}.$$

Из этого выражения, между прочим, следует, что в отсасывающей трубе давление всегда меньше атмосферного, ибо правая часть последнего выражения всегда положительна: H_2 — существенно положительная величина, v_3 всегда больше v_4, а величина последнего члена, как увидим ниже, незначительна по сравнению с первыми двумя.

Вычислим вакуум. Потерю напора в отсасывающей трубе определим по формуле Флямана, преобразованной для конической трубы [1]),

$$h'_{w\text{тр}} = 0{,}00041\left(\frac{1}{D_1^{3,75}} - \frac{1}{D_2^{3,75}}\right)\frac{Q^{1,75}}{\operatorname{tg}\frac{\gamma}{2}},$$

где D_1 — входной диаметр трубы,

D_2 — выходной „ „

Q— расход турбины,

γ — угол конусности трубы.

Очевидно,

$$\operatorname{tg}\frac{\gamma}{2} = \frac{D_2 - D_1}{2L}.$$

Следовательно,

$$h'_{w\text{тр}} = 0{,}00041\left(\frac{1}{0{,}76^{\,3,75}} - \frac{1}{1{,}40^{\,3,75}}\right)\frac{1{,}6^{1,75} \cdot 2 \cdot 6}{1{,}40 - 0{,}76} = 0{,}043 \text{ м.}$$

При наличии в трубе одного закругления эту потерю нужно увеличить на 25%, т. е.

$$h_{w\text{тр}} = 1{,}25 \cdot 0{,}043 = 0{,}0537 \text{ м.}$$

Следовательно, величина вакуума

$$\text{Vac} = 5 + \frac{3{,}52^2 - 1{,}04^2}{2 \cdot 9{,}81} - 0{,}0537 = 5{,}527 \text{ м.}$$

[1]) Проф. И. Г. Е с ь м а н , Водяные турбины, стр. 77, 1917 г.

ГЛАВА III.

Истечение из отверстий.

1. Истечение при постоянном напоре.

А. Истечение из малых отверстий.

Рассмотрим истечение из отверстия в тонкой стенке.

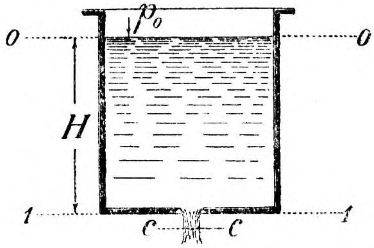
Если предположить, что: 1) движение жидкости установилось, 2) истечение происходит в атмосферу и 3) площадь отверстия мала по сравнению с площадью сосуда ($\Omega/\omega \geq 20$, где Ω — площадь сосуда, ω — площадь отверстия), то, применяя уравнение Бернулли к сечениям $O — O$ и $1 — 1$ (черт. 100) и пренебрегая величиной скорости в сечении $O — O$ и потерями энергии на преодоление сопротивлений при истечении, получим

$$H = \frac{v^2}{2g}, \quad \ldots\ldots \quad (1)$$

где H — напор над центром тяжести отверстия.

Отсюда теоретическая скорость истечения

$$v = \sqrt{2gH} \quad \ldots\ldots \quad (2)$$



Черт. 100.

Эта формула, данная еще Торичелли, показывает, что скорость истечения жидкости равна скорости свободно падающего тела с высоты H. В действительности скорость истечения будет несколько меньше теоретической.

В самом деле, струя по выходе из отверстия претерпевает сжатие, и только в этом сжатом сечении движение можно считать параллельно-струйным. В плоскости же отверстия движение таковым не будет, и, следовательно, к сечению $1 — 1$ уравнение Бернулли применять нельзя. Кроме того, вследствие Нарушения характера движения и ввиду отсутствия совершенного параллелизма струй в сжатом сечении, а также ввиду отсутствия равенства скоростей элементарных струек и существования трения, происходит известная потеря энергии.

Если назовем коэффициент сопротивления при истечении через С, то, применив уравнение Бернулли к сечениям $O — O$ и $c — c$, получим

$$H = (1 + \zeta)\frac{v_c^2}{2g} \quad \ldots\ldots \quad (3)$$

Отсюда скорость в сжатом сечении

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}}\sqrt{2gH} \quad \ldots\ldots \quad (4)$$

Или, положив

$$\frac{1}{\sqrt{1+\zeta}}=\varphi, \qquad (5)$$

получим

$$v_c=\varphi\sqrt{2gH} \qquad (6)$$

Коэффициент φ, всегда меньший единицы, носит название *коэффициента скорости*. Площадь сжатого сечения струи

$$\omega_c=\alpha\omega \qquad (7)$$

Коэффициент α называется *коэффициентом сжатия*.

Расход через отверстие

$$Q=v_c\omega_c=\alpha\varphi\omega\sqrt{2gH} \qquad (8)$$

Обозначив

$$\mu=\alpha\varphi, \qquad (9)$$

будем иметь формулу для определения расхода через отверстие в тонкой стенке:

$$Q=\mu\omega\sqrt{2gH} \qquad (10)$$

Коэффициент μ будем называть *коэффициентом расхода*.

Обычно коэффициенты μ и я определяются опытным путем; коэффициент φ вычисляется.

Если скоростью в сечении O — O пренебречь нельзя, то скорость в сжатом сечении c — c определится так:

$$v_c=\varphi\sqrt{2g\left(H+\frac{v_0^2}{2g}\right)} \qquad (11)$$

и соответственно расход

$$Q=\mu\omega\sqrt{2g\left(H+\frac{v_0^2}{2g}\right)} \qquad (12)$$

Обозначая напор, исправленный на скорость подхода, через H_0, т. е. полагая

$$H_0=H+\frac{v_0^2}{2g}, \qquad (13)$$

получим

$$Q=\mu\omega\sqrt{2gH_0}. \qquad (14)$$

В зависимости от расположения отверстия, из которого происходит истечение, относительно стенок сосуда, встречаются различные случаи сжатия.

Если отверстие никакой частью своего периметра не примыкает к стенкам сосуда, так что струя непосредственно перед выходом из отверстия не соприкасается со стенками сосуда, то сжатие струи называется *полным* (черт. 100 и 103).

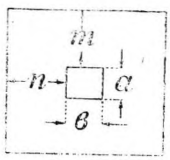
Полное сжатие может быть *совершенным* и *несовершенным*. Совершенное сжатие характеризуется наименьшими коэффициентами сжатия и расхода и получается в том случае, если отверстие расположено на таком расстоянии от стенок сосуда, что последние не оказывают влияния на истечение.

Опытом установлено, что совершенное сжатие имеет место при следующих соотношениях (черт. 101): $m > 3b$, $n > 3a$.

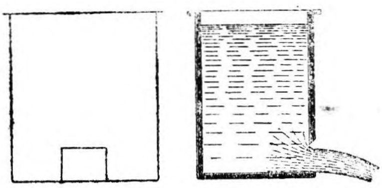
Если отверстие какой-либо частью своего периметра примыкает хотя бы к одной из стенок сосуда, то на этой части периметра сжатие устраняется, и получается н е п о л н о е с ж а т и е .

Например, на черт. 102 сжатие струи отсутствует в нижней ее части, тогда как с боков и сверху она сжата. В зависимости от расположения отверстия сжатие струи может быть устранено либо с одной, либо с двух и трех сторон ее, либо, наконец, устранено совсем (см. ниже — истечение через насадки).

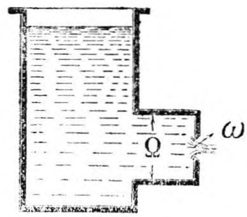
Неполное сжатие увеличивает коэффициент расхода.



Черт. 101.



Черт. 102.



Черт. 103.

Для м а л ы х круглых и квадратных отверстий в тонкой стенке, в случае совершенного сжатия, можно принять на основании многочисленных опытов следующие средние значения коэффициентов:

$$\alpha = 0{,}64; \qquad \varphi = 0{,}97; \qquad \mu = 0{,}62;$$

при этом

$$\zeta = \frac{1}{\varphi^2} - 1 = 0{,}06.$$

Из нижеприведенных таблиц (3 и 4) опытных значений коэффициента расхода для малых отверстий при совершенном сжатии следует (первые четыре графы таблиц), что как с увеличением напора при данном отверстии, так и с увеличением размеров отверстия при данном напоре, коэффициент μ уменьшается.

В случае н е с о в е р ш е н н о г о сжатия коэффициент расхода может быть вычислен по следующим опытным формулам Вейсбаха:

для круглых отверстий

$$\mu = \mu_0 \, (1 + l) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (15)$$

для прямоугольных отверстий

$$\mu = \mu_0 \, (1 + l_1) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (16)$$

где μ_0 — коэффициент расхода для того же отверстия при совершенном сжатии, □ *и* $□_1$ — величины, зависящие от отношения площади отверстия к площади сосуда, т. е. от отношения $\frac{\omega}{\Omega}$.

Значения □ и $□_1$ для сосуда, в котором отверстие концентрично с сечением самого сосуда (черт. 100), приведены в таблице 1 [1]).

[1]) Проф. А. И. А с т р о в , Гидравлика, стр. 122, 1911 г.

ТАБЛИЦА 1.

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
l	0,007	0.014	0,023	0,034	0,045	0,059	0,075	0,092	0,112	0,134	0,161	0,189	0,260	0,351	0,471	0.631
l_1	0,009	0,019	0,030	0,042	0,056	0,071	0,088	0,107	0,128	0,152	0,178	0,208	0,278	0,365	0,473	0,609

Для случая, изображенного на черт. 103, значения приведены в таблице 2 [1]).

ТАБЛИЦА 2.

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
l	0,013	0,027	0,043	0,060	0,080	0,102	0,127	0,152	0,181	0,227

Коэффициент расхода при н е п о л н о м сжатии в случае истечения в атмосферу можно вычислять по формулам Бидона:

для прямоугольных отверстий

$$\mu = \mu_0\left(1 + 0{,}152\,\frac{n}{p}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

для круглых отверстий

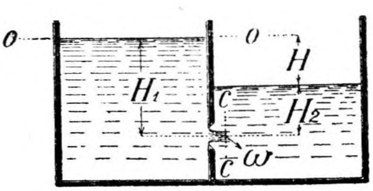
$$\mu = \mu_0\left(1 + 0{,}128\,\frac{n}{p}\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

где μ_0 — коэффициент расхода для данного отверстия при полном сжатии ($n = 0$);

n — часть периметра отверстия, на которой устранено сжатие;

p — полный периметр отверстия.

И с т е ч е н и е п о д у р о в е н ь. Выше предполагалось, что истечение происходит в атмосферу. В случае, если истечение происходит под уровень (черт. 104), то формулы для скорости и расхода, приведенные выше, остаются справедливыми, если под H подразумевать разность уровней перед отверстием и за отверстием, т. е.



Черт. 104.

$$H = H_1 - H_2, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (19)$$

или, в случае учета скорости подхода,

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}.$$

В. И с т е ч е н и е и з б о л ь ш и х о т в е р с т и й.

С практической стороны наибольшее значение имеет случай истечения из больших отверстий. К сожалению, большие отверстия в экспериментальном отношении изучены значительно меньше, чем отверстия малые, почему и не представляется возможным дать более или менее точные коэффициенты, характеризующие явление истечения из таких отверстий.

[1]) Проф. А. И. А с т р о в, Гидравлика, стр. 122, 1911 г.

На основании имеющегося опытного материала гидравлика сохраняет для определения расхода при больших отверстиях формулу того же типа, что и при малых:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0},$$

где ω —площадь отверстия;

H_0 — напор в центре тяжести отверстия, исправленный на скорость подхода;

μ — коэффициент расхода.

Что касается последнего, то о нем, в случае отверстия в тонкой стенке при совершенном сжатии, на основании опытов Гамильтона Смита, Понселе и Лебро (см. таблицы 3, 4 и 5), можно сказать следующее:

1) с увеличением напора коэффициент μ сначала увеличивается, затем несколько уменьшается,

2),с увеличением напора уменьшается влияние величины отверстия на коэффициент μ,

3) с увеличением отверстия коэффициент μ несколько уменьшается,

4) чем щелевиднее отверстие, тем больше коэффициент μ.

ТАБЛИЦА 3.

Коэффициенты расхода μ для круглых отверстий в вертикальной тонкой стенке по опытам Гамильтона Смита.

Напор в центре отверстия (*м*)	Диаметр отверстия в метрах					
	0,0061	0,0152	0,0304	0,0608	0,182	0,304
0,122	—	0,631	0,618	—	—	—
0,152	—	0,627	0,615	0,600	0,592	—
0,182	0,655	0,624	0,613	0,601	0,593	—
0,213	0,651	0,622	0,611	0,601	0,594	0,590
0,243	0,648	0,620	0,610	0,601	0,594	0,591
0,274	0,646	0,618	0,609	0,601	0,595	0,591
0,304	0,644	0,617	0,608	0,600	0,595	0,591
0,426	0,638	0,613	0,605	0,600	0,596	0,593
0,608	0,632	0,610	0,604	0,599	0,597	0,595
0,912	0,627	0,606	0,603	0,599	0,598	0,597
1,216	0,623	0,605	0,602	0,599	0,597	0,596
1,824	0,618	0,604	0,600	0,598	0,597	0,596
2,432	0,614	0,603	0,600	0,598	0,596	0,596
3,040	0,611	0,601	0,598	0,597	0,596	0,595
6,080	0,601	0,598	0,596	0,596	0,596	0,594
30,400	0,593	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592

ТАБЛИЦА 4.

Коэффициенты расхода μ для квадратных отверстий в вертикальной тонкой стейке по опытам Гамильтона Смита.

Напор в центре отверстия (*м*)	Сторона квадрата в метрах					
	0,0061	0,0152	0,0304	0,061	0,182	0,304
0,122	—	0,637	0,621	—	—	—
0,152	—	0,633	0,619	0,605	0,597	—
0,182	0,660	0,630	0,617	0,605	0,598	—
0,213	0,656	0,628	0,616	0,605	0,599	0,596
0,243	0,652	0,625	0,615	0,605	0,600	0,597
0,274	0,650	0,623	0,614	0,605	0,601	0,598
0,304	0,648	0,622	0,613	0,605	0,601	0,599
0,426	0,642	0,618	0,610	0,605	0,602	0,601
0,608	0,637	0,615	0,608	0,605	0,604	0,602
0,912	0,632	0,612	0,607	0,605	0,604	0,603
1,216	0,628	0,610	0,606	0,605	0,603	0,602
1,824	0,623	0,609	0,605	0,604	0,603	0,602
2,432	0,619	0,608	0,605	0,604	0,603	0,602
3,040	0,616	0,606	0,604	0,603	0,602	0,601
6,080	0,606	0,603	0,602	0,602	0,601	0,600
30,400	0,599	0,598	0,598	0,598	0,598	0,598

При решении практических вопросов в случае совершенного сжатия обыкновенно принимают (в среднем) $\mu = 0{,}60$.

Если сжатие струи несовершенное или неполное, то коэффициент расхода μ соответственно увеличивается, причем истинное его значение может быть определено по тем же формулам, которые приведены выше для отверстий малых.

Вейсбах для больших прямоугольных отверстий в случае истечения в атмосферу для определения истинного значения коэффициента μ при неполном сжатии дает следующую формулу:

$$\mu = \mu_0\left(1 + 0{,}157\,\frac{n}{p}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

где μ_0, n и p имеют те же значения, что и в формулах Бидона.

Считаем не лишним привести здесь цифры, полученные экспериментаторами Лебро и Греффом (таблицы 6 и 7) в результате опытов над истечением при неполном сжатии. Заметим, что из испытанных ими моделей (черт. 105) наибольший интерес с практической стороны представляют

ТАБЛИЦА 5.

Коэффициенты расхода μ для прямоугольных отверстий в вертикальной тонкой стенке но опытам Понселе и Лебро.

Напор H над верхней кромкой отверстия [1]) в $м$	Ширина отверстия $b = 0,2$ $м$						$b = 0,6$ $м$	
	Высота отверстия h в $м$						h в $м$	
	0,01	0,02	0,03	0,05	0,10	0,20	0,02	0,20
0,01	0,701	0,660	0,630	0,607	—	—	0,644	—
0,02	0,694	0,659	0,634	0.615	0,596	0,572	0,643	—
0,03	0,688	0,659	0,638	0,620	0,600	0,578	0,642	0,593
0,04	0,683	0,658	0,640	0,623	0,603	0,582	0,642	0,595
0,05	0,679	0,658	0,640	0,625	0,605	0,585	0,641	0,597
0,06	0,676	0,657	0,640	0,627	0,607	0,587	0,641	0,599
0,08	0,670	0,656	0,638	0,629	0,610	0,589	0,640	0,601
0,10	0,666	0,654	0,637	0,630	0,611	0,592	0.639	0,602
0,14	0,660	0,651	0,635	0,630	0.613	0,595	0,637	0,603
0,20	0,655	0,648	0,633	0,630	0.615	0,598	0,635	0,605
0,30	0,650	0,644	0,632	0,629	0.616	0,600	0.633	0,607
0,50	0,644	0,640	0,630	0,628	0,617	0,603	0,630	0,607
1,00	0,632	0,633	0,628	0,626	0,615	0,605	0,626	0,605
1,50	0,615	0,619	0,620	0,620	0,611	0,602	0,623	0,602
2,00	0,611	0,612	0,612	0,613	0,607	0,601	0,620	0,602
3,00	0,609	0,610	0,608	0,606	0,603	0.601	0,615	0,601

[1]) Напор H измерялся на некотором расстоянии от отверстия, где можно было принять свободную поверхность за горизонтальную плоскость.

ТАБЛИЦА 6.

Коэффициенты расхода μ для квадратного отверстия 0,2 *м* X 0,2 *м* в вертикальной стенке при различных условиях истечения (черт. 105) по опытам Лебло.

Напор H над верхней кромкой отверстия [1]) в *м*	Типы устройства отверстий							
	A	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*	*H*
	Истечение в атмосферу							
0,02	0,572	0,587	—	0,589	0,599	—	—	—
0,05	0,585	0,593	0,631	0,595	0,608	0,622	—	0,636
0,10	0,592	0,600	0,631	0,601	0,615	0,628	—	0,639
0,20	0,598	0,606	0,632	0,607	0,621	0,633	0,708	0,643
0,50	0,603	0,610	0,631	0,611	0,623	0,636	0,680	0,644
1,00	0,605	0,611	0,628	0,612	0,624	0,637	0,676	0,642
1,50	0,602	0,611	0,627	0,611	0,624	0,637	0,672	0.641
2,00	0,601	0,610	0,626	0,611	0,619	0,636	0,668	0,640
3,00	0,601	0,609	0,624	0,610	0,614	0,634	0,665	0,638
	Истечение в лоток							
0,02	0,480	0,489	0,496	—	0,480	—	—	0,488
0,05	0,511	0,517	0,531	—	0,510	0,509	0,528	0,520
0,10	0,542	0,545	0,563	—	0,538	0,534	0,560	0,552
0,20	0,574	0,576	0,591	—	0,566	0,562	0,589	0,582
0,50	0,599	0,602	0,621	—	0,592	0,591	0,591	0,613
1,00	0,601	0,609	0,628	—	0,600	0,601	0,601	0,623
1,50	0,601	0,610	0,627	—	0,602	0,604	0,604	0,624
2,00	0,601	0,610	0,626	—	0,602	0,604	0,604	0,624
3,00	0,601	0,609	0,624	—	0,601	0,602	0,602	0,622

1) Напор *H* измерялся **так** же, **как в таблице** 5.

ТАБЛИЦА 7.

Коэффициенты расхода μ для прямоугольных отверстий в вертикальной стенке при различных условиях истечения но опытам Греффа.

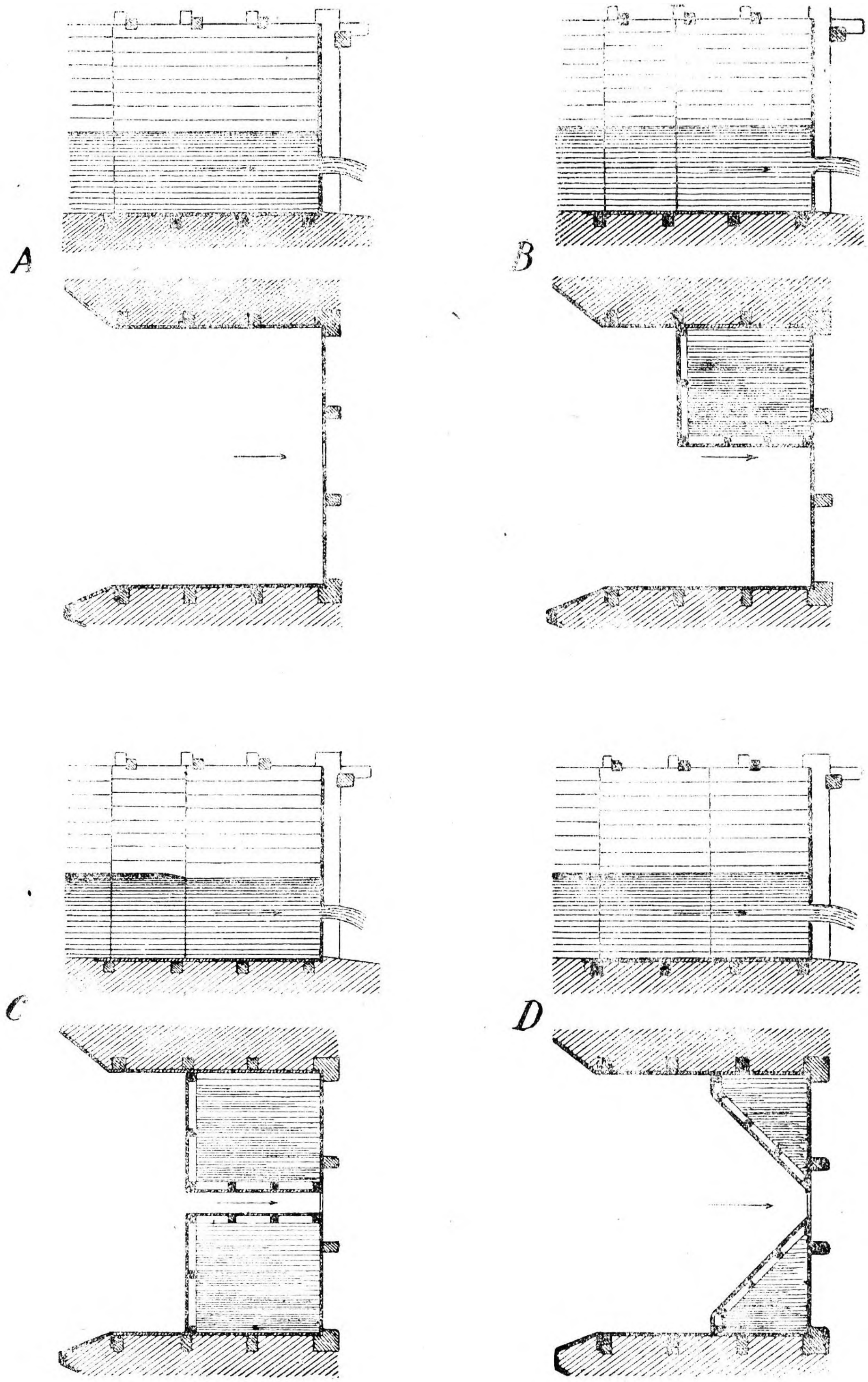
$\frac{H}{h}$	Типы устройства отверстий						
	A_1	B_1	C_1	D_1	E_1	F_1	G_1
	Истечение в атмосферу						
1	0,61	0,65	0,67	0,70	0,65	0,68	—
5	0,62	0,64	0,67	0,69	0,67	0,70	—
10	0,62	0,63	0,67	0,69	0,68	0,71	—
20	0,61	0,63	0,66	0,68	0,68	0,71	—
40	0,61	0,62	0,66	0,68	0,68	0,70	—
100	0,60	0,60	0,66	0,68	0,66	0,69	—
400	0,60	0,60	0,65	0,67	0,66	0,68	—
1000 и выше	0,60	0,60	0,65	0,67	0,66	0,68	—
	Истечение в лоток						
1	0,57	0,64	0,60	0,60	0,62	0,65	—
5	0,61	0,64	0,62	0,64	0,63	0,66	—
10	0,61	0,63	0,63	0,65	0,64	0,67	—
20	0,61	0,63	0,63	0,65	0,65	0,67	—
40	0,61	0,62	0,63	0,65	0,64	0,66	—
100	0,60	0,60	0,62	0,64	0,63	0,65	0,84
400	0,60	0,60	0,62	0,63	0,63	0,64	0,81
1000 и выше	0,60	0,60	0,62	0,63	0,63	0,64	0,80

Примечания:

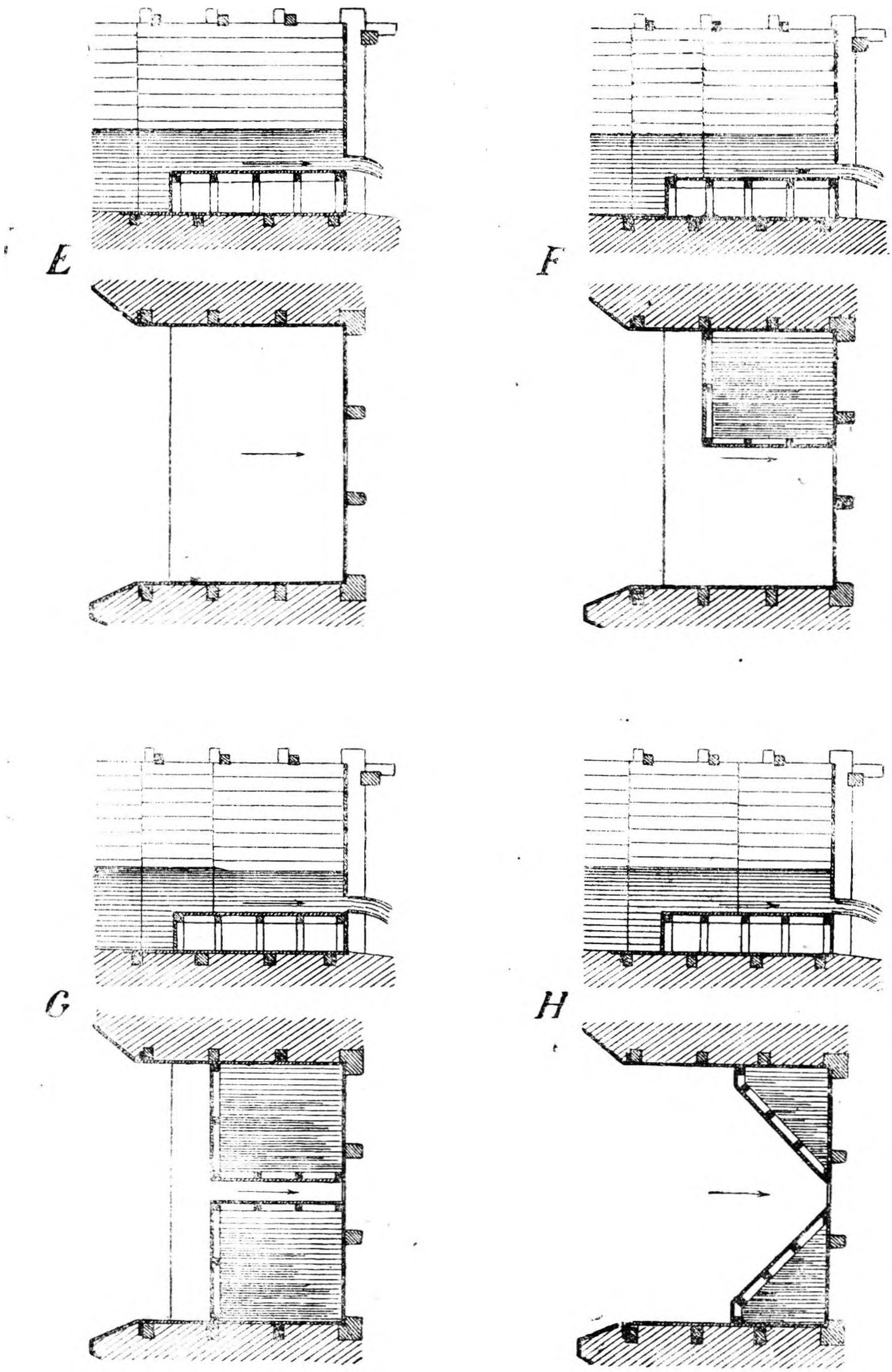
1) Высота отверстия A 0,030 ***м.***

2) H — напор отсчитывался над верхней кромкой отверстия и достигал 40 *м.*

3) Случаям A_1, B_1, C_1 и D_1 соответствуют типы отверстий *A,* С, *E, C* черт. 105 E_1 - отверстие в стенке толщиною 40 — 50 ***мм*** с сжатием со всех сторон. F_1 — отверстие, подобное C_1, но в толстой стенке. G_1—отверстие, подобное D_1, но в толстой стенке.



Черт. 105



Черт. 105.

E и G (E — сжатие устранено с одной стороны, напр., истечение из-под щита, когда ширина отверстия меньше ширины подводящего канала; G — сжатие устранено с трех сторон, напр., истечение из-под щита, когда ширина отверстия равна ширине подводящего канала).

Из приведенных цифр, относящихся к случаю истечения в лоток, видно, что лоток, вообще говоря, уменьшает коэффициент расхода. Отметим, что при отверстии типа G (черт. 105), которому соответствует тип D в таблице 7, коэффициент μ возрастает довольно значительно и при малых напорах достигает величины 0,70.

При расчете отверстий шлюзов, разборчатых плотин и т. д., коэффициент расхода обыкновенно принимают более высоким. Так, напр., проф. Павловский приводит следующие значения коэффициента расхода, применяемые в американской и английской практике [1]):

1) Отверстия больших размеров, с несовершенным, но всесторонним сжатием, без более точного определения условий подхода к отверстию в среднем $\mu = 0,70$

2) Отверстия с умеренным боковым сжатием, но вовсе без сжатия по дну .... $\mu = 0,80$

3) Средние отверстия (шириною до 2 *м*) без сжатия по дну и с весьма слабым боковым сжатием, типа отверстий в мостах-регуляторах и т. п. .... $\mu = 0,90$

4) Большие отверстия современного типа в плотинах и шлюзах, при ширине в 5 - 6 *м* и более, без сжатия по дну и с весьма слабым боковым сжатием.......... $\mu =$ до 0,95

Само собою разумеется, что каких-либо точных цифр для решения практических задач, относящихся к этой области гидравлики, дать нельзя ввиду отсутствия достаточного количества опытного материала. Поэтому при проектировании приходится задавать значения коэффициентов приближенно.

2. Задачи.

Задача 65. Определять расход через отверстие в тонкой стенке, если площадь отверстия $\omega = 5\ см^2$ и напор $H = 5 м$.

Считая сжатие струи совершенным и принимая $\mu = 0,62$, получим

$$Q = \mu\,\omega\sqrt{2gH} = 0,62 \cdot 0,0005\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5} = 0,00307\ м^3/сек = 3,07\ л/сек.$$

Скорость истечения

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,00307}{0,0005} = 6,14\ м/сек.$$

Задача 66. Найти размер квадратного отверстия, способного пропустить $Q = 1,5$ *л/сек* при напоре $H = 3 м$.

Предполагая сжатие совершенным, имеем

$$\omega = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}} = \frac{1,5}{0,62\sqrt{2 \cdot 98,1 \cdot 30}} = 0,0316\ дм^2 = 3,16\ см^2.$$

Следовательно, сторона квадрата

$$a = \sqrt{\omega} = \sqrt{3,16} = 1,78\ см.$$

[1]) Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, стр. 38.

***Задача** 67.* Определить, каков будет расход отверстия при напоре $H = 2 м$, если при напоре $H_1 = 1{,}2\ м$ оно пропускает расход $Q_1 = 6\ л/сек$.

Так как расход пропорционален корню квадратному из напора $(\sqrt{H})$, то для данного отверстия при разных напорах имеем соотношение

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{H_1}},$$

откуда

$$Q = Q_1 \sqrt{\frac{H}{H_1}} = 6 \sqrt{\frac{2}{1{,}2}} = 7{,}75\ л/сек.$$

***Задача** 68.* Определить расход круглого отверстия, устроенного в дне вертикальной трубы, если глубина воды в трубе $H = 6 м$, площадь трубы $\Omega = 6{,}8\ дм^2$, и площадь отверстия $\omega = 1{,}36\ дм^2$.

Так как

$$\frac{\omega}{\Omega} = \frac{1{,}36}{6{,}8} = \frac{1}{5} > \frac{1}{20},$$

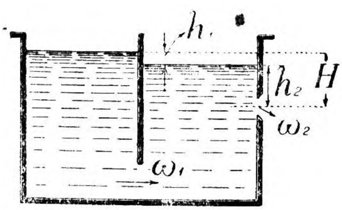
то имеет место несовершенное сжатие. Коэффициент расхода в этом случае определим по Вейсбаху (формула 15 и таблица 1)

$$\mu = \mu_0 (1 + l) = 0{,}62\,(1 + 0{,}034) = 0{,}641,$$

и, следовательно, расход

$$Q = \mu\, \omega \sqrt{2gH} = 0{,}641 \cdot 1{,}36 \sqrt{2 \cdot 98{,}1 \cdot 60} = 945\ л/сек.$$

***Задача** 69.* Резервуар имеет одну перегородку, в которой устроено квадратное отверстие со стороной квадрата 1 *дм*, расположенное у самого дна резервуара. Выходное отверстие круглое, площадью $\omega_2 = 0{,}5\ дм^2$. Вода сначала поступает в первое отделение резервуара, затем — во второе через квадратное отверстие и, наконец, изливается в атмосферу. Найти напор H, который необходимо поддерживать, чтобы вода расходовалась в количестве 10 *л/сек* (черт. 106).



Черт. 106.

Движение воды считаем установившимся, т. е

$$Q_1 = Q_2 = Q,$$

где Q_1 — расход квадратного отверстия,
Q_2 — „ круглого

Имеем

$$Q_1 = \mu_1\, \omega_1 \sqrt{2g h_1} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$
$$Q_2 = \mu_2\, \omega_2 \sqrt{2g h_2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$
$$h_1 + h_2 = H \quad \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

Из ур-ия (1) определяем h_1, из ур-ия (2) — h_2 и затем из уравнения (3) — напор H.

Определим величины коэффициентов расхода. Коэффициент расхода круглого отверстия при совершенном сжатии $p_2 = 0{,}62$; коэффициент расхода μ_1 для квадратного отверстия определится по формуле Бидона для неполного сжатия. Так как сжатие устранено на длине 1 *дм* (одна сторона квадрата), а полный периметр отверстия $p = 4\ дм$, то:

$$\mu_1 = \mu_0 \left(1 + 0{,}152\, \frac{n}{p}\right) = 0{,}62 \left(1 + 0{,}152\, \frac{1}{4}\right) = 0{,}643.$$

Из ур-ия (1) имеем

$$h_1 = \frac{Q^2}{\mu^2{}_1\,\omega^2{}_1\,2g} = \frac{10^2}{0{,}643^2 \cdot 1^2 \cdot 2 \cdot 98{,}1} = 1{,}23 \text{ \textit{дм.}}$$

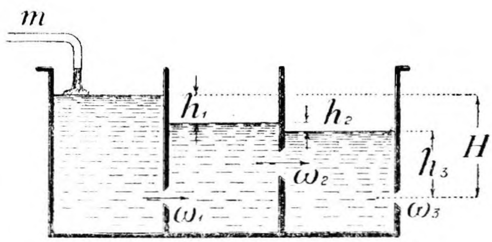
Из ур-ия (2) следует

$$h_2 = \frac{Q^2}{\mu^2{}_2\,\omega_2{}^2\,2g} = \frac{10^2}{0{,}62^2 \cdot 0{,}5^2 \cdot 2 \cdot 98{,}1} = 5{,}32 \text{ \textit{дм.}}$$

Полный напор

$$H = h_1 + h_2 = 1{,}23 + 5{,}32 = 6{,}55 \text{ \textit{дм.}}$$

Задача 70. Резервуар имеет две перегородки, в которых устроены круглые отверстия, имеющие площади $\omega_1 = 1{,}5$ *дм*^{2} и $\omega_2 = 3$*дм*^{2}. Выходное отверстие, устроенное в стенке резервуара, тоже круглое и площадь его = 1 *дм*^{2}. Вода поступает по трубе *т* в первое отделение, затем, пройдя через отверстия, истекает в атмосферу. Определить расход и расположение уровней, если напор поддерживается постоянным $H = 3{,}5$ *м* (черт. 107).



Черт. 107.

Если движение установилось, то

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q,$$

где Q_1, Q_2, Q_3 — расходы через соответственные отверстия.

Имеем

$$Q_1 = \mu_1\,\omega_1\sqrt{2g\,h_1} \quad . \; . \; . \; . \; (1)$$
$$Q_2 = \mu_2\,\omega_2\sqrt{2g\,h_2} \quad . \; . \; . \; . \; (2)$$
$$Q_3 = \mu_3\,\omega_3\sqrt{2g\,h_3} \quad . \; . \; . \; . \; (3)$$
$$h_1 + h_2 + h_3 = H \quad . \; . \; . \; . \; (4)$$

Таким образом, для определения Q, h_1, h_2 и h_3 получили четыре уравнения.

Имеем

$$\mu_1\,\omega_1\sqrt{2g\,h_1} = \mu_2\,\omega_2\sqrt{2g\,h_2} = \mu_3\,\omega_3\sqrt{2g\,h_3}\,.$$

Считая, что $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3$, после сокращения получим

$$\omega_1\sqrt{h_1} = \omega_2\sqrt{h_2} = \omega_3\sqrt{h_3}\,,$$

откуда

$$h_2 = \left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 h_1;\ h_3 = \left(\frac{\omega_1}{\omega_3}\right)^2 h_1.$$

Подставляя в (4), будем иметь

$$h_1\left[1 + \left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 + \left(\frac{\omega_1}{\omega_3}\right)^2\right] = H.$$

Отсюда определяем h_1:

$$h_1 = \frac{3{,}5}{1 + \left(\frac{1{,}5}{3}\right)^2 + \left(\frac{1{,}5}{1}\right)^2} = 1{,}0 \text{ \textit{м.}}$$

Теперь легко получить h_2 и h_1:

$$h_2 = \left(\frac{1{,}5}{3}\right)^2 \cdot 1 = 0{,}25 \text{ м}$$

$$h_3 = \left(\frac{1{,}5}{1}\right)^2 \cdot 1 = 2{,}25 \text{ м.}$$

Расход можно определить, воспользовавшись любой из первых трех формул. Считая $\mu_1 = 0{,}60$, получим

$$Q = \mu_1\, \omega_1 \sqrt{2g\,h_1} = 0{,}6 \cdot 1{,}5\sqrt{2 \cdot 98{,}1 \cdot 10} = 39{,}8 \text{ л/сек.}$$

Очевидно, что сначала можно было бы определить расход. Равенства (1), (2) и (3) можно переписать так:

$$h_1 = \frac{Q^2}{\mu_1^2\, \omega_1^2\, 2g} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1')$$

$$h_2 = \frac{Q^2}{\mu_2^2\, \omega_2^2\, 2g} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2')$$

$$h_3 = \frac{Q^2}{\mu_3^2\, \omega_3^2\, 2g} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3')$$

Подставляя эти выражения в равенство (4) и принимая во внимание, что $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \mu$. получим

$$\frac{Q^2}{\mu^2\, 2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2}\right) = H.$$

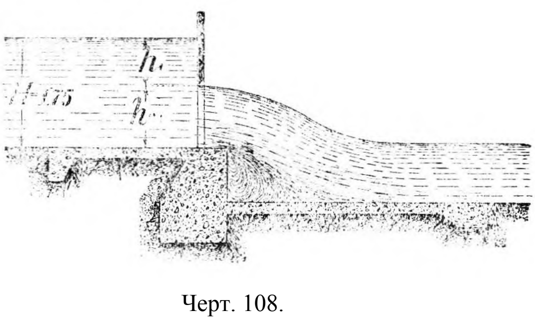
Откуда определим расход:

$$Q = \frac{\mu\sqrt{2gH}}{\sqrt{\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2}}} = \frac{0{,}6\sqrt{2 \cdot 98{,}1 \cdot 35}}{\sqrt{\frac{1}{1{,}5^2} + \frac{1}{3^2} + \frac{1}{1^2}}} = 39{,}8 \text{ л/сек.}$$

Зная расход, из выражений (1'), (2') и (3') легко определить напоры h_1, h_2 и h_3.

Задача 71. Трапецоидальньй канал перегорожен вертикальной стенкой, в которой устроены отверстия, закрываемые щитами. Ширина каждого отверстия равна 2 *м.* Один из щитов поднят на высоту 0,5 *м.* Ниже отверстия устроен перепад. Определить расход через образовавшееся отверстие, если глубина канала выше отверстия составляет 1,75 *м* (черт. 108).

Считая, что благодаря присутствию перепада лоток не оказывает влияния на истечение, выясним величину коэффициента расхода.



Черт. 108.

Так как на нижней кромке (2 *м*) отверстия сжатие устранено и полный периметр отверстия $p = 2\,(2 + 0{,}50) = 5$ *м,* то по Вейсбаху

$$\mu = \mu_0 \left(1 + 0{,}157\,\frac{n}{\rho}\right) = 0{,}6 \left(1 + 0{,}157\,\frac{2}{5}\right) = 0{,}638.$$ [1]

Следовательно, расход

$$Q = 0{,}638 \cdot 0{,}50 \cdot 2\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(1{,}75 - 0{,}25)} = 3{,}46\ \text{м}^3/\text{сек}.$$

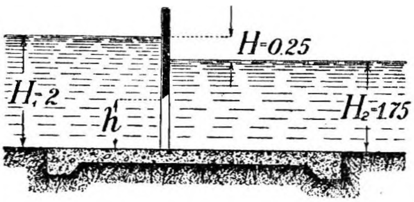
Если взять коэффициент расхода непосредственно по данным опытов Лебро (стр. 151), то для отверстия типа *E* получим $\mu = 0{,}624$.

Тогда будем иметь

$$Q = 0{,}624 \cdot 0{,}50 \cdot 2\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(1{,}75 - 0{,}25)} = 3{,}38\ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Если бы перепада не было и истечение происходило в горизонтальный лоток, то коэффициент расхода необходимо уменьшить. Согласно тех же опытов в этом случае нужно было бы взять (по Лебро) — $\mu = 0{,}602$.

Задача *72.* Прямоугольный канал шириной 2 *м* перегораживается щитом. Глубина воды в канале выше щита $H_1 = 2$ *м,* ниже — $H_2 = 1{,}75$*м*. Определить, при каком открытии щита *h* возможно пропустить $Q = 2$ *м*³/*сек* (черт. 109).



Черт. 109.

Предполагая, что сжатие будет устранено на $^2/_3$ периметра (с трех сторон), получим коэффициент расхода по Вейсбаху:

$$\mu = 0{,}60 \left(1 + \frac{2}{3}\,0{,}157\right) = 0{,}663.$$

Тогда

$$\omega = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}} = \frac{2}{0{,}663\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}25}} = 1{,}36\ \text{м}^2.$$

Следовательно, открытие щита

$$h = \frac{\omega}{b} = \frac{1{,}36}{2} = 0{,}68\ \text{м}.$$

Выше было принято $\dfrac{n}{p} = 0{,}667$; на самом деле получается

$$\frac{n}{p} = \frac{b + 2h}{2\,(b + h)} = \frac{2 + 2 \cdot 0{,}68}{2\,(2 + 0{,}68)} = 0{,}63.$$

При этом отношении коэффициент расхода

$$\mu = 0{,}60\ (1 + 0{,}157 \cdot 0{,}63) = 0{,}66,$$

что незначительно отличается от принятого выше. Заметим, что для данного случая (тип ***G,*** истечение в лоток, см. таблицу 6) опыты Лебро дают $\mu = 0{,}604$.

3. Истечение при переменном напоре. До сих пор мы предполагали, что напор, под которым происходит истечение, остается п о с т о я н н ы м . О д -

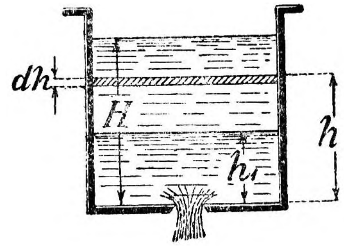
[1]) Согласно опыта американской практики здесь можно было бы взять μ = от 0,70 до 0,90.

нако, в большинстве случаев практики либо напор п е р е м е н н ы й (опорожнение сосуда), либо уровень, под который совершается истечение, изменяется с течением времени (наполнение сосуда), либо, наконец, и тот и другой переменны. Рассмотрим случаи такого истечения.

А. О п о р о ж н е н и е с о с у д а .

Пусть имеется призматический сосуд площадью Ω наполненный жидкостью до глубины H. Сосуд снабжен отверстием, площадь которого ω; через это отверстие происходит истечение жидкости в атмосферу. Очевидно, свободная поверхность жидкости в сосуде будет понижаться.

Поставим задачу так: за какой промежуток времени свободная поверхность займет положение h_1 (черт. 110).



Черт. 110.

Пусть за бесконечно-малый промежуток времени dt свободная поверхность, занимавшая положение h, понижается на бесконечно-малую величину dh. Можно считать, что в продолжение каждого такого промежутка времени истечение происходит под постоянным напором h. Тогда расход через отверстие за бесконечно-малый промежуток времени будет

$$dQ = \mu\omega\sqrt{2gh}\ dt \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ (21)$$

Изменение объема жидкости за тот же промежуток времени вь:разится

$$-\Omega\, dh.$$

Знак минус взят потому, что h уменьшается и, следовательно, $dh < 0$.

Очевидно, должно существовать равенство

$$-\Omega\, dh = \mu\omega\sqrt{2gh}\ dt, \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (22)$$

откуда

$$dt = -\frac{\Omega\, dh}{\mu\omega\sqrt{2gh}} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (23)$$

Чтобы найти время T_1 понижения горизонта от H до h_1, нужно полученное выражение проинтегрировать в пределах от H до h_1. Припоминая, что $\Omega = \text{const}$, получим

$$T_1 = \int_H^{h_1} -\frac{\Omega\, dh}{\mu\omega\sqrt{2gh}} = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H} - \sqrt{h_1}\right) \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (24)$$

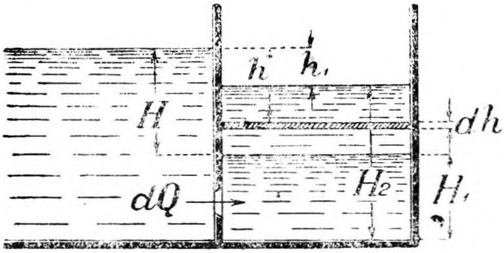
Если в последнем выражении положить $h_1 = 0$, то получим время п о л н о г о. о п о р о ж н е н и я сосуда

$$T = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\omega\mu\sqrt{2g}} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (25)$$

Следует заметить, что как приведенный здесь вывод, так и последующие справедливы только в случае м а л ы х ускорений, т. е. когда вообще возможно применение ур-ия Бернулли.

В. Наполнение сосуда.

Пусть требуется определить время повышения свободной поверхности в сосуде с положения H_1 до H_2, причем уровень в резервуаре, из которого жидкость поступает в сосуд, остается постоянным (черт. 111). Если Q — площадь сосуда (призматического), ω — площадь отверстия, через которое жидкость поступает в сосуд, то, применяя рассуждения предыдущего параграфа, получим для бесконечно-малого промежутка времени dt:



Черт. 111.

$$-\Omega\, dh = \mu\omega \sqrt{2\, gh}\, dt$$

(dh — величина отрицательная). Отсюда

$$dt = -\frac{\Omega\, dh}{\mu\omega\sqrt{2\, gh}}.$$

Интегрируя это выражение в пределах от H до h_1, получим формулу (24). Время же полного наполнения сосуда определится, очевидно, формулой (25).

Таким образом, мы получили, что время наполнения и время опорожнения сосуда выражается одной и той же формулой.

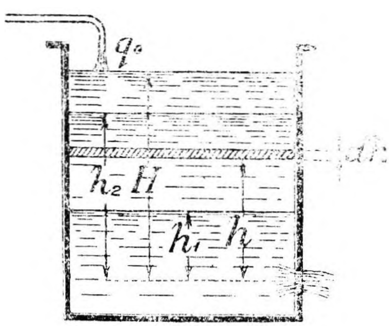
4. Истечение при переменном напоре и при постоянном притоке. Рассмотрим теперь более сложный случай, когда в сосуд, из которого происходит истечение, притекает жидкость в постоянном количестве q_0 (черт. 112).

Определим напор H_0, при котором из сосуда будет вытекать расход q_0. Имеем

$$q_0 = \mu\, \omega \sqrt{2\, g H_0}, \quad \ldots\ldots \quad (26)$$

откуда

$$H_0 = \frac{q_0^2}{2\, g\, \mu^2 \omega^2} \quad \ldots\ldots \quad (27)$$



Черт. 112.

Очевидно, при

$$h_1 = H_0,$$

где h_1 — начальный горизонт в сосуде, уровень в сосуде не изменяется; при $H_0 > h_1$ сосуд наполняется; при $H_0 < h_1$ сосуд опоражнивается.

Наполнение. $H_0 > h_1$. Имеем за бесконечно-малый промежуток времени dt:

приток

$$q_0\, dt,$$

расход

$$\mu\, \omega \sqrt{2\, gh}\, dt,$$

изменение объема

$$\Omega\, dh.$$

Следовательно,

$$\Omega\, dh = q_0\, dt - \mu\, \omega \sqrt{2\, gh}\, dt,$$

откуда

$$dt = \frac{\Omega\, dh}{q_0 - \mu\omega\sqrt{2\, gh}} = \frac{\Omega}{\mu\omega\sqrt{2\, g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} \quad \ldots\ldots \quad (28)$$

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ
в книге „Гидравлика в задачах"

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
7	1 снизу	$\frac{x}{Fy_o}$	$\frac{I_x}{Fy_o}$
15	20 снизу	Mg	MG
23	21 сверху	7.	Задача 7,
26	14 сверху	перевернута буква б	
72, 73, 74		$N_h\ \eta_h$	$N_н\ \eta_н$
79	8 снизу	$\int_\omega ud\,\omega$	$\int_\omega ud\,\omega$
82	3 снизу	Уравиение	Уравнение
83	2 снизу	сопротивлеиий	сопротивлений
104	8 снизу	102	88
119	14 сверху	перевернута буква г	
134	7 сверху	151	126
140	13 сверху	ли	или
140	1 снизу	го изонта	горизонта
152	2 сверху	123	121
155	4 снизу	$\zeta_{аых}$	$\zeta_{вых}$
158	8 снизу	$d=\sqrt{\ }\frac{4\cdot 0{,}78}{2\pi}$	$d=\sqrt{\frac{4\cdot 0{,}78}{2\pi}}$
177	11 сверху	удем	будем
198	1 снизу	h^{kp}	h_{kp}
276	8 снизу	лиии	линии
276	11 снизу	Σ_{w_i}	Σh_{w_i}
306	14 сверху	иаивыгоднейший	наивыгоднейший
313	8 сверху	$\sqrt{\ }6$	$\sqrt{6}$
313	19 сверху	$\sqrt{\ }12$	$\sqrt{12}$
325	2 сверху	обуславливаемых	обусловливаемых
332	17 снизу	калов	каналов
339	4 сверху	следоваельно	следовательно

Время, в течение которого уровень в сосуде поднимется с начального h_1 до некоторого h_2, определится

$$T = \frac{\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int\limits_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} \quad \dots\dots\dots\dots \quad (29)$$

Чтобы выполнить интегрирование в правой части этого выражения, введем новую переменную, положив

$$\sqrt{H_0} - \sqrt{h} = z.$$

Тогда

$$dh = -2\,dz\,(\sqrt{H_0} - z).$$

Пределы интегрирования для новой переменной будут

$$z_1 = \sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}; \qquad z_2 = \sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}.$$

Получим

$$\int\limits_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} = 2 \int\limits_{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}^{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}} \left(1 - \frac{\sqrt{H_0}}{z}\right) dz =$$

$$= 2\left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0}\,\ln\frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}}\right) \quad \dots\dots\dots \quad (30)$$

Подставляя это значение интеграла в ур-ие (29), получим

$$T = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0}\,\ln\frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}}\right) \quad \dots\dots \quad (31)$$

Здесь необходимо рассмотреть три случая:

a) $H_0 = H$, где H — предельная глубина в сосуде.

Для всех конечных состояний $h_2 < H$ или же $h_2 < H_0$ время наполнения конечно и определяется формулой (31).

Для $h_2 = H_0 - H$ время наполнения $T = \infty$.

b) $H_0 > H$.

Для всех значений $h_2 \leq H$ время наполнения конечно.

c) $H_0 < H$.

Выражение для T при $h_2 > H_0$ не имеет смысла, следовательно, наполнение сосуда до $h_2 > H_0$ невозможно.

При $h_2 < H_0$ выражение для T конечно.

При $h_2 = H_0$ выражение для $T = \infty$.

Опорожнение. $H_0 < h_1$. Совершенно так же, как и для случая наполнения сосуда, получим

$$T = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0}\,\ln\frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}}\right),$$

где h_1 — начальная глубина, а h_2 — конечная.

Это выражение имеет смысл только при $h_2 \geq H_0$, причем при $h_2 > H_0$ время опорожнения конечно. При $h_2 = H_0$ время опорожнения $T = \infty$.

Таким образом, опорожнение возможно только до глубины H_0.

5. Истечение при переменном напоре и медленном открытии водопропускных отверстий. При рассмотрении задач на определение времени наполнения и опорожнения шлюзовых камер часто предполагается, что водопропускные отверстия открываются мгновенно. Однако, с практической точки зрения, иногда бывает весьма полезно устраивать медленное открывание водопропускных отверстий, чем осуществляется плавный подъем (или спуск) судна, находящегося в камере, и устраняются удары судна о стенки и ворота шлюза.

Рассмотрим этот случай. Пусть будет (черт. 113):

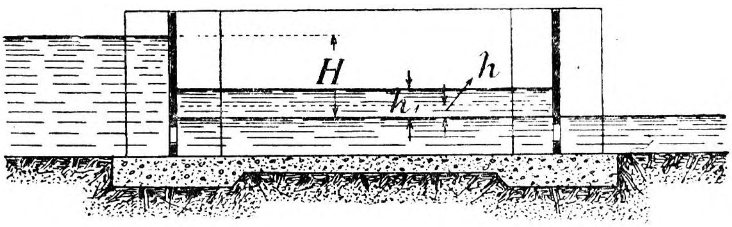
Ω — площадь шлюзовой камеры,

ω — площадь водопропускных отверстий,

t_1 — промежуток времени, в течение которого производится открывание отверстий,

t_2 — время, необходимое для наполнения камеры, считая с момента полного открытия отверстий,

h_1 — высота, на которую поднимется горизонт воды в камере за промежуток времени /.



Черт. 113.

Предполагая, что отверстие открывается пропорционально времени, за промежуток времени $t < t_1$ будет открыта следующая часть отверстия:

$$\frac{\omega t}{t_1}.$$

Пусть горизонт в камере за это время поднимется на некоторую величину h. Значит, напор, под которым будет происходить истечение в конце рассматриваемого промежутка времени, будет

$$H - h.$$

Приток воды за бесконечно-малый промежуток времени dt, следующий за моментом t, выразится

$$dQ = \mu \frac{\omega}{t_1} t \sqrt{2g(H-h)}dt \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (32)$$

Горизонт в камере за этот же бесконечно-малый промежуток времени повысится на бесконечно-малую величину dh, и объем воды в камере увеличится на $\Omega\, dh$.

Следовательно, имеем

$$\mu \frac{\omega}{t_1} t \sqrt{2g(H-h)}\; dt = \Omega\, dh, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (33)$$

откуда

$$tdt = \frac{\Omega t_1\, dh}{\mu \omega \sqrt{2g\,(H-h)}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (34)$$

Интегрируя в пределах от 0 до t_1 и соответственно от 0 до h_1, получим

$$\frac{t_1^2}{2} = \frac{\Omega t_1}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int\limits_0^{h_1} \frac{dh}{\sqrt{H-h}} = \frac{2\,\Omega t_1}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1}\right),$$

откуда

$$t_1 = \frac{4\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (35)$$

Дальше наполнение камеры совершается через полностью открытые отверстия под напором, изменяющимся от $H \to h_1$ до 0. Время наполнения в этом случае определится по формуле (25)

$$t_2 = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\sqrt{H-h_1}.$$

Таким образом, время полного наполнения камеры в случае медленного открытия отверстий будет

$$T = t_1 + t_2 = \frac{4\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1}\right) + \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\sqrt{H-h_1} =$$

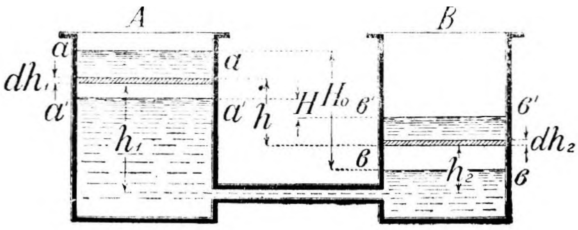
$$= \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(2\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (36)$$

Не трудно видеть, что в последнем случае время полного наполнения камеры получается несколько больше, нежели в случае мгновенного открытия отверстий.

Очевидно, что ранее выведенная формула для T, именно формула (25), получается из формулы (36), если положить в ней $h_1 = 0$, что соответствует $t_1 = 0$, т. е. мгновенному открытию отверстий.

6. Истечение при переменном напоре под переменный уровень

Пусть имеется два призматических сосуда A и B, соединенных трубою поперечного сечения ω. Площади сечений сосудов Ω_1 и Ω_2. Пусть в данный момент горизонт жидкости в сосуде A расположен по $a — a$, в сосуде B — по $b — b$; вертикальное расстояние между горизонтами равно H_0. При открытии трубы жидкость из сосуда A начнет поступать в сосуд B. Определим промежуток времени, по истечении которого горизонты займут положение $a' — a'$ и $b' — b'$, в расстоянии друг от друга H (черт. 114).



Черт. 114.

Как было указано выше, можно посчитать, что в продолжение бесконечно-малого промежутка времени dt истечение происходит при постоянном напоре $h = h_1 — h_2$, соответствующем началу промежутка dt.

Тогда расход за этот промежуток времени

$$dQ = \mu_c\,\omega\sqrt{2gh}\;dt,$$

где μ_c — коэффициент расхода системы.

За этот же бесконечно-малый промежуток времени горизонт в сосуде A понизится на dh_1 в сосуде B повысится на dh_2.

Очевидно, что

$$dQ = -\Omega_1 \; dh_1 = \Omega_2 \; dh_2.$$

Отсюда следует

$$dh_2 = -\frac{\Omega_1}{\Omega_2} dh_1 .$$

Таким образом, получим

$$dh = dh_1 - dh_2 = dh_1 \left(1 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right),$$

откуда

$$dh_1 = \frac{\Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} \; dh.$$

Следовательно,

$$dQ = -\Omega_1 \; dh_1 = -\frac{\Omega_1 \; \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} dh$$

или окончательно

$$-\frac{\Omega_1 \; \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} \; dh = \mu_c \; \omega \sqrt{2gh} \; dt.$$

Отделяя переменные, получим

$$dt = -\frac{\Omega_1 \; \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} \; \frac{1}{\mu_c \; \omega \sqrt{2g}} \; \frac{dh}{\sqrt{h}} .$$

Интегрируя в пределах от H_0 до H, получим

$$t = \frac{2 \, \Omega_1 \, \Omega_2 (\sqrt{H_0} - \sqrt{H})}{(\Omega_1 + \Omega_2) \, \mu_c \, \omega \sqrt{2g}} \quad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (37)$$

Промежуток времени T, в продолжение которого горизонты сравняются, получим из последнего выражения, если положим $H = 0$, т. е.

$$T = \frac{2 \; \Omega_1 \; \Omega_2 \; \sqrt{H_0}}{(\Omega_1 + \Omega_2) \, \mu_c \, \omega \sqrt{2g}} \quad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (38)$$

При этом, очевидно, горизонт в первом сосуде понизится на величину

$$\Delta H_1 = H_0 \frac{\Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2}, \quad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (39)$$

а во втором повысится на величину

$$\Delta H_2 = H_0 \frac{\Omega_1}{\Omega_1 + \Omega_2} \quad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (40)$$

7. **Задачи.**

Задача 73. Шлюзовая камера имеет ширину 10 *м* и длину 60 *м*. В верхних и нижних воротах устроено по два прямоугольных отверстия размером 0,3 X 1,6 *м*. Определить время наполнения и опорожнения камеры, если горизонт верхнего бьефа на 4 *м* выше горизонта нижнего бьефа (черт. 115).

Имеем площадь водопропускных отверстий

$$\omega = 2 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}6 = 2{,}56 \ м^2,$$

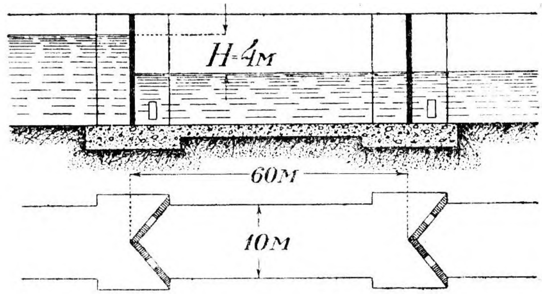
площадь шлюзовой камеры

$$\Omega = 10 \cdot 60 = 600 \ м^2.$$

Если пренебречь объемом воды, вытесняемой судном, то время наполнения камеры определится (форм. 25)

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

где μ — коэффициент расхода отверстий, равный 0,60.



Черт. 115.

Следовательно, будем иметь

$$T = \frac{2 \cdot 600 \cdot \sqrt{4}}{0{,}60 \cdot 2{,}56\sqrt{2 \cdot 9{,}81}} = 353 \ сек = 5 \ мин \ 53 \ сек.$$

Очевидно, что время опорожнения будет то же самое.

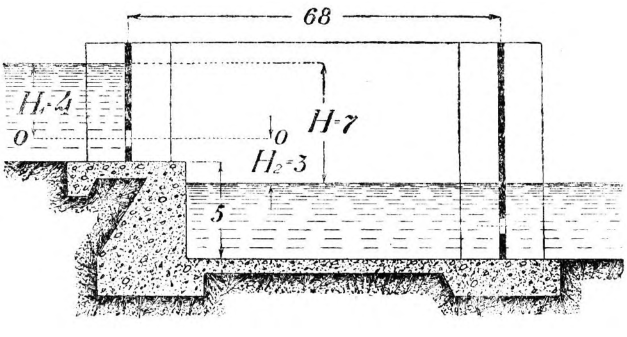
Задача 74. Определить время наполнения и опорожнения шлюзовой камеры при следующих данных: ширина камеры 12 *м*, длина камеры 68 *м*, площадь водопропускных отверстий (верхних и нижних) $\omega = 3{,}2 \ м^2$, центр тяжести верхних отверстий находится на глубине $H_1 = 4 \ м$, разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов составляет $H = 7 \ м$. В камере устроена стенка падения высотой 5 *м* (черт. 116).

Наполнение камеры до горизонта, совпадающего с плоскостью $O — O$, проходящей через центр тяжести отверстий, происходит под постоянным напором H_1, и переменный горизонт в камере не оказывает влияния на истечение. Поэтому

$$\mu\omega\sqrt{2gH_1} \ t_1 = \Omega H_2,$$

откуда

$$t_1 = \frac{\Omega H_2}{\mu\omega\sqrt{2gH_1}}.$$



Черт. 116.

Дальше, горизонт воды в камере уже будет влиять на истечение; истечение будет происходить под переменный уровень и время наполнения определится по формуле

$$t_2 = \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}.$$

Таким образом, время полного наполнения будет

$$T = t_1 + t_2.$$

Имеем

$$\Omega = 12 \cdot 68 = 816 \ м^2,$$

$$t_1 = \frac{816 \cdot 3}{0{,}60 \cdot 3{,}2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 4}} = 144 \ сек,$$

$$t_2 = \frac{2 \cdot 816 \cdot \sqrt{4}}{0{,}60 \cdot 3{,}2\sqrt{2 \cdot 9{,}81}} = 384 \ сек$$

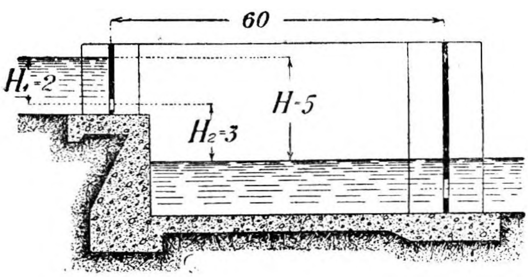
и

$$T = 144 + 384 = 528 \ сек = 8 \ мин \ 48 \ сек.$$

Время опорожнения камеры

$$T_1 = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 816 \cdot \sqrt{7}}{0{,}60 \cdot 3{,}2\sqrt{2 \cdot 9{,}81}} = 508 \ сек = 8 \ мин \ 28 \ сек.$$

Задача 75. Шлюзовая камера имеет ширину 6 *м* и длину 60 *м*. Разность горизонтов бьефов составляет $H = 5$ *м*. Верхние отверстия находятся на $H_1 = 2$ *м* ниже уровня верхнего бьефа. В камере имеется стенка падения. Определить размеры верхних отверстий, если камера должна наполняться в 10 минут (черт. 117).



Черт. 117.

Пусть площадь отверстий будет ω.

Площадь шлюзовой камеры

$$\Omega = 6 \cdot 60 = 360 \ м^2.$$

Время наполнения

$$T = t_1 + t_2,$$

где t_1 — время наполнения камеры на высоту H_2,
t_2 — время наполнения камеры на высоту H_1.

По предыдущему получаем

$$t_1 = \frac{\Omega H_2}{\mu\omega\sqrt{2gH_1}} = \frac{360 \cdot 3}{0{,}60 \cdot \omega\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 2}} = \frac{288}{\omega} \ сек,$$

$$t_2 = \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 360\sqrt{2}}{0{,}60 \cdot \omega\sqrt{2 \cdot 9{,}81}} = \frac{383}{\omega} \ сек.$$

Подставляя, получим

$$T = \frac{288}{\omega} + \frac{383}{\omega} = \frac{671}{\omega} = 600 \ сек,$$

откуда

$$\omega = \frac{671}{600} = 1{,}12 \ м^2.$$

При двух квадратных отверстиях сторона квадрата должна быть

$$a = \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \sqrt{\frac{1{,}12}{2}} = 0{,}75 \ м.$$

Если нижние отверстия будут такого же размера, как и верхние, то время опорожнения камеры определится

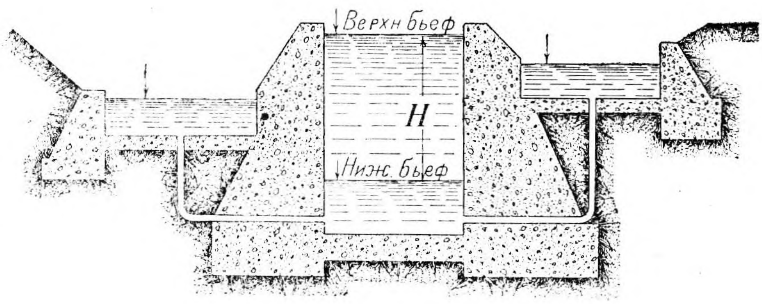
$$T_1=\frac{2\,\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}}=\frac{2\cdot 360\sqrt{5}}{0{,}60\cdot 1{,}12\sqrt{2\cdot 9{,}81}}=541\ \textit{сек}=9\ \textit{мин}\ 1\ \textit{сек}.$$

Задача *76.* При данных задачи 73 определить время наполнения камеры, если за время открытия отверстий горизонт воды в камере поднимается на высоту $h_1 = 1\,м$.

По формуле (36) имеем

$$T=\frac{2\cdot 600}{0{,}60\cdot 2{,}56\sqrt{2\cdot 9{,}81}}\left(2\sqrt{4}-\sqrt{4-1}\right)=400\ \textit{сек}=6\ \textit{мин}\ 40\ \textit{сек}.$$

Задача *77.* Изображенный на черт. 118 шлюз имеет два сберегательных бассейна. Камеры шлюза и бассейнов призматические, причем объемы послед-



Черт. 118.

них одинаковы. Требуется определить время опорожнения и время наполнения шлюзовой камеры, если дано:

площадь шлюзовой камеры $\Omega_1 = 10 \times 70 = 700\ м^2$,
площадь бассейнов $\Omega_2 = 900\ м^2$,
площадь водопроводных галерей, соединяющих шлюзовую камеру с бьефами и с бассейнами $\omega = 3{,}0\ м^2$,
коэффициент расхода всей системы водопроводных галерей $\mu = 0{,}60$,
разность горизонтов $H = 4{,}60\ м$.

Рассмотрим случай опорожнения камеры, т. е. случай перевода судна из верхнего бьефа в нижний.

Опорожнение камеры происходит следующим образом. Сначала камера сообщается с верхним бассейном, и часть сливной призмы, обозначенная на чертеже 119 буквами *abcd,* переливается в этот бассейн. Затем производят переключение, и вода начинает заполнять второй бассейн, причем в него переливается часть сливной призмы, обозначенная на чертеже *cdih*.

Остальная часть призмы, именно часть *ihpo,* сбрасывается в нижний бьеф. Таким образом, при наличии сберегательных бассейнов при опорожнении камеры в нижний бьеф сбрасывается не вся сливная призма *abpo,* а только ее часть, и, следовательно, возможна экономия воды.

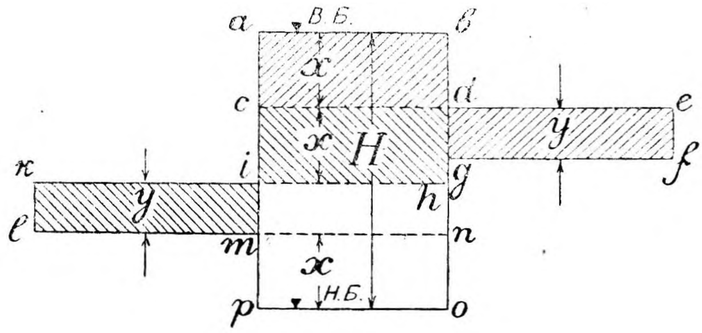
Подсчитаем возможную экономию в расходовании воды при заданных двух бассейнах.

При указанных на черт. 119 высотных размерах имеем

$$x\Omega_1 = y\Omega_2,$$

откуда

$$y = \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x.$$



Черт. 119.

Так как

$$3x + y = H \text{ [1]},$$

то

$$\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}\right) x = H$$

и

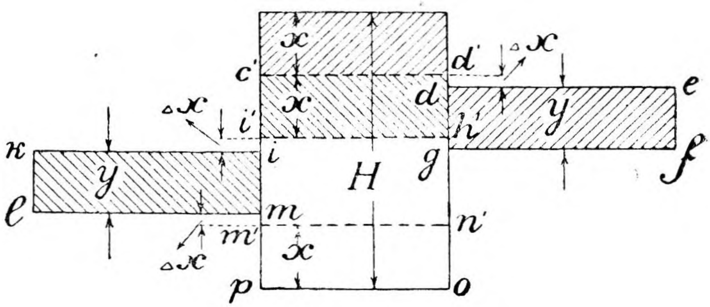
$$x = \frac{H}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}}.$$

Экономия в расходовании воды в процентах получается

$$\frac{2x}{H} 100 = \frac{200}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Наибольшая экономия воды, при данном Ω_1 будет иметь место при $\Omega_2 = \infty$, т. е.

$$\frac{200}{3} = 66{,}7\%.$$



Черт. 120.

Приведенный здесь подсчет имеет в виду уравнивание горизонтов в камере и в бассейнах. Однако, на практике уровней обычно не выравнивают, так как при незначительных разностях горизонтов истечение происходит весьма медленно, что отражается известным образом на времени шлюзования. На основании этого переключение бассейнов производят при некоторой разности горизонтов Δx, т. е. в те моменты, когда вода в камере стоит на уровне $c'd'$ и $i'h'$ (черт. 120). Очевидно, в этом *случае* получается меньшая экономия в расходовании воды, но зато достигается некоторая экономия во времени шлюзования и тем самым увеличивается пропускная способность шлюза.

1) Высотный размер призмы *mnpo* составляет как раз величину *x,* ибо при наполнения камеры призма ***kilm,*** слившись в камеру, должна наполнить ее до высоты *x.*

Подсчитаем экономию в расходовании воды в этом случае. Из черт. 120 имеем

$$3x + 2\Delta x + y = H.$$

Принимая во внимание, что

$$y = \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x,$$

получим

$$3x + 2\Delta x + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x = H,$$

или

$$\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}\right) x + 2\Delta x = H,$$

откуда

$$x = \frac{H - 2\Delta x}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}}.$$

Экономия в расходовании воды в процентах получается

$$\frac{2x}{H} \cdot 100 = \frac{2(H - 2\Delta x) \cdot 100}{H\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}\right)} = \left[\frac{200}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}} - \frac{400 \cdot \Delta x}{H\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}\right)}\right] \quad \ldots \quad (2)$$

Сравнивая формулы (1) и (2), мы видим, что во втором случае получается меньшая экономия в расходовании воды.

Имея в виду численные данные нашей задачи, подсчитаем время опорожнения камеры.

Предположим сначала, что $\Delta x = 0$.

Тогда

$$x = \frac{4{,}6}{3 + \frac{700}{900}} = 1{,}218; \qquad y = \frac{700}{900} \cdot 1{,}218 = 0{,}946.$$

И экономия в расходовании воды составит

$$\frac{2 \cdot 1{,}218}{4{,}6} \cdot 100 = 53\%.$$

Пусть теперь $\Delta x = 0{,}2$ *м*.

Тогда

$$x = \frac{4{,}6 - 2 \cdot 0{,}2}{3 + \frac{700}{900}} = 1{,}11; \quad y = \frac{700}{900} \cdot 1{,}11 = 0{,}865.$$

Экономия в расходовании воды получится

$$\frac{2 \cdot 1{,}11}{4{,}6} \cdot 100 = 48{,}3\%.$$

Время наполнения верхнего бассейна определится по формуле (38) стр. 140:

при $\Delta x = 0$

$$T_1 = \frac{2\,\Omega_1\,\Omega_2\,\sqrt{x+y}}{(\Omega_1+\Omega_2)\,\mu\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\cdot 700\cdot 900\,\sqrt{1{,}218+0{,}946}}{(700+900)\,0{,}60\cdot 3\sqrt{2\cdot 9{,}81}} = 145\ \textit{сек},$$

при $\Delta x = 0{,}2$ *м* по формуле (37)

$$T_1' = \frac{2\,\Omega_1\,\Omega_2\,(\sqrt{x+y+\Delta x}-\sqrt{\Delta x})}{(\Omega_1+\Omega_2)\ \mu\ \omega\ \sqrt{2g}} =$$

$$= \frac{2\cdot 700\cdot 900\,(\sqrt{1{,}11+0{,}865+0{,}2}-\sqrt{0{,}2})}{(700+900)\cdot 0{,}60\cdot 3\sqrt{2\cdot 9{,}81}} = 101{,}3\ \textit{сек}.$$

Наполнение нижнего бассейна будет происходить при тех же условиях; следовательно, время наполнения соответственно будет

$$\text{при}\ \Delta x = 0,\qquad T_2 = T_1 = 145\ \textit{сек},$$
$$\text{при}\ \Delta x = 0{,}2\ \textit{м},\qquad T_2' = T_1' = 101{,}3\ \textit{сек}.$$

Время спуска в нижний бьеф оставшейся части сливной призмы, именно части *ihpo*, определится по формуле (25)

при $\Delta x = 0$

$$T_3 = \frac{2\,\Omega_1\sqrt{x+y}}{\mu\,\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\cdot 700\sqrt{1{,}218+0{,}946}}{0{,}60\cdot 3\sqrt{2\cdot 9{,}81}} = 258\ \textit{сек},$$

при $\Delta x = 0{,}2$ *м*

$$T_3' = \frac{2\,\Omega_1\sqrt{x+y+2\,\Delta x}}{\mu\,\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\cdot 700\sqrt{1{,}11+0{,}865+0{,}400}}{0{,}603\cdot 3\sqrt{2\cdot 9{,}81}} = 271\ \textit{сек}.$$

Следовательно, время полного опорожнения шлюзовой камеры получается

при $\Delta x = 0$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 = 145 + 145 + 258 = 548\ \textit{сек},$$

при $\Delta x = 0{,}2$ *м*

$$T' = T_1' + T_2' + T_3' = 101{,}3 + 101{,}3 + 271{,}0 = 474\ \textit{сек}.$$

Для сопоставления полученных результатов определим время опорожнения камеры в случае, если бы сберегательные бассейны отсутствовали. В этом случае имели бы

$$T_0 = \frac{2\,\Omega_1\sqrt{H}}{\mu\,\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\cdot 700\ \sqrt{4{,}6}}{0{,}60\cdot 3\sqrt{2\cdot 9{,}81}} = 377\ \textit{сек},$$

т. е. время опорожнения, а следовательно, и время шлюзования было бы значительно меньше.

Таким образом, устраивая два сберегательных бассейна с $\Delta x = 0$, мы теряем во времени

$$\frac{548-377}{377}\cdot 100 = 45{,}4\%,$$

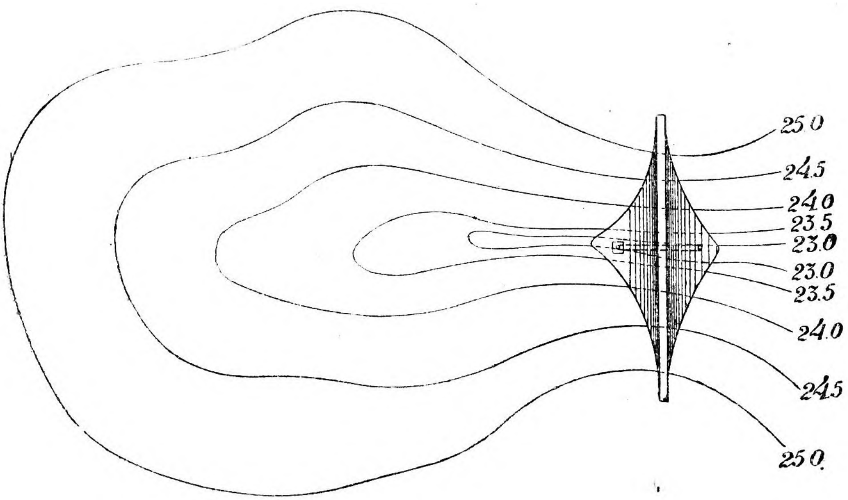
но зато экономим в расходовании воды 53%. Эти же бассейны при разности горизонтов в $\Delta x = 0{,}2$ *м* дают потерю во времени

$$\frac{474 - 377}{377} \cdot 100 = 25{,}7\%$$

и экономию в воде — 48,3%.

Наполнение камеры происходит в обратном порядке: сначала в камеру сливается вода из нижнего бассейна, затем из верхнего, и уже потом камера сообщается с верхним бьефом для окончательного ее наполнения. Не трудно убедиться подсчетом, что время наполнения камеры получается равным времени ее опорожнения.

Задача *78*. На черт. 121 изображено в плане водохранилище. На черт. 122 дана зависимость площади зеркала водохранилища от его глубины H.



Черт. 121.

Постоянный расход водохранилища $q = 0{,}35$ *саж*^{3}*/сек*. Толщина испаряющегося слоя воды в один месяц вегетационного периода $= 0{,}1$ *саж*. Определить, учитывая испарение и пренебрегая испарением, на сколько времени хватит воды в водохранилище при понижении горизонта с $H = 2{,}0$ *саж* до $H = 0{,}6$ *саж,* а также для обоих случаев найти кривую понижения горизонта в зависимости от времени?

Определим кривую понижения горизонта, пренебрегая испарением.

В течение бесконечно-малого элемента времени dt из водохранилища вытекает

$$qdt \quad \dots\dots\dots\dots \quad (1)$$

А уменьшение объема водохранилища за тот же элемент времени равно

$$-\Omega\, dH \quad \dots\dots\dots\dots \quad (2)$$

Приравнивая выражения (1) и (2), получим

$$qdt = -\Omega\, dH,$$

откуда

$$dt = -\frac{\Omega}{q}\, dH.$$

Опуская знак минус и интегрируя это выражение в пределах от $H = 0{,}6$ до $H = 2{,}0$, получим время, в течение которого водохранилище может работать,

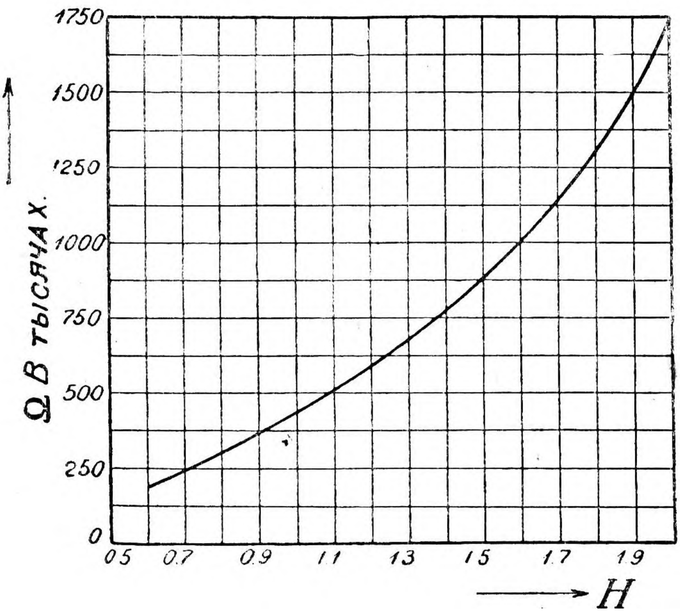
$$T = \int_{0,6}^{2,0} \frac{\Omega}{q}\, dH.$$

Но так как обычно Ω является сложной функцией от H, то выполнить интегрирование не всегда возможно. С точностью, достаточной для практических целей, можно это интегрирование выполнить приближенно по способу трапеций. В самом деле, этот интеграл представляет собою площадь, ограниченную кривой $\frac{\Omega}{q} = f(H)$, осью H и двумя крайними ординатами, соответствующими значениям $H = 0{,}6$ и $H = 2{,}0$. Всю глубину H в пределах от 0,6 до 2,0 разобьем на малые величины ΔH. Помощью черт. 122 определим площади соответствующие различным H_1. Проведем две ординаты, соответствующие двум смежным значениям H_i и H_{i+1} (очевидно $H_{i+1} - H_i = \Delta H$). Тогда площадь элементарной трапеции, ограниченной осью H, кривой $\frac{\Omega}{q} = f(H)$ и этими двумя ординатами, определится следующим образом:

$$t = \frac{1}{2q}(\Omega_i + \Omega_{i+1})\,\Delta H,$$

а, вся площадь, ограниченная кривой, осью H и двумя крайними ординатами

$$T = \sum \frac{1}{2q}(\Omega_i + \Omega_{i+1})\,\Delta H.$$



Черт. 122

В вычислениях принято $\Delta H = 0{,}1$ *саж*, и результаты вычислений приведены во 2, 3 и 4 столбцах таблицы, причем расход q взят в *саж*^{3}/*час*, т. е.

$$q = 0{,}35 \cdot 3600 = 1260 \text{ саж}^3/\text{час},$$

поэтому величины Δt и T получены также в часах. Таким образом, пренебрегая испарением, мы получили, что водохранилище сможет давать секундный расход = 0,35 *саж*^{3} в течение 842 часов = 35,10 суток.

Одновременно же нами получена зависимость $H = t(T)$, нанесенная на черт. 123.

Определим полезную емкость водохранилища

$$W = 1260 \cdot 842 = 1\,060\,000 \text{ саж}^3.$$

Решим теперь задачу, учитывая испарение. Подобно предыдущему а течение бесконечно-малого элемента времени dt_1 вытекает из водохранилища

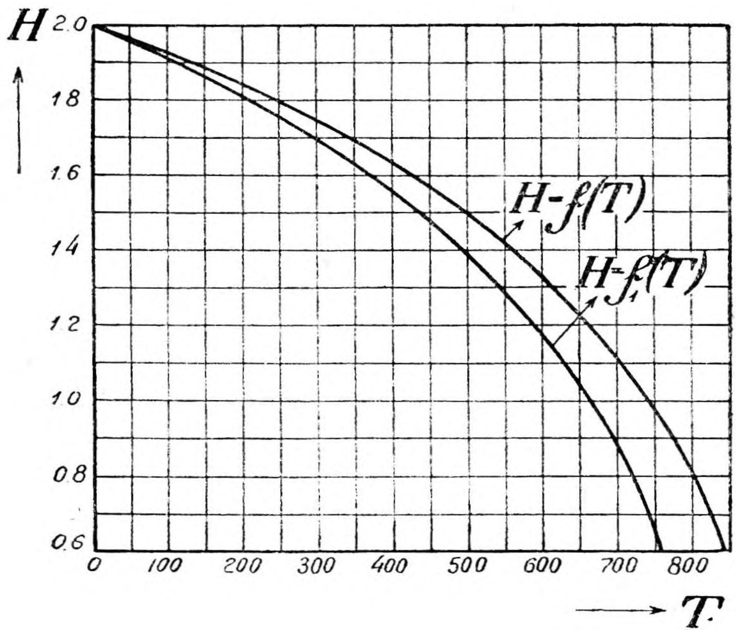
$$(q+k\Omega)\ dt_1\,, \quad \quad (1')$$

где

$$k=0{,}1\,\frac{1}{30\cdot 24}=\frac{1}{7200}\ \textit{саж}$$

толщина испаряющегося слоя воды в течение одного часа. Уменьшение объема водохранилища за тот же элемент времени

$$-\Omega\, dH \quad \quad (2')$$



Черт. 123.

Приравнивая выражения (1') и (2'), получим

$$(q+k\Omega)\,dt_1=-\Omega\,dH,$$

откуда

$$dt_1=-\frac{\Omega}{q+k\Omega}\,dH.$$

Интегрируя это выражение в указанных выше пределах, получим время опорожнения водохранилища

$$T_1=\int\limits_{0,6}^{2,0}\frac{\Omega}{q+k\Omega}\,dH.$$

Этот интеграл вычислим также по способу трапеций, принимая ΔH = 0,1 саж. Результаты вычислений приведены в 5 и 6 столбцах таблицы (стр. 150). Таким образом, время опорожнения водохранилища T_1 = 759,4 часа = 31,64 суток.

H	Ω тысячи *саж*^{2}	Δt	T	Δt_1	T_1
2,0	1750		0		0
		128,0		108,3	
1,9	1475		128,0		108,3
		109,0		94,6	
1.8	1275		237,0		202.9
		95,2		84,1	
1,7	1125		332,2		287,0
		84,4		75,5	
1.6	1000		416,6		362,5
		74,5		67,4	
1,5	875		491,1		429,9
		65,5		59,8	
1,4	775		556,6		489,7
		57,6		53,1	
1,3	675		614,2		542,8
		50,1		46,7	
1,2	585		664,3		589.5
		43,1		40,6	
1,1	500		707,4		630,1
		37,7		35,8	
1,0	450		745,1		665,9
		32,2		30,7	
0,9	360		771.3		696,6
		26,2		25,3	
0,8	300		803,5		721,9
		21,4		20,8	
0,7	240		824,9		742,7
		17,1		16,7	
0,6	190		**842,0**		**759,4**

Одновременно же получаем зависимость $H = f_1(T)$, нанесенную на чертеже 123.

Теперь определим количество испаряющейся воды

$$q_0 = (842{,}0 - 759{,}4)\ 1260 = 105\,900\ \textit{саж}^3,$$

что составляет около 10% от полезной емкости водохранилища.

ГЛАВА IV.

Истечение через насадки.

Н а с а д к о м называют всякий короткий патрубок, плотно приставленный к отверстию в тонкой стенке.

Насадки различают:

1) цилиндрические: a) внешний — насадок Вентури,
b) внутренний — насадок Борда;

2) конические: a) сходящийся,
b) расходящийся;

3) коноидальные.

Наибольшее практическое значение имеют насадок Вентури и конический сходящийся.

1. Насадок Вентури. Будем обозначать (черт. 124 и др.):

H—напор в центре тяжести отверстия,

ω — площадь сечения отверстия (при диаметре d),

μ — коэффициент расхода насадка.

Тогда расход через насадок при истечении в атмосферу определится

$$Q_н = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \quad \ldots \quad (1)$$

где $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$, т. е. напор, исправленный на скорость подхода.

Опыт показывает, что если длина насадка

$$l \geqslant (3{,}5 - 4)\,d, \quad \ldots \quad (2)$$

то насадок работает полным сечением (коэффициент сжатия $\alpha = 1$) и коэффициент расхода $\mu = 0{,}82$.

Если сравнить расход насадка $Q_н$ с расходом отверстия в тонкой стенке Q_0, то при прочих равных условиях, получим

$$\frac{Q_н}{Q_0} = \frac{0{,}82}{0{,}62} = 1{,}32, \quad \ldots \quad (3)$$

т. е. насадок значительно увеличивает расход.

Подобное же сравнение скоростей дает

$$\frac{v_н}{v_0} = \frac{0{,}82}{0{,}97} = 0{,}845, \quad \ldots \quad (4)$$

т. е. скорость истечения при насадке меньше, чем при тонкой стенке.

Коэффициент сопротивления насадка

$$\zeta_н = \frac{1}{\varphi^2} - 1 = \frac{1}{0{,}82^2} - 1 \cong 0{,}5.$$

Напомним, что коэффициент сопротивления тонкой стенки $\zeta_0=0,06$ (стр. 121), т. е. почти в десять раз меньше, чем насадка.

Потеря напора в насадке

$$h_w^{н}=H-\frac{v^2{}_{н}}{2g}=H-0,82^2\,H=0,328\,H.$$

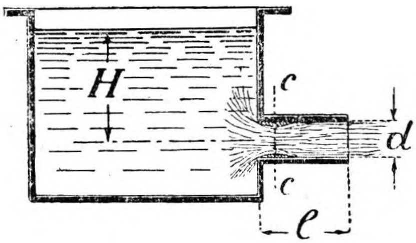
Потеря напора в тонкой стенке

$$h_u^0=H-\frac{v_0{}^2}{2g}=H-0,97^2\,H=0,055\,H.$$

Отношение

$$\frac{h_w^{н}}{h_w^0}=\frac{0,328}{0,055}\cong 6, \quad \ldots \quad (5)$$

т.-е. потеря напора в насадке в шесть раз больше, чем в тонкой стенке.



Черт. 124.

В отношении кинетической энергии подсчет показывает, что, несмотря на довольно значительное увеличение расхода, насадок дает общую потерю живой силы несколько большую (примерно на 7%), чем тонкая стенка.

Поступая в насадок, струя сжимается так же, как и в тонкой стенке, а затем расширяется и заполняет все сечения насадка. Этим фактом и объясняется значительная, против тонкой стенки, потеря напора в насадке. В сжатом сечении струи давление ниже атмосферного, причем при истечении в атмосферу (черт. 124) вакуум достигает величины

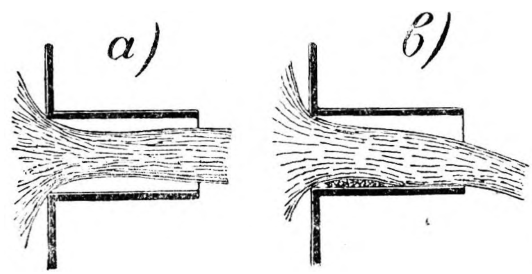
$$\mathrm{Vac}=0,75\,H_0\ ^{1)} \quad \ldots \quad (6)$$

Из последнего выражения легко определить тот напор H_{max}, при котором Vac может достигнуть максимальной теоретической величины, равной, как известно, 10 *м* водяного столба.

Имеем

$$H_{\max}=\frac{\mathrm{Vac}_{\max}}{0,75}=\frac{10}{0,75}=13,33\ м. \quad \ldots \quad (7)$$

При напоре большем 13,33 *м,* очевидно, произойдет „срыв“ вакуума, и насадок уже не будет работать полным сечением. Струя в этом случае принимает либо устойчивую форму, изображенную на черт. 125-а, которая ничем не отличается от струи при тонкой стенке, либо неустойчивую — черт. 125-b, где струя как бы прилипает к нижней поверхности насадка.



Черт. 125.

В первом случае коэффициент расхода насадка одинаков с коэффициентом расхода тонкой стенки (0,62); во втором он несколько больше благодаря частичному сжатию струи.

[x]) Проф. Б. А. Бахметев считает Vac = 0,8 *H*.

Если истечение из насадка происходит под уровень (черт. 126), то расход определяется формулой

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g\,H_0}\,, \qquad (8)$$

где

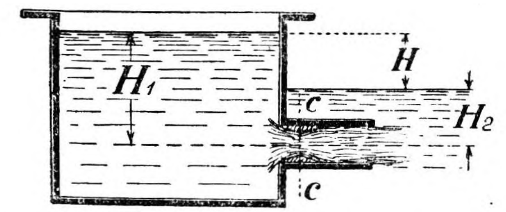
$$H_0 = H_1 - H_2 + \frac{v_0^2}{2g}. \qquad (9)$$

Вакуум в сжатом сечении струи (сечение c—c) в этом случае

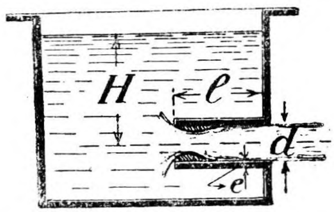
$$\mathrm{Vac} = 0{,}75\,H_0 - H_2 \qquad (10)$$

Итак, для того чтобы данный патрубок работал как насадок, т. е. полным сечением, необходимо удовлетворить следующим условиям:

1) длина Патрубка не должна быть менее (3,5 — 4) d, где d — его диаметр;
2) вакуум не должен превосходить практически допускаемой величины, за каковую можно принимать 7—7,5 *м* водяного столба.



Черт. 126.



Черт. 127.

Коэффициент расхода в этом случае можно считать (с запасом) $\mu = 0{,}80$.

Если же подсчет не дает уверенности в том, что насадок будет работать полным сечением, то истечение нужно считать как в тонкой стенке (устойчивая форма, черт. 125-а) с коэффициентом расхода $\mu = 0{,}60$ (с запасом),

Можно, однако, и в этом последнем случае заставить насадок работать полным сечением: для этого нужно лишь устроить закругленный вход или иначе — вместо насадка Вентури применить насадок коноидальный (см. ниже).

2. **Насадок Борда** [1]). Под этим названием известен внутренний цилиндрический насадок, имеющий длину не менее $3d$, где d — диаметр отверстия (черт. 127). При этой длине насадок работает полным сечением, и коэффициент расхода равен $\mu = 0{,}71$. Так как сжатие струи отсутствует ($\alpha = 1$), то $\varphi = 0{,}71$, и коэффициент сопротивления получается

$$\zeta = \frac{1}{0{,}71^2} - 1 \cong 1.$$

Если длина насадка невелика (□ < 2,5 d) и толщина стенки насадка значительна ($e > 0{,}2\,d$), то истечение происходит как из отверстия в тонкой стенке с коэффициентом расхода $\mu = 0{,}62$.

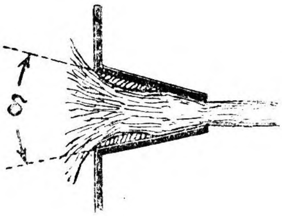
3. **Конический сходящийся насадок** (черт. 128) при известных углах сходимости дает довольно высокий расход и весьма большую выходную скорость. В опытах д'Обюиссона и Кастеля (d'Aubuisson, Castel) наибольший коэф-

[1]) Некоторые американские авторы называют насадком Борда внутренний цилиндрический насадок, имеющий длину □ равную половине диаметра, причем считают для такого насадка $\varphi = 0{,}99$ и $\mu = 0{,}53$. [См., напр., S l o c u m., S. S. Elements of Hydraulics, p. 68, 1917 г.].

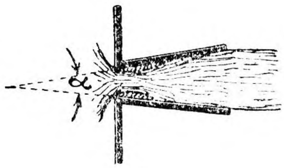
фициент расхода μ = 0,946 соответствовал углу сходимости δ = 13°24'; коэффициент скорости при этом был φ = 0,963. Как уменьшение, так и увеличение угла сходимости вызывало уменьшение коэффициента расхода.

Отметим, что в пожарных брандспойтах коэффициент расхода достигает величины μ =0,98 — 0,99 (по опытам Freeman'а).

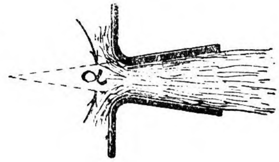
4. Конический расходящийся насадок (черт. 129) дает небольшую выходную скорость, но расход в таком насадке достигает значительной величины. При угле расходимости, не превосходящем 8°, коэффициент расхода, отнесенный к наиболее узкому сечению, равен μ = 0,95.



Черт. 128.



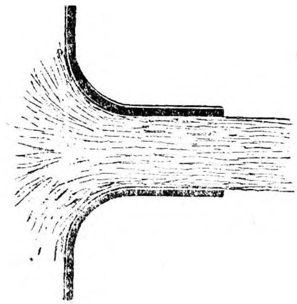
Черт. 129.



Черт. 130.

Заметим, что при больших углах α, а также при больших напорах или недостаточной длине насадка происходит срыв вакуума, истечение совершается, как в тонкой стенке (μ = 0,62), и насадок никакого влияния на истечение не оказывает.

Округление входного ребра в коническом расходящемся насадке (черт. 130) весьма значительно увеличивает расход: при угле α = 5° — 8°, коэффициент расхода, отнесенный к узкому сечению, равен μ = 1,50.



Черт. 131.

5. Коноидальный насадок, как уже упоминалось выше, представляет собой насадок Вентури с округленным входом (черт. 131). Также называют и насадки, очерченные по форме сжатой струи. Коэффициент расхода этих насадков колеблется в пределах от 0,92 до 0,98, в зависимости от тщательности выполнения округления. В среднем принимают μ = 0,95—0,96. Тогда коэффициент скорости φ = 0,95 — 0,96 (так как коэффициент сжатия α = 1) и коэффициент сопротивления соответственно будет ζ = 0,10 — 0,08.

При выборе типа насадка следует помнить, что наибольшей живой силой обладает струя при коноидальном насадке, затем при коническом сходящемся. Этим объясняется применение конических сходящихся насадков в тангенциальных турбинах (колеса Pelton'а) и пожарных брандспойтах. При коническом расходящемся насадке живая сила струи наименьшая.

6. Задачи.

Задача 79. Определить расход через бетонную трубу диаметром d = 1,50 *м* и длиной L = 15 *м* под насыпью железной дороги, если H = 2,0 *м*, предполагая:

1) в отводящем лотке воды нет совсем,
2) глубина воды в лотке (бытовая глубина) равна h = 0,6 *м*,
3) глубина воды **в** лотке равна h = 1,2 *м* (черт. 132).

1. Рассматривая трубу как цилиндрический насадок, расход определим по формуле

$$Q = \mu_c \, \omega \sqrt{2g\left(H - \frac{d}{2}\right)},$$

где μ_c — коэффициент расхода системы [1]).

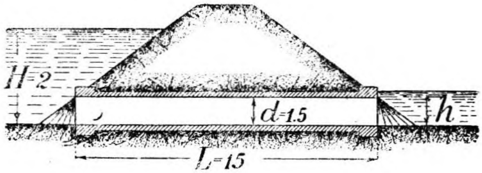
Так как истечение свободно, то μ_c будет

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c}}.$$

Имеем

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} = 0{,}50 + 0{,}02\,\frac{15}{1{,}5} = 0{,}70 \text{ [2])}$$

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 0{,}70}} = 0{,}77.$$



Черт. 132.

Следовательно,

$$Q = 0{,}77\,\frac{\pi \cdot 1{,}5^2}{4}\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot (2 - 0{,}75)} = 6{,}74 \ м^3/сек.$$

2. Так как бытовая глубина h меньше половины диаметра трубы, то подтоп не оказывает влияния на истечение и, следовательно, расход в этом случае будет такой же, как и в случае 1.

3. В этом случае расход будет несколько меньше, ибо $h > \frac{d}{2}$ и, следовательно, подтоп будет оказывать влияние на истечение.

Расход определится по формуле

$$Q = \mu_c \, \omega \sqrt{2g\,(H - h)},$$

где

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}},$$

так как труба затоплена.

Имеем

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{вых} = 0{,}50 + 0{,}02\,\frac{15}{1{,}5} + 1{,}00 = 1{,}70$$

$$\mu_c = 0{,}77.$$

И расход

$$Q = 0{,}77\,\frac{\pi \cdot 1{,}5^2}{4}\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(2 - 1{,}2)} = 5{,}39 \ м^3/сек.$$

[1]) Коэффициент μ_c определяется:

при истечении под уровень $\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}$,

„ „ в атхмосферу $\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c}}$.

[2]) В задачах №№ 79 — 86 потери напора по длине учтены по Дарси.

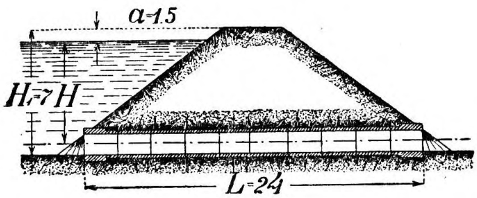
Во всех трех случаях мы считали, что труба работает полным сечением (как насадок); в самом деле, величина вакуума в первом случае (наибольшая) составляет

$$\mathrm{Vac} = 0{,}75\,H = 0{,}75 \cdot 1{,}25 = 0{,}94 \text{ м},$$

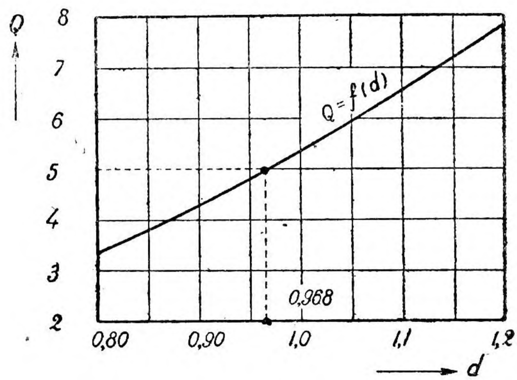
что обеспечивает работу трубы полным сечением.

Задача 80. Определить диаметр железной клепаной трубы так, чтобы при $Q = 5$ *м³/сек* горизонт верхнего бьефа стоял бы на $a = 1{,}50$ *м* ниже бровки насыпи. Длина трубы $L = 24$ *м*. Высота насыпи $H_1 = 7$ *м*. В нижнем бьефе воды нет (черт. 133).

В виду того, что коэффициент сопротивления ζ_c, а следовательно, и коэффициент расхода p_c зависят от диаметра трубы, задачу приходится решать подбором. Будем задаваться различными значениями диаметра трубы и, рассматривая трубу как цилиндрический насадок, определять им соответствующие значения расхода. Далее из построенной кривой Q = f (d) найдем диаметр, отвечающий заданному расходу.



Черт. 133.



Черт. 134.

Пусть, для примера $d = 1{,}0$ *м*. Тогда напор, под которыми происходит истечение, определится

$$H = H_1 - a - \frac{d}{2} = 7{,}0 - 1{,}5 - 0{,}5 = 5{,}0 \text{ м}.$$

Площадь живого сечения трубы

$$\omega = 0{,}785 \text{ м}^2.$$

Коэффициент сопротивления системы

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} = 0{,}50 + 0{,}025\frac{24}{1} = 1{,}1.$$

Коэффициент расхода системы

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1{,}0}{1{,}0 + 1{,}1}} = 0{,}69.$$

И расход

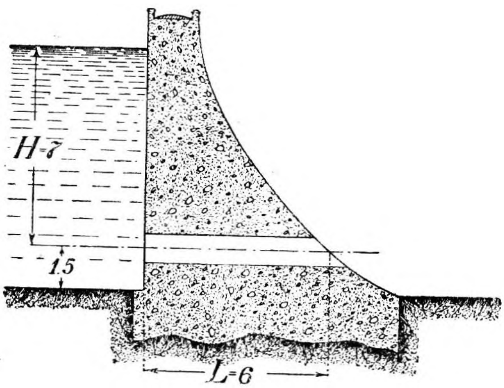
$$Q = \mu_c\,\omega\sqrt{2gH} = 0{,}69 \cdot 0{,}785\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 5} = 5{,}36 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Результаты вычислений сведем в таблицу; из построенной по данным этой таблицы кривой $Q = f(d)$ (черт. 134) видно, что данному расходу $Q = 5$ *м³/сек* соответствует диаметр трубы $d = 0{,}968$ *м*. При этом скорость в трубе получается $v = 6{,}76$ *м/сек*.

Заметим, что Изменение действующего напора H с изменением диаметра трубы весьма незначительно; поэтому можно считать, что с изменением диаметра изменяются лишь величины ω и p_c, а напор остается постоянным. Тогда задачу можно решить, подбирая произведение p_c ω, соответствующее данным задачи.

d	H	ω	ζ_c	μ_c	Q
0,80	5,10	0,503	1,250	0,666	3,35
0,90	5,05	0,636	1,167	0,679	4,28
1,00	5,00	0,785	1,100	0,690	5,36
1,20	4,90	1,130	1,000	0,707	7,83

Задача 81. Из водохранилища вода выводится трубами, уложенными на $H = 7$ *м* ниже уровня воды в водохранилище; в нижнем бьефе воды нет. Определить число и диаметр (d) труб, если расход $Q = 80$ *м³/сек* и длина труб $L = 6$ *м* (черт. 135).



Черт. 135.

Для того чтобы труба работала как цилиндрический насадок, т. е. полным сечением, в отношении диаметра трубы должно быть выполнено следующее условие:

$$L \geqslant (3{,}5 - 4)\ d.$$

Отсюда, задаваясь величиной отношения L к d, можно определить наибольший допускаемый диаметр трубы при данной ее длине. Примем.

$$\frac{L}{d} = 4.$$

Тогда

$$d = \frac{L}{4} = \frac{6}{4} = 1{,}5\ \text{м}.$$

Определим теперь общую пропускную площадь труб Ω. Имеем

$$Q = \mu\,\Omega\,\sqrt{2gH},$$

откуда, приняв μ = 0,80 (трением в трубе пренебрегаем), получим

$$\Omega = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}} = \frac{80}{0{,}80\sqrt{2\cdot 9{,}81\cdot 7}} = 8{,}52\ \text{м}^2.$$

Предполагая 5 труб, получим пропускную площадь одной трубы

$$\omega = \frac{\Omega}{5} = \frac{8{,}52}{5} = 1{,}71\ \text{м}^2.$$

Следовательно, диаметр трубы

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4\cdot 1{,}71}{\pi}} = 1{,}43\ \text{м}.$$

Вакуум в трубе

$$\text{Vac} = 0{,}75\,H = 0{,}75\cdot 7 = 5{,}25\ \text{м}.$$

Задача 82. Из водоема расходуется вода в количестве $Q = 12$ *м³/сек*. Для пропуска этого расхода в плотине уложены трубы на глубине $H_1 = 15{,}50$ *м,* считая от поверхности воды в водоеме до оси труб. Горизонт воды за плотиной стоит на $H_2 = 2{,}00$ *м* выше оси труб. Длина труб $L = 12$ *м*. Определить диаметр труб и их число (черт. 136).

Посмотрим прежде всего, будут ли трубы работать полным сечением.

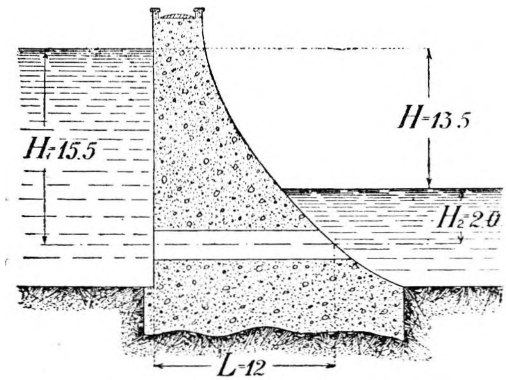
Определим для этого вакуум. Предполагая, что трубы работают полным сечением, по формуле (10) получим

$$\mathrm{Vac} = 0{,}75\,H - H_2 = 0{,}75 \cdot 13{,}5 - 2{,}0 = 8{,}13 \text{ м}.$$

Так как полученная величина вакуума превосходит практически допускаемый предел в 6 *м* водяного столба, то трубы будут работать неполным сечением с коэффициентом расхода $p = 0{,}60$.

* Определим необходимую площадь, труб

$$\Omega = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}} = \frac{12}{0{,}60\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 13{,}5}} = 1{,}23 \text{ м}^2.$$



Черт. 136.

Если поставить две трубы, то пропускная площадь каждой трубы должна быть

$$\omega = \frac{\Omega}{2} = \frac{1{,}23}{2} = 0{,}615 \text{ м}^2.$$

И, следовательно, диаметр определится

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}615}{\pi}} = 0{,}89 \text{ м}.$$

Мы можем, однако, и при заданных величинах H_1 и H_2 заставить трубы работать полным сечением — для этого нужно устроить закругленный вход. Коэффициент расхода в этом случае можно считать $p = 0{,}95$. Тогда площадь отверстий, необходимая для пропуска всего расхода, будет

$$\Omega = \frac{120}{0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 13{,}5}} = 0{,}78 \text{ м}^2.$$

При двух трубах, диаметр труб должен быть

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}78}{2\pi}} = 0{,}70 \text{ м}.$$

При радиусе закругления входа $r = 0{,}2\,d$ наружный диаметр входного отверстия труб получается

$$D = 1{,}4\,d = 1{,}4 \cdot 0{,}7 = 0{,}98 \text{ м}.$$

Вопрос об окончательном выборе тех или иных труб, удовлетворяющих условиям задачи, решается в совокупности с вопросом экономическим.

Задача 83. Определить диаметр железобетонной трубы, пропускающей расход $Q = 8$ *м³/сек,* если максимальная глубина воды в верхнем бьефе

$H_1 = 8$ *м,* максимальная скорость воды в трубе v — 10 *м/сек,* глубина воды в отводящем лотке $H_2 = 1{,}20$ *м,* длина трубы $L = 35$ *м.* Отводящий лоток бетонирован (черт. 137).

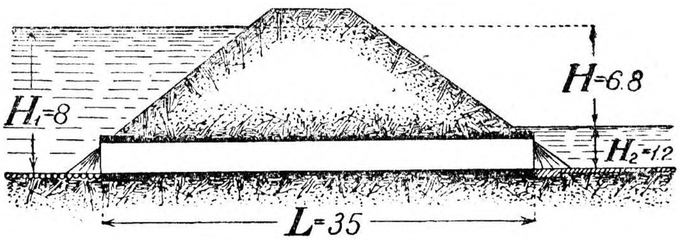
Решим задачу, исходя из величины допускаемой скорости в отводящем лотке.

Тогда сечение трубы должно быть

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{8}{10} = 0{,}8 \ \textit{м}^2,$$

и диаметр трубы

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0{,}8}{\pi}} = 1{,}01 \ \textit{м}.$$



Черт. 137.

Принимаем $d = 1{,}0$ *м.* Теперь проверим, пропустит ли труба принятого диаметра требуемый расход при заданном напоре?

Глубина воды в лотке $h > \dfrac{d}{2}$; следовательно, истечение будет происходить под уровень.

Будем иметь

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{вых} = 0{,}50 + 0{,}02\frac{35}{1} + 1{,}0 = 2{,}2.$$

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{2{,}2}} = 0{,}675$$

и необходимый напор

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2 \omega^2 2g} = \frac{8^2}{0{,}675^2 \cdot 0{,}785^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} = 11{,}60 \ \textit{м}.$$

Но по условию $H_{max} = 6{,}80$ *м.* Следовательно, для пропуска данного расхода необходимо увеличить сечение трубы. Будем исходить из заданной величины напора H.

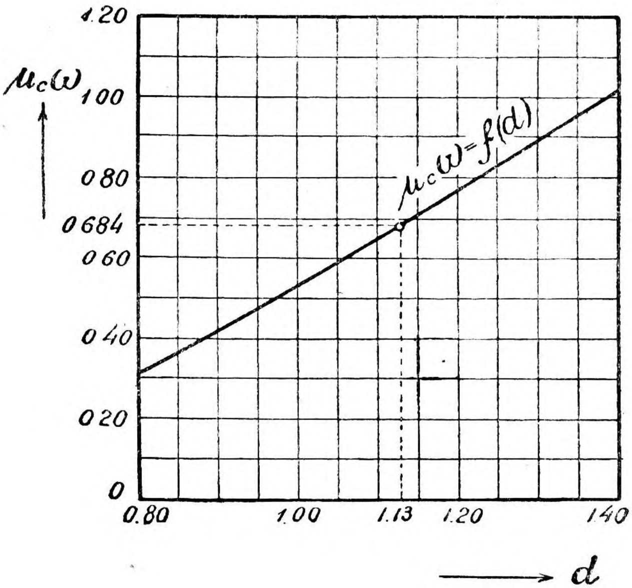
Определим по данным задачи при напоре $H_{max} = 6{,}80$ произведение p_c ω. Получим

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = \frac{8}{\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 6{,}8}} = 0{,}684 \ \textit{м}^2.$$

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c\ \omega$
1,4	1,54	2,000	0,707	1,088
1,2	1,13	2,084	0,692	0,782
1,0	0,78	2,200	0,675	0,530
0,8	0,50	2,373	0,650	0,327

Теперь, задаваясь различными значениями диаметра (d), будем определять им соответствующие величины ω, ζ_ς, μ_c и, наконец, p_c ω. Результаты вычислений сведем в таблицу (стр. 159).

Далее, по данным этой таблицы построим кривую $p_c\ \omega = f\ (d)$ (черт. 138), по которой найдем, что заданному значению $\mu_c\ \omega = 0{,}684$ соответствует



Черт. 138.

диаметр трубы d = 1,13 *м*. При этом скорость получается

$$v = 7{,}97\ м/сек.$$

Задача 84. На черт. 139 изображена система, состоящая из двух искусственных водоемов, соединенных трубопроводом. Из второго водоема, расположенного ниже первого, расходуется вода через цилиндрический насадок. Дано $H = 8$ *м* = const; длина трубопровода $L = 60$ *м;* диаметр трубопровода d = = 0,15 *м;* диаметр насадка d_1 = 0,20 *м*. Определить расход и положение уровня в нижнем водоеме.

Имеем расход верхнего водоема

$$Q_1 = \mu_1\ \omega_1 \sqrt{2g\,h_1}\ , \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

где

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}\,,$$

причем коэффициент ζ_c учитывает сопротивления от входного сечения трубопровода до выходного включительно.

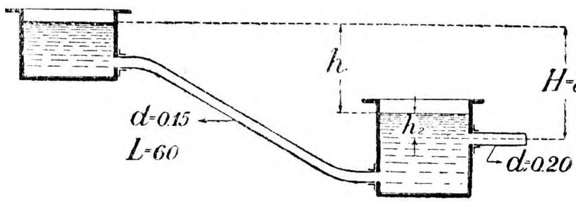
Расход второго водоема

$$Q_2 = \mu_2\ \omega_2 \sqrt{2g\,h_2}\ , \quad \ldots \quad (2)$$

где μ_2 — коэффициент расхода насадка.

Кроме того, имеем

$$H = h_1 + h_2 \quad \ldots \quad (3)$$



Черт. 139.

Определяя из (1) — h_1 из (2) — h_2 и подставляя найденные значения в (3), получим, имея в виду, что $Q_1 = Q_2 = Q_1$

$$\frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu_1^2}\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\mu_2^2\ \omega_2^2}\right) = H,$$

откуда

$$Q = \sqrt{2gH}\sqrt{\frac{1}{\sum \frac{1}{\mu_i^2}\frac{1}{\omega_i^2}}} \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

Вычислим μ_1 .

$$\zeta_1 = \zeta_{вх} + 2\zeta_{кол} + \zeta_{тр} + \zeta_{вых} = 0{,}50 + 2 \cdot 0{,}15 + 0{,}023\frac{60}{15} + 1{,}0 = 11.$$

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{1}{11}} = 0{,}302.$$

Далее имеем $\omega_1 = 1{,}77$ *дм*^{2}; $\omega_2 = 3{,}14$ *дм*^{2}; $\omega_2 = 0{,}80$ (в предположении, что насадок работает полным сечением).

Следовательно,

$$\sum \frac{1}{\mu_i^2\ \omega_i^2} = \frac{1}{0{,}302^2 \cdot 1{,}77^2} + \frac{1}{0{,}80^2 \cdot 3{,}14^2} = 3{,}74.$$

И, наконец, расход по уравнению (4)

$$Q = \sqrt{\frac{1}{3{,}74} 2 \cdot 98{,}1 \cdot 80} = 64{,}75 \text{ л/сек.}$$

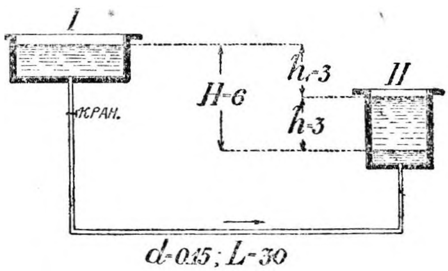
Теперь из ур-ия (2) найдем

$$h_2 = \frac{Q^2}{\mu_2^2\ \omega_2^2\ 2g} = \frac{64{,}75^2}{0{,}80^2 \cdot 3{,}14^2 \cdot 2 \cdot 98{,}1} = 3{,}42 \text{ дм.} = 0{,}34 \text{ м}$$

и из ур-ия (3)

$$h_1 = H - h_2 = 8 - 0{,}34 = 7{,}66 \text{ м.}$$

***Задача** 85.* Дана система, состоящая из двух баков и трубопровода, диаметр которого $d = 0{,}15$ *м* и длина $L = 30$ *м*. Уровень в баке *I* остается постоянным. Определить, в течение какого промежутка времени уровень в баке II поднимется на высоту 3 *м,* если площадь сечения бака II постоянна и равна $\Omega = 2$ *м*^{2}*,* а первоначальная разность горизонтов $H = 6$ *м* (черт. 140).



Черт. 140.

Время наполнения определяется формулой 24 (гл. III).

$$T = \frac{2\Omega\,(\sqrt{H} - \sqrt{h_1})}{\mu_c\ \omega\ \sqrt{2g}}.$$

В этой формуле в данном случае под p_c нужно подразумевать коэффициент расхода системы, определяемый соотношением

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}},$$

где ζ_c — коэффициент сопротивления системы.

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{кр} + \zeta_{тр} + 2\zeta_к + \zeta_{вых} = 0{,}5 + 5 + 0{,}023\frac{30}{0{,}15} + 2 \cdot 0{,}2 + 1 = 11{,}5\ ^{1)}.$$

[1]) В виду малости отношения $\frac{\omega}{\Omega}$ потеря на выход принята $= \frac{v^2}{2g}$.

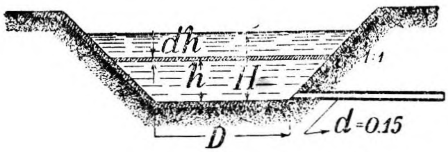
Следовательно, коэффициент расхода системы

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{11,5}} = 0,295,$$

и, значит, искомое время определится

$$T = \frac{2 \cdot 2(\sqrt{6} - \sqrt{3})4}{0,295 \cdot \pi \cdot 0,15^2 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 124 \textit{ сек} = 2 \textit{ мин } 4 \textit{ сек.}$$

Задача 86. Для опорожнения железобетонного резервуара, имеющего форму усеченного конуса, в дне его уложена короткая чугунная труба диаметром $d = 0,15$ *м* (6")· Диаметр дна резервуара $D = 40$ *м*, глубина воды $H = 4$ *м*, откосы одиночные. Определить время полного опорожнения (черт. 141).



Черт. 141.

Для решения этой задачи воспользуемся формулой (23), приведенной на стр. 135,

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

где Ω — площадь сечения водоема, соответствующая глубине h,

ω — площадь сечения трубы,

$\mu = 0,80$ — коэффициент расхода трубы (насадка).

Имеем

$$\Omega = \frac{\pi (D + 2h)^2}{4}; \qquad \omega = \frac{\pi d^2}{4}.$$

Следовательно,

$$dt = -\frac{(D + 2h)^2\, dh}{\mu d^2 \sqrt{2gh}}.$$

Время полного опорожнения получим, если это выражение проинтегрируем в пределах от H до 0. Меняя пределы и опуская минус, получим

$$T = \int_0^H \frac{(D + 2h)^2\, dh}{\mu d^2 \sqrt{2gh}} = \frac{2\sqrt{H}}{\mu d^2 \sqrt{2g}} \left(D^2 + \frac{4}{3} DH + \frac{4}{5} H^2 \right).$$

Подставляя численные значения, имеем

$$T = \frac{2\sqrt{4}}{0,8 \cdot 0,15^2 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \left(40^2 + \frac{4}{3} \cdot 40 \cdot 4 + \frac{4}{5} \cdot 4^2 \right) =$$

$$= 91640 \textit{ сек} = 25 \textit{ час } 27 \textit{ мин } 20 \textit{ сек.}$$

ГЛАВА V.

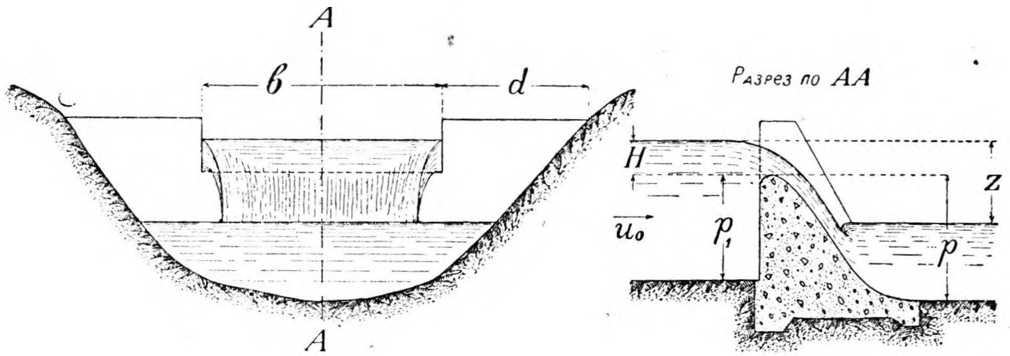
Истечение через водосливы.

1. Определения. Стенка, перегораживающая канал, через которую переливается движущаяся по каналу жидкость, называется *водосливом* (напр., плотина в реке).

Примем обозначения (черт. 142):

H — напор на водосливе;

u_0 — скорость подхода — средняя скорость потока, измеренная в сечении, достаточно удаленном от стенки, где понижение уровня верхнего бьефа не заметно;



Черт. 142.

ζ — перепад (разность урозней в верхнем и нижнем бьефах);

b —ширина водослива;

p_1 — высота стенки водослива со стороны верхнего бьефа;

p — „ „ „ „ нижнего „

Q — расход через водослив.

Водосливы различают:

А. По типу стенки:

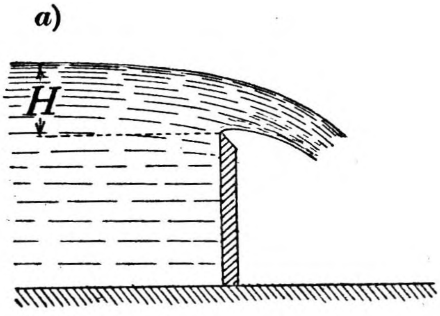
а) водослив с тонкой стенкой (черт. 143-a).

b) „ практического профиля (черт. 142).

c) „ с широким порогом (черт. 143-b).

В. По типу сопряжения бьефов:

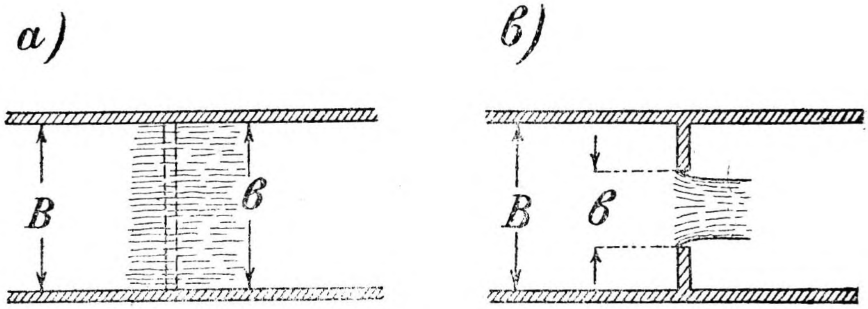
а) водосливы незатопленные,
в) „ затопленные.



Черт. 143.

С. По расположению в плане:

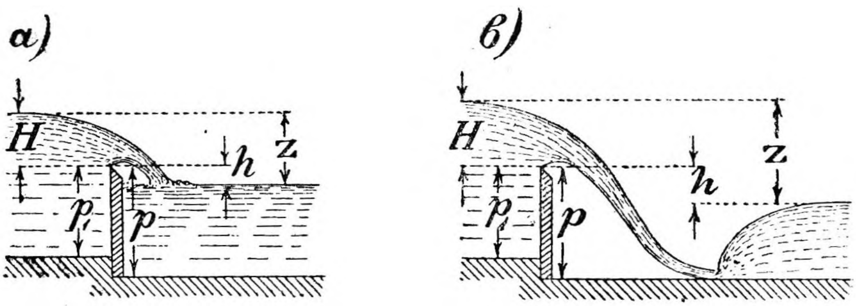
а) водослив без бокового сжатия (ширина водослива *b* равна ширине *B* подводящего русла) (черт. 144-а),
b) водослив с боковым сжатием (черт. 144-b).



Черт. 144.

2. Водослив с тонкой стенкой.

а. Водослив незатопленный имеет место в том случае, когда уровень нижнего бьефа расположен ниже ребра водослива, т. е. при $h < 0$ (черт. 145).



Черт. 145.

В этом случае, независимо от того, будет ли струя покрытая $\left(\frac{z}{p} < 0{,}7;\ \text{черт. 145-a}\right)$ [1]) или струя с отогнанным прыжком $\left(\frac{z}{p} > 0{,}7;\ \text{черт. 145-b}\right)$, уровень воды нижнего бьефа не оказывает влияния на расход, и последний определяется следующей формулой:

$$Q = m_0 b\ \sqrt{2g \cdot}\ H^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

где m_0 — коэффициент расхода водослива, и по Базену (для метрового размера)

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\frac{H^2}{(H+p_1)^2}\right] \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

b. Водослив затопленный имеет место в том случае, когда уровень нижнего бьефа расположен выше ребра водослива, т. е. при $h > 0$ (черт. 146-a), и, кроме того, когда $\frac{z}{p} < 0{,}7.$

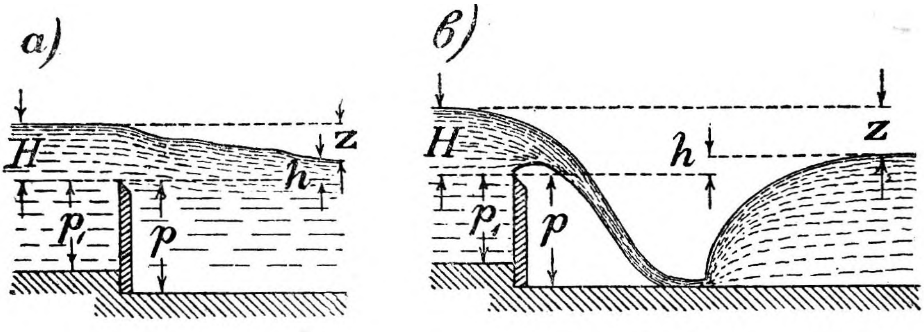
При выполнении этих условий расход определяется формулой

$$Q = \sigma_n\, m_0\, b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

где m_0 определяется по формуле (2);

σ_n — коэффициент затопления, определяемый формулой Базена,

$$\sigma_n = \left(1 + 0{,}2\frac{h}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$



Черт. 146.

Если второе условие не выполнено, т. е. если $\frac{z}{p} > 0{,}7,$ то даже и при $h > 0$ водослив будет незатопленным, ибо в этом случае получается струя с отогнанным прыжком (черт. 146-b), уровень нижнего бьефа никакого влияния на расход не оказывает, и последний определяется формулой (1).

Ниже приведена таблица 1 значений коэффициента затопления σ_n по формуле Базена (формула 4) в зависимости от отношений $\frac{h}{p}$ и $\frac{z}{p}$ [2]).

[1]) См. подробности в § 4.
[2]) Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, стр. 154.

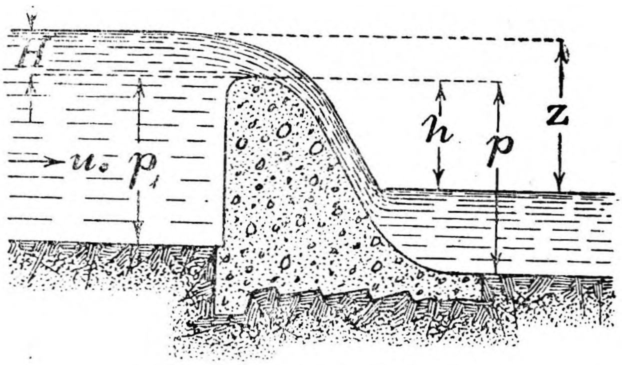
ТАБЛИЦА 1

значений коэффициента затопления σ_n по формуле Базена.

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2\frac{h}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}$$

$\frac{z}{p}$ \ $\frac{h}{p}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
0,05	0,80	0,70	0,65	0,61	0,55	0,51	0,49	0,48	0,46	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,42	0,42	0,41
0,10	0,88	0,81	0,76	0,72	0,67	0,63	0,61	0,58	0,57	0,55	0,54	0,54	0,53	0,52	0,52	0,51	0,51
0,15	0,91	0,86	0,82	0,78	0,73	0,70	0,67	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	0,60	0,60	0,59	0,59	0,58
0,20	0,93	0,89	0,86	0,83	0,78	0,75	0,72	0,70	0,68	0,67	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,64	0,64
0,25	0,95	0,91	0,87	0,86	0,82	0,78	0,76	0,74	0,73	0,71	0,71	0,70	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67
0,30	0,96	0,92	0,89	0,87	0,84	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73	0,73	0,72	0,72	0,71	0,71
0,35	0,96	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,76	0,75	0,75	0,75	0,74
0,40	0,97	0,94	0,92	0,90	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77
0,45	0,97	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,86	0,85	0,83	0,83	0,82	0,81	0,81	0,80	0,80	0,80	0,80
0,50	0,98	0,96	0,94	0,93	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,85	0,84	0,83	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82
0,55	0,98	0,96	0,95	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84
0,60	0,98	0,97	0,95	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,85
0,65	0,99	0,97	0,96	0,95	0,93	0,92	0,91	0,90	0,88	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86
0,70	0,99	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,91	0,91	0,90	0,89	0,89	0,89	0,88	0,88	0,88	0,88	0,87

3. Водосливы практических профилей. Практически водосливом с тонкой стенкой приходится пользоваться лишь как измерителем расхода воды. Водосливы же каменных и бетонных плотин, предназначенные для пропуска больших масс воды, обычно имеют профиль подобный изображенному на черт. 147.



Черт. 147-а.

Так же, как и в водосливах с тонкой стенкой, здесь различают водосливы затопленные и незатопленные, причем критерием в этом отношении служат те же соотношения, что и для водослива с тонкой стенкой.

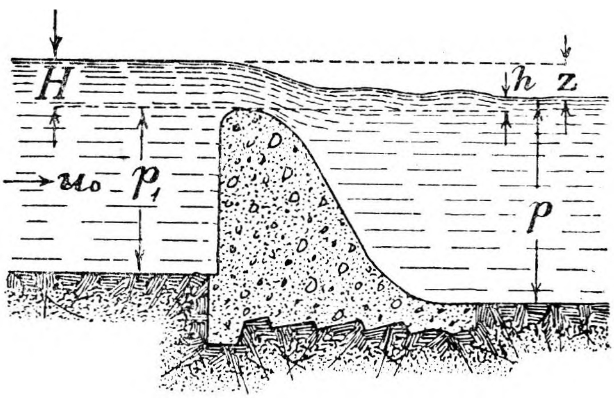
a. При незатопленном водосливе расход определяется

$$Q = MbH_0^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

где H_0 — напор на водосливе, исправленный на скорость подхода, т. е.

$$H_0 = H + \frac{u_0^2}{2g} \quad \text{и} \quad M = m\sqrt{2g}.$$

Коэффициент расхода m для высоких профилей с плавным очертанием водосливного ребра (черт. 147) можно принимать (в среднем) 0,45; для профилей низких растянутых, приближающихся к профилям деревянных и ряжевых водосливных плотин (черт. 171), — 0,40 [1]). При этих значениях m получаем



Черт. 147-b.

m	M	
	метры	сажени
0,45	2,00	1,35
0,40	1,75	1,20

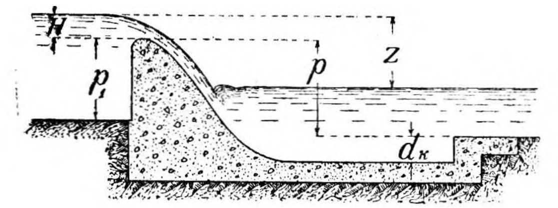
b. При затопленном водосливе, т.-е. при $h > 0$ и $\frac{z}{p} < 0{,}7$ (черт. 147-b), расход через водослив определяется по формуле

$$Q = \sigma_n MbH_0^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

где σ_n — коэффициент затопления, определяемый той же формулой, что и для водослива с тонкой стенкой (формула 4).

[1]) Подробнее о коэффициентах расхода для водосливов практических профилей см. в „Гидравлическом справочнике“ проф. Н. Н. Павловского.

4. Сопряжение водосливной струи с нижним бьефом. Весьма важным вопросом при проектировании водосливных плотин является вопрос о форме сопряжения бьефов. Дело в том, что в случае сопряжения бьефов по типу струи с отогнанным прыжком (черт. 145-b и 146-b) ниже плотины получаются очень большие скорости, требующие весьма сильного и длинного, а следовательно, и дорогого флютбета. В силу этих соображений необходимо сопрягать бьефы либо по типу покрытой струи (черт. 145-a), либо по типу волнистой струи (черт. 146-a), ибо в этих случаях нижний бьеф, надвигаясь на сооружение, создает водяную подушку, которая погашает значительную часть энергии ниспадающей струи, в силу чего отпадает вопрос о создании дорогого флютбета.



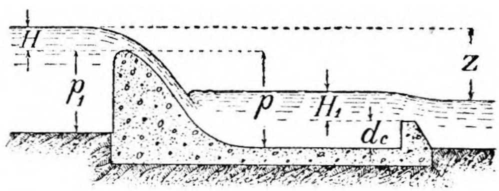
Черт. 148.

Таким образом, в тех случаях, когда при заданных отметках бьефов и водосливного гребня получается струя с отогнанным прыжком, задачей расчета является создание искусственного сопряжения по типу покрытой или волнистой струи, что достигается устройством в о д о б о й н ы х к о л о д ц е в. Водобойные колодцы осуществляются:

1) либо посредством устройства углубления в дне флютбета (черт. 148);

2) либо посредством устройства особой стенки ниже плотины в некотором от нее расстоянии (черт. 149).

Выше было указано, что по Базену струя с отогнанным прыжком имеет место при $\frac{z}{p} > 0{,}70$. Однако, как показал проф. Б а х м е т е в [1]), это отношение $\frac{z}{p}$ не является величиною постоянной, и то критическое его значение $\left(\frac{z}{p}\right)_0$, при котором образуется отогнанный прыжок, зависит от φ, m и $\frac{H}{p}$. В дальнейшем мы сохраним Базеново отношение $\frac{z}{p} = 0{,}70$ как первое приближение, а в тех случаях, когда надо будет составить более точное представление о форме сопряжения бьефов, будем пользоваться критерием проф. Бахметева. На черт. 150 приведены кривые Бахметева, дающие зависимость $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ от $\frac{H}{p}$ при следующих значениях φ и m:



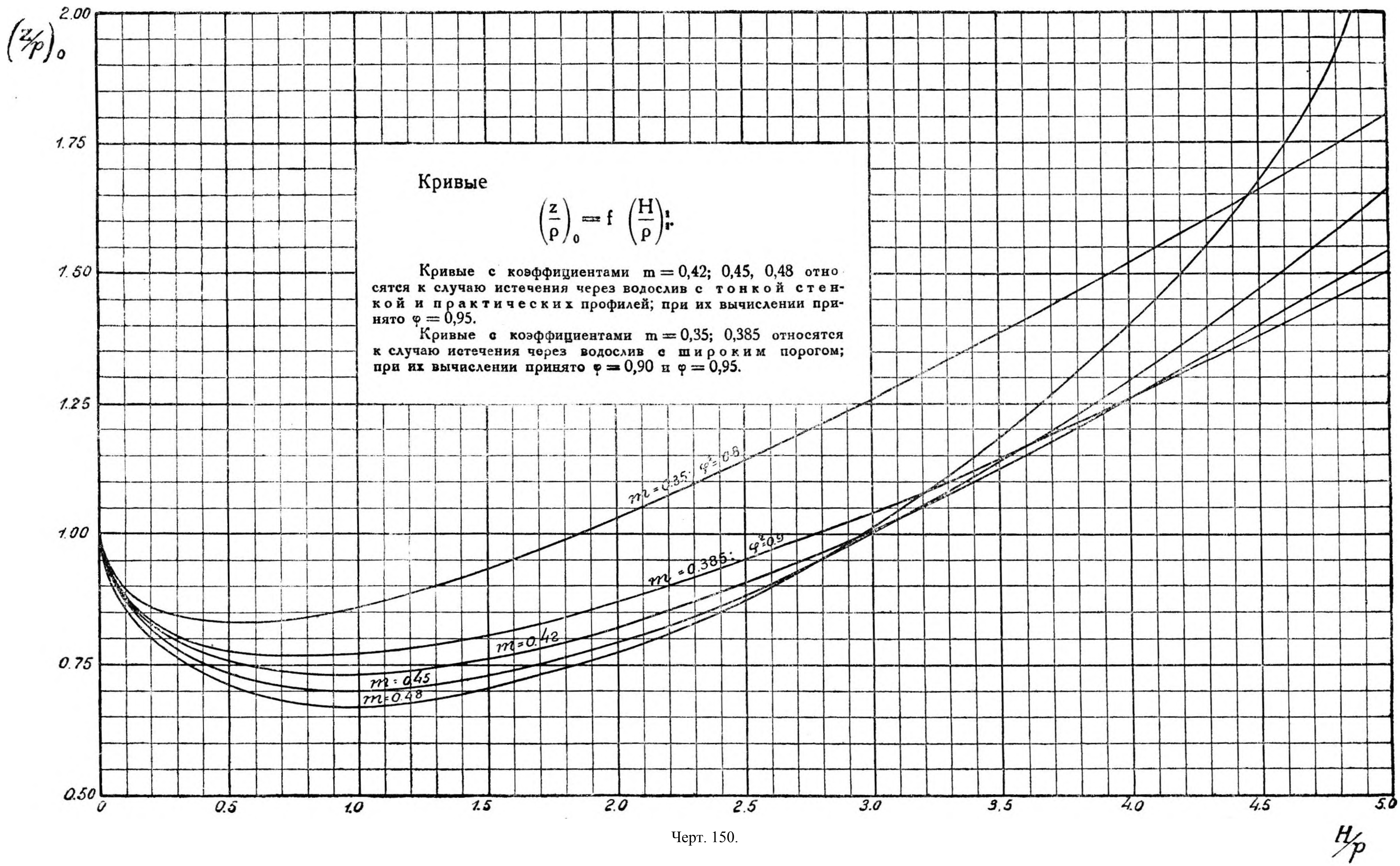
Черт. 149.

$$\varphi = 0{,}95 \text{ и } m = 0{,}385;\ 0{,}42;\ 0{,}45;\ 0{,}48.$$
$$\varphi = 0{,}90 \text{ и } m = 0{,}35.$$

Вопрос расчета водобойного колодца заключается либо в определении глубины $d_к$ колодца (черт. 148), удовлетворяющей условию

$$\frac{z}{p + d_к} < \left(\frac{z}{p}\right)_0, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

Проф. Б. А. Б а х м е т е в, К вопросу о расчете перепадов, 1916 г.

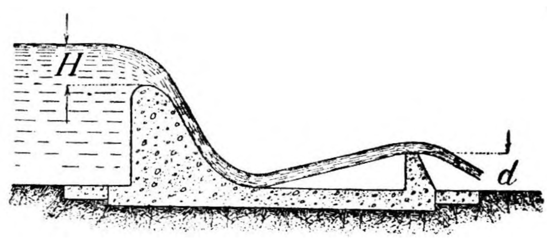

(z/p)₀
2.00
1.75
1.50
1.25
1.00
0.75
0.50
0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
3.5
4.0
4.5
5.0
H/p
Кривые
$\left(\frac{z}{\rho}\right)_0 = f\left(\frac{H}{\rho}\right)$
Кривые с коэффициентами m = 0,42; 0,45, 0,48 относятся к случаю истечения через водослив с тонкой стенкой и практических профилей; при их вычислении принято φ = 0,95.
Кривые с коэффициентами m = 0,35; 0,385 относятся к случаю истечения через водослив с широким порогом; при их вычислении принято φ = 0,90 и φ = 0,95.
m = 0.35; φ² = 0.8
m = 0.385; φ² = 0.9
m = 0.42
m = 0.45
m = 0.48

Черт. 150.

либо в определении высоты d_c стенки (черт. 149), удовлетворяющей условию

$$\frac{p - d_c}{p} < \left(\frac{z}{\rho}\right)_0 \quad \text{. . . . . (10)}$$

Заметим, что последнее неравенство получается при $H_1 = H$ (черт. 149). Следует иметь в виду, что при недостаточной глубине колодца ниспадающая струя выскакивает из колодца (черт. 151) и получается явление более опасное в смысле размыва, чем даже струя с отогнанным прыжком.



Черт. 151.

5. Водослив с широким порогом. Движение воды через глубокие донные спуски в плотинах при достаточной длине нижнего порога по сравнению с напором на водосливе (черт. 152; c > 2 H) можно рассматривать как движение через водослив с широким порогом. Сюда же можно отнести движение воды через открытые мостики и безнапорное движение в трубах, укладываемых под насыпями [1]).

Проф. Бахметев, рассматривая явление истечения через водослив с широким порогом с энергетической точки зрения и пользуясь понятием „удельной энергии“, полагает, что на пороге водослива устанавливается глубина, соответствующая minimum'у удельной энергии. Эта глубина, называемая к р и т и ч е с к о й , определяется уравнением:

$$h_{кр} = kH_0, \quad \text{. . . . . (11)}$$

где $к$ — некоторый коэффициент, зависящий от устройства входного ребра водослива,

H_0—напор, исправленный на скорость подхода.

Коэффициент $к$ связан с коэффициентом скорости ψ и коэффициентом расхода m следующими равенствами:

$$k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} \quad \text{. . . . . (12)}$$

$$m = \varphi k\sqrt{1 - k} \quad \text{. . . . . (13)}$$

$$k = \sqrt[3]{2m^2} \quad \text{. . . . . (14)}$$

Если положить φ = 1, т. е. пренебречь потерями, то формула (12) дает

$$k = 0{,}667,$$

и, следовательно,

$$h_{кр} = 0{,}667\, H_0 \quad \text{. . . . . (15)}$$

Этот результат совпадает с принципом наибольшего расхода, предложенным Беланже (Belanger).

a. Водослив с широким порогом получается н е з а т о п л е н н ы й (свободное истечение) в том случае, когда уровень воды нижнего бьефа н и ж е уровня воды на пороге, определяемого критической глубиной, т. е. когда

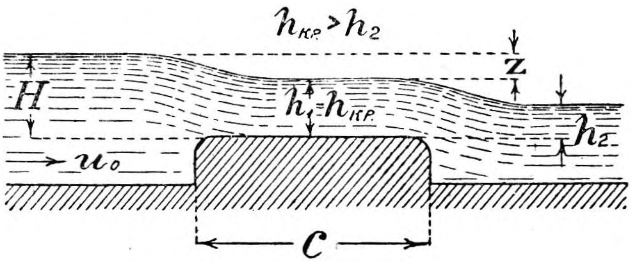
[1]) В дальнейшем водослив предполагается прямоугольным.

$h_{кр} > h_2$ (черт. 152-а). В этом случае истечение происходит с двумя перепадами, и на пороге устанавливается глубина равная критической, определяемой ур-ием (11), а также еще и следующими двумя:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (16)$$

$$h_{кр} = \frac{u^2}{g} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (17)$$

Расход в случае незатопленного водослива определяется формулою того же вида, как и в случае водослива практического профиля, т. е.



Черт. 152-а.

$$Q = Mb\,H_0^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots (18)$$

причем

$$M = \varphi k \sqrt{1-k}\,\sqrt{2g} \quad . (10)$$

Как уже замечено выше, коэффициент *к*, а также коэффициенты φ и *m* зависят от типа входного ребра. Проф. Бахметев предлагает в расчетах принимать:

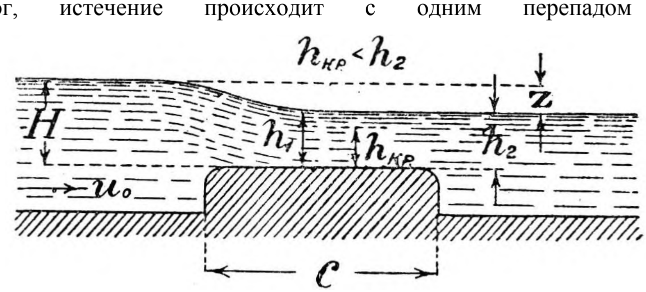
для порога с острым входным ребром

$$k = 0{,}59; \qquad \varphi = 0{,}85; \qquad m = 0{,}32;$$
$$M = 1{,}42 \quad \text{(метры)},$$

для порога с закругленным входным ребром

$$k = 0{,}63; \qquad \varphi = 0{,}92; \qquad m = 0{,}35;$$
$$M = 1{,}55 \quad \text{(метры)}.$$

b. В том случае, когда $h_{кр} < h_2$, уровень воды нижнего бьефа почти полностью надвигается на порог, истечение происходит с одним перепадом (черт. 152-b), и получается з а т о п л е н н ы й водослив с широким порогом (несвободное истечение). Надо отметить, что в этом случае происходит частичное восстановление живой силы, однако, оно так ничтожно,что практически им можно пренебречь и считать, что на пороге устанавливается глубина $h_1 = h_0$.



Черт. 152-b.

Таким образом, в водосливе с широким порогом влияние нижнего бьефа на величину расхода сказывается только тогда, когда глубина $h_2 > h_{кр}$.

Скорость в случае затопленного водослива определяется из уравнения

$$u = \varphi \sqrt{2g\,z_0}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (20)$$

где z_0—перепад, исправленный на скорость подхода, т. е.

$$z_0 = z + \frac{u_0^2}{2g}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots (21)$$

Расход определяется

$$Q = \varphi b h_2 \sqrt{2g\ z_0} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (22)$$

Из ур-ий (20) и (21) можно определить перепад:

$$z = \frac{1}{2g}\left(\frac{u^2}{\varphi^2} - u_0^2\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (23)$$

или приближенно

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{u^2 - u_0^2}{2g} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (24)$$

По этим же формулам определяется первый перепад ζ (черт. 152-а) в случае незатопленного водослива.

6. Влияние бокового сжатия. Во всех приведенных выше формулах введена ширина в свету *b*. На самом же деле, благодаря происходящему сжатию струи, работает не вся ширина водослива *b*, а лишь некоторая ее часть b_c. Поэтому при расчете водослива, в тех случаях, когда имеет место сжатие струи, в формулы для определения расхода вводят некоторую ширину Водослива $b_с$, равную

$$b_c = \varepsilon b, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (25)$$

где ε = 0,85 — 0,95 в зависимости от степени сжатия.

По Френсису (Francis), при d ≥ 3*H* (черт. 142) ширина b_c составляет

$$b_c = b - 0{,}1\, n H_0, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (26)$$

где *n* — число отдельных сжатий.

По Кригеру (Creager)

$$b_c = b - 0{,}1\, \xi n H_0, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (27)$$

где ζ — некоторый коэффициент ≤ 1, зависящий от степени сжатия. Для весьма плавной формы устоев и быков Кригер принимает ξ = 0,40.

7. Уточнения в **расчете водосливов практических профилей.** Приведенное выше значение коэффициента расхода *m* для водосливов практических профилей следует рассматривать лишь как среднее, достаточное для приближенных, предварительных подсчетов. Для окончательного расчета водосливных плотин расход следует определять более точно. Подобное уточнение в определении расхода при истечении через водосливы практических профилей сделано проф. Павловским [1]) на основании систематизации имеющихся материалов.

Проф. Павловский предлагает для определения расхода при истечении через водосливы — с тонкой стенкой, практических профилей и с широким порогом обобщенную формулу следующего вида:

$$Q = m_r \sqrt{2g}\ \sigma_f \cdot \sigma_H \cdot \sigma_n\, b_c H_0^{\frac{3}{2}}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (28)$$

где $m_г$ — „приведенный“ коэффициент расхода (т. е. при условии: $\sigma_f = \sigma_H$ —

$= \sigma_n = 1$).

σ_f — коэффициент формы,

σ_H — „ полноты напора,

$\sigma_п$ — „ затопления,

b_c — ширина водослива с учетом сжатия, H_0 — напор на водосливе, исправленный на скорость подхода.

[1]) Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, стр. 46—60.

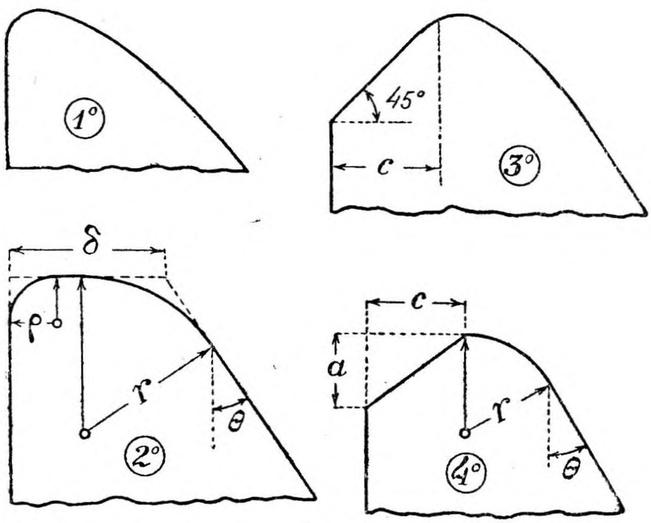
Приведем по Павловскому значения коэффициентов, входящих в формулу (28), для высоких, криволинейных профилей с наиболее употребительными очертаниями оголовка, изображенными на черт. 153.

а. В о д о с л и в н е з а т о п л е н н ы й. В этом случае для всех типов $\sigma_n = 1$.

Тип 1°.

$$m_r = 0{,}49; \qquad \sigma_f = 1 \quad \ldots\ldots \quad (29)$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_н &= 0{,}785 + 0{,}25\,\frac{H}{H_{\max}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} = 0{,}1 - 0{,}8\right) \\ \sigma_н &= 0{,}88 + 0{,}12\sqrt{\frac{H}{H_{\max}}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} > 0{,}8\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (30)$$



Черт. 153.

Здесь $H_{\max}$ — наибольший напор, на который проектируется плотина;

H — какой-либо напор $(H < H_{\max})$, для которого желательно определить σ_n.

Тип 2°.

$$m_r = 0{,}49; \qquad \sigma_f = 0{,}97 \quad \ldots\ldots \quad (31)$$

Коэффициент σ_n можно брать по (30).

Тип 3°.

$$m_r = 0{,}48; \qquad \sigma_f = 1 \quad \ldots\ldots \quad (32)$$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_н &= 0{,}805 + 0{,}31\,\frac{H}{H_{\max}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} = 0{,}1 - 0{,}5\right) \\ \sigma_н &= \sqrt[20]{\frac{H}{H_{\max}}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} > 0{,}5\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (33)$$

Таблица значений $\sqrt[20]{N}$

N	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\sqrt[20]{N}$	0,965	0,975	0,982	0,989	0,995	1,000

Тип 4°.

$$m_r = 0{,}47 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (34)$$

$$\sigma_f = 1{,}02 - 0{,}02\, s - 0{,}02\left(\frac{a}{r} - 1\right), \quad \ldots \ldots \ldots \quad (35)$$

где

$$s = \frac{c}{a}.$$

$\sigma_н$ можно брать по (33).

Таблица значений σ_f по (35)

$\frac{a}{r}$ \ s	1	2	4
1	1,00	0,98	0,94
2	0,98	0,96	0,92
4	0,94	0,92	0,88

b. В о д о с л и в   з а т о п л е н н ы й . В этом случае коэффициенты m_r, $\sigma_н$ и σ_f сохраняют те же значения, что и в водосливе незатопленном.

Коэффициент затопления σ_n можно определять либо по Базену (формула 4), либо по способу американских инженеров которые величину σ_n ставят в зависимость от отношения $\frac{h}{H}$ (черт. 147-b). Ниже приведена таблица 2 значений σ_n, согласно данных американской практики.

$\frac{h}{H}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
σ_n	1,000	0,991	0,983	0,972	0,956	0,937	0,907	0,856	0,778	0,621	0

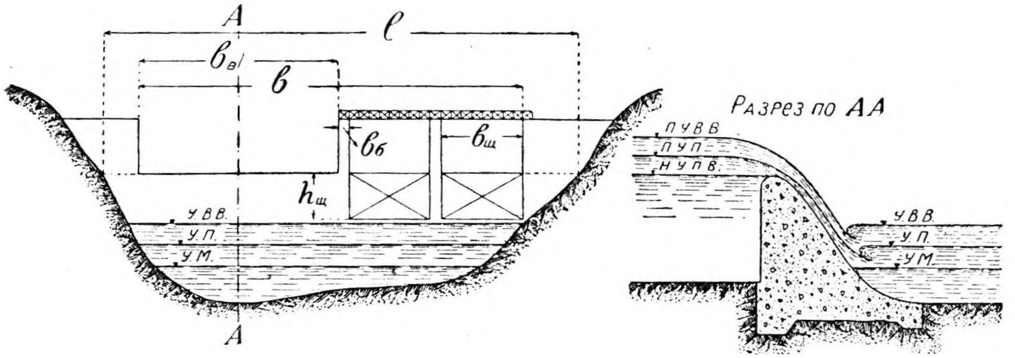
8. Боковой водослив. Проф. Энгельс (Engels) рекомендует следующую формулу для расчета бокового водослива обычного типа (ребро водослива параллельно оси и дну канала; черт. 179) [2]):

$$Q = 0{,}4\sqrt{2g}\ \sqrt[3]{l^{2,5}a^5}\,, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (36)$$

где Q — расход через водослив,
l — длина водослива,
a — напор в низовом (по течению) конце водослива.

[1])Этому способу отдает предпочтение проф. П а в л о в с к и й .
[2]) Известия Научно-Мелиорационного Института, 1924 г., вып. 8—9, стр. 200.

9. Обозначения, принятые в задачах (черт. 154).



Черт. 154.

У. М. — уровень межени,
У. П. — уровень паводка,
У. В.В. — уровень высоких вод,
Н.У.П.В.— нормальный уровень подпертых вод,
П.У.М. — подпертый уровень межени,
П.У. П.— „ „ паводка,
П.У. В.В.— „ „ высоких вод,
$Q_м$ —расход в межень,
$Q_п$ — р „ паводок,
$Q_{ВВ}$ — р „ высокую воду,
$Q_В$ —расход водосливной части плотины,
Qщ —расход щитовых отверстий,
 — ширина реки на уровне Н.У.П.В.,
b —общая длина рабочей части плотины,
$b_в$ —длина водосливной части плотины,
$b_щ$ —ширина щитового отверстия,
$b_д$ —ширина донного щитового отверстия,
$b_б$ — толщина быка,
$h_щ$ —высота щитового отверстия.
Во всех задачах отметки, длины и расходы указаны в метровой системе.

10. Задачи.

Задача 87. Определить П.У.В.В. (подпертый уровень высоких вод) каменной водосливной плотины, пропускающей расход $Q_{ВВ}$ = 110 $м^3/сек$ при длине водосливной части плотины $b_В$ = 30 *м* (черт. 155).

Нормальный уровень подпертых вод Н.У.П.В. = 5,0.
Уровень межени У.М. = 0.
Уровень высоких вод (ниже плотины) У.В.В. = 1,9.

Так как уровень воды в нижнем бьефе расположен ниже ребра плотины, то истечение будет происходить как через незатопленный водослив, и расход определяется формулой (5)

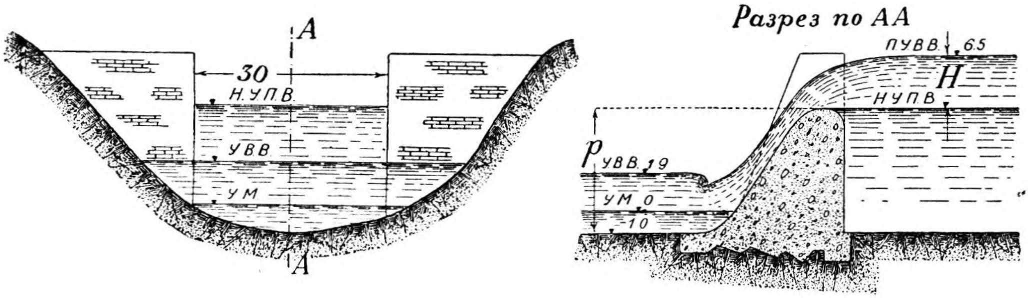
$$Q = Mb_в H^{\frac{3}{2}}.$$

Из этой формулы определяем напор, с которым проходят высокие воды,

$$H = \left(\frac{Q}{Mb_{\text{в}}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{110}{2 \cdot 30}\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}5 \text{ м.}$$

Следовательно, отметка П.У. В.В. определится

$$\text{П.У.В.В.} = \text{Н.У.П.В.} + H = 5{,}0 + 1{,}5 = 6{,}5 \text{ м.}$$



Черт. 155.

Задача 88. Определить $Q_{„}$ (расход в паводок) каменной водосливной плотины, изображенной на черт. 156, если рабочая длина ее $b_{\text{в}}$ = 135 *м;* Н.У.П.В. = 8,0; П.У.П. (подпертый уровень паводка) = 9,2 и У.П. (уровень паводка) = 1,2. Водосливное ребро очерчено по типу 2° (черт. 153).

В данном случае имеет место водослив незатопленный, ибо У.П. ниже ребра водослива.

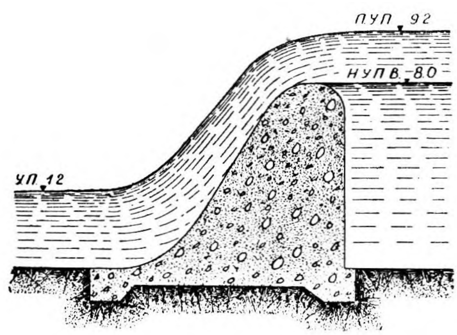
Напор на водосливе определится

$$H = \text{П.У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = \\ = 9{,}2 - 8{,}0 = 1{,}2 \text{ м.}$$

Пренебрегая скоростью подхода и боковым сжатием, по ур-ию (28) имеем расход

$$Q = m_r \sqrt{2g}\, \sigma_n \sigma_f \sigma_H b_{\text{в}} H^{\frac{3}{2}}.$$

Так как водослив незатопленный, то $\sigma_n = 1$; по ур-ию (31) $m_{\text{г}} = 0{,}49$; $\sigma_f = 0{,}97$; предполагая, что $H_{max} = 2$ *м,* по ур-ию (30) имеем



Черт. 156.

$$\sigma_H = 0{,}785 + 0{,}25\,\frac{1{,}2}{2} = 0{,}935.$$

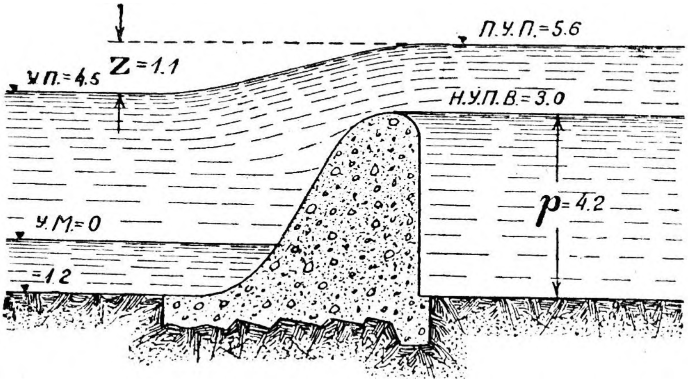
Следовательно, расход плотины

$$Q_{\text{н}} = 0{,}49\,\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}97 \cdot 0{,}935 \cdot 135 \cdot 1{,}2^{\frac{3}{2}} = 349 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Задача 89. Определить расход в паводок $Q_{\text{п}}$ каменной водосливной плотины, изображенной на черт. 157, при длине рабочей части плотины $b_{\text{В}}$ = 60; Н.У.П.В. = 3,0; У.М. = 0; У.П. = 4,5; П.У.П. = 5,6. Отметка дна реки — 1,2.

Так как У.П. > Н.У.П.В., то водослив может быть либо незатопленный $\left(\frac{z}{p} > 0{,}7\right)$, либо затопленный $\left(\frac{z}{p} < 0{,}7\right)$. Имеем

$$z = \text{П.У.П.} - \text{У.П.} = 5{,}6 - 4{,}5 = 1{,}1 \ \text{\textit{м.}}$$
$$p = \text{Н.У.П. В.} + 1{,}2 = 3 + 1{,}2 = 4{,}2 \ \text{\textit{м.}}$$



Черт. 157.

$$\frac{z}{p} = \frac{1{,}1}{4{,}2} = 0{,}262 < 0{,}70.$$

Следовательно, перепад недостаточен для того, чтобы отогнать прыжок. Сопряжение бьефов будет происходить по типу покрытой струи, и расход водослива определится по ур-ию (8).

Подсчитаем величину коэффициента затопления:

$$h = \text{У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = 4{,}5 - 3{,}0 = 1{,}5 \ \text{\textit{м.}}$$
$$H = \text{П.У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}6 - 3{,}0 = 2{,}6 \ \text{\textit{м.}}$$

По Базену (ур-ие 4):

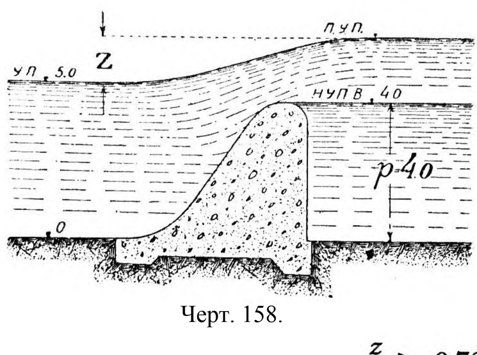
$$\sigma_n = \left(1 + 0{,}2\frac{h}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}} = \left(1 + 0{,}2\frac{1{,}5}{4{,}2}\right)\sqrt[3]{\frac{1{,}1}{2{,}6}} = 0{,}804.$$

Следовательно, расход (без учета скорости подхода)

$$Q = \sigma_n M b_\text{в} H^{\frac{3}{2}} = 0{,}804 \cdot 2 \cdot 60 \cdot 2{,}6^{\frac{3}{2}} = 405 \ \text{\textit{м}}^3/\text{\textit{сек.}}$$

Задача 90. Определить П.У.П. каменной водосливной плотины (черт. 158), пропускающей в паводок расход $Q_\text{п}$ = 335 *м*³/*сек* при длине рабочей части плотины

$b_\text{в}$ = 45 ***м;*** У.П. = 5,0; Н.У.П.В. = 4,0.



Черт. 158.

Имеем У.П. > Н.У.П.В.; но так как П.У.П. неизвестен, то неизвестен и перепад *z,* а следовательно, нельзя выяснить, будет ли водослив затопленный или нет.

Предположим сперва, что водослив незатопленный, т. е. что $\frac{z}{p} > 0{,}70.$

Тогда из ур-ия (5) будем иметь (пренебрегая скоростью подхода)

$$H = \left(\frac{Q}{Mb_\text{в}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{335}{2 \cdot 45}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}4 \ \text{\textit{м.}}$$

$$\text{П.У.П.} = \text{Н.У.П.В.} + H = 4{,}0 + 2{,}4 = 6{,}4.$$

Проверим теперь наше предположение. Имеем

$$z = \text{П.У.П.} - \text{У.П.} = 6{,}4 - 5{,}0 = 1{,}4 \ \text{м}.$$

И

$$\frac{z}{p} = \frac{1{,}4}{4} = 0{,}36 < 0{,}70.$$

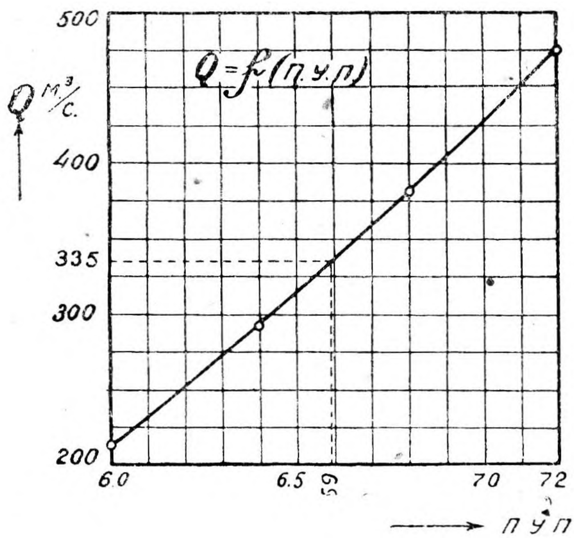
Следовательно, наше основное предположение неверно, и водослив будет затопленный.

Так как П.У.П. неизвестен, то нельзя определить величины z, а следовательно, и коэффициента затопления σ_n. Задачу будем решать графически. Будем задаваться различными значениями П.У.П. и по ур-ию

$$z = \text{П.У.П.} - \text{У.П.} = \text{П.У.П.} - 5{,}0$$

уде м определять z. Затем определим соответствующие H из ур-ия

$$H = \text{П.У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = \text{П.У.П.} - 4{,}0.$$



Черт. 159.

Далее определим коэффициент σ_n и, наконец, по ур-ию (8) — расход $Q_п$. Результаты вычисления приведены в таблице, по данным которой построена кривая $Q_п = f$ (П.У.П.) (черт. 159).

По этой кривой находим, что расходу $Q_п = 335$ соответствует П.У.П. = 6,59.

П.У.П.	H	p	h	z	σ_n	Q
7,2	3,2	4,0	1,0	2,2	0,925	476
6,8	2,8	4,0	1,0	1,8	0,905	382
6,4	2,4	4,0	1,0	1,4	0,876	293
6,0	2,0	4,0	1,0	1,0	0,832	212

При этом перепад

$$z = \text{П.У.П.} - 5{,}0 = 6{,}59 - 5{,}0 = 1{,}59 \ \text{м},$$

и относительный перепад

$$\frac{z}{p} = \frac{1{,}59}{4{,}0} = 0{,}39 < 0{,}70.$$

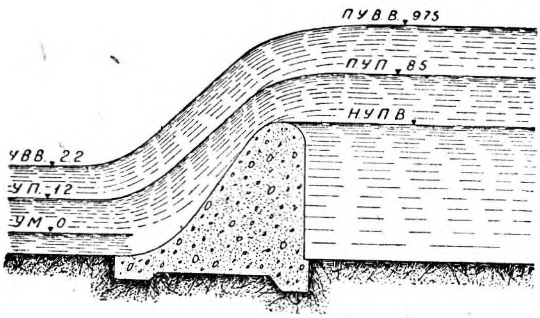
Следовательно, наше предположение о влиянии нижнего Сьефана истечение справедливо, а потому и весь расчет верен.

Задача 91. Определить отметку ребра водосливной каменной плотины, изображенной на черт. 160, пропускающей в паводок расход $Q_п = 80$ *м³/сек*; в высокую воду $Q_{вв} = 320$ *м³/сек* при длине рабочей части плотины $b_в = 75$ *м*, У.П. = 1,2; У.В.В. = 2,2; У.М. = 0. В нормальное время плотина должна подпирать воду возможно выше с тем, однако, чтобы П.У.П. 8,5 к П.У.В.В. ≤ 9,75.

Определим сперва отметку ребра водослива из условия прохождения паводка. Из ур-ия (5) имеем (пренебрегая скоростью подхода)

$$H_{п} = \left(\frac{Q_{п}}{Mb_{в}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{80}{2 \cdot 75} \right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}66 \ м$$

$$\text{Н.У.П.В.} = \text{П.У.П.} - H_{п} = 8{,}5 - 0{,}66 = 7{,}84.$$



Черт. 160.

Так как Н.У.П.В. > У.П., то плотина в паводок действительно работает как незатопленный водослив.

Определим теперь высоту плотины из условия прохождения высоких вод. Из ур-ия (5) имеем

$$H_{вв} = \left(\frac{Q_{вв}}{Mb_{в}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{320}{2 \cdot 75} \right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}66 \ м$$

$$\text{Н.У.П.В.} = 9{,}75 - 1{,}66 = 8{,}09.$$

Так как Н.У.П.В. > У.В.В., то и в высокую воду плотина работает как незатопленный водослив.

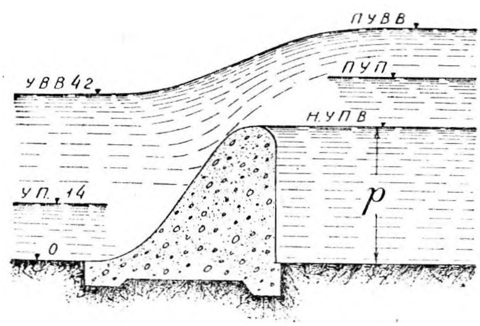
Для того чтобы и высокие воды и паводок прошли бы с отметками не выше указанных в условии задачи, окончательно выбираем высоту плотины из условия прохождения паводка, т. е. принимаем Н.У.П.В. = 7,84 и, очевидно, П У.П. = 8,50.

Так как принятый Н.У.П.В. > У.В.В., то плотина в высокую воду работает как незатопленный водослив при напоре $H_{вв}$=1,66 *м* и подпертый уровень высоких вод определится

$$\text{П.У.В.В.} = \text{Н.У.П.В.} + H_{вв} = 7{,}84 + 1{,}66 = 9{,}50.$$

Лучшего решения глухая водосливная плотина дать не может.

Задача 92. Определить отметку ребра бетонной водосливной плотины, пропускающей в паводок расход $Q_{п}$ = = 120 *м³/сек* и в высокую воду $Q_{ВВ}$ = = 340 *м³/сек,* при длине рабочей части плотины $b_{в}$ = 50 *м;* У.П. = 1,4; У.В.В. = 4,2.В нормальное время плотина должна подпирать воду возможно выше с тем, однако, чтобы П.У.П. ≤ 3,7 и П.У.В.В. ≤ 5,0 (черт. 161).



Черт. 161.

Определим высоту плотины из условия прохождения паводка, предполагая, что в паводок плотина работает как незатопленный водослив. Из уравнения (5) имеем

$$H_{п} = \left(\frac{Q_{п}}{Mb_{в}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{120}{2 \cdot 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}13 \ м$$

и

$$\text{Н.У.П.В.} = \text{П.У.П.} - H_{п} = 3{,}70 - 1{,}13 = 2{,}57.$$

Так как Н.У.П.В. > У.П., то в паводок плотина работает действительно как незатопленный водослив.

Определим теперь высоту плотины из условия прохождения высоких вод, предполагая, что и в высокую воду плотина работает как незатопленный водослив. Из ур-ия (5) имеем

$$H_{\text{вв}} = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{Mb_{\text{в}}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{340}{2 \cdot 50}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}27 \text{ м.}$$

$$p = \text{Н.У.В.В.} = \text{П.У.В.В.} - H_{\text{вв}} = 5{,}00 - 2{,}27 = 2{,}73.$$

Перепад

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 5{,}0 - 4{,}2 = 0{,}8.$$

Относительный перепад

$$\frac{z}{p} = \frac{0{,}8}{2{,}73} = 0{,}293 < 0{,}7.$$

Следовательно, наше предположение, что в высокую воду плотина работает как незатопленный водос ив, неверно, и напор, с которым проходят высокие воды, должен быть определен из ур-ия (8).

Задачу можно решить графически. Задаваясь различными значениями Н.У.П.В., можно определить им соответствующие значения h, z, H, σ_n, $Q_{\text{вв}}$ и затем построить кривую $Q_{BB} = f$ (Н.У.П.В.), по которой легко найти значение Н.У.П.В., отвечающее заданному расходу $Q_{\text{вв}} = 340$ *м3/сек*.

Н.У.П.В.	p	h	z	H	σ_n
2,5	2,5	1,7	0,8	2,5	0,775
2,4	2,4	1,8	0,8	2,6	0,776
2,3	2,3	1,9	0,8	2,7	0,777
2,2	2,2	2,0	0,8	2,8	0,778

Однако, практически решение несколько упрощается, ибо при изменении Н.У.П.В. в небольших пределах коэффициент затопления изменяется незначительно, и его можно считать независящим от Н.У.П.В. Последнее обстоятельство очевидно из прилагаемой таблицы. Принимаем $\sigma_n = 0{,}776 = \text{const}$. Тогда из ур-ия (8) будем иметь

$$H_{\text{вв}} = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{\sigma_n Mb_{\text{в}}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{340}{0{,}776 \cdot 2 \cdot 50}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}67 \text{ м.}$$

и

$$\text{Н.У.П.В.} = \text{П.У.В.В.} - H_{\text{вв}} = 5{,}00 - 2{,}67 = 2{,}33.$$

Далее проверяем наши предположения. Имеем

$$\text{Н.У.П.В.} < \text{У.В.В.}$$

$$p = \text{Н.У.П.В.} = 2{,}33 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{p} = \frac{0{,}8}{2{,}33} = 0{,}345 < 0{,}70.$$

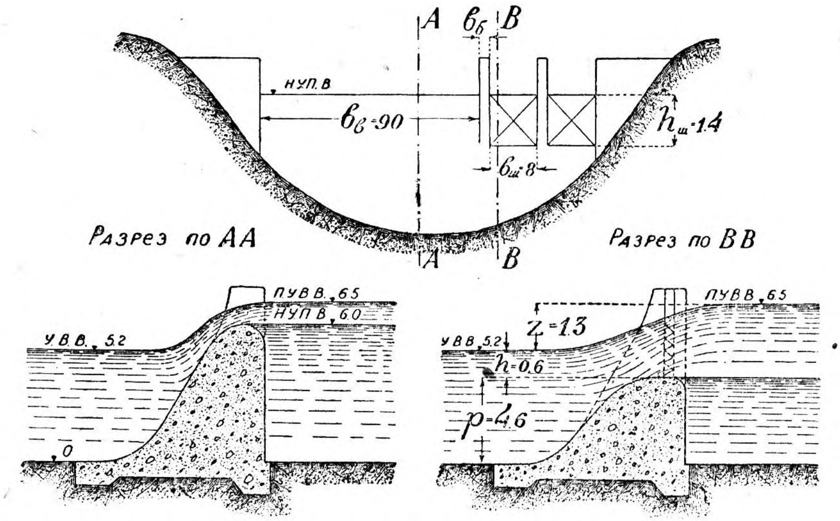
Следовательно, произведенный расчет верен.

Для того чтобы и высокие воды и паводок прошли бы с отметками не выше указанных в условии задачи, окончательно выбираем высоту плотины из условия прохождения высоких вод, т. е. принимаем Н.У.П.В. = 2,33 и, очевидно, П.У.В.В. = 5,00.

Так как Н.У.П.В. > У.П., то в паводок плотина работает как незатопленный водослив при напоре $H_п$ — 1,13 *м,* и, следовательно, паводок проходит с отметкой

$$\text{П.У.П.} = \text{Н.У.П.В.} + H_п = 2{,}33 + 1{,}13 = 3{,}46 < 3{,}70.$$

Задача 93. Определить расход в высокую воду бетонной плотины, изображенной на черт. 162, состоящей из водосливной части, длина которой $b_в$ = 90 *м* и двух щитовых водоспусков, ширина каждого из которых $h_щ$ = 8*м*, а глубина $h_щ$ = 1,4 *м.* Дано: Н.У.П.В. = 6,0; У.В.В. = 5,2; П.У.В.В. = 6,5 *м* (при открытых щитовых водоспусках).



Черт. 162.

Так как Н.У.П.В. > У.В.В., то водосливную часть плотины можно рассматривать как незатопленный водослив, и расход этой части плотины определить по формуле (5).

Имеем напор на водосливе

$$H_в = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 6{,}5 - 6{,}0 = 0{,}5 \ \text{м}$$

и расход водосливной части (не учитывая скорости подхода)

$$Q_в = Mb_в (H_в)^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 90 \cdot 0{,}5^{\frac{3}{2}} = 63{,}6 \ м^3/сек.$$

Определим теперь расход через водоспуски. Отметка ребра водоспуска

$$6{,}0 - 1{,}4 = 4{,}6.$$

Так как 4,60 <С У.В.В., то возможно, что водоспуски работают как затопленные водосливы. Проверим это.

Имеем

$$z = 6{,}5 - 5{,}2 = 1{,}3 \ м; \quad p = 4{,}6 \ м$$

и

$$\frac{z}{p} = \frac{1{,}3}{4{,}6} = 0{,}283 < 0{,}70.$$

Следовательно, перепад недостаточен для отгона прыжка, и расход через водоспуски определяется по формуле (8).

Определим теперь коэффициент затопления $<\sigma_{п}$. Имеем

$$h = 5{,}2 - 4{,}6 = 0{,}6 \text{ м},$$

$$H_щ = 6{,}5 - 4{,}6 = 1{,}9 \text{ м},$$

$$\sigma_n = \left(1 + 0{,}2\frac{h}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H_щ}} = \left(1 + 0{,}2\frac{0{,}6}{4{,}6}\right)\sqrt[3]{\frac{1{,}3}{1{,}9}} = 0{,}91$$

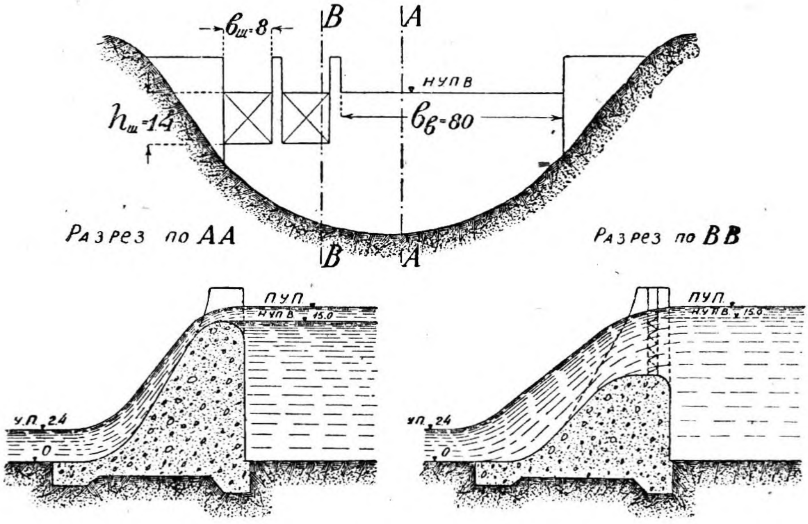
и расход через водоспуски

$$Q_щ = 2\sigma_n M b_щ H_щ^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 0{,}91 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 1{,}9^{\frac{3}{2}} = 76{,}0 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Таким образом, расход в высокую воду через всю плотину получается

$$Q_{вв} = Q_в + Q_щ = 63{,}6 + 76{,}0 = 139{,}6 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Задача 94. В реке устроена плотина (черт. 163), состоящая из водосливной части й двух щитовых водоспусков.



Черт. 163.

Длина водосливной части $h_в$= 80 *м;* ширина каждого водоспуска $b_щ$ = = 8 *м;* глубина водоспусков $h_щ$ = 1,40 *м*. Кроме того, дано: Н.У.П.В. = 15; У.П. = 2,4. Определить, при каком П.У.П. плотина пропустит при открытых щитах расход паводка $Q_п = 180\ м^3/сек$.

Так как отметки гребней и водосливной части плотины, и разборчатой части, больше У.П., то и первая и вторая части плотины работают, как незатопленные водосливы, и расход всей плотины определится из ур-ия (пренебрегая влиянием подходной скорости)

$$Q_п = Q_в + Q_щ = M b_в H^{\frac{3}{2}} + 2 M b_щ (H + 1{,}4)^{\frac{3}{2}}$$

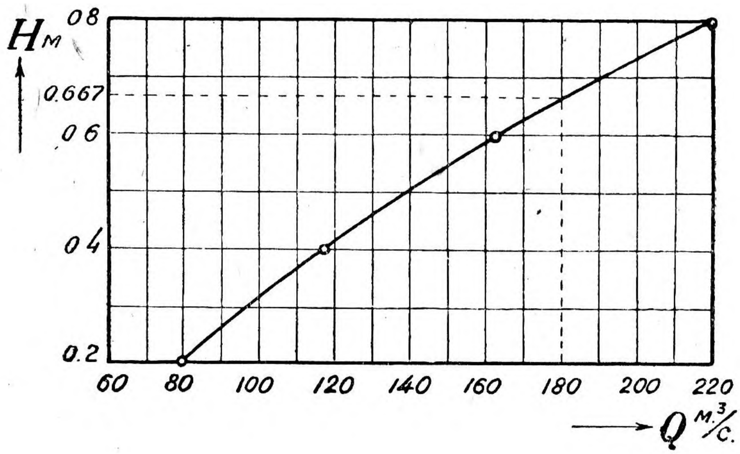
или

$$180 = 2\,[80 H^{\frac{3}{2}} + 2 \cdot 8\,(H + 1{,}4)^{\frac{3}{2}}].$$

Отсюда можно определить H. Решить получедное уравнение, однако, лучше графически. Задаваясь различными значениями H, вычислим им соответствующие $Q_п$. Результаты всех вычислений приведены в таблице

H	0,2	0,4	0,6	0,8
$Q_п$	79,1	117,8	164,8	219,4.

Далее построим кривую $H=f(Q_п)$ (черт. 164), по которой находим, что $Q_п$ — 180 соответствует H = 0,667.



Черт. 164.

Тогда П.У.П. определится

$$\text{П.У.П.} = \text{Н.У.П.В.} + H \cong 15{,}00 + 0{,}67 = 15{,}67 \text{ м.}$$

Задача 95. Река перегораживается бетонной плотиной, длина которой b = 350 *м*. Предполагается спроектировать часть этой плотины водосливной, а часть — разборчатой. Длина водосливной части должна быть $b_п$ = 325 *м*. Разборчатая часть предполагается состоящей из двух водоспусков, ширина каждого из которых $b_щ$ = 10 *м;* толщина быка $b_в$ = 2,50 *м*. Определить необходимую глубину водоспуска $h_щ$, для того чтобы расход высоких вод $Q_{вв}$ = = 1790 *м³/сек* проходил бы с отметкой П.У.В.В. 11,5. Кроме того, дано: Н.У.П.В. ≤ 10,0; У.В.В. = 2,6 (черт. 165).

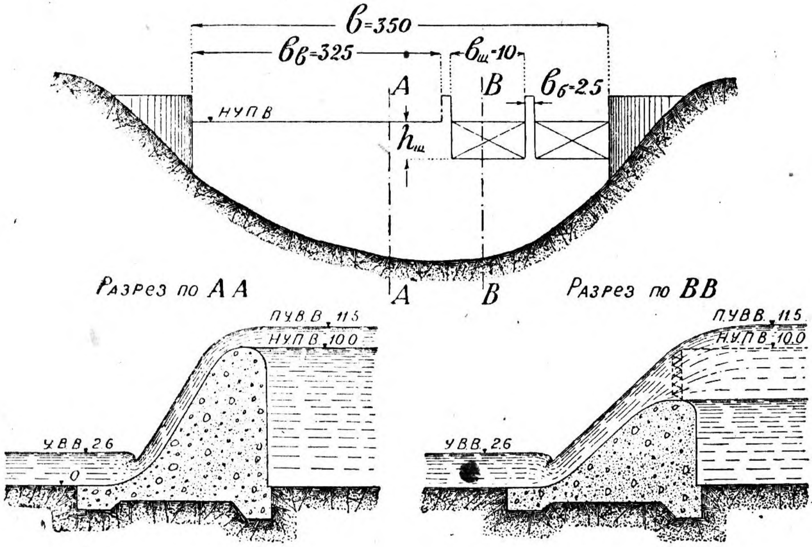
Если бы проектировалась глухая водосливная плотина, то решение задачи было бы менее удовлетворительно, так как в глухой плотине, вообще говоря, либо П.У.В.В., либо Н.У.П В. был бы меньше указанных в задаче пределов. Последнее неравенство особенно невыгодно в том случае, когда основная цель сооружения заключается в возможно большем подпоре воды в реке. Разборчатая плотина дает более гибкие решения: глубину щитов можно подобрать так, что плотина пропустит данный расход с наибольшими подпорными отметками.

Принимая Н.У.П.В. = 10,0, определим сначала расход водосливной части. Так как Н.У.П.В. > У.В.В., то расход определится по формуле (5).

Напор на водосливе

$$H_в = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 11{,}5 - 10{,}0 = 1{,}5 \text{ м}$$

и расход водослива (без учета подходной скорости)



Черт. 165.

$$Q_{в} = Mb_{в} H_{в}^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 325 \cdot 1{,}5^{\frac{3}{2}} = 1190 \ м^3/сек.$$

Следовательно, щитами надо пропустить

Предполагая движение воды через водоспуски как через незатопленные водосливы, получим на основании ур-ия (5)

$$Q_{щ} = 2 M \varepsilon b_{щ} (H_{в} + h_{щ})^{\frac{3}{2}},$$

ибо истечение происходит под напором $H_B + h_{щ}$. Коэффициент $\varepsilon = 0{,}90$ в этом выражении учитывает боковое сжатие струи.

Решая последнее уравнение относительно $h_{щ}$, получим

$$h_{щ} = \left(\frac{600}{2 \cdot 2 \cdot 0{,}9 \cdot 10}\right)^{\frac{2}{3}} - 1{,}5 = 5{,}0 \ м,$$

причем водоспуски действительно работают как незатопленные водосливы, ибо

$$Н.У.П.В. - h_{щ} = 10 - 5 = 5 > У.В.В.$$

Задача 96. Определить форму сопряжения бьефов в задаче 87.

Перепад

$$z = П.У.В.В. - У.В.В. = 6{,}5 - 1{,}9 = 4{,}6 \ м$$

$$p = Н.У.П.В. + 1 = 5 + 1 = 6 \ м,$$

относительный перепад

$$\frac{z}{p} = \frac{4{,}6}{6} = 0{,}77 > 0{,}70,$$

т. е. по Базену имеет место струя с отогнанным прыжком. Определим точнее по Бахметеву

$$\frac{H}{p} = \frac{1{,}5}{6} = 0{,}25.$$

По кривой (черт. 150) при φ = 0,95 и m = 0,45 этому значению $\frac{H}{p}$ соответствует $\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0{,}8.$

Итак, более точный подсчет показывает, что в данном случае сопряжение бьефов происходит по типу покрытой струи.

Задача 97. Определить расход $Q_{вв}$, а также выяснить форму сопряжения бьефов каменной водосливной плотины, изображенной на черт. 166, при длине рабочей части плотины $b_в$ = 85 *м,* если дано: площадь живого сечения реки на уровне Н.У.П.В. ω = 347 *м*²; У.В.В. = 4,45; П.У.В.В. = 7,75 и Н.У.П.В. = 4,20.

Так как У.В.В. > Н.У.П.В., то возможен затопленный водослив. Имеем

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 7{,}75 - 4{,}45 = 3{,}30 \ \text{м}$$

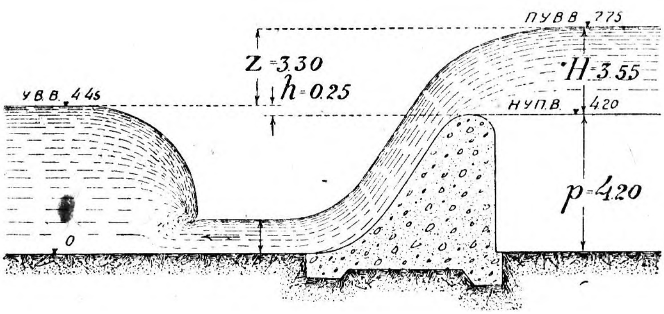
$$\frac{z}{p} = \frac{3{,}30}{4{,}20} = 0{,}785.$$

Следовательно, по Базену получается струя с отогнанным прыжком.

Определим теперь точнее критическое отношение $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ по Бахметеву. Имеем

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 7{,}75 - 4{,}20 = 3{,}55 \ \text{м},$$

$$\frac{H}{p} = \frac{3{,}55}{4{,}20} = 0{,}845.$$



Черт. 166.

По кривой (черт. 150) при φ = 0,95 и m = 0,45 этому значению $\frac{H}{p}$ соответствует

$$\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0{,}70,$$

т. е. в данном случае и по Бахметеву получается результат Базена. Следовательно, отогнанный прыжок действительно имеет место, и расход надо считать как при незатопленном водосливе по формуле (5).

$$Q_{вв} = M b_в H^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 85 \cdot 3{,}55^{\frac{3}{2}} = 1135 \ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Учтем теперь влияние скорости подхода. Площадь живого сечения реки на уровне П.У.В.В, определим приближенно так:

$$\Omega = \omega + b_в H = 347 + 3{,}55 \cdot 85 = 649 \ \text{м}^2.$$

Тогда скорость подхода

$$u_0 = \frac{Q_{вв}}{\Omega} = \frac{1135}{649} = 1{,}75 \ \text{м/сек}.$$

Напор, исправленный на скорость подхода,

$$H_0 = H + \frac{u_0^2}{2g} = 3{,}55 + \frac{1{,}75^2}{2 \cdot 9{,}81} = 3{,}70 \ \text{м},$$

и, наконец, расход

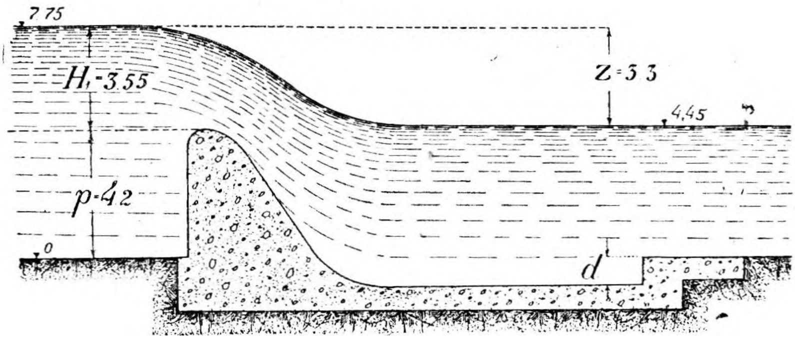
$$Q'_{вв} = 2 \cdot 85 \cdot 3{,}7^{\frac{3}{2}} = 1210 \ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Так как полученное Q_{BB} отличается от Q_{BB} только на 7%, то на этом приближении можно остановиться; в противном случае нужно было бы снова определить **и'о** и затем вновь найти *Q*вв".

Для уничтожения струи с отогнанным прыжком можно устроить водобойный колодец в дне флютбета (черт. 167). Определим его глубину d_k.

По ур-ию (9) имеем

$$\frac{z}{p+d_к} < \left(\frac{z}{p}\right)_0.$$



Черт. 167.

Откуда, подставляя числа, получим

$$\frac{3,3}{4,2+d_к} < 0,7,$$

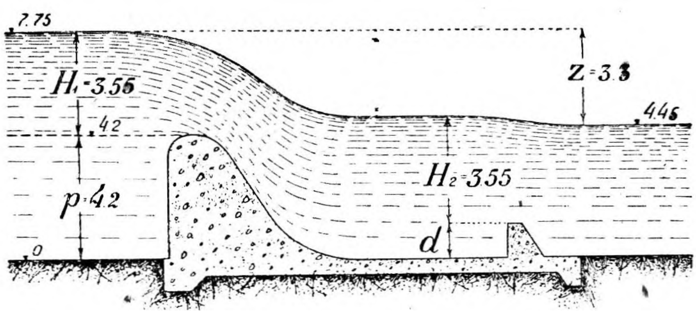
$$d_к > 0,515.$$

Примем $d_к$ = 0,55 *м* и проверим достаточность этой глубины. Имеем

$$\frac{H}{p+d_к} = \frac{3,55}{4,20+0,55} = 0,747.$$

По Бахметеву этому отношению соответствует $\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0,71,$ между тем как при $d_к$ = 0,55 имеем

$$\frac{z}{p+d_к} = \frac{3,3}{4,2+0,55} = 0,694,$$



Черт. 168.

что обеспечивает затопление струи с некоторым запасом [1]).

Затопление ниспадающей струи может быть достигнуто, как указывалось выше, помощью стенки высотою d_c, поставленной ниже плотины (черт. 168).

[1]) Очевидно, после затопления струи расход уменьшится.

По ур-ию (10) имеем

$$\frac{p-d_c}{p} < \left(\frac{z}{p}\right)_0$$

или

$$\frac{4{,}2-d_c}{4{,}2} < 0{,}7,$$

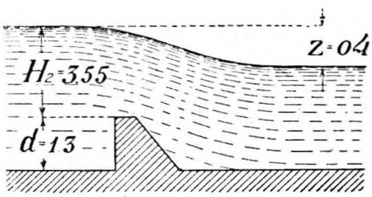
откуда

$$d_c > 1{,}26 \text{ м.}$$

Примем d_c = 1,3 *м,* что опять с некоторым запасом обеспечивает затопление струи, ибо

$$\frac{p-d_c}{p} = \frac{4{,}2-1{,}3}{4{,}2} = 0{,}69.$$

Далее необходимо проверить — не получается ли отогнанного прыжка ниже стенки. Считая, что $H_1 = H_2$, перепад ниже стенки определится (черт. 169)



Черт. 169.

$$z = 3{,}55 + 1{,}3 - 4{,}45 = 0{,}4 \text{ м.}$$

Далее имеем

$$\frac{H_2}{p} = \frac{3{,}55}{1{,}30} = 2{,}73.$$

По Бахметеву

$$\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0{,}94.$$

В нашем случае

$$\frac{z}{p} = \frac{0{,}4}{1{,}3} = 0{,}308.$$

Следовательно, прыжка ниже стенки не будет.

***Задача** 98.* Определить общую ширину временных отверстий строящейся плотины [1]) с тем, чтобы расход паводка $Q_п$ = 200 *м³/сек* проходил бы с П.У. П. = 4,0, и определить подпор в межень при $Q_М$ = 80*м³/сек.*

Дано: У.П. = 3,0; У.М. = 1,4; площадь живого сечения реки на У.М.— ω=115 *м²* и ширина реки на том же самом уровне $\square_м$ = 120 *м* (черт. 170).

Прежде всего определим ширину временных отверстий. Движение воды через отверстия будем рассматривать как истечение через водослив с широким порогом. Дно отверстий предположим лежащим на отметке 0,50.

Напор на водосливе определится:

$$H_п = \text{П.У.П.} - 0{,}5 = 4{,}0 - 0{,}5 = 3{,}5 \text{ м.}$$

Глубина воды в нижнем бьефе

$$h_2 = \text{У.П.} - 0{,}5 = 3{,}0 - 0{,}5 = 2{,}5 \text{ м.}$$

[1]) Часто постройка плотины совершается в два (и больше) строительных сезона: в первый — половина реки заключается в перемычку, за которой сооружается первая половина плотины, и в теле ее оставляются временные отверстия. В этот строительный сезон паводок и межень пропускаются оставшейся свободною частью реки. Во второй сезон первая перемычка снимается, а бывшая в первую кампанию свободная часть реки заключается в перемычку, и достраивается вторая половина плотины. В этот строительный период паводок и межень пропускаются временными отверстиями. После окончания постройки плотины временные отверстия заделываются кладкой.

Площадь живого сечения реки в паводок (приближенно)

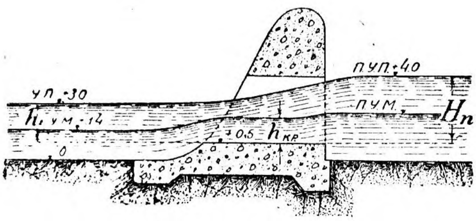
$$\Omega_{п} = 115 + 120 \cdot 2{,}6 = 427 \ м^2.$$

Скорость подхода

$$u_0 = \frac{Q_{п}}{\Omega_{п}} = \frac{200}{427} = 0{,}47 \ м/сек \text{ (можно пренебречь).}$$

Критическая глубина, по ур-ию (11), в предположений, что входное ребро водослива имеет плохое округление ($\varphi = 0{,}85$)

$$h_{кр} = kH_{п} = 0{,}59 \cdot 3{,}5 = 2{,}06 < h_2.$$



Черт. 170.

Следовательно, временные отверстия работают как затопленный водослив с широким порогом, и движение будет происходить с одним перепадом. В этом случае имеет место ур-ие (22).

Подпор у плотины

$$z = П.У.П. - У.П. = 4{,}0 - 3{,}0 = 1{,}0 \quad м$$

Из ур-ия (22) определим общую ширину отверстий:

$$b_{с} = \frac{Q_{п}}{\varphi h_2 \sqrt{2gz}} = \frac{200}{0{,}85 \cdot 2{,}5 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1}} = 21{,}2 \ м.$$

Оценивая сжатие- струи коэффициентом $\varepsilon = 0{,}90$, получим необходимую ширину отверстий

$$b = \frac{b_{с}}{\varepsilon} = \frac{21{,}2}{0{,}90} = 23{,}6 \ м.$$

Определим теперь подпор у плотины в межень. Имеем

$$h_2 = У.М. - 0{,}5 = 1{,}4 - 0{,}5 = 0{,}9 \ м.$$

Критическая глубина определится по ур-ию (16):

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q_{м}}{b_{с}^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{80^2}{21{,}2^2 \cdot 9{,}81}} = 1{,}13 \ м.$$

Так как $h_{кр} > h_2$, то истечение будет свободное с двумя перепадами. Из ур-ия (11) определится напор на водосливе

$$H = \frac{h_{кр}}{k} = \frac{1{,}13}{0{,}59} = 1{,}92 \ м.$$

Таким образом, межень проходит с отметкой

$$П.У.М. = H + 0{,}50 = 1{,}92 + 0{,}50 = 2{,}42.$$

Задача 99. Определить подпор, создаваемый паводком $Q_{п}$ = 680 $м^3/сек$ вследствие стеснения реки перемычкою в первый строительный сезон [1]), если У.П. = 2,4; ширина реки в паводок ниже плотины $\square_{п}$ = 300 *м;* ширина, реки в сужейной части $\square_{с}$ = 130 *м.*

[1]) См. выноску на стр. 186.

Предполагая подпор незначительным, рассматриваем движение воды как истечение через затопленный водослив с широким порогом.

Сначала, при определении скорости подхода, предположим, что подпор $z = 0$. Тогда площадь сечения реки (приближенно)

$$\omega_{\text{п}} = 2{,}4 \cdot 300 = 720 \ \text{м}^2.$$

Скорость подхода

$$u_0 = \frac{Q_{\text{п}}}{\omega_{\text{п}}} = \frac{680}{720} = 0{,}945 \ \text{м/сек}.$$

Площадь сечения реки в ее съуженной части (приближенно),

$$\omega_{\text{с}} = 2{,}4 \cdot 130 = 312 \ \text{м}^2.$$

Скорость в этом же сечении

$$u = \frac{Q_{\text{п}}}{\omega_{\text{с}}} = \frac{680}{312} = 2{,}18 \ \text{м/сек}.$$

Примем с запасом $\frac{1}{\varphi^2} = 1{,}50$; тогда по ур-ию (24) будем иметь

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{u^2 - u_0^2}{2g} = 1{,}5 \frac{2{,}18^2 - 0{,}945^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}3 \ \text{м}.$$

Теперь при определении скорости подхода учтем полученный выше перепад.

Площадь сечения реки выше перемычки (приближенно):

$$\omega'_{\text{п}} = (2{,}4 + 0{,}3)\,300 = 810 \ \text{м}^2.$$

Скорость подхода

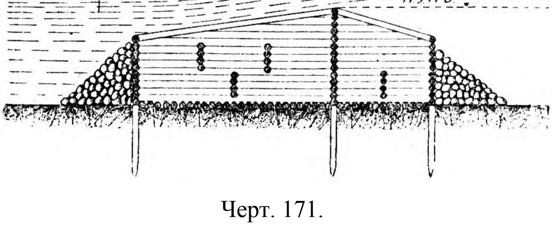
$$u'_0 = \frac{680}{810} = 0{,}842 \ \text{м/сек},$$

и перепад

$$z' = 1{,}5 \frac{2{,}18^2 - 0{,}842^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}31 \ \text{м}.$$

Как видим, это значение z весьма мало отличается от найденного выше, поэтому этот результат и можно принять за окончательный.

Задача 100. Определить расход в высокую воду ряжевой водосливной плотины, изображенной на черт. 171, если П.У.В.В. = = 5,8; У.В.В.= 5,3; Н.У.П.В. = 4,0; длина плотины $b_{\text{п}}$ = 68 лг; ширина реки на уровне Н.У.П.В. — □ = 74 *м,* а площадь сечения реки на том же уровне $\omega_0 = 200$ *м*^{2} [1]).



Черт. 171.

Так как перепад z незначительный, то движение воды че-

[1]) При сильно растянутых профилях движение воды через ряжевые плотины можно рассматривать, как истечение через водослив с широким порогом. (Проф. Б а х м е т е в , Гидравлика, ч. II, стр. 139—140).

рез плотину нужно рассматривать как движение через затопленный водослив. Коэффициент затопления определим по таблице 2.

Имеем

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}8 - 4{,}0 = 1{,}8 \text{ м},$$

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}3 - 4{,}0 = 1{,}3 \text{ м},$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1{,}3}{1{,}8} = 0{,}722.$$

Следовательно, $\sigma_n = 0{,}839$, и расход определяется по формуле (8) с коэффициентом М = 1,75.

$$Q_{\text{вв}} = \sigma_n MbH^{\frac{3}{2}} = 0{,}839 \cdot 1{,}75 \cdot 68 \cdot 1{,}8^{\frac{3}{2}} = 241 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Учтем теперь скорость подхода, которая определяется приближенно так:

$$u_0 = \frac{Q_{\text{вв}}}{\omega_0 + Hl} = \frac{241}{200 + 1{,}8 \cdot 74} = 0{,}723 \text{ м/сек}.$$

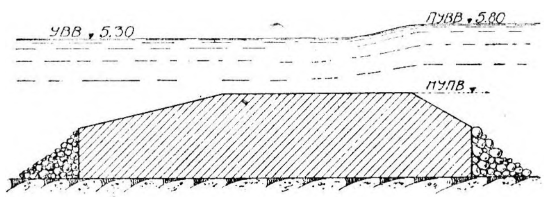
Тогда скоростной напор

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{0{,}723^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}027 \text{ м},$$

и расход определится

$$Q_{\text{вв}} = \sigma_n \cdot MbH_0^{\frac{3}{2}} = 0{,}839 \cdot 1{,}75 \cdot 6{,}8 \cdot 1{,}827^{\frac{3}{2}} = 246 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Задача 101. Определить отметку ребра водоспусков деревянной плотины (черт. 172), пропускающей расход в высокую воду $Q_{\text{вв}} = 247$ $м^3$/сек при ширине водоспусков $b = 38$ *м*; У.В.В. = 5,3; П.У.В.В. = 5,8; площадь сечения реки на отметке П.У.В.В. ω = = 220 $м^2$.



Черт. 172.

Определим скорость подхода и скоростной напор.

$$u_0 = \frac{Q_{\text{вв}}}{\omega} = \frac{247}{220} = 1{,}12 \text{ м/сек},$$

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1{,}12^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}064 \text{ м}.$$

Предполагая водослив с широким порогом незатопленный, находим по ур ию (18)

$$H = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{Mb}\right)^{\frac{2}{3}} - \frac{u_0^2}{2g} = \left(\frac{247}{1{,}42 \cdot 38}\right)^{\frac{2}{3}} - 0{,}064 \cong 2{,}70 \text{ м}$$

и, следовательно,

$$\text{Н.У.П.В.} = \text{П.У.В.В.} - H = 5{,}80 - 2{,}70 = 3{,}10.$$

Проверим теперь: действительно ли плотина работает как незатопленный водослив?

Имеем

$$h_2 = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}30 - 3{,}10 = 2{,}20 \text{ м}.$$

По ур-ию (11) при $к = 0{,}59$

$$h_{\text{кр}} = kH_0 = 0{,}59\,(2{,}70 + 0{,}064) = 1{,}63 \text{ м}.$$

Так как получилось $h_{кр} < h_2$, то наше основное допущение неправильно, а потому и весь расчет неверен.

Предполагая теперь, что имеет место несвободное истечение, из ур-ия (22) получим

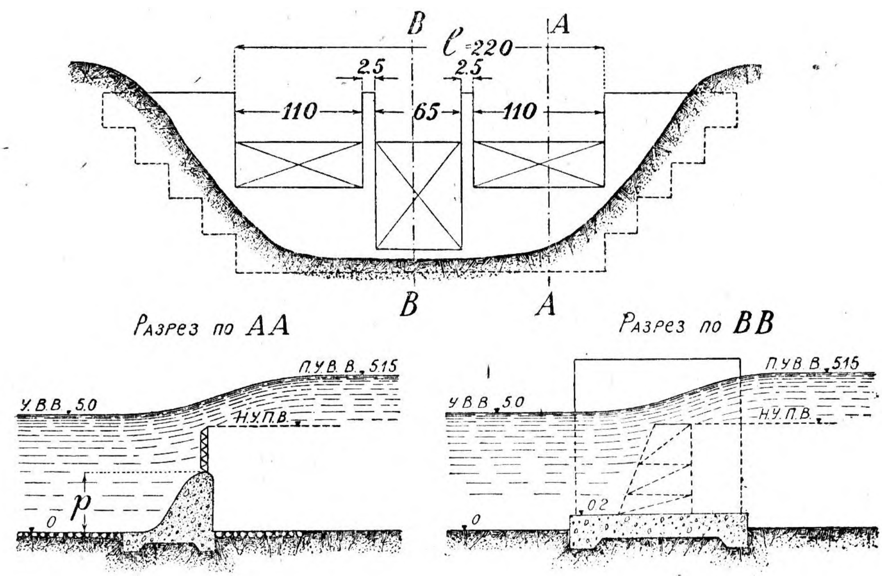
$$h_2 = \frac{Q_{вв}}{\varphi b \sqrt{2g\left(z + \frac{u_0^2}{2g}\right)}} = \frac{247}{0{,}85 \cdot 38\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(0{,}5 + 0{,}064)}} = 2{,}30 \text{ м}$$

и затем

$$\text{Н. У. П. В.} = \text{У. В. В.} - h_2 = 5{,}30 - 2{,}30 = 3{,}00 \text{ м.}$$

Так как $h_2 > h_{кр}$, то наше предположение о несвободном истечении правильно и расчет верен.

Задача 102. Судоходная плотина (черт. 173) состоит из судового хода шириною $b_в$ = 65 *м,* перекрываемого фермами Пуарэ (Poirée), и целого ряда водоспусков с общей шириной $b_щ$ = 200 *м,* перекрываемых плоскими щитами. Дано: У.В.В. = 5,0; $Q_{ВВ}$ = 1200 *м*³/*сек;* площадь живого сечения реки на Н.У.П.В. — ω = 1100 *м*²; отметка порога судового хода 0,2; $\square_в$=290 *м.* Определить отметку ребра водоспусков так, чтобы при наибольшем перепаде z ≤ 0,15 *м* скорость в судовом ходе была бы ≤ 2,0 *м/сек.* [1])



Черт. 173.

Исходя из наибольшего допускаемого перепада z = 0,15 *м,* определяем отметку ребра водоспусков, а затем полученный результат проверяем на скорость.

Судовой ход рассматриваем как водослив с широким порогом с коэффициентом φ = 0,85.

Имеем

$$\text{П.У.В.В.} = \text{У.В.В.} + z = 5{,}00 + 0{,}15 = 5{,}15$$

$$H = \text{П.У.В.В.} - 0{,}2 = 5{,}15 - 0{,}2 = 4{,}95 \text{ м.}$$

[1]) Условия судоходства ограничивают и перепад и скорость

Скорость подхода (приближенно)

$$u_0 = \frac{1200}{1100 + 290 \cdot 0{,}15} = 1{,}05 \ м/сек$$

и соответственно

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1{,}05^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}056 \ м; \ H_0 = 4{,}95 + 0{,}056 \cong 5{,}01 \ м.$$

Коэффициенту φ = 0,85 соответствует k = 0,59 и, следовательно,

$$h_{кр} = kH_0 = 0{,}59 \cdot 5{,}01 = 2{,}96 \ м,$$
$$h_2 = У.В.В. - 0{,}2 = 5{,}0 - 0{,}2 = 4{,}8 \ м.$$

Так как $h_2 > h_{кр}$, то водослив будет затопленный, и движение будет происходить с одним перепадом.

Скорость в судовом ходе определим по ур-ию (20):

$$u = \varphi\sqrt{2gz_0} = 0{,}85\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(0{,}15 + 0{,}056)} = 1{,}71 \ м/сек.$$

Так как полученная скорость меньше допускаемой, то перепад $z = 0{,}15 \, м$ допустим.

Расход судового хода (учитывая сжатие)

$$Q_1 = \varepsilon\, b_д\, h_2 u = 0{,}95 \cdot 6{,}5 \cdot 4{,}8 \cdot 1{,}71 = 507 \ м^3/сек.$$

Водоспуски должны пропустить

$$Q_2 = Q_{вв} - Q_1 = 1200 - 507 = 693 \ м^3/сек.$$

Предположим, что водоспуски работают как затопленные водосливы. Тогда расход водоспусков определится

$$Q_2 = \sigma_n M \varepsilon\, b_щ\, H_0^{\frac{3}{2}},$$

где $b_щ$=200 — общая ширина водоспусков,

ε = 0,85 — коэффициент, учитывающий сжатие.

По этому уравнению, зная Q_2, можно определить p, а следовательно, и отметку водосливного ребра водоспусков. Решить это уравнение можно графически: задаваясь различными значениями p и вычисляя соответствующие значения Q_2, построим кривую $p=f(Q_2)$, по которой и найдем искомую величину p.

p	z	h	H	σ_n	Q_2
2,4	0,15	2,6	2,75	0, 60	731
2,6	0,15	2,4	2,55	0,461	656
3,0	0,15	2,0	2,15	0,465	517
3,4	0,15	1,6	1,75	0,481	396

Подсчеты собраны в таблице.

Из построенной кривой $p = f(Q_2)$ следует, что расходу $Q_2 = 693 \ м^3/сек$ соответствует $p = 2{,}54 \ м$.

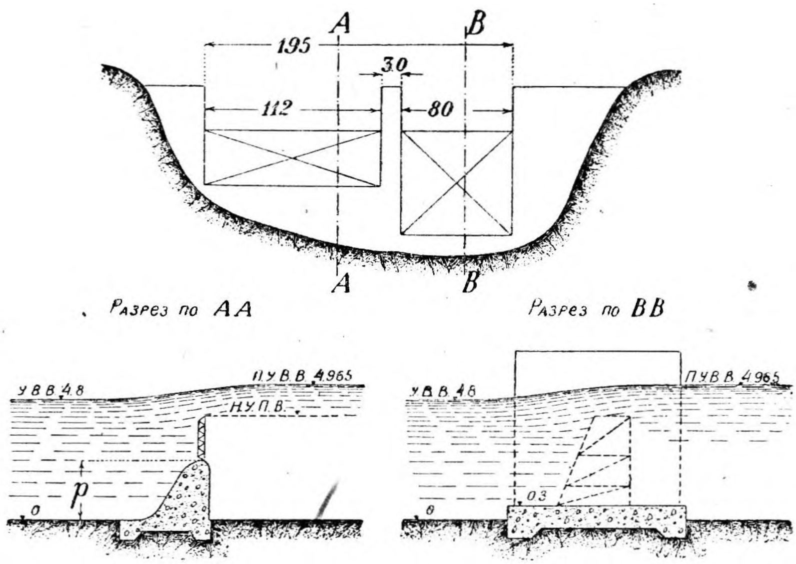
Так как У.В.В. > p и

$$\frac{z}{p} = \frac{0{,}15}{2{,}54} = 0{,}059 < 0{,}70,$$

то сделанное нами предположение о работе водоспусков как затопленных водосливов правильно, и, следовательно, отметка водосливного ребра водоспусков должна быть 2,54.

Задача 103. Судоходная плотина (черт. 174) состоит из судового хода шириною $b_д$ = 80 *м* и водоспусков с общей рабочей шириною $b_щ$ = 112 *м*. Дано: У.В.В. = 4,8; Q_{BB} = 900 *м*^{3}*/сек;* площадь живого сечения реки на Н.У.П.В. — ω = 740 *м*^{2}. Определить отметку ребра водоспусков так, чтобы высокие воды проходили бы с перепадом $z \leq 0{,}25$ *м* со скоростью в судовом ходе $u \leq 2$ *м/сек.*

Так же, как и в задаче 102, исходим из наибольшего допускаемого перепада z = 0,25 *м*. Судовой ход рассматриваем как водослив с широким порогом с коэффициентом φ = 0,85. Здесь так же, как и в предыдущей задаче, мсжно показать, что водослив будет затопленным.



Черт. 174.

Скорость подхода при □н = 250 *м* (приближенно)

$$u_0 = \frac{900}{740 + 0{,}25 \cdot 250} = 1{,}12 \ \textit{м/сек}$$

и соответственно

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1{,}12^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}064 \ \textit{м.}$$

Скорость в судовом ходе по ур-ию (20)

$$u = 0{,}85\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(0{,}25 + 0{,}064)} = 2{,}11 \ \textit{м/сек.}$$

Так как полученная скорость больше предельной допускаемой, то перепад надо уменьшить. Будем исходить теперь из наибольшей допускаемой скорости u = 2,0 *м/сек.* Из ур-ия (24) определим необходимый перепад, приняв во внимание несколько повышенное значение φ = 0,92 с тем, чтобы не получить в действительности большей скорости.

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{u^2 - u_0^2}{2g} = \frac{1}{0{,}92^2}\,\frac{2{,}0^2 - 1{,}12^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}165 \ \textit{м.}$$

Расход судового хода по ур-ию (20 и 22)

$$Q_1 = \varepsilon b_д h_2 u = 0{,}95 \cdot 80 \cdot 4{,}5 \cdot 2 = 684 \ м^3/сек,$$

где

$$h_2 = У.В.В. - 0{,}3 = 4{,}8 - 0{,}3 = 4{,}5 \ м \ ^{1)}.$$

Тогда расход водоспусков

$$Q_2 = Q_{вв} - Q_1 = 900 - 684 = 216 \ м^3/сек.$$

Далее, так же, как и в предыдущей задаче, рассматривая водоспуски как затопленные водосливы, будем задаваться различными значениями p и по уравнению

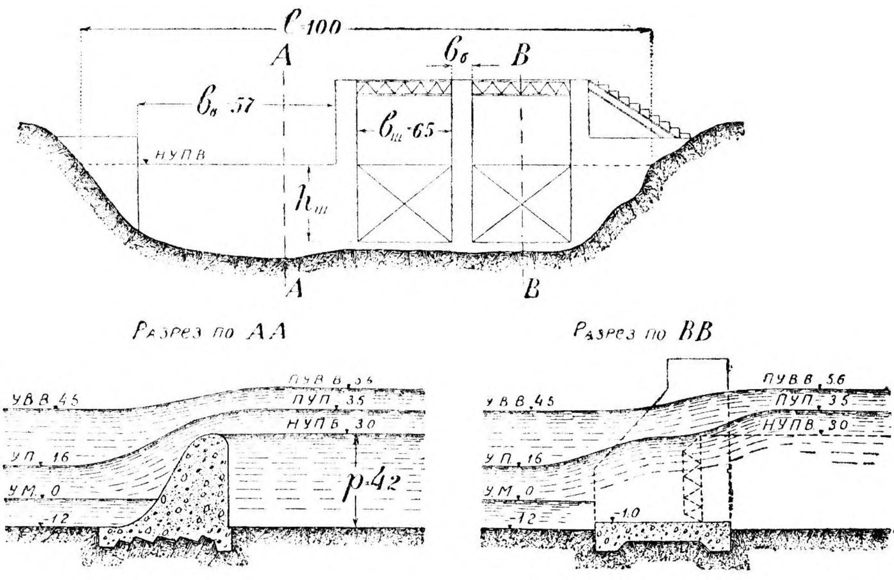
$$Q_2 = \varepsilon \sigma_n M b_щ H_0^{\frac{3}{2}}$$

определять соответствующие значения Q_2 (ε = 0,85). Результаты этих вычислений собраны в таблицу.

p	h	z	H	σ_n	Q_2
3,7	1,1	0,165	1,265	0,529	138
3,4	1,4	0,165	1,565	0,504	179
3,1	1,7	0,165	1,865	0,486	221
2,8	2,0	0,165	2,165	0,484	273

Из построенной затем кривой $p = f(Q_2)$ находим, что Q_2 = 216 $м^3/сек$ соответствует p = 3,14 $м$. Далее убеждаемся в справедливости сделанного предположения о работе водоспуска, как затопленного водослива.

Задача 104. Определить расход в паводок и в высокую воду плотины, изображенной на черт. 175. Плотина состоит из глухой водосливной части



Черт. 175.

и двух донных спусков, перекрываемых щитами Стонея. Дано: У.М. = 0; У.П. = 1,6; У.В.В. = 4,5; Н.У.П.В. = 3,0; П.У.В.В. = 5,6; П.У.П. = 3,5; отметка дна реки — 1,2; отметка порога данных спусков —1,0; длина водосливной части $b_п$ — 57 $м$; ширина донного спуска $b_д$ = 6,5 $м$; ширина реки на уровне Н.У.П.В. — ℓ = 100 $м$. Водосливное ребро очерчено по типу 1° (черт. 153).

[1]) Отметка порога судового хода принята 0,3.

Определение $Q_п$.

Водосливная часть работает как незатопленный водослив, ибо

У.П. < Н.У.П.В.

Расход водосливной части плотины определяем по уравнению (28). Имея в виду, что для заданного очертания водослива коэффициенты $m_г$, σ_f и $\sigma_н$ определяются по формулам (29 и 30), имеем

$$m_г = 0{,}49; \quad \sigma_f = 1; \quad \sigma_н = 1.$$

$$H_{max} = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}6 - 3{,}0 = 2{,}6 \ \textit{м},$$

$$H = \text{П.У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = 3{,}5 - 3{,}0 = 0{,}5 \ \textit{м},$$

$$\frac{H}{H_{max}} = \frac{0{,}5}{2{,}6} = 0{,}193.$$

Следовательно,

$$\sigma_н = 0{,}785 + 0{,}25 \cdot 0{,}193 = 0{,}833.$$

Пренебрегая подходной скоростью и сжатием, будем иметь

$$Q_в = 0{,}49 \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}833 \cdot 57 \cdot 0{,}5^{\frac{3}{2}} = 36{,}4 \ \textit{м}^3/\textit{сек}.$$

Донные спуски рассматриваем как водосливы с широким порогом;

$$h_2 = \text{У.П.} + 1 = 1{,}6 + 1 = 2{,}6 \ \textit{м},$$

$$H = \text{П.У.П.} + 1 = 3{,}5 + 1 = 4{,}5 \ \textit{м}.$$

Предполагая хорошее закругление, можем принять $к = 0{,}63$, и тогда

$$h_{кр} = kH = 0{,}63 \cdot 4{,}5 = 2{,}84 \ \textit{м}.$$

Так как $h_{кр} > h_2$, то истечение через водослив будет свободным с двумя перепадами, и расход донных спусков определится по ур-ию (18).

Принимая $\varphi = 0{,}92$ и $\varepsilon = 0{,}95$, получим

$$Q_щ = 2 \cdot 1{,}55 \cdot 0{,}95 \cdot 6{,}5 \cdot 4{,}5^{\frac{3}{2}} = 182{,}4 \ \textit{м}^3/\textit{сек}.$$

Тогда расход всей плотины в паводок

$$Q_п = Q_в + Q_щ = 36{,}4 + 182{,}4 = 218{,}8 \ \textit{м}^3/\textit{сек}.$$

Определение $Q_{вв}$.

Имеем

$$\text{У.В.В.} > \text{Н.У.П.В.}$$

$$p = \text{Н.У.П.В.} + 1{,}2 = 3{,}0 + 1{,}2 = 4{,}2 \ \textit{м},$$

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 5{,}6 - 4{,}5 = 1{,}1 \ \textit{м},$$

$$\frac{z}{p} = \frac{1{,}1}{4{,}2} = 0{,}262 < 0{,}70.$$

Следовательно, водосливная часть в высокую воду работает как затопленный водослив. Далее, имеем

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 4{,}5 - 3{,}0 = 1{,}5 \ \textit{м},$$

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}6 - 3{,}0 = 2{,}6 \ \textit{м},$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1{,}5}{2{,}6} = 0{,}577.$$

Этому значению отношения $\frac{h}{H}$ по таблице на стр. 173 соответствует коэффициент затопления

$$\sigma_п = 0{,}914.$$

Далее имеем

$$m_r = 0{,}49; \qquad \sigma_f = 1; \qquad \sigma_к = 1.$$

Расход водосливной части определится

$$Q_в = 0{,}49 \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}914 \cdot 57 \cdot 2{,}6^{\frac{3}{2}} = 474{,}2 \text{ м}^3/\text{сек}$$ [1]).

Переходим к донным спускам. Имеем

$$h_2 = \text{У.В.В.} + 1{,}0 = 4{,}5 + 1{,}0 = 5{,}5 \text{ м},$$

$$H = \text{П.У.В.В.} + 1{,}0 = 5{,}6 + 1{,}0 = 6{,}6 \text{ м}.$$

Критическая глубина при $к$ — 0,63

$$h_{кр} = 0{,}63 \cdot 6{,}6 = 4{,}16 < h_2.$$

Следовательно, донные спуски работают как затопленные водосливы с одним перепадом, и расход определится по формуле (22). Принимая ε = 0,95, получим

$$Q_щ = 2 \varphi \varepsilon b h_2 \sqrt{2 g z_0} = 2 \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}95 \cdot 6{,}5 \cdot 5{,}5 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}1} = 290{,}4 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Расход всей плотины в высокую воду

$$Q_{вв} = Q_в + Q_щ = 474{,}2 + 290{,}4 = 764{,}6 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Задача 105. Изображенная на черт. 176 плотина состоит из водосливной части, длина которой $b_в$ = 200 *м* и восьми донных спусков размерами 10 *м* X 7 *м,* перекрываемых щитами Стонея. Дано: Н.У.П.В. = 8,0; У.В.В. = = 7,2; У.П. = 5,0; отметка порога донных спусков 1,0; ширина реки на Н.У.П.В. — □ = 350 *м*. Определить, с какими подпорными горизонтами проходят $Q_{вв}$ = 3680 *м³/сек* и $Q_п$ = 1560 *м³/сек*.

Определение П.У.П.

Выясним прежде всего, можно ли пропустить паводок одними щитовыми отверстиями? Имеем

$$h_2 = 5{,}0 - 1{,}0 = 4{,}0 \text{ м},$$

$$H = 8{,}0 - 1{,}0 = 7{,}0 \text{ м}.$$

Пренебрегая скоростью подхода и предполагая хорошее округление, получим

$$h_{кр} = kH = 0{,}63 \cdot 7 = 4{,}41 > h_2.$$

Следовательно, возможный расход через щитовые отверстия определится по ур-ию (18) (пренебрегая сжатием)

$$Q_щ = M b_щ H^{\frac{3}{2}} = 1{,}55 \cdot 80 \cdot 7^{\frac{3}{2}} = 2300 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

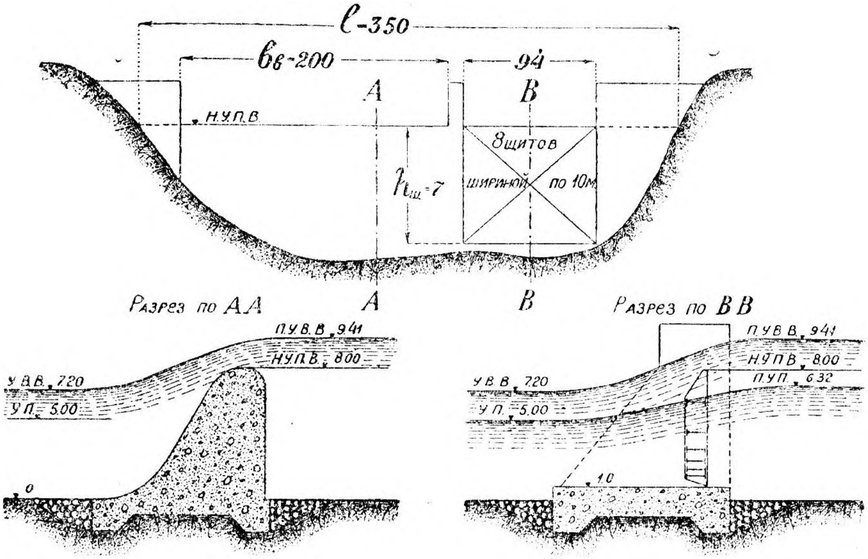
Так как $Q_щ > Q_п$, то паводок пропускается одними щитовыми отверстиями с отметкой < Н.У.П.В.

[1]) Заметим, что по Базену (формуле 4) $\sigma_п$ = 0,804 и $Q_н$ = 417 м³/сек.

Предположим теперь, что при пропуске паводка водослив работает как незатопленный. Тогда из ур-ия (18) определим напор:

$$H=\left(\frac{Q_{п}}{Mb_{щ}}\right)^{\frac{2}{3}}=\left(\frac{1560}{1,55\cdot 80}\right)^{\frac{2}{3}}=5,4\ м,$$

$$h_{кр}=0,63\cdot 5,4=3,4<h_2.$$



Черт. 176

Следовательно, наше предположение неверно: водослив будет затопленный. В соответствии с этим определим перепад из ур-ия (22)

$$z=\frac{Q_{п}^2}{\varphi^2\,b_{щ}^2\,h_2^2\,2g}=\frac{1560^2}{0,92^2\cdot 80^2\cdot 4^2\cdot 2\cdot 9,81}=1,32\ м.$$

Таким образом, паводок проходит с отметкой

$$\text{П.У.П.}=\text{У.П.}+z=5,00+1,32=6,32.$$

Определение П.У.В.В.

Так как $Q_{ВВ}>2300$, то высокие воды проходят и донными спусками и водосливной частью. Последняя работает как незатопленный водослив, ибо У.В.В. < Н.У.П.В., и ее расход определится по ур-ию (5).

$$Q_{в}=2\cdot 200\cdot H^{\frac{3}{2}}.$$

Теперь надо выяснить, как работают донные спуски. Имеем

$$h_2=\text{У.В.В.}-1=7,2-1,0=6,2\ м.$$

Очевидно, при

$$k(H+h_{щ})>h_2,$$

т. е. при

$$H>\frac{h_2}{k}-h_{щ}=\frac{6,2}{0,63}-7=2,85\ м,$$

донные спуски работают как незатопленные водосливы и, наоборот, при $H < 2{,}85$ — как затопленные водосливы.

Полагая $H = 2{,}85$, определим расход плотины. Если этот расход окажется > 3680, то действительное значение H будет $< 2{,}85$; в противном случае $> 2{,}85$.

$$Q = Q_{\text{в}} + Q_{\text{щ}} = 2 \cdot 200 \cdot 2{,}85^{\frac{3}{2}} + 1{,}55 \cdot 80 \cdot 9{,}85^{\frac{3}{2}} = 5750 > 3680,$$

следовательно, высокие воды проходят с напором $H < 2{,}85$, причем донные спуски работают как затопленные водосливы. Расход плотины

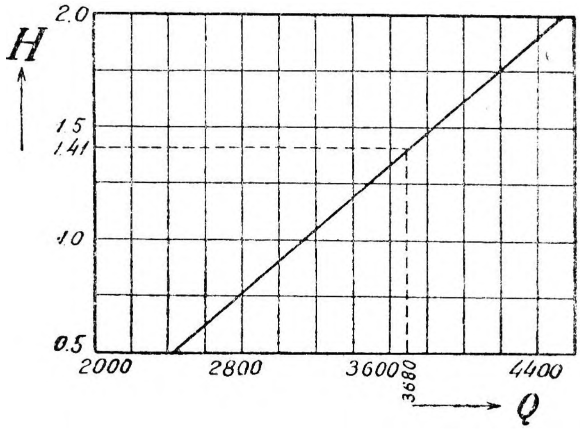
$$Q = 2 \cdot 200 \cdot H^{\frac{3}{2}} + 0{,}92 \cdot 80 \cdot 6{,}2\sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(H + 0{,}8)}\;, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

ибо

$$z = H + (\text{Н.У.П.В.} - \text{У.В.В.}) = H + 0{,}8.$$

Ур-ие (1) проще всего решить графически. Задаваясь различными значениями H и определяя соответствующие значения Q, можно построить кривую $H = f(Q)$, по которой легко определить H. Результаты таких подсчетов собраны ниже в таблицу, а на черт. 177 построена кривая $H = f(Q)$.

H	$Q_{\text{в}}$	$Q_{\text{щ}}$	$Q_{\text{вв}}$
0,5	141	2290	2431
1,0	400	2710	3110
1,5	735	3060	3795
2,5	1130	3380	4510



Черт. 177.

По этой кривой находим, что $Q_{\text{вв}} = 3680$ соответствует $H = 1{,}41$ *м* и, следовательно,

$$\text{П.У.В.В.} = \text{Н.У.П.В.} + 1{,}41 =$$
$$= 8{,}00 + 1{,}41 = 9{,}41.$$

Действительный П.У.В.В. будет несколько ниже найденного, так как мы пренебрегали скоростью подхода.

Задача 106. Определить длину водосливной и разборчатой частей плотины (черт. 178), если общая длина плотины $b = 80$ *м;* толщина быков $b_{\text{б}} = 2{,}5$ *м;* ширина реки на Н.У.П.В. — □ = 90 *м;* Н.У.П.В. = 3,4; П.У.В.В. = = 5,8; У.В.В. = 4,4; отметка порога донных спусков 0,6 и $Q_{\text{вв}} = 800$ *м³/сек*. Водосливная часть очерчена по типу 3° (черт. 153).

Определим расход на единицу ширины водосливной части. Имеем

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5{,}8 - 3{,}4 = 2{,}4 \text{ м},$$

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 4{,}4 - 3{,}4 = 1{,}0 \text{ м},$$

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 5{,}8 - 4{,}4 = 1{,}4 \text{ м},$$

$$v = 3{,}4 \text{ м}.$$

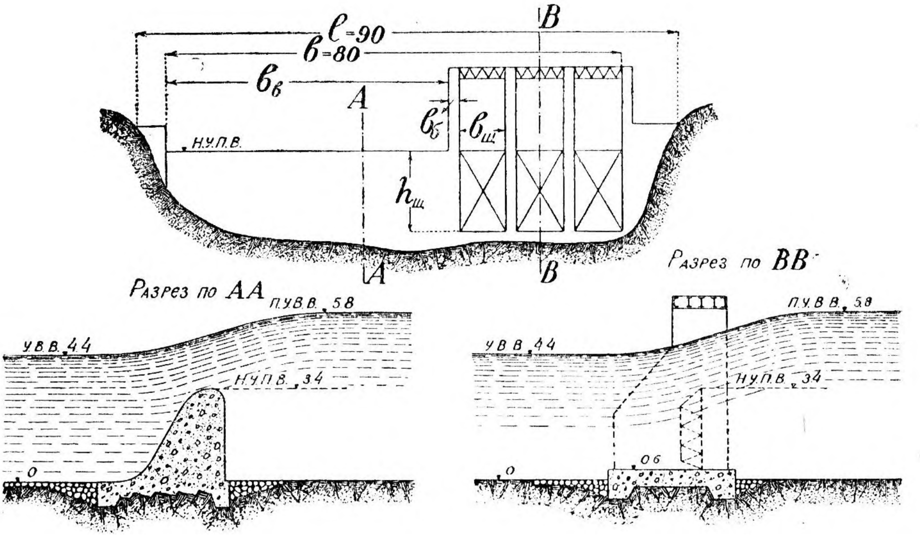
Так как У.В.В. > Н.У.П.В. и $\frac{z}{p} = \frac{1,4}{3,4} = 0{,}412 < 0{,}70,$ то водосливная часть плотины работает как затопленный водослив. Имеем скорость подхода (приближенно)

$$u_0 = \frac{Q_{вв}}{\omega} = \frac{800}{90\cdot 5{,}8} = 1{,}53\ м/сек,$$

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1{,}53^2}{2\cdot 9{,}81} = 0{,}12\ м,$$

$$H_0 = H + \frac{u_0^2}{2g} = 2{,}40 + 0{,}12 = 2{,}52\ м,$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1{,}0}{2{,}4} = 0{,}417.$$



Черт. 178.

Соответственно этому значению отношения $\frac{h}{H}$ коэффициент затопления по таблице на стр. 173 получается

$$\sigma_н = 0{,}953.$$

Кроме того, по формулам (32 и 33) имеем

$$m_r = 0{,}48; \qquad \sigma_f = 1; \qquad \sigma_н = 1.$$

В соответствии с этими коэффициентами расход на единицу ширины водослива определится по ур-ию (28)

$$q_в = 0{,}48\sqrt{2\cdot 9{,}81}\cdot 0{,}953\cdot 2{,}52^{\frac{3}{2}} = 8{,}1\ м^3/сек.$$

Определим теперь расход на единицу ширины донного спуска. Имеем

$$h_2 = У.В.В. - 0{,}6 = 4{,}4 - 0{,}6 = 3{,}8\ м,$$

$$H_щ = П.У.В.В - 0{,}6 = 5{,}8 - 0{,}6 = 5{,}2\ м,$$

$$h_{кр} = 0{,}63\cdot 5{,}32 = 3{,}35 < h_2,$$

следовательно, донные спуски работают как затопленные водосливы, и расход определится по ур-ию (22)

$$q_{щ} = 0{,}92 \cdot 3{,}8 \sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(1{,}4 + 0{,}12)} = 19{,}06 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Теперь можно написать следующие два уравнения:

$$b_в\, q_в + b_щ\, q_щ = 800,$$
$$b_в + b_щ + \Sigma b_б = 80,$$

где $b_в$ —длина водосливной части,
$b_щ$ —общая ширина щитовых отверстий,
$\sum b_б$— общая толщина быков.

В первом приближении можно положить, что $\sum b_б = 0$. Тогда, решая эти два уравнения, получим

$$b_в = 66 \text{ м}; \qquad b_щ = 14 \text{ м}.$$

Поставим три щита. При толщине быка = 2,5 *м*, общая их толщина будет

$$\Sigma b_б = 3 \cdot 2{,}5 = 7{,}5 \text{ м}.$$

Если на эту толщину быков уменьшить водосливную часть плотины, то для того, чтобы расход плотины не уменьшился, необходимо увеличить ширину разборчатой части, причем последнее уширение должно быть сделано, очевидно, также за счет уменьшения водосливной части.

Пусть уширение разборчатой части будет x, тогда уменьшение водосливной части $(7{,}5 + x)$. Гак как расход плотины при этом не должен измениться, то

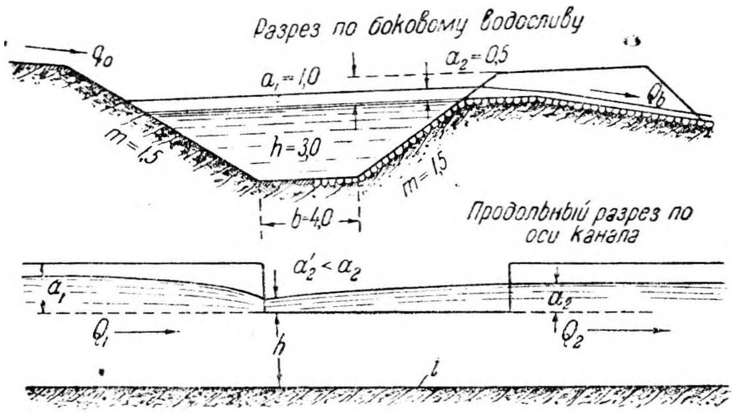
$$q_в\,(7{,}5 + x) = q_щ\, x,$$

откуда $x = 5{,}55$ *м*.

Таким образом, имеем окончательно

$$b_в = 66 - (7{,}5 + 5{,}55) = 52{,}95 \text{ м},$$
$$b_щ = 14 + 5{,}55 = 19{,}55 \text{ м}.$$

Задача 107 [1]). На черт. 179 указаны размеры деривационного канала силовой установки, которой расход $Q = 16{,}5$ *м³/сек.* Канал протрассирован по косогору в суглинистых грунтах; уклон канала $i = 0{,}00012$. Во время ливней в канал поступают сточные воды с вышележащей местности (приток их на каждый погонный километр длины канала q_0 — — 3,5 *м³/сек).* Во избежание переполнения канала и прорыва его дамб устраивается боковой водослив - сброс. Порог такого



Черт. 179.

[1]) Эту задачу любезно предоставил нам инж. В. С. Б а у м г а р т .

водослива устраивается обычно на уровне нормального горизонта воды в канале; таким образом, водослив начинает работать как только расход в канале превысит расчетный.

Как видно из черт. 179, нормальная глубина в канале $h = 3{,}0$ *м*, запас глубины в канале (превышение верхней бровки дамбы над нормальным горизонтом) $a_1 = 1{,}0$ *м;* $a_2 = 0{,}5$ *м* — допустимая величина поднятия горизонта воды в канале без риска размыва дамб. Определить необходимую длину □ бокового водослива?

Рассмотрим условия работы водослива-сброса.

Предположим, что ливневые воды переполнили канал до предела; глубина в канале при этом $h_1 = h + a_1$ и по каналу идет соответствующий этой глубине расход Q_1. Чтобы обезопасить канал от прорыва дамб, необходимо приостановить дальнейшее переполнение ее устройством бокового водослива и понизить глубину воды в нем до допустимой величины $h_2 = h + a_2$, причем канал будет пропускать расход Q_2.

Боковой водослив, понижая горизонт воды в канале на величину $(\alpha_1—\alpha_2)$, должен, следовательно, отвести из канала расход

$$Q_в = Q_1 - Q_2\,.$$

Новейшие исследования над работой боковых водосливов проф. Энгельса и др. показали, что в пределах бокового водослива мы получаем обратный уклон свободной поверхности воды в канале, а выше водослива (по течению) устанавливается неравномерное движение, причем свободная поверхность имеет форму кривой спада [1]), ниже же водослива устанавливается равномерное движение с глубиною $h_2 = h + a_2$ (см. схему продольного разреза), если только нет других причин, влияющих на движение воды на этом участке канала (поперечные преграждения, сбросы и пр.). Из сказанного видно, что наибольший напор на водосливе будет в его конце, и этот напор не должен превосходить величины a_2, так как иначе и ниже водослива канал будет переполнен.

Определим сперва Q_1 и Q_2, потом $Q_в$ и, наконец, искомую длину □. Зная глубины $h_1 = h + a_1$ и $h_2 = h + a_2$, не трудно найти Q_1 и Q_2 по формуле (4) для равномерного движения в открытых руслах (см. главу VII)

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}\,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Определим расход выше водослива. Имеем

$$\omega_1 = h_1 (b + mh_1) = 4 (4 + 1{,}5 \cdot 4) = 40 \text{ м}^2.$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi} = \frac{40}{4 + 2 \cdot 4 \sqrt{1 + 1{,}5^2}} = 2{,}208 \text{ м}.$$

По Павловскому (см. график 3 в конце книги) при $n = 0{,}025$ (для суглинистых почв) $C_1 = 47$.

Следовательно,

$$Q_1 = 40 \cdot 47 \sqrt{2{,}208 \cdot 0{,}00012} = 30{,}6 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Точно так же

$$\omega_2 = 3{,}5 (4 + 1{,}5 \cdot 3{,}5) = 32{,}4 \text{ м}^2,$$

$$R_2 = 1{,}95 \text{ м}, \; C_2 = 46,$$

$$Q_2 = 32{,}4 \cdot 46 \sqrt{1{,}95 \cdot 0{,}00012} = 22{,}8 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

[1]) См. вопросы неравномерного движения в курсах гидравлики.

Далее

$$Q_{\text{в}} = Q_1 - Q_2 = 30{,}6 - 22{,}8 = 7{,}8 \; \textit{м}^3/\textit{сек}.$$

Подставляя в формулу (36) для расчета бокового водослива численные значения: $Q_{\text{п}} = 7{,}8$; $a = a_2 = 0{,}5$, получим

$$7{,}8 = 0{,}4\sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot \sqrt[3]{l^{2,5} \cdot 0{,}5^5},$$

откуда

$$l = 23{,}7 \; \textit{м}.$$

Округляя, примем □ = 25,0 *м*.

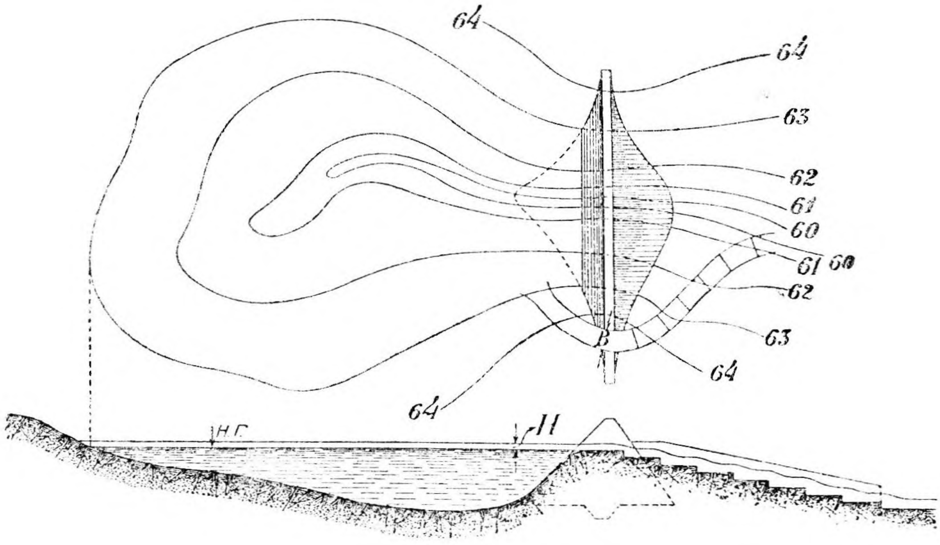
Рассматривая расходы Q, Q_1 и Q_2, видим, что первый водослив-сброс может быть устроен на пятом километре от начала косогорного участка, так как

$$L_1 = \frac{Q_1 - Q}{q_0} = \frac{30{,}6 - 16{,}5}{3{,}5} = 4{,}0 \; \textit{км}.$$

Второй же водослив-сброс должен следовать за первым на расстоянии

$$L_2 = \frac{Q_1 - Q_2}{q_0} = \frac{30{,}6 - 22{,}8}{3{,}5} = 2{,}2 \; \textit{км}.$$

Задача 108. На черт. 180 схематически изображено в плане и продольном разрезе водохранилище. Для пропуска ливневых вод сбоку плотины



Черт. 180.

устроен водослив, сопрягающийся с логом ступенчатым перепадом. На черт. 181 дана кривая площади зеркала водохранилища в зависимости от напора на водосливе, т. е. $\Omega = f(H)$. Определить ширину b водослива так, чтобы напор на водосливе не превосходил $H = 1{,}0$ *м*, если дано, что приток ливневых вод в водохранилище составляет $q = 35$ *м*³/*сек* и продолжительность ливня $T = 40$ минут.

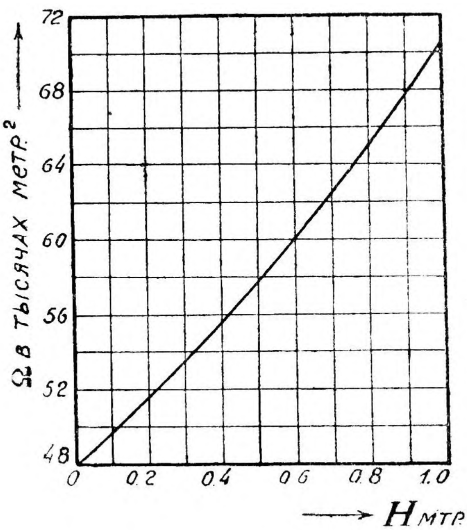
Обычно в подобных случаях ширину водослива рассчитывают на пропуск ливневых вод, пользуясь формулой для незатопленного водослива с широким порогом, именно формулой (18)

$$Q = MbH_0^{\frac{3}{2}}.$$

Пренебрегая скоростью подхода и сжатием и принимая M=1,42, получим

$$b = \frac{35}{1{,}42 \cdot 1^{\frac{3}{2}}} = 24{,}7 \text{ м.}$$

Такова должна быть ширина водослива, если на его пороге установится напор $H = 1$ *м,* тотчас же после начала ливня, что соответствует мгновенному переполнению водохранилища. В действительности же приток ливневой воды в водохранилище происходит постепенно, напор на водосливе растет медленно, и часто случается, что за время ливня напор на водосливе не успевает достигнуть предельной заданной величины, так что ливневые воды проходят с напором меньшим H, и определенная по формуле (18) ширина водослива оказывается сильно преувеличенной.



Черт. 181.

Ширина водослива будет достаточной, если за время ливня $T = 40$ *мин* уровень в водохранилище поднимается на величину $H = 1{,}0$ *м*. При меньшей ширине водослива напор достигает величины равной 1,0 *м* до окончания ливня и к концу последнего превзойдет допускаемую величину; при большей ширине водослива напор к концу ливня не достигнет предельной величины, и ширина окажется с запасом.

Очевидно, мы имеем истечение через водослив при переменном напоре. Как и в главе III, предполагая, что изменения напора происходят медленно, можно считать, что в течение бесконечно-малого промежутка времени мы имеем дело с установившимся движением, и для этого бесконечно-малого элемента времени можно пользоваться ур-ем (18).

В течение бесконечно-малого элемента времени dt в водохранилище поступает

За этот же промежуток времени вытекает

$$Qdt = Mbh^{\frac{3}{2}}\, dt,$$

где h — напор на водосливе, соответствующий моменту t.

Изменение объема воды в водохранилище

$$(q - Q)\, dt = (q - Mbh^{\frac{3}{2}})\, dt.$$

С другой стороны, это изменение равно

$$\Omega\, dh,$$

где Ω — площадь зеркала водохранилища, соответствующая напору h.

Приравнивая два последних выражения, получим

$$\Omega\, dh = (q - Mbh^{\frac{3}{2}})\, dt\,,$$

откуда

$$dt = \frac{\Omega\, dh}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}\,.$$

Интегрируя это уравнение в пределах от 0 до *H,* получим время подъема, уровня от 0 до *H,* т. е.

$$T = \int_0^H \frac{\Omega\, dh}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}$$

Так как Ω может быть весьма сложной функцией *h*, то точное вычисление последнего интеграла представляет большое затруднение. С достаточной для практических целей точностью этот интеграл может быть вычислен по правилу трапеций. Этот интеграл представляет площадь, ограниченную кривой, ординатами которой являются выражения

$$\frac{\Omega}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}\,,$$

осью *H* и двумя крайними ординатами.

Разобьем величину *H* на малые элементы А Л; тогда площадь элементарной трапеции, ограниченной осью *H,* нашей кривой и двумя ординатами, соответствующими двум значениям абсцисс h_i и h_{i+1}, очевидно, будет

$$\Delta t = \frac{1}{2}\left[\frac{\Omega_i}{q - Mbh_i^{\frac{3}{2}}} + \frac{\Omega_{i+1}}{q - Mbh_{i+1}^{\frac{3}{2}}}\right]\Delta h,$$

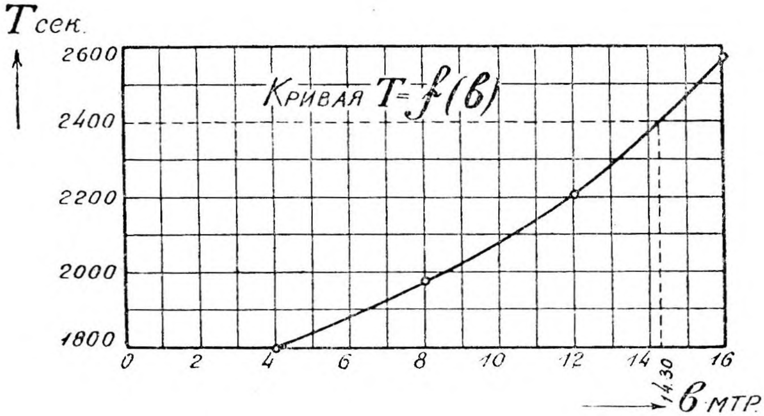
а вся вышеуказанная площадь представится суммой этих выражений

$$T = \sum \frac{1}{2}\left[\frac{\Omega_i}{q - Mbh_i^{\frac{3}{2}}} + \frac{\Omega_{i+1}}{q - Mbh^{i}{}_{+1}^{\frac{3}{2}}}\right]\Delta h.$$

Задаваясь различными значениями *b* = 4; 8; 12 и 16 *м.* вычислим по последнему ур-ию *T,* в продолжение которого напор на водосливе достигнет величины *H* = 1,0 *м*.

h	Ω тысяч $м^2$	$b=4$		$b=8$		$b=12$		$b=16$	
		Δt	$\Sigma\Delta t$	Δt	$\Sigma\Delta t$	Δt	$\Sigma\Delta t$	Δt	$\Sigma\Delta t$
0	48,0		0		0		0		0
		287		289		291		294	
0,2	51,6		287		289		291		294
		315		325		335		346	
0,4	55,6		602		614		626		640
		352		375		402		435	
0,6	60,2		954		989		1028		1075
		396		444		505		589	
0,8	65,2		1350		1433		1533		1664
		451		540		673		906	
1,0	70,8		1801		1973		2206		2570

Примем $\Delta h = 0{,}2$ *м*. По кривой $Q = f(h)$ на черт. 181 найдем значения Ω, соответствующие $h = 0$; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 и 1,0; затем вычислим T, соответствующие принятым четырем значениям А. Результаты вычислений собраны ниже в таблицу, по данным которой построена кривая $T=f(b)$ на черт. 182.

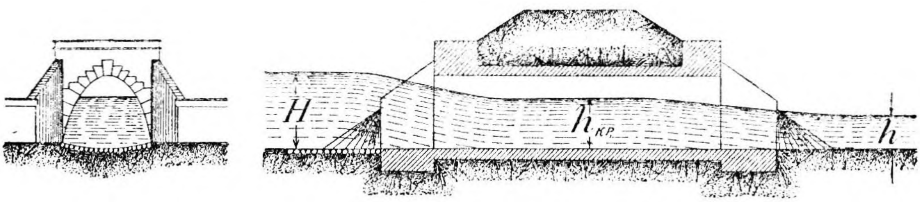


Черт. 182.

Из этой кривой следует, что промежутку времени $T = 2400$ *сек* (продолжительность ливня) соответствует $b = 14{,}3$ *м*.

Таким образом, последний расчет дает ширину водослива на 42% меньшую той, которая получена выше на основании формулы (18).

11. Расчет открытых мостиков и труб. Выше, в главе IV, мы привели расчет коротких труб большого диаметра, рассматривая их как насадки, т. е. исходя из предположения, что они работают полным сечением. Если же труба работает не полным сечением (из-за недостаточности напора или из-за недостаточности длины по сравнению с ее вертикальным размером) или, если, вместо трубы, имеется просто короткий открытый лоток (отверстие мостика),



Черт. 183.

то движение воды в таких случаях при горизонтальном дне сооружений можно рассматривать, как истечение через водослив с широким порогом (черт. 183).

Если б ы т о в а я глубина h (глубина воды в отводящем лотке) меньше критической $h_{кр}$ (черт. 183), то, как известно, устанавливается свободное истечение, характеризующееся двумя перепадами. Глубина воды в трубе или под мостиком будет равна критической, определяемой ур-иями (11), (16) и (17).

Проф. Павловский при расчетах мостиков считает возможным принимать $\varphi = 0{,}95$, чему соответствует по ур-ию (12) $\kappa = 0{,}644$. Тогда, пренебрегая скоростью подхода, ур-ие (11) можно переписать

$$h_{кр} = 0{,}644\,H, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

откуда глубина воды перед мостом

$$H = \frac{1}{0{,}644} h_{кр} = 1{,}56\, h_{кр} \quad \dots\dots\dots\dots \quad (37)$$

Первый перепад z определяется формулою (24). Пренебрегая скоростью подхода и считая $\varphi = 0{,}95$, получим

$$z \cong 0{,}057\, u^2 \quad \dots\dots\dots\dots \quad (38)$$

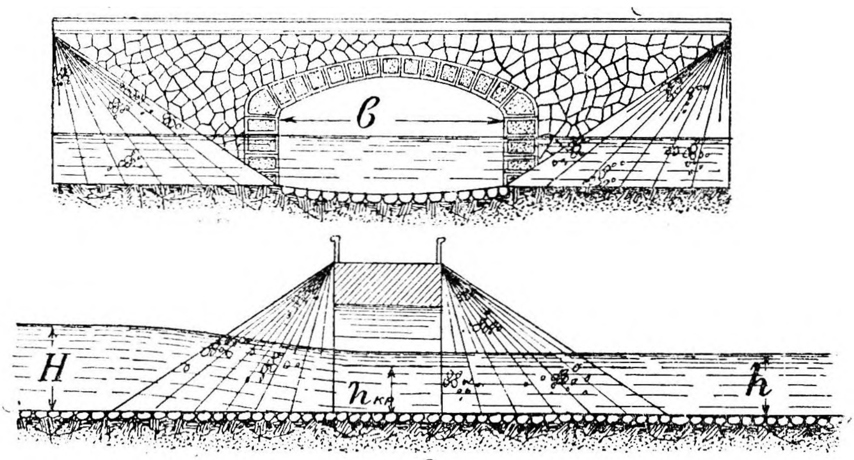
При исчислении ширины отверстия b следует иметь в виду сжатие струн, учитываемое по Павловскому следующими коэффициентами [1]):

для малых мостиков.. α = 0,85 — 0,90,
для труб с откосными крыльями................................α = 0,90 — 0,95,
для труб без откосных крыльев.......................................α = 0,75.

Часто при назначении отверстия мостика или трубы исходят из допускаемой скорости, соответствующей тому или иному укреплению русла. Ниже приводится таблица допускаемых скоростей [2]).

Род укрепления	саж/сек	м/сек
Плотный землистый грунт	0,88	1,88
Укрепление одиночной мостовой	1,17	2,50
„ двойной „	1,63	3,48
„ каменным лотком	2,23	4,75
„ деревянным „	3,10	6,60

Если бытовая глубина h больше критической (черт. 181), то устанавливается несвободное истечение, характеризующееся одним перепадом. В этом



Черт. 184.

[1]) Проф. Бахметев при расчете мостиков предлагает принимать
$\varphi = 0{,}85$ (при $\kappa = 0{,}60$) и $\varepsilon = 1$.

[2]) Проф. Г. П. Передерий, Курс мостов, часть I, стр. 253.

случае скорость определяется по ур-ию (20), расход — по (22) и перепад — по (24) или по (38).

Все эти формулы справедливы лишь для тех сооружений, живые сечения которых имеют прямоугольную форму. Для труб, очерченных по кривой давления (черт. 183), отверстие приходится увеличивать на 15 — 20% в зависимости от того, в какой мере криволинейное очертание отличается от прямоугольного.

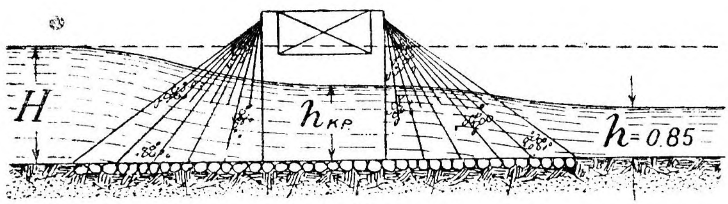
12. Задачи.

Задача 109. Мостик, изображенный на черт. 185, отверстие которого $b = 3$ *м*, пропускает расход $Q = 10$ *м³/сек* при бытовой глубине $h = 0{,}85$ *м*. Определить условия протекания.

Определим критическую глубину (принимая $\varepsilon = 0{,}90$)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\varepsilon^2 b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{10^2}{0{,}90^2 \cdot 3^2 \cdot 9{,}81}} = 1{,}12 \text{ м},$$

так как h_{Kp} О h, то истечение будет свободное с двумя перепадами.



Черт. 185.

Глубина воды перед мостом

$$H = 1{,}56\, h_{кр} = 1{,}56 \cdot 1{,}12 = 1{,}74 \text{ м}.$$

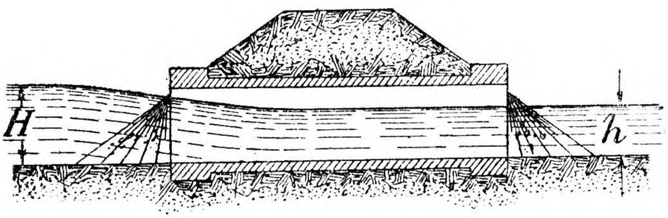
Скорость по ур-ию (17)

$$u = \sqrt{g h_{кр}} = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}12} = 3{,}32 \text{ м/сек}.$$

Первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1{,}74 - 1{,}12 = 0{,}62 \text{ м}.$$

Задача 110. Труба под насыпью железной дороги отверстием $b = 4$ *м* пропускает расход $Q = 8$ *м³/сек* при бытовой глубине $h = 1{,}2$ *м*. Определить условия протекания (черт. 186).



Черт. 186.

Определим критическую глубину (ε = 0,92)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\varepsilon^2 b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{8^2}{0{,}92^2 \cdot 4^2 \cdot 9{,}81}} = 0{,}783 \text{ м.}$$

Так как $h_{Kp} < h$, то движение происходит с одним перепадом, и в трубе установится глубина равная бытовой.

Скорость

$$u = \frac{Q}{\varepsilon b h} = \frac{8}{0{,}92 \cdot 4 \cdot 1{,}2} = 1{,}81 \text{ м/сек.}$$

Перепад по ур-ию (38)

$$z = 0{,}057\, u^2 = 0{,}057 \cdot 1{,}81^2 = 0{,}19 \text{ м.}$$

Глубина перед трубой

$$H = h + z = 1{,}2 + 0{,}19 = 1{,}39 \text{ м.}$$

Задача 111. Определить отверстие мостика, пропускающего расход Q = 14 *м³/сек* при глубинах: перед мостом H = 2,0 *м* и за мостом — h = 1,0 *м*.

Имеем

$$h_{кр} = 0{,}644\, H = 0{,}644 \cdot 2 = 1{,}29 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} > h$, то движение будет с двумя перепадами. Скорость определится

$$u = \sqrt{g h_{кр}} = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}29} = 3{,}56 \text{ м/сек.}$$

Ширина отверстия должна быть

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h_{кр} u} = \frac{14}{0{,}90 \cdot 1{,}29 \cdot 3{,}56} = 3{,}39 \text{ м.}$$

Перепад перед мостом

$$z = H - h_{кр} = 2{,}0 - 1{,}29 = 0{,}71 \text{ м.}$$

Задача 112. Определить отверстие мостика, пропускающего расход Q = 7 *м³/сек* при глубине перед мостиком H = 1,7 *м* и бытовой h = 1,3 *м*.

Имеем

$$h_{кр} = 0{,}644 \cdot H = 0{,}644 \cdot 1{,}7 = 1{,}1 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} < h$, то движение будет с одним перепадом, который и определится

$$z = H - h = 1{,}7 - 1{,}3 = 0{,}4 \text{ м.}$$

Скорость

$$u = \varphi \sqrt{2gz} = 0{,}95 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}4} = 2{,}66 \text{ м/сек.}$$

Ширина отверстия

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h u} = \frac{7}{0{,}85 \cdot 1{,}3 \cdot 2{,}66} = 2{,}4 \text{ м.}$$

Задача 113. Определить отверстие трубы, пропускающей расход 0= 15 *м³/сек* со скоростью $u \leq 3{,}5$ *м/сек* (русло покрыто двойной мостовой) при бытовой глубине h = 1,0 *м*.

Пусть u = 3,5. Тогда

$$h_{кр} = \frac{u^2}{g} = \frac{3{,}5^2}{9{,}81} = 1{,}25 > h.$$

Ширина отверстия

$$b = \frac{Q}{\varepsilon\, u\, h_{кр}} = \frac{15}{0{,}90 \cdot 3{,}5 \cdot 1{,}25} = 3{,}81 \ м;$$

округляя, примем b = 4 *м.* Тогда будем иметь

$$h_{кр} = \sqrt{\frac{Q^2}{\varepsilon^2 b^2 g}} = \sqrt{\frac{15^2}{0{,}9^2 \cdot 4^2 \cdot 9{,}81}} = 1{,}21 \ м.$$

Скорость

$$u = \frac{15}{0{,}9 \cdot 4 \cdot 1{,}21} = 3{,}44 \ м/сек.$$

Перепад

$$z = 0{,}057\, u^2 = 0{,}057 \cdot 3{,}44^2 = 0{,}67 \ м.$$

Глубина воды перед трубой

$$H = h_{кр} + z = 1{,}21 + 0{,}67 = 1{,}88 \ м.$$

Задача 114. Определить отверстие мостика при следующих данных:

$$Q = 12 \ м^3/сек; \quad H \leqslant 1{,}8; \quad h = 0{,}9.$$

Предположим, что заданный расход проходит с глубиною перед мостиком H = 1,8 *м.* Тогда будем иметь

$$h_{кр} = 0{,}644 \cdot 1{,}8 = 1{,}16 > h.$$

Следовательно,

$$u = \sqrt{g h_{кр}} = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}16} = 3{,}37 \ м/сек.$$

Предполагая, что такая скорость допустима, необходимая ширина отверстия определится

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h_{кр} u} = \frac{12}{0{,}85 \cdot 1{,}16 \cdot 3{,}37} = 3{,}6 \ м.$$

Первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1{,}8 - 1{,}16 = 0{,}64 \ м.$$

Задача 115. Определить отверстие мостика, пропускающего расход. Q = 18 *м³/сек* при глубине перед мостом $H \leq 1{,}8$ *м,* бытовой глубине h = 0,85 *м* и скорости u 3,5 *м/сек.*

Предположим, что заданный расход проходит с максимальной глубиной перед мостиком H = 1,8 *м.* Тогда

$$h_{кр} = 0{,}644 \cdot 1{,}8 = 1{,}16 > h.$$

Следовательно, движение происходит с двумя перепадами и со скоростью под мостиком

$$u = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}16} = 3{,}37 \ м/сек.$$

Скорость получилась меньше предельной. Исходя из полученной скорости, определим ширину отверстия

$$b = \frac{18}{0{,}9 \cdot 1{,}16 \cdot 3{,}37} = 5{,}12 \ м.$$

Это значение можно округлить и пересчитать, как это указано в задаче 113.

При b = 5,12 *м* первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1{,}8 - 1{,}16 = 0{,}64 \text{ м}.$$

Задача 116. Определить отверстие трубы, пропускающей расход Q = 20 *м³/сек* при глубине 2,5 *м,* бытовой глубине h = 1,8 *м* и скорости $u \leq$ 2,5 *м/сек.*

Предположим, что заданный расход проходит с максимальной глубиною перед трубою H = 2,5 *м.* Тогда имеем

$$h_{кр} = kH = 0{,}644 \cdot 2{,}5 = 1{,}61 < h.$$

Следовательно, движение будет с одним перепадом, который определяется

$$z = H - h = 2{,}5 - 1{,}8 = 0{,}7 \text{ м}.$$

Скорость будет

$$u = \varphi\sqrt{2gz} = 0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}7} = 3{,}52 \text{ м/сек}.$$

Скорость больше допустимой; следовательно, использовать весь напор нельзя. Будем решать задачу, исходя из предельной величины скорости u = 2,5 *м/сек.* Тогда

$$z = 0{,}057u^2 = 0{,}057 \cdot 2{,}5^2 = 0{,}357 \text{ м}.$$

Заметим, что если при H = 2,5 *м* критическая глубина на пороге не может установиться, то при H < 2,5 *м* она тем более не может иметь места, и движение будет происходить с одним перепадом.

Ширина отверстия

$$b = \frac{20}{0{,}95 \cdot 1{,}8 \cdot 2{,}5} = 4{,}6 \text{ м}.$$

Округляя, примем b =5,0 *м.* Тогда скорость

$$u = \frac{20}{0{,}95 \cdot 5 \cdot 1{,}8} = 2{,}34 \text{ м/сек}.$$

Перепад

$$z = 0{,}057u^2 = 0{,}057 \cdot 2{,}34^2 = 0{,}312 \text{ м}.$$

Глубина перед трубой

$$H = h + z = 1{,}80 + 0{,}31 = 2{,}11 \text{ м}.$$

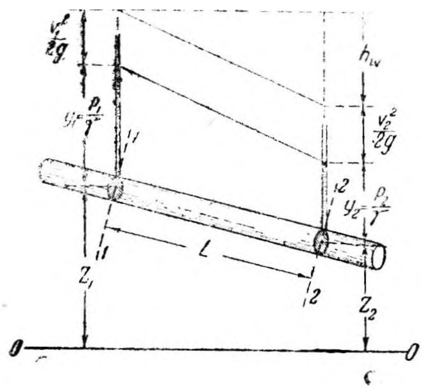
ГЛАВА VI.

Движение в трубах

1. Основные формулы. Пусть имеется цилиндрический трубопровод, по которому под некоторым напором движется жидкость. Возьмем два каких-либо сечения потока и применим к ним ур-ие Бернулли (черт. 187), отнеся его к плоскости сравнения *0 — 0*. Получим

$$z_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{v_1^2}{2g}=z_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{v_2^2}{2g}+\lambda\frac{L}{d}\frac{v^2}{2g}+\Sigma\zeta\frac{v^2}{2g}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad .$$

где z_1, p_1, v_1 — геометрическая высота, давление и средняя скорость в сечении 1—1, z_2, p_2, v_2 — те же величины в сечении 2 — 2, L — длина трубопровода



Черт. 187.

между рассматриваемыми сечениями, d — диаметр трубопровода, λ — коэффициент, зависящий от размеров и материала трубы и степени ее загрязнения, ζ — коэффициент сопротивления и g — ускорение силы тяжести.

Четвертый член правой части ур-ия (1) определяет потерю напора на трение по длине трубопровода между рассматриваемыми сечениями, а пятый член — потерю напора на местные сопротивления между теми же сечениями. Для трубопроводов достаточно длинных четвертый член значительно больше пятого, и потому этим последним можно без значительной погрешности пренебречь [1]); кроме этого, скорости и v_2 в цилиндрической трубе равны между собою. Принимая это во внимание, ур-ие (1) можно переписать так:

$$\left(z_1+\frac{p_1}{\gamma}\right)-\left(z_2+\frac{p^2}{\gamma}\right)=\lambda\frac{L}{d}\frac{v^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Обозначая $z_1+\frac{p_1}{\gamma}=h_1$ и $z_2+\frac{p_2}{\gamma}=h_2$ и принимая, что а напорной

срубе

$$v=\frac{4Q}{\pi d^2},$$

[1]) При расчете длинных водопроводных линий местные потери обыкновенно учитываются приближенно: считают, что они составляют 5—10% от потерн на трение по длине трубы.

где Q — расход, получим

$$h_1 - h_2 = \frac{16\,\lambda}{2g\,\pi^2\,d^5}\,Q^2 L \quad \text{. . . . .} \quad \mathbf{(3)}$$

Обозначая далее потерю капора на рассматриваемом участке через h_w и полагая

$$\frac{2g\,\pi^2\,d^5}{16\,\lambda} = K^2, \quad \text{. . . . .} \quad (4)$$

будем иметь окончательно

$$h_w = \frac{Q^2 L}{K^2} \quad \text{. . . . .} \quad (5)$$

Это и есть основное ур-ие движения жидкости в длинном напорном трубопроводе.

Поделив обе части ур-ия (5) ка L и обозначив $\frac{h_w}{L}$ через i_p, представим основное ур-ие в таком виде:

$$Q = K\sqrt{i_p} \quad \text{. . . . .} \quad (6)$$

В е л и ч и н а i_p, к а к и з в е с т н о , н а з ы в а е т с я пьезометрическим уклоном: легко видеть, что для цилиндрической трубы i_p = const.

Введя в рассмотрение гидравлический радиус [1]) и пользуясь обозначениями, принятыми выше (стр. 89)

$$\frac{8g}{\lambda} = C^2, \quad \text{. . . . .} \quad (7)$$

перепишем ур-ие (4) так

$$K = \omega\,C\sqrt{R} \quad \text{. . . . .} \quad (8)$$

Этой формулой удобно пользоваться для определения K.

Принимая во внимание эту формулу, основное ур-ие (6) можно представить в таком виде:

$$Q = \omega\,C\sqrt{R\,i_p} \quad \text{. . . . .} \quad (9)$$

Заметим, что величина K называется п р о п у с к н о й с п о с о б н о с т ь ю т р у б ы *) и имеет измерение расхода.

При пользовании ур-ием (5) следует иметь в виду, что величины h_w и L, Q и K измеряются соответственно в одинаковых единицах. Пусть, напр., Q к K измерены в литрах в секунду, L — в метрах, тогда по ур-ию (5) h_w определится также в метрах.

2. Формулы для определения потерь напора. При решении практических вопросов, связанных с движением жидкости в длинных трубопроводах, приходится пользоваться основным уравнением в том или ином его виде. Очевидно, весь вопрос сводится к определению по трем данным величинам четвертой. Чаще всего приходится определять либо потерю напора h_w, либо пропускную способность К, т. е. подбирать диаметр трубопровода d.

Для определения коэффициентов λ (или C) практика дает большое количество эмпирических формул, из которых ниже приводятся наиболее употребительные.

[1]) Гидравлическим радиусом называется отношение площади живого сечения w к смоченному периметру X. Так как для круглой трубы, работающей полным сечением $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$, $X = \pi d$, то гидравлический радиус в этом случае $R = \frac{d}{4}$.

[2]) Проф. Н. Н. П а в л о в скяий величину K называет м о д у л е м р а с х о д а .

А. Формулы для чугунных водопроводных труб.

1°. Формула Дарси.

Одна из наиболее старых формул, не потерявшая, однако, своего значения в практике еще и до сих пор, это формула Дарси, приведенная на стр. 89. Там же приведена таблица значений λ по Дарси для различных диаметров и поправочные коэффициенты на загрязнение труб по Зоннэ.

2°. Формула Куттера („старая“)

$$C = \frac{100}{1 + \frac{k}{\sqrt{R}}} \text{ (в метрах)}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

где k — коэффициент, учитывающий шероховатость трубы. Для труб, бывших в употреблении, обычно принимается $к = 0{,}25$.

Если припомнить, что для труб $R = \frac{d}{4}$, то формулу (10) можно представить в такой форме:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0{,}5}{\sqrt{d}}} \text{ (в метрах)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (10')$$

Формула Куттера имеет достаточно широкое распространение в водопроводном деле, и ею рекомендует пользоваться проф. Н. Н. Павловский. Ниже приводится таблица 1 значений пропускной способности K по Куттеру.

ТАБЛИЦА 1 Н

пропускных способностей $K = \omega C \sqrt{R}$, где C по Куттеру

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0{,}25}{\sqrt{R}}}$$

d мм	K л/сек	K^2 (л/сек)^2	d мм	K л/сек	K^2 (л/сек)^2
40	3,590	12,89	350	$1{,}540 \cdot 10^3$	$2{,}379 \cdot 10^6$
50	6,782	45,99	400	$2{,}220 \cdot 10^3$	$4{,}926 \cdot 10^6$
75	21,43	459,25	450	$3{,}057 \cdot 10^3$	$9{,}343 \cdot 10^6$
100	48,10	$2{,}314 \cdot 10^3$	500	$4{,}067 \cdot 10^3$	$16{,}54 \cdot 10^6$
125	89,84	$8{,}072 \cdot 10^3$	600	$6{,}655 \cdot 10^3$	$44{,}29 \cdot 10^6$
150	149,37	$22{,}31 \cdot 10^3$	700	$10{,}08 \cdot 10^3$	$101{,}58 \cdot 10^6$
175	229,20	$52{,}53 \cdot 10^3$	750	$12{,}13 \cdot 10^3$	$147{,}09 \cdot 10^6$
200	331,70	$110{,}03 \cdot 10^3$	800	$14{,}42 \cdot 10^3$	$207{,}87 \cdot 10^6$
225	459,02	$210{,}70 \cdot 10^3$	900	$19{,}76 \cdot 10^3$	$390{,}57 \cdot 10^6$
250	613,59	$376{,}50 \cdot 10^3$	1000	$26{,}18 \cdot 10^3$	$685{,}46 \cdot 10^6$
300	$1{,}012 \cdot 10^3$	$1{,}024 \cdot 10^6$	1200	$42{,}53 \cdot 10^3$	$1{,}809 \cdot 10^9$

[1]) Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, стр. 168.

3*. Показательная формула М а н н и н г а .

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \text{ (в метрах)}, \quad \dots \dots \dots \dots \quad (11)$$

или, обозначая $\frac{1}{n} = C_0$, получим

$$C = C_0 R^{\frac{1}{6}}.$$

Значения n для различных шероховатостей приведены в таблице 3 на стр. 346. Проф. Б. А. Бахметев, отдавая предпочтение этой формуле перед другими, считает возможным принять

$$C_0 = 91 \text{ для чистых труб,}$$
$$C_0 = 70 \text{ „ грязных „}$$
$$C_0 = 80 \text{ как нормальное расчетное значение.}$$

Ниже приводится таблица 2 пропускных способностей K по Маннингу (стр. 214).

4°. Показательная формула Ф л я м а н а.

Потери напора по Фляману определяются по следующей формуле:

$$h_w = a \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} L \text{ (в метрах)}, \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

причем для новых труб следует считать

$$a = 0,00074,$$

а для труб, бывших в употреблении, —

$$a = 0,00092.$$

Для упрощения расчетов по формуле Флямана на черт. 188 приводится номограмма.

Формула Флямана распространена во Франции.

В. Ф о р м у л ы д л я т р у б и з и н о г о м а т е р и а л а .

1°. Для учета потерь напора по длине в деревянных трубопроводах американская практика дает формулу

$$i_p\,{}^0/_{00} = 196 \frac{v^{1,8}}{d^{1,17}}, \quad \dots \dots \dots \dots \quad (13)$$

где $i_г$ — в промилях (один метр падения на 1000 *м* длины);

v — скорость в *м/сек;*

d — диаметр в *см*.

Для упрощения расчетов по этой формуле на черт. 189 приводится график [1]).

2°. Для труб железных клепаных (большого диаметра) проф. Б. А. Бахметев рекомендует пользоваться формулой Дарси с коэффициентом $\lambda = 0,025$. Проф. Н. Н. Павловский, кроме того, указывает на формулу Маннинга при $C_0 = 80$.

3°. Для труб кирпичных, железобетонных и бетонных можно применять формулы главы VII с соответствующими коэффициентами шероховатости Для бетонных труб большого диаметра проф. Б. А. Бахметев считает возможным применять формулу Дарси с коэффициентом $\lambda = 0,020$.

[1]) Проф. Н. Н. П а в л о в с к и й . Гидравлический справочник, 1924 г.

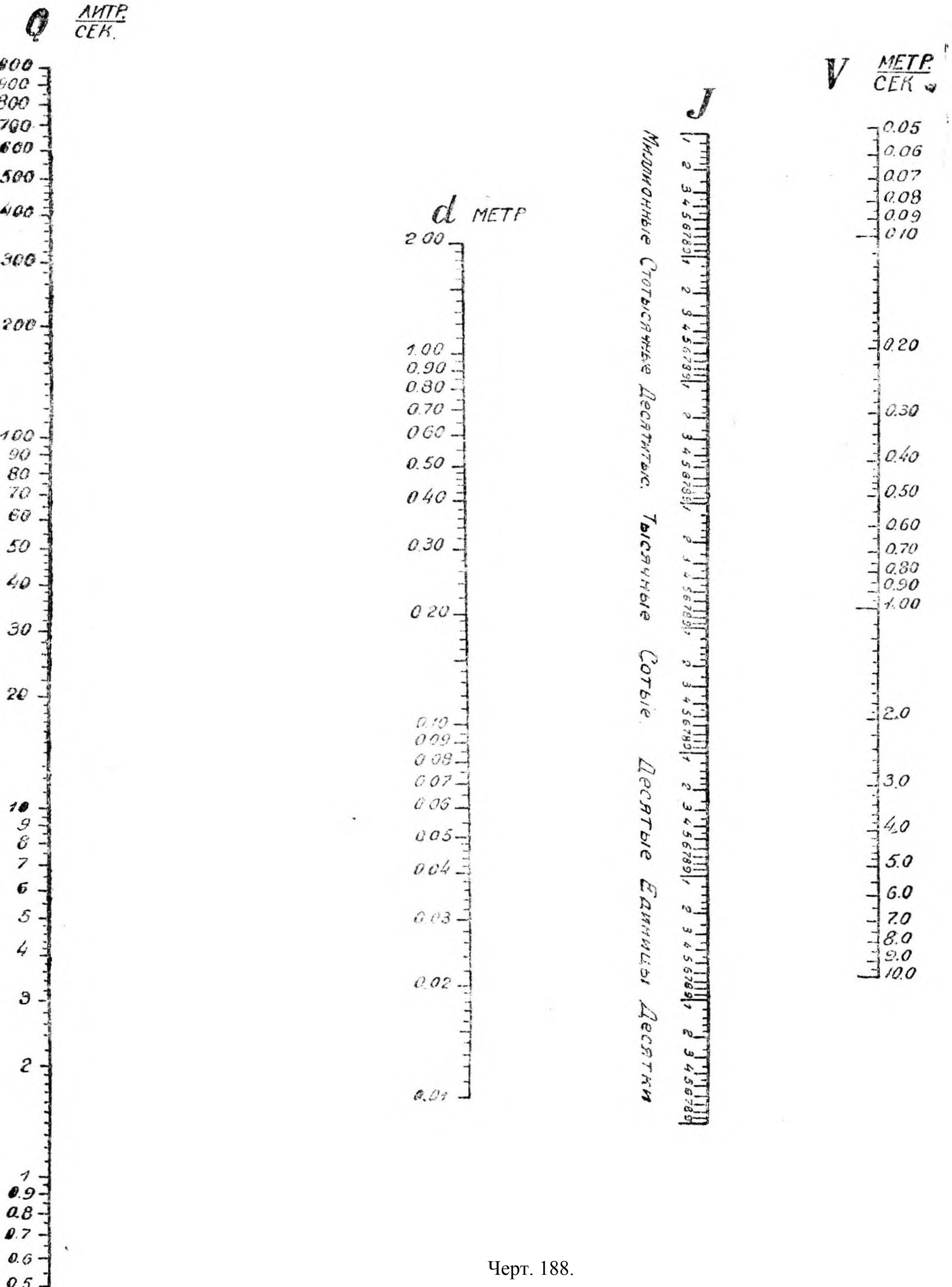
ТАБЛИЦА 2

пропускных способностей $K = \omega C \sqrt{R}$; где C по Маннингу $C = C_0 R^{\frac{1}{6}}$; $C_0 = 91$ для чистых труб; C_0=70 для грязных труб; C_0 = 80 для нормальных труб[1]).

d мм	Чистые трубы		Грязные трубы		Нормальные трубы		d мм
	$K \cdot 10^{-2}$ л/сек	$K^2 \cdot 10^{-3}$ (л/сек)^2	$K \cdot 10^{-2}$ л/сек	$K^2 \cdot 10^{-3}$ (л/сек)^2	$K \cdot 10^{-2}$ л/сек	$K^2 \cdot 10^{-3}$ (л/сек)^2	
75	0,282	0,795	0,217	0,471	0,247	0,610	75
100	0,601	3,61	0,467	2,21	0,534	2,85	100
125	1,11	12,3	0,842	7,07	0,962	9,25	125
150	1,79	32,1	1.37	18,8	1,57	24,6	150
175	2,73	74,5	2,08	43,3	2,37	56,2	175
200	3,89	151	2,97	88,2	3,40	116	200
225	5,31	282	4,06	165	4,62	213	225
250	7,05	496	5,38	289	6,12	374	250
300	11,4	1290	8,72	760	10,00	1000	300
400	24,7	6100	18,9	3570	21,5	4620	400
500	44,5	19800	33,9	11600	38,7	14900	500
	$м^3$/сек	($м^3$/сек)^2	$м^3$/сек	($м^3$/сек)^2	$м^3$/сек	($м^3$/сек)^2	
600	0,0727	0,0528	0,0555	0,0308	0,0635	0,0403	600
700	0,109	0,118	0,0838	0,0704	0,0957	0,0916	700
800	0,156	0,243	0,119	0,141	0,137	0,187	800
900	0,214	0,458	0,164	0,268	0,187	0,350	900
1000	0,283	0,801	0,217	0,471	0,248	0,615	1000
1200	0,462	2,13	0,353	1,24	0,403	1,62	1200
1400	0,696	4.84	0,533	2,84	0,608	3,70	1400
1600	0,995	9,90	0,761	5,79	0,868	7,53	1600
1800	1,36	18,5	1,04	10,8	1,19	14,2	1800
2000	1,80	32,4	1,38	19,1	1,57	24,7	2000

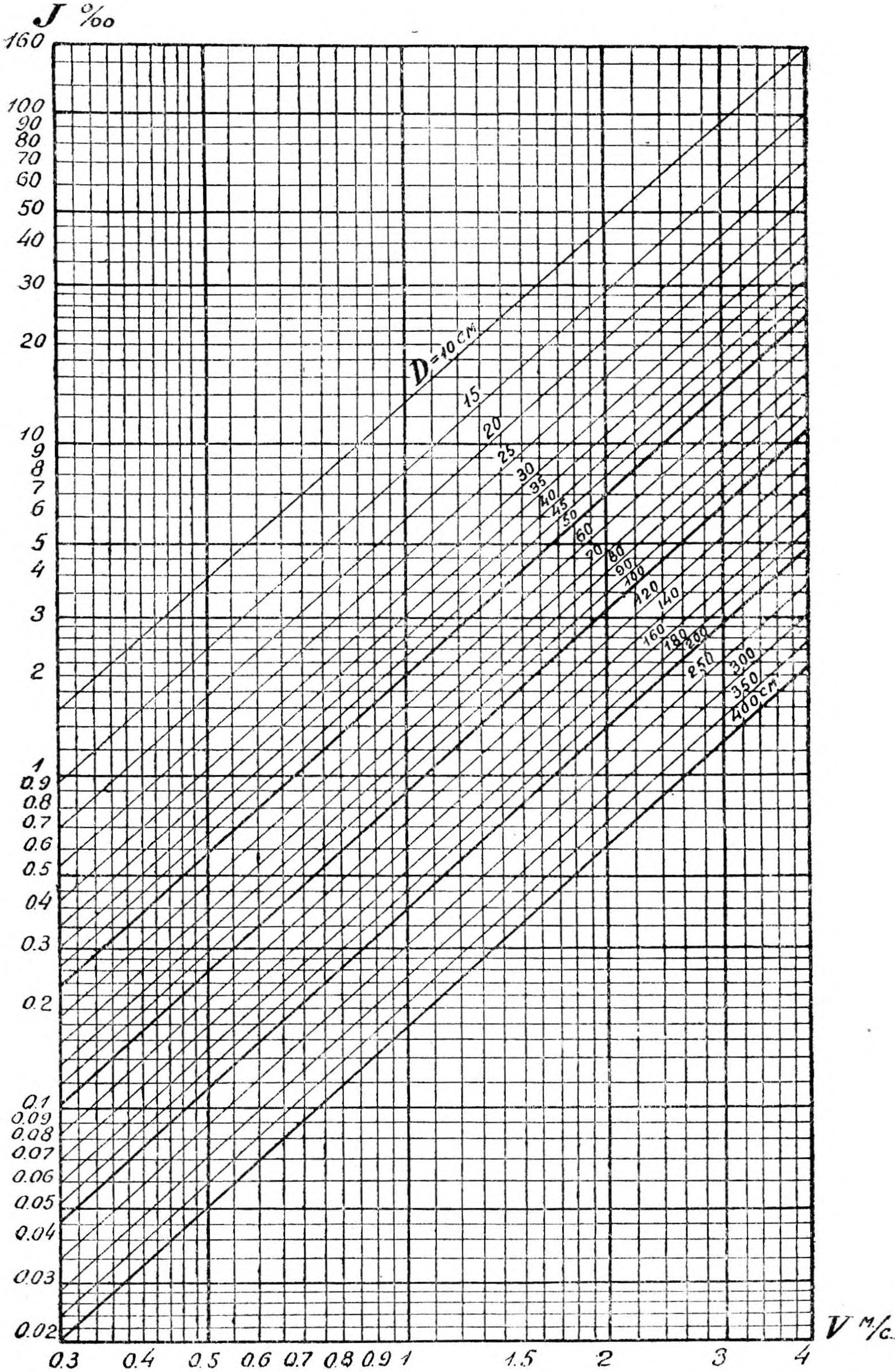
[1]) Таблицы для расчета водопроводных труб по формуле Tutton-Manning'a составил А. И. Иванченко под ред. проф. Б. А. Бахметева.

Номограмма для расчета труб по формуле Флямана.



Черт. 188.

График для расчета деревянных труб.



Черт. 189.

4°. Для труб металлических (не чугунных) можно пользоваться формулами, приведенными выше для труб чугунных, так как появляющийся с течением времени осадок на стенках труб уничтожает влияние материала на шероховатость.

5°. Потери напора в пожарных рукавах можно учитывать по формуле (опыты Freeman'a):

$$h_w = k\frac{v^2}{d}L \text{ (в метрах)},$$

причем $к$ следует принимать:

0,00086	— для очень гладких резиновых рукавов,		
0,000899	— „	обыкновенных „	„
0,000884	— „	очень гладких внутри прорезиненных	рукавов,
0,00163	— „	„ шероховатых внутри „	„
0,00213	— „	обыкновенных непрорезиненных	рукавов,
0,00137	— „	лучших кожаных рукавов.	

3. Задачи.

Задача 117. Определить расход Q трубопровода, длина которого $L = 1000\ м$, $d = 150\ мм$, при напоре $H = 20\ м$.

1. По Дарси.

Принимая по Дарси с поправкой Зоннэ (см. стр. 89) $\lambda = 0{,}0441$, получим по формуле (7)

$$C = \sqrt{\frac{8 \cdot 9{,}81}{0{,}0441}} = 42{,}2.$$

Расход по формуле (9)

$$Q = \omega C \sqrt{R\frac{H}{L}} = \frac{\pi \cdot 0{,}15^2}{4} 42{,}2 \sqrt{\frac{0{,}15}{4}\frac{20}{1000}} = 0{,}0204\ м^3/сек = 20{,}4\ л/сек.$$

2. По Куттеру.

Из таблицы 1 имеем $K = 149{,}37$. Следовательно,

$$Q = 149{,}37\sqrt{\frac{20}{1000}} = 0{,}0211\ м^3/сек = 21{,}1\ л/сек.$$

3. По Маннингу.

Из таблицы 2 для нормальных труб имеем $K = 157$. Следовательно, по ур-ию (6)

$$Q = K\sqrt{i_p} = 157\sqrt{\frac{20}{1000}} = 0{,}0222\ м^3/сек = 22{,}2\ л/сек.$$

4. По Фламану.

По формуле (12)

$$v = \sqrt[1,75]{\frac{h_w\, d^{1,25}}{aL}} = \sqrt[1,75]{\frac{20 \cdot 0{,}15^{1,25}}{0{,}00092 \cdot 1000}} = 1{,}48\ м/сек.$$

и, следовательно, расход

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi \cdot 0{,}15^2}{4} \cdot 1{,}48 = 0{,}0265\ м^3/сек = 26{,}5\ л/сек.$$

Расход можно определить по номограмме, изображенной на черт. 188.

Для этого надо провести прямую через точку $i_p = \frac{20}{1000} = 0{,}02$ на шкале J и через точку 0,15 шкалы d; продолжить эту прямую до пересечения со шкалою расходов Q. Эта точка определяет расход

$$Q = 26{,}0 \ \text{л/сек}.$$

При этом скорость равна V =1,47 *м/сек* (шкала V).

Задача 118. При каком напоре H труба, диаметр которой d = 200 *мм* и длина L = 500 *м,* пропустит расход Q = 80 *л/сек.*

1. По Дарси.

По Дарси с поправкой Зоннэ (стр. 89) $\lambda = 0{,}0403$.

Скорость в трубе

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4 \cdot 80}{\pi \cdot 2^2} = 25{,}4 \ \text{дм/сек} = 2{,}54 \ \text{м/сек},$$

и, следовательно, необходимый напор

$$H = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0{,}0403 \frac{500}{0{,}2} \frac{2{,}54^2}{2 \cdot 9{,}81} = 33{,}2 \ \text{м}.$$

2. По Куттеру.

Из таблицы 1 имеем $K^2 = 110{,}03 \cdot 10^3$, следовательно,

$$H = \frac{Q^2 L}{K^2} = \frac{80^2 \cdot 500}{110{,}03 \cdot 10^3} = 29{,}1 \ \text{м}.$$

3. По Маннингу.

Из таблицы 2 имеем $K^2 = 116 \cdot 10^3$, следовательно,

$$H = \frac{80^2 \cdot 500}{116 \cdot 10^3} = 27{,}6 \ \text{м}.$$

4. По Фляману.

При скорости v = 2,54 имеем по формуле (12)

$$H = 0{,}00092 \frac{2{,}54^{1{,}75}}{0{,}2^{1{,}25}} 500 = 17{,}5 \ \text{м}.$$

По номограмме (черт. 188), соединяя прямой шкалу Q (точка 80) и шкалу d (точка 0,20) и продолжая эту прямую до шкалы J, получим

$$i_v = 0{,}035,$$

следовательно,

$$H = i_v L = 0{,}035 \cdot 500 = 17{,}5 \ \text{м}.$$

Как видим, формула Флямана дает сильно преуменьшенное значение потери напора.

Задача 119. Определить отношение расходов чистой и грязной труб одинакового диаметра d = 0,225 *м,* одинаковой длины и работающих при одном и том же напоре.

Расход чистой трубы

$$Q_1 = K_1 \sqrt{\frac{H}{L}}.$$

Расход грязной трубы

$$Q_2 = K_2 \sqrt{\frac{H}{L}}.$$

Разделив почленно первое выражение на второе, получил:

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{K_1}{K_2} = \frac{531}{406} = 1{,}3.$$

Определим теперь, во сколько раз надо увеличить напор для грязной трубы, чтобы ее расход был бы равен Q

Имеем

$$Q_1 = K_1 \sqrt{\frac{H_1}{L}}; \quad Q_2 = K_2 \sqrt{\frac{H_2}{L}}.$$

Но так как по условию $Q_1 = Q_2$, то

$$K_1 \sqrt{\frac{H_1}{L}} = K_2 \sqrt{\frac{H_2}{L}},$$

откуда

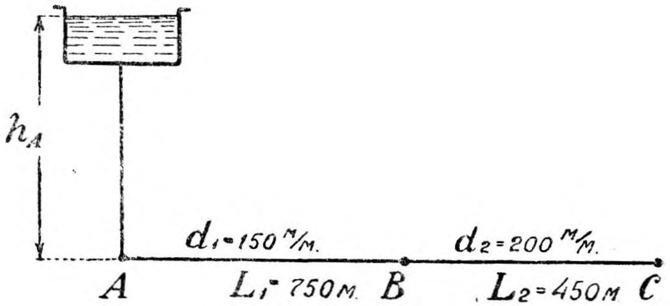
$$\beta = \frac{H_2}{H_1} = \frac{K_1^2}{K_2^2} = \frac{282}{165} = 1{,}71.$$

Задача 120. Определить, при каком напоре система двух последовательно соединенных горизонтальных труб указанных на черт. 190 размеров пропустит расход $Q = 35$ *л/сек* (трубы нормальные).

Напишем ур-ие (5) для каждого участка в отдельности:

$$h_A - h_B = \frac{Q^2}{K_1^2} L_1;$$

$$h_B - h_C = \frac{Q^2}{K_2^2} L_2.$$



Черт. 190.

Сложим почленно эти уравнения

$$h_A - h_C = Q^2 \sum \frac{L_i}{K_i^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Очевидно, эта формула имеет место при любом числе отдельных участков.

Подставляя в формулу (1) данные задачи и имея в виду, что $h_c = 0$, получим (по Маннингу)

$$h_A = 35^2 \left(\frac{750}{24600} + \frac{450}{116000} \right) = 42{,}15 \text{ м}.$$

Задача 121. Три трубы указанных на черт. 191 размеров соединены последовательно. Давление в A—$y_A = 4$ *атм*, а в D — $y_D = 15$ *м*. Определить расход Q (трубы нормальные).

Для определения Q воспользуемся формулой (1) задачи 120.

Имеем

$$h_A = z_A + y_A = 20 + 4 \cdot 10 = 60 \text{ м},$$

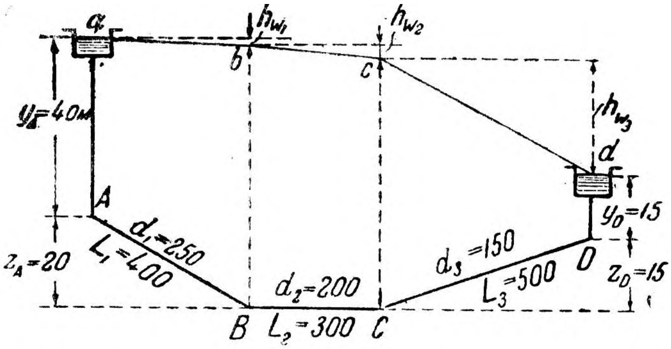
$$h_D = z_D + y_D = 15 + 15 = 30 \text{ м}.$$

Подставляя эти значения в указанную формулу, получим (по Маннингу)

$$60 - 30 = Q^2\left(\frac{400}{374000} + \frac{300}{116000} + \frac{500}{24600}\right) = 0{,}0239Q^2,$$

откуда

$$Q = \sqrt{\frac{30}{0{,}0239}} = 35{,}4 \text{ л/сек.}$$



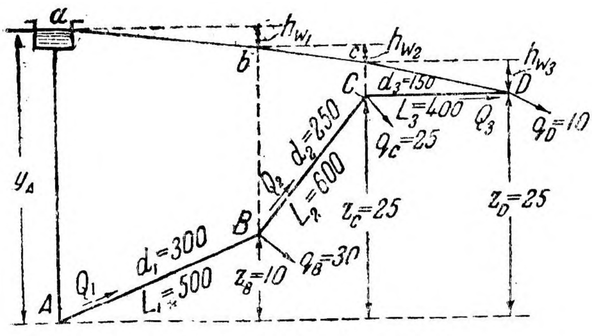
Черт. 191.

Построим теперь пьезометрическую линию, для чего определим потери напора вдоль отдельных участков.

$$h_{w1} = Q^2\frac{L_1}{K_1^2} = 35{,}4^2\,\frac{400}{374000} = 1{,}35 \text{ м},$$

$$h_{w2} = Q^2\frac{L_2}{K_2^2} = 35{,}4^2\,\frac{300}{116000} = 3{,}24 \text{ „}$$

$$h_{w3} = Q^2\frac{L_3}{K_3^2} = 35{,}4^2\,\frac{500}{24600} = 25{,}41 \text{ „}$$



Черт. 192.

П о в е р к а: Σh_{wi} должна быть равна h_A — h_D. Имеем

Σh_{wi} = 1,35 + 3,24 + 25,41 = 30.

Задача 122. Определить, при каком напоре трубопровод указанных на черт. 192 размеров пропустит указанные там же расходы (трубы нормальные).

Определим расходы отдельных участков трубопровода.

$$Q_3 = q_D = 10 \text{ л/сек},$$

$$Q_2 = Q_3 + q_C = 10 + 25 = 35 \text{ л/сек},$$

$$Q_1 = Q_2 + q_B = 35 + 30 = 65 \text{ л/сек.}$$

Определим потери напоров вдоль отдельных участков по Маннингу (табл. 2).

$$h_{w1} = Q_1^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 65^2 \frac{500}{1000000} = 2{,}11 \text{ м.}$$

$$h_{w2} = Q_2^2 \frac{L^2}{K_2^2} = 35^2 \frac{600}{374000} = 1{,}96 \quad \text{,,}$$

$$h_{w3} = Q_3^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 10^2 \frac{400}{24600} = 1{,}63 \quad \text{,,}$$

Далее имеем

$$h_A = z_A + y_A = y_A,$$

так как $z_A = 0$;

$$h_D = z_D + y_D = z_D,$$

так как истечение происходит в атмосферу $(y_D = 0)$. Но

$$h_A - h_D = \Sigma h_{w_i},$$

следовательно,

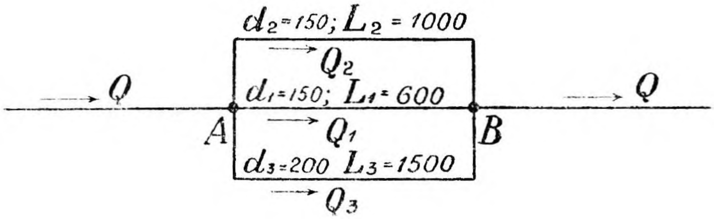
$$h_A = y_A = z_D + \Sigma h_{w_i} = 25 + 2{,}11 + 1{,}96 + 1{,}63 = 30{,}7 \text{ м.}$$

Далее имеем

$$y_B = y_A - (h_{w1} + z_C) = 30{,}7 - (2{,}11 + 10) = 18{,}59 \text{ м,}$$
$$y_C = y_A - (h_{w1} + h_{w2} + z_C) = 30{,}7 - (2{,}11 + 1{,}96 + 25) = 1{,}63 \text{ м,}$$
$$y_D = y_C - h_{w3} = 1{,}63 - 1{,}63 = 0.$$

Теперь легко построить пьезометрическую линию $a - b - c - D$.

Задача 123. В сети имеется участок с тремя, параллельно включенными ветвями, размеры которых указаны на черт. 193. Определить потерю напора h_{AB} и расходы ветвей Q_1, Q_2 и Q_3, если расход магистрали Q = 100 *л/сек* (трубы нормальные).



Черт. 193.

Напишем ур-ие (5) для каждой ветви, имея в виду, что потери напора вдоль каждой из всех ветвей равны h_{AB}.

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= K_1 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_1}} \\ Q_2 &= K_2 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_2}} \\ Q_3 &= K_3 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_3}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Далее напишем уравнение расхода для точки A или B

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Имеем три ур-ия (1) и одно ур-ие (2), из которых могут быть определены три неизвестных расхода в ветвях и напор h_{AB}. Очевидно, совершение независимо от числа труб n, всегда может быть составлено $(n + 1)$ уравнений для определения $(n + 1)$ неизвестных: n ур-ий (1) и одно ур-ие (2).

Из ур-ий (1) выразим Q_2 и Q_3 через Q_1, исключая h_{AB}:

$$Q_2 = Q_1 \frac{K_2}{K_1}\sqrt{\frac{L_1}{L_2}}$$

$$Q_3 = Q_1 \frac{K_3}{K_1}\sqrt{\frac{L_1}{L_3}}.$$

Учитывая потери по Маннингу, будем иметь

$$Q_2 = Q_1 \frac{157}{157}\sqrt{\frac{600}{1000}} = 0{,}774\, Q_1$$

$$Q_3 = Q_1 \frac{340}{157}\sqrt{\frac{600}{1500}} = 1{,}370\, Q_1.$$

Найденные значения Q_2 и Q_3 подставим в ур-ие (2):

$$Q_1 + 0{,}774\, Q_1 + 1{,}37\, Q_1 = Q,$$

откуда

$$Q_1 = \frac{Q}{3{,}144} = \frac{100}{3{,}144} = 31{,}8 \text{ л/сек}$$

и далее

$$Q_2 = 0{,}774\, Q_1 = 0{,}774 \cdot 31{,}8 = 24{,}7 \text{ л/сек}$$

$$Q_3 = 1{,}37\, Q_1 = 1{,}37 \cdot 31{,}8 = 43{,}5 \text{ л/сек}.$$

Из первого ур-ия (1) определим h_{AB}:

$$h_{AB} = L_1 \left(\frac{Q_1}{K_1}\right)^2 = 600 \left(\frac{31{,}8}{157}\right)^2 = 24{,}6 \text{ м}.$$

Очевидно h_{AB} можно было бы определить из любого ур-ия (1).

Задача 124. Дан трубопровод с параллельно включенными двумя ветвями с сосредоточенными расходами q_B = 35 *л/сек,* q_D = 48 *л/сек.* Размеры элементов трубопровода указаны на черт. 194. Определить, при каком напоре h_A трубопровод пропустит заданные расходы.

Прежде всего определим распределение расходов р. параллельных ветвях.

Напишем ур-ия (5) для параллельных участков

$$\left.\begin{aligned} Q_2 &= K_2\sqrt{\frac{h_{BC}}{L_2}} \\ Q_3 &= K_3\sqrt{\frac{h_{BC}}{L_3}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

и, очевидно.

$$Q_2 + Q_3 = q_D \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Из ур-ий (1) имеем

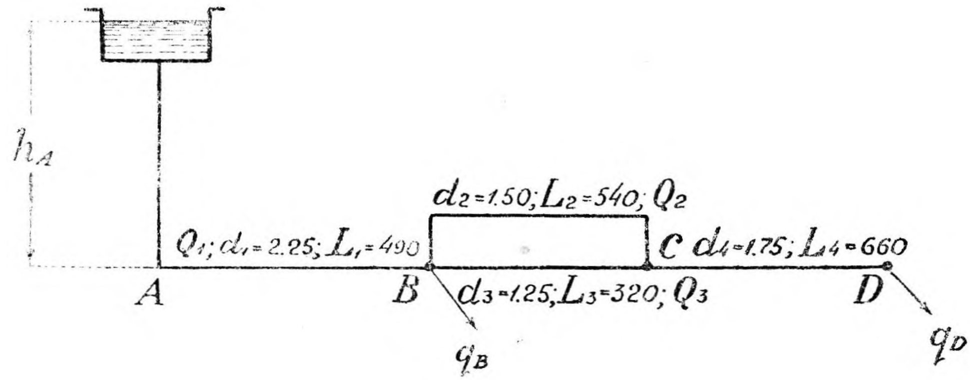
$$Q_2 = Q_3 \frac{K_2}{K_3} \sqrt{\frac{L_3}{L_2}} = Q_3 \frac{157}{96,2} \sqrt{\frac{320}{540}} = 2,26\, Q_3.$$

Полученное значение Q_2 подставим в ур-ие (2)

$$1,26\, Q_3 + Q_3 = q_D,$$

откуда

$$Q_3 = \frac{q_D}{2,26} = \frac{48}{2,26} = 21,28 \text{ л/сек.}$$



Черт. 194.

И дальше

$$Q_2 = 1,26\, Q_3 = 1,26 \cdot 21,28 = 26,72 \text{ л/сек.}$$

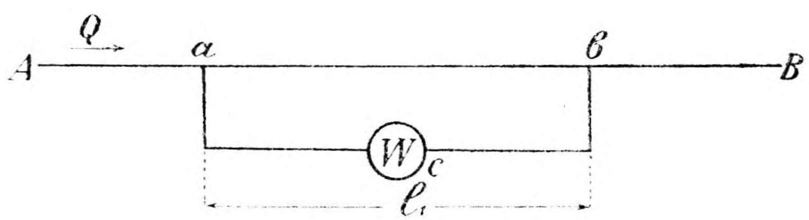
Так как

$$Q_1 = q_B + q_D = 48 + 35 = 83 \text{ л/сек,}$$

то

$$h_A = h_{w4} + h_{w3} + h_{w1} = \frac{48^2 \cdot 660}{56200} + \frac{21,28^2 \cdot 320}{9250} + \frac{83^2 \cdot 490}{213000} = 58,5 \text{ м.}$$

Задача 125. К трубопроводу *A—B* параллельно приключен водомер *W*. Знак показания водомера *W*, определить расход трубопровода *Q* (черт. 195).



Черт. 195.

Если выключить водомер, то трубопровод будет пропускать некоторый расход Q при разности напоров в точках a и b, равной h_{ab}. Если включить зодомер, то пропускная способность всего трубопровода, вообще говоря, изменится. Расход в магистрали ab будет теперь не Q, а некоторый Q_1 расход в ответвлении acb - Q_2, и разность напоров в точках a и b будет не h_{ab}.

а какая-то h'_{ab}. Обозначим расход всего трубопровода теперь через Q'. Очевидно, будем иметь

$$Q' = Q_1 + Q_2 = K_1 \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}} + K_2 \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_2}} = \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}} \left(K_1 + K_2 \sqrt{\frac{l_1}{l_2}} \right) = K' \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}},$$

где

$$K' = K_1 + K_2 \sqrt{\frac{l_1}{l_2}}$$

представляет, таким образом, пропускную способность новой системы с параллельно включенным водомером.

При достаточно малом K_2 (и $\frac{l_1}{l_2} \cong 1$) K' незначительно будет отличаться от K_1, а следовательно, Q' будет близко к Q и h'_{eb} к h_{ab}.

Пусть диаметр трубопровода $D = 0{,}60$ *м*, диаметр ответвления $d = 0{,}025$ *м*, тогда для чистых труб будем иметь

$$K_1 = 7270 \text{ л/сек.}$$

Пропускную способность K_2 вычислим по формуле (4).

$$K_2 = 10^3 \sqrt{\frac{2g\pi^2 d^5}{16\lambda}}.$$

Выражая все величины в этой формуле в метрах, получим K_2 в *м³/сек.* умножая на 10^3 (множитель перед корнем), получим K_2 в *л/сек.*

Итак,

$$K_2 = 10^3 \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot \pi^2 \cdot 0{,}025^5}{16 \cdot 0{,}04}} = 1{,}72 \text{ л/сек,}$$

причем λ взято по Дарси

$$\lambda = 0{,}02 \left(1 + \frac{1}{40d} \right) = 0{,}02 \left(1 + \frac{1}{40 \cdot 0{,}025} \right) = 0{,}04.$$

Далее имеем

$$h_{ab} = \frac{Q_1^2 \, l_1}{K_1^2} \quad \text{и} \quad h_{ab} = \frac{Q_2^2 \, l_2}{K_2^2},$$

откуда

$$Q_1 = Q_2 \frac{K_1}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_1}}.$$

При $l_2 = l_1$ получим

$$Q_1 = Q_2 \frac{K_1}{K_2}.$$

Уравнение расхода примет вид

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{K_1}{K_2} Q_2 + Q_2 = \left(\frac{K_1}{K_2} + 1 \right) Q_2,$$

$$Q = \left(\frac{7270}{1{,}72} + 1 \right) Q_2 = 4228 \; Q_2.$$

Таким образом, определив водомером расход Q_2 в тонкой трубке ответвления, можно определить расход в широкой трубе магистрали.

Задача 126. Трубопровод AB диаметра d = 0,20 *м* раздает непрерывно и равномерно вдоль пути L = 1350 *м,* расход q_r = 54 *л/сек.* Определить необходимый напор h_A (черт. 196).

В сечении, отстоящем на расстоянии x от начала трубопровода черт. 196), расход выразится

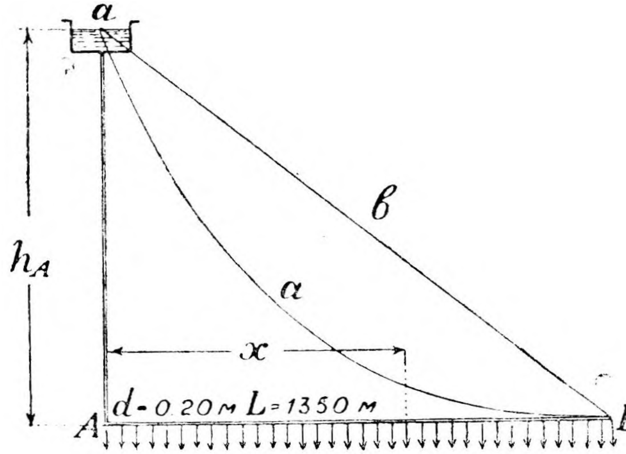
$$q_x = \frac{q_r (L - x)}{L}.$$

Пьезометрический уклон в этом сечении

$$i_x = \frac{q_x^2}{K^2} = \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2}.$$

Падение напора вдоль элемента dx

$$dh_w = i_x dx = \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2} dx.$$



Черт. 196

Интегрируя это выражение в пределах от 0 до L, получим полную потерю напора

$$h_w = \int_0^L \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2} dx = \frac{L q_r^2}{3K^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Эта формула показывает, что при равномерной непрерывной раздаче потеря напора в три раза меньше той, которая имеет место в той же самой трубе при том же расходе, сосредоточенном в конце, а при одном и том же напоре, расход при равномерной непрерывной раздаче в $\sqrt{3}$ раз больше расхода, сосредоточенного в конце той же самой трубы.

Подставляя в полученное выражение для h_w данные задачи и учитывая потери по Маннингу, будем иметь

$$h_A = h_w = \frac{1350 \cdot 54^2}{3 \cdot 116000} = 11{,}3 \text{ м.}$$

При том же расходе, сосредоточенном в конце трубопровода,

$$h'_A = 3h_A = 3 \cdot 11{,}3 = 33{,}9 \text{ м.}$$

Для построения пьезометрической линии надо выражение для падения напора вдоль элемента dx проинтегрировать в пределах от 0 до x; тогда получим

$$h_{w_x} = \frac{q_r^2}{3L^2 K^2} (3L^2 x^2 - 3Lx^2 + x^3) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Полученное ранее ур-ие (1) есть частный случай ур-ия (2), при x = L ур-ие (2) обращается в ур-ие (1).

Задаваясь различными значениями x, вычислим соответствующие им значения. Результаты вычислений сведены в таблицу, по данным которой на черт. 196 построена пьезометрическая линия aaB. Там же построена

x	0	250	500	750	1000	1350
h_{w_x}	0	5,2	8,5	10,3	11,1	11,3

пьезометрическая линия abB для той же трубы при расходе

$$Q = \frac{q_r}{\sqrt{3}} = \frac{54}{\sqrt{3}} = 31{,}2 \text{ л/сек},$$

сосредоточенном в конце при напоре $h_A = 11{,}3$ *м*.

Задача 127. Дан трубопровод с непрерывной раздачей $q_r = 6$ *л/сек* и с транзитным расходом $q_t = 68$ *л/сек*. Определить необходимый напор h_A (черт. 197).

Расход в начале трубопровода $q_t + q_r$; расход в конце трубопровода q_t; расход в сечении, отстоящем от начала трубопровода на расстоянии x,

$$q_x = q_t + q_r \frac{L - x}{L}.$$

Пьезометрический уклон в том же сечении

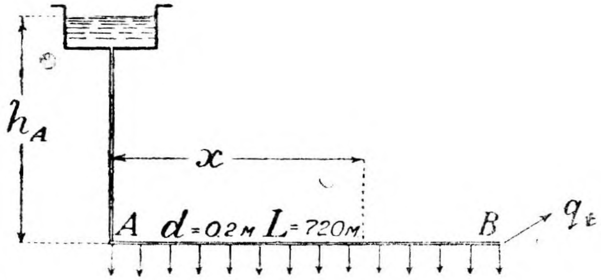
$$i_x = \frac{q_x^2}{K^2} = \frac{\left(q_t + q_r \frac{L-x}{L}\right)^2}{K^2} = \frac{(q_t + q_r)^2}{K^2} - \frac{2}{L}\frac{q_r}{K^2}(q_t + q_r)\, x + \frac{q_r^2}{K^2 L^2} x^2.$$

Падение напора вдоль элемента dx

$$dh_w = i_x\, dx = \left[\frac{(q_t + q_r)^2}{K^2} - \frac{2}{L}\frac{q_r}{K^2}(q_t + q_r)\, x + \frac{q_r^2}{K^2 L^2} x^2\right] dx.$$

Интегрируя последнее выражение в пределах от 0 до L, получим полную потерю напора

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3}\frac{q_r^2}{q_t^2}\right) \quad \text{. . . . . (a)}$$



Черт. 197.

Формула (1) для h_A выведенная в задаче 126, очевидно есть частный случай выражения (a): при $q_t = 0$ выражение (a) дает формулу для h_A, данную раньше.

Обозначим

$$A = 1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3}\frac{q_r^2}{q_t^2},$$

и

$$B = 1 + \frac{q_r}{q_t}.$$

Ниже в таблице даны значения A и B при различных $\frac{q_r}{q_t}$. Из этой таблицы видно, что при значениях $\frac{q_r}{q_t} \leqslant 0{,}3$ третьим членом в ур-ии (a) можно без значительной погрешности пренебрегать, т. е., вместо выражения A, можно брать B и тогда

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t}\right) \quad \text{. . . . . (b)}$$

$\frac{q_r}{q_t}$	0	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
A	1,00	1,051	1,103	1,24	1,33	1,45	1,58	1,94	2,33	4,33	5,00	10,33	14,33
B	1,00	1,05	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,75	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00

Так как в данной задаче

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{6}{68} = 0{,}088 < 0{,}3,$$

го по формуле (b) имеем (по Маннингу)

$$h_A = h_w = \frac{720}{116000} 68^2 \ (1 + 0{,}088) = 31{,}2 \ \text{м}.$$

Задача 128. Дан трубопровод с непрерывной раздачей $q_r = 35$ *л/сек* и транзитным расходом, сосредоточенным в конце, $q_t = 28$ *л/сек.* Диаметр трубопровода $d = 0{,}20$ *м,* его длина $L = 980$ *м.* Определить необходимый напор.

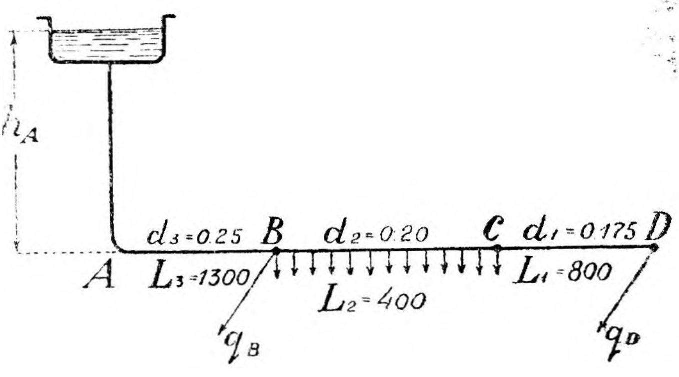
Так как

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{35}{28} = 1{,}25 > 0{,}3,$$

то по формуле (а) задачи 127 имеем (по Маннингу)

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3}\frac{q_r^2}{q_t^2}\right) = \frac{980 \cdot 28^2}{116000}\left(1 + 1{,}25 + \frac{1}{3} 1{,}25^2\right) = 18{,}33 \ \text{м}.$$

Задача 129. Система трех последовательно соединенных труб в точках B и D имеет сосредоточенные расходы, соответственно $q_B = 15$ *л/сек* и $q_D = 30$ *л/сек;* вдоль BC происходит непрерывная раздача 40 л/сек. Определить необходимый напор Размеры указаны яа чертеже 198.



Черт. 198.

Так как

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{q_r}{q_D} = \frac{40}{30} = 1{,}33 > 0{,}3,$$

то для определения потери напора вдоль BC необходимо взять формулу (а) задачи 127.

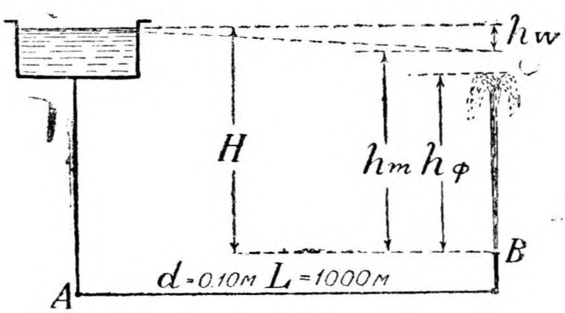
Необходимый напор h_A, очевидно, равен сумме потерь вдоль трех участков AB, BC и CD, т. е.

$$h_A = \frac{q_1^2 L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} q^2_D \left(1 + \frac{q_r}{q_D} + \frac{1}{3}\frac{q_r^2}{q_D^2}\right) + \frac{(q_D + q_B + q_r)^2 L_3}{K_3^2}$$

Подставляя данные задачи и учитывая потери по Куттеру, получим

$$h_A = \frac{30^2 \cdot 800}{52530} + \frac{400}{110030} 30^2 \left(1 + 1{,}33 + \frac{1}{3} \cdot 1{,}33^2\right) +$$
$$+ \frac{(30 + 15 + 40)^2\, 1300}{376500} = 49{,}66 \text{ м.}$$

Задача 130. Трубопровод *AB,* длина которого L = 1000 *м* и диаметр d = 0,10 *м,* снабжен в конце *B* фонтанным соплом, коэффициент расхода которого μ = 0,92, а площадь сечения ω = 3 *см*^{2}. Высота уровня воды в резервуаре *A* относительно насадка H = 30 *м*. Определить расход воды Q насадка к действительную высоту фонтанной струи, если отношение высот действительной к теоретической $\frac{h_д}{h_т} = 0{,}85$ (черт. 199).



Черт. 199.

Для того чтобы струя могла подняться на высоту $h_т$, она должка обладать скоростью v после выхода из сопла, т. е. обладать кинетической энергией $\frac{v^2}{2g}$, а для этого перед соплом необходимо иметь давление $h_т$. Таким образом.

$$h_т = \frac{v^2}{2g}.$$

Подставляя сюда $v = \frac{Q}{\mu\omega}$, получим

$$h_т = \frac{Q^2}{2g\,\mu^2\omega^2} = \frac{Q^2}{2 \cdot 98{,}1 \cdot 0{,}92^2 \cdot 0{,}03^2} = 6{,}69\, Q^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль трубы *A B* определится (по Куттеру)

$$h_w = \frac{Q^2 L}{K^2} = \frac{Q^2\, 10000}{2314} = 4{,}32\, Q^2 \text{ дм,}$$

но

$$H = h_w + h_т,$$

т. е.

$$300 = 4{,}32\, Q^2 + 6{,}69\, Q^2 = 11{,}01\, Q^2$$

откуда

$$Q = \sqrt{\frac{300}{11{,}01}} = 5{,}22 \text{ л/сек.}$$

и, следовательно, теоретическая высота струи

$$h_т = 6{,}69 \cdot 5{,}22^2 = 182{,}2 \text{ дм.}$$

Вследствие трения в воздухе действительная высота струи будет меньше найденной теоретической. По условию задачи

$$h_д = 0{,}85\, h_т = 0{,}85 \cdot 182{,}2 = 155 \text{ дм} = 15{,}5 \text{ м.}$$

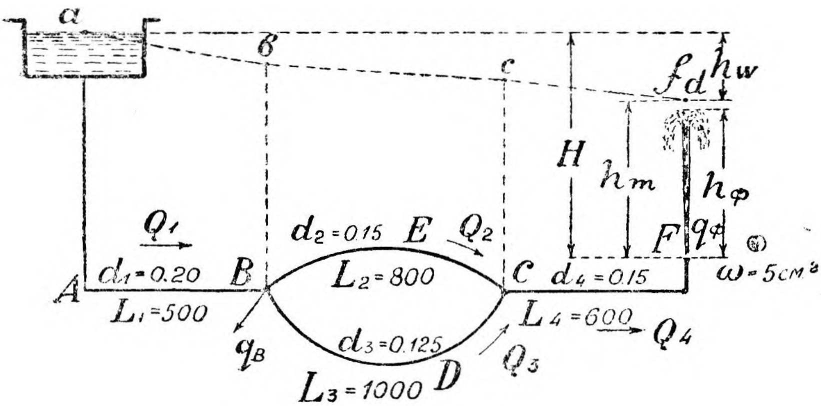
Задача 131. Две трубы *AB* и *CF* соединены параллельно включенными ветвями *BDC* и *BEC*. В конце *F* имеется фонтанное сопло, площадь которого $\omega = 5\ см^2$ и коэффициент расхода $\mu = 0{,}97$. В точке *B* имеется сосредоточенньш расход $q_B = 20$ *л/сек*. Отношение $\frac{h_д}{h_т} = 0{,}90$. Давление в начале системы $H = 30\ м$. Определить $q_ф$ и высоту фонтана (черт. 200).

Напишем уравнение расходов

$$Q_4 = q_ф,$$

$$Q_2 + Q_3 = q_ф,$$

$$Q_1 = q_B + q_ф = 20 + q_ф.$$



Черт. 200.

Определим расходы в ветвях *BEC* и *BDC*. Имеем

$$h_{w_2} = \frac{Q^2\ L_2^2}{K_2^2};\ h_{w_3} = \frac{Q_3^2\ L_3}{K_3^2};$$

Но так как $hw_2 = h_{W3}$, то

$$\frac{Q_2^2\ L_2}{K_2^2} = \frac{Q_3^2\ L_3}{K_3^2},$$

откуда

$$Q_2 = Q_3 \frac{K_2}{K_3} \sqrt{\frac{L_3}{L_2}}.$$

При данных задачи по Маннингу получим

$$Q_2 = Q_3 \frac{157}{96{,}2} \sqrt{\frac{1000}{800}} = 1{,}82\ Q_3.$$

Обращаясь теперь к уравнениям расходов, получим

$$q_ф = 1{,}82\ Q_3 + Q_3 = 2{,}82\ Q_3$$

или

$$Q_3 = 0{,}355\ q_ф$$

и

$$Q_2 = 1{,}82 \cdot 0{,}355\ q_ф = 0{,}646\ q_ф.$$

Таким образом, потеря напора вдоль *BEC*

$$h_{w_2} = \frac{8000 \cdot 0{,}646^2}{24600} q_ф^2 = 0{,}135\, q_ф^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль *CF*

$$h_{w_4} = \frac{6000}{24\,600} q_ф^2 = 0{,}244\, q_ф^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль *AB*

$$h_{w_1} = (q_ф + 20)^2 \frac{5000}{116000} = 0{,}0431\,(q_ф + 20)^2 \text{ дм.}$$

Давление перед фонтанным соплом или теоретическая высота фонтанной струи

$$h_т = \frac{q_ф^2}{2g\,\mu^2\,\omega^2} = \frac{q_ф^2}{2 \cdot 98{,}1 \cdot 0{,}97^2 \cdot 0{,}05^2} = 2{,}165\, q_ф^2 \text{ дм,}$$

но

$$h_т + h_{w_2} + h_{w_3} + h_{w_4} = H\,,$$

т. е.

$$2{,}165\, q_ф^2 + 0{,}0431\,(q_ф + 20)^2 + 0{,}135\, q_ф^2 + 0{,}244\, q_ф^2 = 300,$$

откуда после упрощении получаем

$$q_ф^2 + 0{,}668\, q_ф - 109{,}3 = 0.$$

Решая это уравнение, находим

$$q_ф = 10{,}12 \text{ л/сек.}$$

Теоретическая высота фонтанной струи

$$h_т = 2{,}165\, q_ф^2 = 2{,}165 \cdot 10{,}12^2 = 222 \text{ дм.}$$

Действительная высота фонтана

$$h_д = 9{,}9\, h_т = 0{,}9 \cdot 222 = 200 \text{ дм.}$$

Потери напоров определяются соответственно

$$h_{w_1} = 0{,}0431\,(10{,}12 + 20)^2 = 39{,}1 \text{ дм,}$$

$$h_{w_3} = h_{w_2} = 0{,}135\, q_ф^2 = 0{,}135 \cdot 10{,}12^2 = 13{,}8 \text{ дм,}$$

$$h_{w_4} = 0{,}244\, q_ф^2 = 0{,}244 \cdot 10{,}12^2 = 25{,}1 \text{ дм.}$$

Пьезометрическая линия: *abcd*.

Задача 132. Резервуары *A* и *B* соединены трубопроводом *AB*. В некоторой точке *C* устроено отверстие для выпуска воды; изменяя отверстие имеющегося здесь крана, можно из трубопровода брать различные количества, воды q_c. Определить зависимость расходов q_A и q_B ог расхода q_c. Размерь: системы показаны на черт. 201.

Предположим, что кран в С закрыт; тогда q_c = 0. В этом случае вся вода из резервуара *A* переливается в резервуар *B* и последний наполняется...

Имеем

$$q_A{}^2 = q_B$$

$$H = z_A - z_B = q_A{}^2\left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2}{K_2{}^2}\right),$$

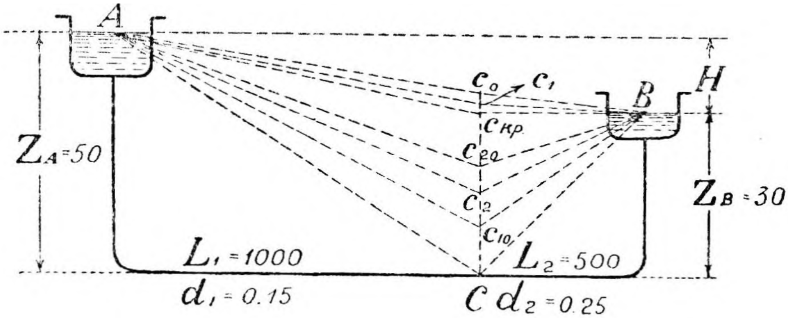
откуда, учитывая потери по Маннингу, получим

$$q_A = \sqrt{\frac{50-30}{\frac{1000}{24600}+\frac{500}{374000}}} = 21,8\ л/сек.$$

Давление в C определится

$$h_C = z_A - \frac{q_A{}^2 L_1}{K_1{}^2} = 50 - \frac{21,8^2 \cdot 1000}{24600} = 30,6\ м.$$

Пьезометрическая линия $Ac_v\ B$.



Черт. 201.

Начнем, открывая кран в С, увеличивать расход q_c, при этом давление he начнет уменьшаться и при некотором открытии крана $h_c = h_в$. Это состояние назовем к р и т и ч е с к и м. Пьезометрическая линия, соответствующая этому состоянию, будет $Ac_{кр}\ B$; на участке BC пьезометрическая линия — горизонтальная прямая $c_{kp}B$. В резервуар B ничего не притекает, и сам он ничего не расходует, т. е. $q_В = 0$. Весь расход резервуара A идет ка питание С, т. е.

$$q_A = q_{C_{кр}}.$$

В этом случае

$$z_A - h_C = z_A - z_B = \frac{q^2{}_{C_{кр}} L_1}{K_1{}^2}$$

откуда

$$q_{C_{кр}} = \sqrt{\frac{(z_A - z_B) K_1{}^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(50-30)\ 24600}{1000}} = 22,2\ л/сек.$$

При всяком $q_c < qc_{кр}$, $h_c > hc_{кр}$ и $h_c > h_В$; для этих случаев пьезометрическая линия будет $Ac_t\ B$. Расход A частью расходуется в C, частью идет в резервуар B. Таким образом,

$$q_A = q_C + q_B.$$

При всяком $q_c > qc_{кр}$, $h_c < hc_{Kp}$ и $h_c < h_B$; для этих случаев пьезометрическая линия будет $A_{c2}B$. Отверстие C питается теперь двумя резервуарами, т. е.

$$q_C = q_A + q_B.$$

Наибольший расход в C соответствует наибольшему открытию крана в C, т. е. наименьшему давлению в $C{:}hc = 0$. Такому состоянию соответствует пьезометрическая линия $A — C\ B$.

Расход в С в этом случае определится

$$q_{C_{\max}} = q_{A_{\max}} + q_{B_{\max}} = \sqrt{\frac{z_A K_1^2}{L_1}} + \sqrt{\frac{z_A K_2^2}{L_2}} =$$

$$= \sqrt{\frac{50 \cdot 24600}{1000}} + \sqrt{\frac{30 \cdot 374000}{500}} = 184{,}95 \text{ л/сек.}$$

Для вычисления промежуточных точек, соответствующих неравенству $z_B > h_c > 0$, задаемся различными значениями h_c и вычисляем q_A, q_B и q_c.

Пусть $h_c = 20$ *м;* тогда будем иметь

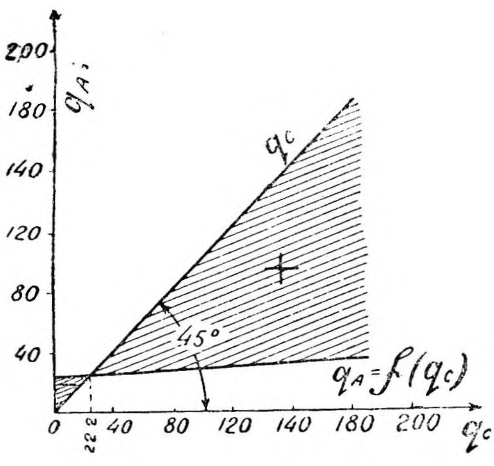
$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_C) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(50-20)\,24600}{1000}} = 27{,}15 \text{ л/сек}$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(z_B - h_C) K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(30-20)\,374000}{500}} = 86{,}40 \text{ л/сек}$$

$$q_C = q_A + q_B = 27{,}15 + 86{,}40 = 113{,}55 \text{ л/сек.}$$

Такие вычисления проделаем также и для $h_c = 10$ *м*. Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривую (черт. 202): по оси *х - ов*

h_C	30,6	30,0	20,0	10,0	0
$h_A - h_C$	19,4	20,0	30,0	40,0	50,0
q_A	21,8	22,2	27,2	31,4	35,1
$h_B - h_C$	0,6	0	10,0	20,0	30,0
q_C	21,8	0	86,4	122,5	149,9
q_B	0	22,2	113,6	153,9	185,0



Черт. 202.

будем откладывать q_c, а по оси *у-ов* q_A. Прямая, проведенная из начала координат под углом 45° к оси *х*-ов, очевидно, есть „кривая" q_c. Разность ординат этой прямой и кривой q_A дает расходы q_B, причем положительным разностям соответствует питание отверстия *С* и резервуаром *А* и резервуаром *В,* а отрицательным — питание резервуаром *А* и отверстия *С* и резервуара *В*. Точке пересечения прямой q_c с кривой q_A соответствует критическое состояние, при котором

$$q_B = 0 \text{ и } q_A = q_C = 22{,}2.$$

Задача 133. Два резервуара *А* и *В* соединены трубопроводом *ACDB* с двумя точками потребления *С* и *D*. Даны три пары значений расходов в точках *С* и *D:* 1) $q_c = 2$; $q_D = 4$; 2) $q_c = 6$; $q_D = 28$; 3) $q_c = 32$, $q_D = 9$. Расходы эти даны в *л/сек*. Определить для каждой заданной пары расходов в C и D направление скоростей в каждом участке трубопровода и расходы резервуаров A *и* B. Размеры элементов системы показаны на черт. 203.

1) $q_C = 2$ *л/сек,* $q_D = 4$ *л/сек.*

Предположим, что BD закрыто фиктивным вентилем тогда A питает только C и D и $q_B = 0$.

Будем иметь (по Маннингу):

$$h_D' = z_A - h_{w_1} - h_{w_2} = z_A - \frac{L_1 (q_C + q_D)^2}{K_1^2} - \frac{L_2 q_D^2}{K_2^2} =$$

$$= 55 - \frac{1200 (2 + 4)^2}{9250} - \frac{1000 \cdot 4^2}{24600} = 49{,}68 \text{ м.}$$

Так как получилось $h_D' > z_B$, то резервуар A питает не только C и D но и резервуар B. Скорость направлена по $A—C—D—B$.

Для определения расхода q_B напишем уравнение:

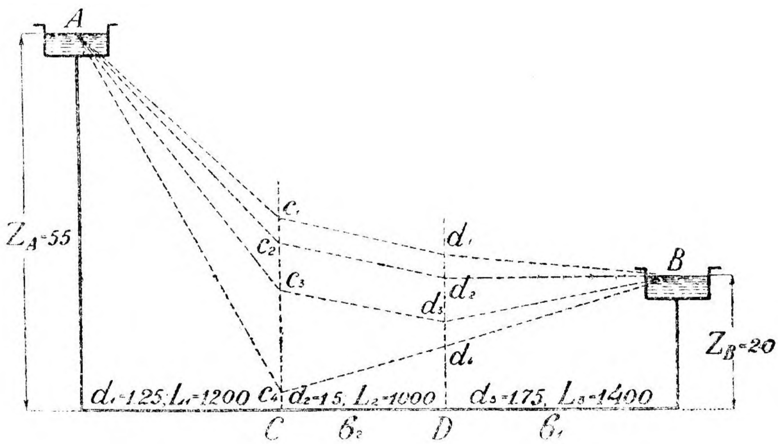
$$z_A - z_B = \frac{L_1 (q_C + q_D + q_B)^2}{K_1^2} + \frac{L_2 (q_D + q_B)^2}{K_2^2} + \frac{L_3 q_B}{K_3^2}.$$

Подставляя данные, получим

$$55 - 20 = \frac{1200 (2 + 4 + q_B)^2}{9250} + \frac{1000 (4 + q_B)^2}{24600} + \frac{1400 q_B^2}{56200}$$

Или же

$$q_B^2 + 9{,}64 q_B - 151{,}9 = 0.$$



Черт. 203.

Решая это уравнение, найдем

$$q_B = 8{,}41 \text{ л/сек.}$$

Давления в точках C и D определяются:

$$h_C = z_A - \frac{L_1 (q_C + q_D + q_B)^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1200 (2 + 4 + 8{,}41)^2}{9250} = 28 \text{ м.}$$

$$h_D = h_C - \frac{L_2(q_D + q_B)^2}{K_2^2} = 28 - \frac{1000\,(4 + 8{,}41)^2}{24600} = 21{,}75\ \text{м}.$$

Пьезометрическая линия: $Ac_1\ d_1\ B$.

Если бы $h_D' = z_B$, то $q_B = 0$, и резервуар A питал бы только C и D; скорости были бы направлены по A—C—D, и скорость на участке DB была бы равна 0. Пьезометрическая линия $Ac_2\ d_2\ B$, причем участок d_2B — горизонтален.

2) $q_c = 6$ *л/сек;* $q_D = 28$ *л/сек.*

Как и в случае первом, предположим, что BD выключено вентилем b_1 тогда C и D питаются только резервуаром A.

Тогда

$$h_D' = 55 - \frac{1200\,(6 + 28)^2}{9250} - \frac{1000 \cdot 28^2}{24600} = -126{,}8 < 20.$$

Так как $h_D' < z_B$, то в питании D принимает участие и резервуар B. Далее необходимо определить, как направлена скорость на участке CD, т. е. надо выяснить — питает ли резервуар B только D или и D, к C. Предположим, что фиктивным вентилем b_2 точки C и D разъединены и, таким образом резервуар A питает только C, а резервуар B — только D. Тогда, очевидно, получим

$$h_C'' = z_A - h_{w_1} = z_A - \frac{q_C^2 L_1}{K_1^2} = 55 - \frac{6^2 \cdot 1200}{9250} = 50{,}33\ \text{м},$$

$$h_D'' = z_B - h_{w_3} = z_B - \frac{q_D^2 L_3}{K_3^2} = 20 - \frac{28^2 \cdot 1400}{56200} = 0{,}50\ \text{м}.$$

Так как $h_c'' > h_D''$, то в питании D участвуют резервуары A и B. Называя расход участка CD — Q, получаем

$$Q = q_A - q_C \quad \text{и} \quad q_D = Q + q_B.$$

Скорости направлены по A — C — D и B — D.

Напишем теперь основные уравнения для трех участков AC, CD и DB

$$z_A - h_C = \frac{L_1(q_C + Q)^2}{K_1^2} \quad \dots\dots\dots\dots (1)$$

$$z_B - h_D = \frac{L_3(q_D - Q)^2}{K_3^2} \quad \dots\dots\dots\dots (2)$$

$$h_C - h_D = \frac{L_2 Q^2}{K_2^2} \quad \dots\dots\dots\dots (3)$$

Из этих трех уравнений можно определить три неизвестных: h_c, h_D и Q.

Складывая (1) и (3) и вычитая из полученной суммы (2), найдем

$$z_A - z_B = \frac{L(q_C + Q)^2}{K_1^2} + \frac{L_2 Q^2}{K_2^2} - \frac{L_3(q_D - Q)}{K_3^2};$$

подставляя численные значения, получим

$$55 - 20 = \frac{1200\,(6 + Q)^2}{9250} + \frac{1000\,Q^2}{24600} - \frac{1400\,(28 - Q)^2}{56200}$$

Или окончательно

$$Q^2 + 20{,}3\,Q - 342 = 0,$$

откуда

$$Q = 11{,}0 \text{ л/сек.}$$

Далее будем иметь

$$q_A = Q + q_C = 11 + 6 = 17 \text{ л/сек},$$

$$q_B = q_D - Q = 28 - 11 = 17 \text{ л/сек},$$

$$h_C = 55 - \frac{1200 \cdot 17^2}{9250} = 17{,}5 \text{ м},$$

$$h_D = 20 - \frac{1400 \cdot 17^2}{56200} = 12{,}8 \text{ м}.$$

Пьезометрическая линия: $A\ c_3,\ d_3\ B$.

3) $q_c = 32$ *л/сек;* $q_D = 9$ *л/сек.*

Опять предположим, что DB выключено вентилем b_1; тогда C и D должны питаться только резервуаром A и $q_B = 0$.

$$h_B' = z_A - \frac{L_1(q_C + q_D)^2}{K_1^2} - \frac{L_2\,q_D^2}{K_2^2} =$$

$$= 55 - \frac{1200(32+9)^2}{9290} - \frac{1000 \cdot 9^2}{24600} = -166{,}29 \text{ дм.}$$

Так как $h_D' < z_B$, то в питании D участвует и резервуар B. В этом случае надо выяснить, как. направлена скорость на участке CD, т. е. надо определить, питает ли резервуар B только D или D и C. Предположим, что фиктивным вентилем b_2 точки C и D разъединены и, таким образом, резервуар A питает только C, а резервуар B — только D. Тогда

$$h_C'' = z_A - \frac{L_1\,q_C^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1200 \cdot 32^2}{9250} = -77{,}6.$$

$$h_D'' = z_B - \frac{L_3\,q_D^2}{K_3^2} = 20 - \frac{1400 \cdot 9^2}{56200} = 17{,}96.$$

Так как $h_c'' < h_D$, то скорость на участке CD направлена по $D - C$, и, следовательно, A питает только C, *а* B питает и D, и C, т. е.

$$q_A = q_C - Q;\quad q_B = q_D + Q.$$

Далее напишем три уравнения

$$z_A - h_C = \frac{L_1(q_C - Q)^2}{K_1^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

$$z_B - h_D = \frac{L_3(q_D + Q)^2}{K_3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

$$h_D - h_C = \frac{L_2\,Q^2}{K_2^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Складывая (2) с (3) и вычитая сумму из (1), получаем

$$z_A - z_B = \frac{L_1\ (q_C - Q)^2}{K_1^2} - \frac{L_3\ (q_D + Q)^2}{K_3^2} - \frac{L_2\ Q^2}{K_2^2}$$

или

$$55 - 20 = \frac{1200\ (32 - Q)^2}{9250} - \frac{1400\ (9 + Q)^2}{56\,200} - \frac{1000\ Q^2}{24\,600}.$$

После всех упрощений будем иметь

$$Q^2 - 136\ Q + 1490 = 0,$$

откуда

$$Q = 12\ \text{л/сек}.$$

Далее получим

$$q_A = q_C - Q = 32 - 12 = 20\ \text{л/сек},$$

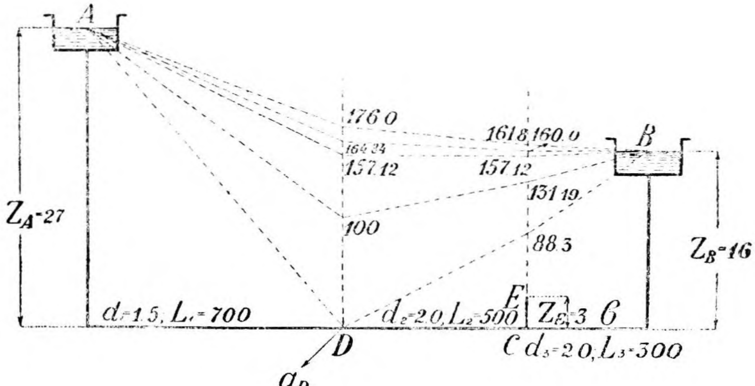
$$q_B = q_D + Q = 9 + 12 = 21\ \text{„}$$

$$h_C = z_A - h_{w_1} = z_A - \frac{L_1\ q_A^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1\,200 \cdot 20^2}{9\,250} = 3{,}1\ \text{м}$$

$$h_D = z_B - h_{w_2} = z_B - \frac{L_3\ q_B^2}{K_3^2} = 20 - \frac{1400 \cdot 21^2}{56200} = 9{,}0\ \text{м}.$$

Пьезометрическая линия: $Ac_4\ b_4\ B$.

Задача 134. Два резервуара *A* и *B* соединены трубопроводом *ADCB* с двумя точками потребления: в *D* имеется кран, живое сечение которого может изменяться, а в *C* — фонтанное сопло с неизменной площадью, диаметр



Черт. 204.

которого равен $1^1/_4$" коэффициент расхода сопла $\mu = 0{,}96$. Определить режим данной системы в зависимости от расхода в точке *D*. Размеры указаны ка черт. 204.

Прежде всего надо сказать, что для постоянного открытия сопла, при задании для данной системы одной какой-либо величины (какой-либо расход или давление), для определения остальных неизвестных может быть состав лено необходимое и достаточное число уравнений. Данная система представляет, так сказать, „систему с одной степенью свободы“.

1. Пусть кран D закрыт и, следовательно, $q_D = 0$; для определения режима необходимо выяснить прежде всего направление скорости в части трубопровода CB, т. е. надо определить, питает ли резервуар A и фонтан, *и* резервуар B или фонтан питается с двух сторон: со стороны A и со стороны B.

Вообразим, где-нибудь на части BC, фиктивный вентиль b, и пусть этот вентиль выключает резервуар B от остальной системы. Тогда q_B — 0, и резервуар A питает фонтан, т. е. $q_A = q_c$. Следовательно, теоретическая высота фонтана $q_т$ плюс потеря напора вдоль ADC должна равняться $z_A - z_g$, т. е.

$$h_{w_1} + h_{w_2} + h_т = z_A - z_E$$

или

$$q_A{}^2\left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2}{K_2{}^2}\right) + \frac{q^{C2}}{\mu^2\,\omega^2\,2g} = z_A - z_E.$$

Измеряя все в *дм*, получим

$$q_A^2\left(\frac{7000}{32100} + \frac{5000}{151000} + \frac{4^2\cdot 10^8}{0{,}96^2\cdot\pi^2\cdot 31{,}8^4\cdot 2\cdot 98{,}1}\right) = 270 - 30 \quad . \; . \; . \; (*)$$

приняв во внимание, что диаметр сопла $1^1/_4$" = 31,8 *мм*, и что площадь сопла

$$\omega = \frac{\pi\cdot 31{,}8^2}{4\cdot 10^4}\ дм^2.$$

Преобразовывая ур-ие (*), получим

$$q_A{}^2 = 213,$$

откуда

$$q_A = \sqrt{213} = 14{,}6\ л/сек.$$

Напор в точке C определится:

$$h_C' = z_A - (h_{w_1} + h_{w_2}) = z_A - q_A{}^2\left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2}{K_2{}^2}\right) =$$

$$= 270 - 14{,}6^2\left(\frac{7000}{32100} + \frac{5000}{151000}\right) = 216{,}6\ дм.$$

Так как $h_c' > z_B$, и в действительности вентиля нет, то, очевидно, только часть воды в C пойдет в сопло, другая же часть пойдет в резервуар B. Таким образом, A питает и C и B, т. е,

$$q_A = q_C + q_B,$$

и скорость в системе направлена по A — D — С—B.

Определив направление скоростей, можно определить и расходы.
Напишем основные уравнения:

$$h_{w_1} + h_{w_2} = q_A{}^2\left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2}{K_2{}^2}\right) = q_A{}^2\left(\frac{7000}{321000} + \frac{5000}{151000}\right) = 0{,}251\ q_A{}^2 \quad (1)$$

$$h_{w_3} = q_B^2 \frac{L_3}{K_3^2} = (q_A - q_C)^2 \frac{L_3}{K_3^2} = (q_A - q_C)^2 \frac{3000}{151000} = 0{,}0199\ (q_A - q_C)^2 \quad \ldots (2)$$

$$h_{\text{т}}\ ^{1)} = \frac{q^2{}_C}{\mu^2\ \omega^2\ 2\,g} = \frac{q_C^2 \cdot 4^2 \cdot 10^8}{0{,}96^2 \cdot \pi^2 \cdot 31{,}8^4 \cdot 2 \cdot 98{,}1} = 0{,}878\ q_C^2 \quad \ldots (3)$$

$$h_{w_1} + h_{w_2} = 240 - h_{\text{т}} \quad \ldots (4)$$

$$h_{w_3} = h_{\text{т}} - 130 \quad \ldots (5)$$

Складывая (1) со (2) и (4) с (5) и приравнивая правые части, получим

$$0{,}251\ q_A^2 + 0{,}199\ (q_A - q_C)^2 = 110 \quad \ldots (6)$$

Из (1) и (4) имеем

$$0{,}251\ q_A^2 = 240 - h_{\text{т}}.$$

Подставляя в это выражение значение $h_{\text{т}}$ из (3), получим

$$0{,}251\ q_A^2 = 240 - 0{,}878\ q_C^2.$$

Определив из этого уравнения q_r,

$$q_C = \sqrt{\frac{240 - 0{,}251\ q_A^2}{0{,}878}}, \quad \ldots (7)$$

подставим его значение в ур-ие (6). После всех преобразований будем иметь

$$q_A^4 - 790\ q_A^2 + 154\,400 = 0,$$

откуда

$$q_A = 20{,}77\ \text{л/сек.}$$

Из (7) найдем

$$q_C' = \sqrt{\frac{240 - 0{,}251 \cdot 20{,}77^2}{0{,}878}} = 12{,}25\ \text{л/сек}^{2)}.$$

Из ур-ия (3) определим

$$h_{\text{т}} = 0{,}878\ q_C'^2 = 0{,}878 \cdot 12{,}25^2 = 131{,}8\ \text{дм.}$$

Далее получим

$$q_B = q_A - q_C = 20{,}77 - 12{,}25 = 8{,}52\ \text{л/сек.}$$

$$q_C = q_C' = 12{,}25\ \text{л/сек.}$$

2. Начнем о т к р ы в а т ь кран в *D;* тогда $q_D \neq 0$.

а. Отметим п е р в у ю характерную точку: пусть $h_{\text{т}} = 130$ *дм.,* тогда

$$h_C = h_{\text{т}} + 30 = 130 + 30 = 160\ \text{дм.},$$

т. е. $h_c = z_B$ и следовательно, в части *BC* движения воды нет, т. е. $q_B = 0$; резервуар *A* в этом случае питает и С и А.

[1]) $h_{\text{Т}}$ отсчитывается от конца сопла.

[2]) Условимся части расходов q_c и q_B, притекающие из резервуара *A,* обозначать одним штрихом (*q'*), а из *B* — двумя штрихами (*q''*)

Будем иметь

$$q_C = q_C' = \mu\,\omega\sqrt{2\,g\,h_{\text{т}}} = 0{,}96\ \frac{\pi \cdot 31{,}8^2}{4 \cdot 10^4}\sqrt{2 \cdot 98{,}1 \cdot 130} = 12{,}15\ \text{л/сек}\ . \ . \ . \ (1)$$

$$h_{w_1} = q_A{}^2\,\frac{L_1}{K_1{}^2} = q_A{}^2\,\frac{7000}{32100} = 0{,}218\,q_A{}^2\ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (2)$$

$$h_{w_2} = q_C{}^2\,\frac{L_2}{K_2{}^2} = 12{,}15^2\,\frac{5000}{151000} = 4{,}89\ \text{дм}. \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (3)$$

$$h_{w_1} = 270 - 30 - 130 - h_{w_2} = 270 - 30 - 130 - 4{,}89 = 105{,}11\ \text{дм}. \ . \ . \ . \ (4)$$

Приравнивая правые части второго и четвертого уравнений, получим

$$0{,}218\ q_A{}^2 = 105{,}11,$$

откуда

$$q_A = \sqrt{\frac{105{,}11}{0{,}218}} = 21{,}95\ \text{л/сек}.$$

И далее

$$q_D = q_D' = q_A - q_C = 21{,}95 - 12{,}15 = 9{,}80\ \text{л/сек}.$$

$$q_B = q_D'' = q_C'' = 0.$$

b. Отметим *вторую* характерную точку: пусть $h_D = h_c$; в этом случае в части DC движения нет, и резервуар A питает только D, а резервуар B — фонтан C.

Имеем

$$130 = h_{\text{т}} + h_{w_3} = q_C{}^2\left(\frac{1}{2\,g\,\mu^2\,\omega^2} + \frac{L_3}{K_3{}^2}\right) = 0{,}898\,q_C{}^2,$$

откуда

$$q_C = \sqrt{\frac{130}{0{,}898}} = 12{,}02\ \text{л/сек}.$$

Определим давление к точке C и высоту $h_{\text{т}}$:

$$h_{\text{т}} = 130 - h_{w_3} = 130 - q_C{}^2\,\frac{L_3}{K_3{}^2} = 130 - 12{,}02^2\,\frac{3000}{151000} = 127{,}12\ \text{дм}.$$

$$h_C = 30 + h_{\text{т}} = 30 + 127{,}12 = 157{,}12\ \text{дм}.$$

Но

$$h_D = h_C = 157{,}12,$$

а поэтому

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_C - h_C)\,K_1{}^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(270 - 157{,}12)\ 32100}{7000}} = 22{,}7\ \text{л/сек}.$$

Итак, имеем

$$q_C' = q_D'' = 0;\ q_B = q_C'' = q_C = 12{,}02\ \ q_D = q_D' = q_A = 22{,}7.$$

c. Отметим *третью* характерную точку: пусть давление в D равно нулю, т. е. $h_D = 0$. В **этом** случае фонтан питается только резервуаром B, а D питается с двух сторон; при этом, конечно, мы предполагаем, что фонтан работает, для чего необходимо, чтобы $h_c > 30$ *дм*. Мы определим все интересующие нас расходы и давление в С; если последнее окажется больше 30 *дм,* то сделанное нами предположение о наличии фонтанной струи правильно; если давление в C будет меньше 30 *дм,* то резервуары A и B питают только D, и придется составить новую систему уравнений.

Расход резервуара A определяется так:

$$q_A = \sqrt{\frac{z_A K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{270 \cdot 32\,100}{7000}} = 35{,}2 \text{ л/сек.}$$

Напишем теперь систему основных уравнений

$$h_{w_3} = (q_C + q_D'')^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 0{,}0199 \ (q_C + q_D'')^2 \ldots \ldots \quad (1)$$

$$h_{w2} = q_D''^2 \frac{L^2}{K_2^2} = 0{,}0331 \ q_D''^2 \ldots \ldots \quad (2)$$

$$h_T = 0{,}878 \ q_C^2 \ldots \ldots \quad (3)$$

$$130 - h_{w_3} = h_T \ldots \ldots \quad (4)$$

$$h_T + 30 = h_{w_2} \ldots \ldots \quad (5)$$

Решая эту систему так же, как и в случае первом, после преобразований, получим

$$q_D''^4 - 6070 \ \ q_D''^2 + 9\,100\,000 = 0,$$

откуда определим

$$q_D'' = 51{,}6 \text{ л/сек.}$$

Далее получим

$$q_C = 8{,}15; \ h_T = 58{,}2; \ q_D' = q_A = 35{,}2;$$

$$q_D = q_D' + q_D'' = 86{,}8; \ q_C' = 0; \ q_C'' = q_C = 8{,}15.$$

Давление в точке C будет

$$h_C = h_T + 30 = 58{,}3 + 30 = 88{,}3 \text{ дм.}$$

Так как h_c получилось больше 30 *дм,* то написанная нами система уравнений правильна. Надо отметить, что в этом случае, при $h_D = 0$, расход q_D. достигает своего maximum'a.

Если бы оказалось, что полученное h_c меньше 30 *дм,* то сделанное нами предположение в начале этого параграфа о работе фонтана неправильно: следовательно, в этом случае резервуары A и B питают только $D,$ т. е. $q_в = q_c' = q_c'' = 0$. Система уравнений несколько упростилась бы

$$h_{w_3} = q''_D{}^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 0{,}0199 \ q''_D{}^2$$

$$q_{w_2} = q''_D{}^2 \frac{L_3}{K_2^2} = 0{,}0331 \ \ q''_D{}^2$$

$$160 = h_{w_2} + h_{w_3}.$$

Из этих трех уравнений могут быть определены три неизвестных величины qD'', h_{w2} и hw_3.

d. Найдем одну промежуточную точку при $157{,}12 > h_D > 0$. В этом случае фонтан питается только резервуаром B, а D питают оба резервуара, т. е.

$$q_C' = 0; \quad q_D = q_A + (q_B - q_C'').$$

Пусть $h_D = 100$ *дм*, тогда $h_{w3} = 270—100=170$ *дм*, и расход резервуара A

$$q_A = q'_D = K_1 \sqrt{\frac{170}{7000}} = 27{,}9 \text{ л/сек.}$$

Напишем систему основных уравнений

$$h_{w_3} = \frac{(q_C'' + q_D'')^2 L_3}{K_3^2} = 0{,}0199 \ (q_C'' + q_D'')^2 \ldots \ldots \quad (1)$$

$$h_{w_2} = q_D''^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 0{,}0331 \ q_D''^2 \ldots \ldots \quad (2)$$

$$h_T = 0{,}878 \ q_C''^2 \ldots \ldots \quad (3)$$

$$130 - h_{w_3} = h_T \ldots \ldots \quad (4)$$

$$h_T - 70 = h_{w_2} \ldots \ldots \quad (5)$$

Решая эту систему уравнений так же, как и в предыдущих случаях, получим

$$q_D''^4 - 2220 \ q_D''^2 + 1\,169\,000 = 0,$$

откуда

$$q_D'' = 29{,}2 \text{ л/сек.}$$

Далее будем иметь

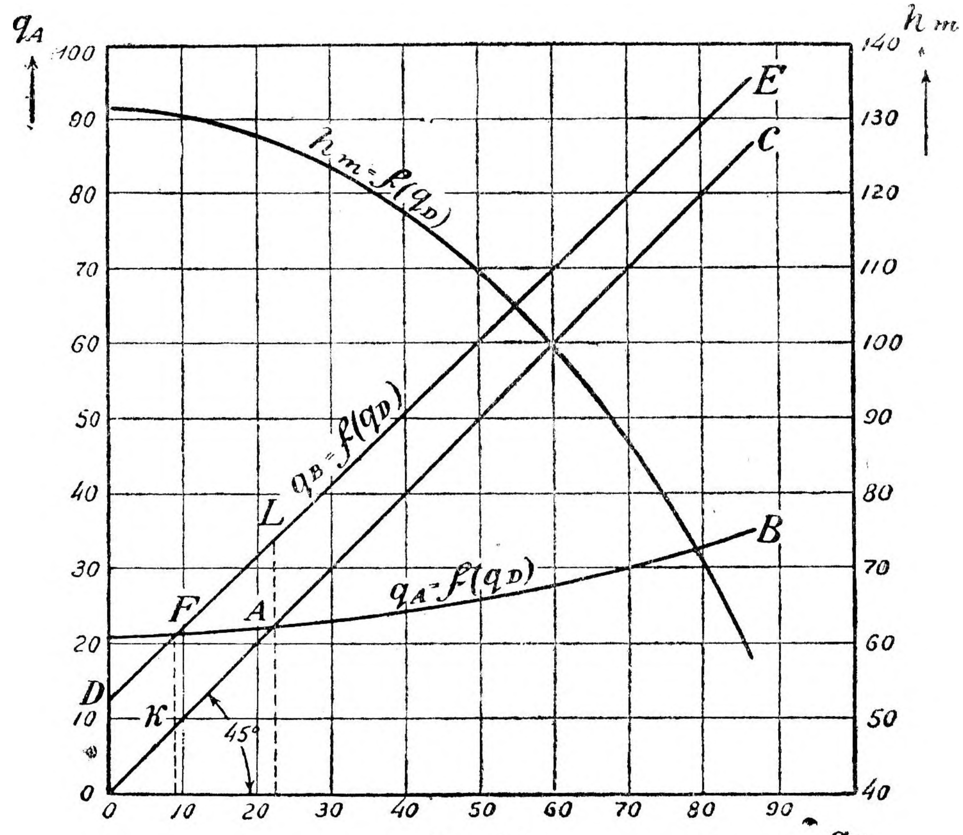
$$q_C'' = 10{,}77; \ h_T = 101{,}9; \ q_D = q_D' + q_D'' = 27{,}9 + 29{,}2 = 57{,}1;$$

$$q_B = q_C'' + q_D'' = 10{,}77 + 29{,}20 = 39{,}97.$$

Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривые (черт. 205).

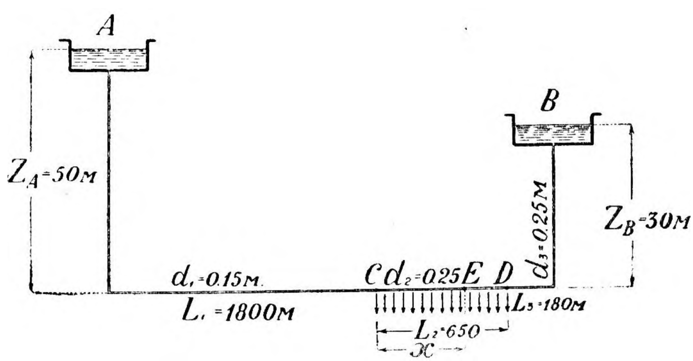
q_A	q_B	b_D'	q_D''	q_D	q_C'	q_C''	q_C	h_T
20,77	8,52	0	0	0	12,25	0	12,25	131,80
21,95	0	9,80	0	9,80	12,15	0	12,15	130.00
22,70	12,02	22,70	0	22,70	0	12,02	12,02	127,12
27.90	39,97	27,90	29,20	57,10	0	10,77	10,77	101,90
35,20	59,75	35,20	51,60	86,80	0	8,15	8,15	58,30

Отложим по оси x-ов расход q_D, а по оси y-ов — q_A, q_D и h_T. От кривой q_4 отложим значения q_B: вверх — когда резервуар B сам расходует, и вниз—когда его питает резервуар A. Проведем затем прямую изначала координат под углом 45° к оси x-ов; очевидно, эта прямая будет „кривой“ q_D причем на части ее OA, D питается только резервуаром A, а дальше, вдоль



Черт. 205.

AC, D питают и A и B. Ординаты AB дают q_D', а разность ординат AC и AB дает q_D''. Разность ординат DE и OC дает q_c. Вдоль DF фонтан питается только резервуаром A, вдоль FL его питают A и B, причем разность ординат FA и KA дает q_c', а разность ординат FL и FA—q_c''. Дальше вдоль LE — C питается только резервуаром B. Вдоль DF—A питает B, вдоль FI—B совместно с A питают С и дальше вдоль LE—B питают полностью C и частично — D.



Черт 206.

Задача 135. Резервуары A и B соединены трубопроводом A—C—D—B. Вдоль C—D имеется непрерывный равномерный расход q_r. Определить режим данной системы в зависимости от расхода q_r. Размеры приведены на черт. 206.

В часы малого потребления вдоль C — D резервуар A питает и участок C — D и резервуар B; в часы же большого потребления участок $C—D$ питают оба резервуара. Таким образом, данная система представляет систему с уравнительными резервуарами.

1. Пусть $q_r = 0$; тогда резервуар A питает только B, т.-е.

$$q_A = q_B.$$

Напишем основное уравнение

$$z_A - z_B = q_A{}^2 \left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2 + L_3}{K_2{}^2}\right)$$

или

$$50 - 30 = q_A{}^2 \left(\frac{1800}{24600} + \frac{650 + 180}{374000}\right) = 0{,}0754\, q_A{}^2$$ [1]),

откуда

$$q_A = \sqrt{\frac{50—30}{0{,}0754}} = 16{,}3 \text{ л/сек.}$$

Давление в C определится

$$h_C = z_A - h_{w_1} = z_A - q_A{}^2 \frac{L_1}{K_1{}^2} = 50 - 16{,}3^2 \frac{1800}{24600} = 30{,}6 \text{ м.}$$

2. Пусть $h_D = z_B$. Это состояние назовем „критическим“, и все величины, относящиеся к этому состоянию, будем обозначать индексом „$кр$“

В этом случае в резервуар B ничего не поступает, но и сам он ничего не расходует, т. е. $q_B = 0$. Весь расход A тратится вдоль $C—D$, т. е. $q_A = q_r$.

Напишем для нашего случая формулу (1) задачи 126

$$z_A - h_D = z_A - z_B = q_{r_{кр}}^2 \left(\frac{L_1}{K_1{}^2} + \frac{L_2}{3K_2{}^2}\right).$$

Подставляя численные значения, получим

$$50 - 30 = q_{r_{кр}}^2 \left(\frac{1800}{24600} + \frac{650}{3 \cdot 374000}\right) = 0{,}0738\, q_{r_{кр}}^2,$$

откуда

$$q_{r_{кр}} = \sqrt{\frac{20}{0{,}0738}} = 16{,}45 \text{ л/сек.}$$

Критическое состояние разделяет весь режим на две части: при $q_r < q_{rкр}$ $C—D$ питается одним резервуаром A, при $q_r > q_{rкр}$ $C—D$ питается двумя резервуарами. Существует точка раздела E: $C—E$ питается резервуаром A, $E—D$ — резервуаром B. При увеличении q_r точка E перемещается влево, и давление h_E падает. При некотором q_{r0} давление $h_E = 0$. При дальнейшем увеличении q_r из точки E пойдут вправо и влево две точки E' и E''. Давление в любой точке части E' — E'' равно нулю. Часть С — E'' питается резервуаром A, а часть D — E'' — резервуаром B; часть же E' — E'' ничего не расходует. Таким образом, при $q_r < q_{r0}$ участок $C—D$ питается целиком,

[1]) Потери напора учтены по Маннингу.

при $q_r > q_{r0}$ только часть участка $C — D$ питается целиком, при $q_r > q_{r0}$ только часть участка $C — D$ получает питание. С увеличением q_r точка E' перемещается влево, а E'' — вправо, т. е. часть участка $C — D$, питающаяся водой, уменьшается.

3. Исследуем питание $C — D$ двумя резервуарами.

Непрерывный расход части $C — E$:

$$q_A = q_r' = K_1 = \sqrt{\frac{z_A - h_B}{L_1}}\ ^{1)}$$

Давление в точке E

$$h_E = h_C - \frac{xq_r'^2}{3K_2^2} = h_C - \frac{xK_1^2(z_A - h_C)}{3K_2^2 L_1}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

где через x обозначено расстояние CE.

Непрерывный расход части ED:

$$q_B = q_r'' = \frac{q_r'(L_2 - x)}{x}.$$

Давление в точке E будет, принимая во внимание, что $K_2 = K_3$,

$$h_E = z_B - \frac{q_r''^2 L_3}{K_3^2} - \frac{q_r''^2(L_2 - x)}{3K_2^2} = z_B - \frac{q_r''^2}{3K_2^2}(3L_3 + L_2 - x) =$$

$$= z_B - \frac{K_1^2(z_A - h_C)(L_2 - x)^2(3L_3 + L_2 - x)}{3L_1 x^2 K_2^2} \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

Приравнивая правые части ур-ий (1) и (2), получим

$$h_C - \frac{xK_1^2(z_A - h_C)}{3K_2^2 L_1} = z_B - \frac{K_1^2(z_A - h_C)(L_2 - x)^2(3L_3 + L_2 - x)}{3L_1 x^2 K_2^2}$$

или

$$\frac{h_C - z_B}{z_A - h_C} = \frac{K_1^2[x^3 - (L_2 - x)^2(3L_3 + L_2 - x)]}{3L_1 x^2 K_2^2} = A,$$

откуда

$$h_C = \frac{Az_A + z_B}{A + 1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

Задавая различные x, по этому уравнению можно определить им соответствующие h_c, причем все эти формулы имеют место лишь до тех пор,, пока $h_c \geq 0$.

Величину A вычислим:

$$A = \frac{24600\ [x^3 - (650 - x)^2(3 \cdot 180 + 650 - x)]}{3 \cdot 1800 \cdot 274000\ x^2} =$$

$$= \frac{x^3 - (650 - x)^2(1190 - x)}{82100\, x^2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

[1]) Часть расхода q_r, поступающую из резервуара A, будем обозначать одним штрихом (q_r'), а часть, поступающую из B, — двумя штрихами (q_r'').

Итак, задаемся различными значениями x и вычисляем по ур-ию (4) значения A (табл. 1); далее по ур-ию (3) определяем h_c и, наконец, по ур-ию (1) находим h_E. Значению x = 50 соответствует значение h_c = 70, не имеющее смысла. В интервале $50 < x < 150$ и соответственно $— 0,139 > A > — 1,998$, h_C быстро изменяется. Из ур-ия (3) следует, что при A = — 1 функция h_C претерпевает разрыв непрерывности, переходя от $+\infty$ к $-\infty$. Для определения x, которому соответствует $h_E = 0$, задаемся значениями $x < 100$ и > 70 (см. таблицу 2).

ТАБЛИЦА 1.

x	A	h_C	h_E
550	—0,00645	30,13	29,99
450	—0,00370	30,05	29,95
350	—0,00326	29,93	29,84
250	—0,02630	29,48	29,42
150	—0,13900	26,78	26,70
50	—1,99800	70,00	70,07

ТАБЛИЦА 2.

x	A	h_C	h_E
100	— 0,381	+ 16,98	+ 16,96
90	— 0,494	+ 10,47	+ 10,46
80	— 0'652	— 6,03	— 6,05
70	— 0,868	— 101,40	— 101,49
60	— 1,327	+ 111,4	+ 111,45

По данным этой таблицы построим кривую (черт. 207), из которой находим, что x = 82 соответствует $А_л$, = 0.

Теперь для значений $82 < x < 550$ вычислим q_A по формуле

$$q_A = q_r' = K_1 \sqrt{\frac{z_A - h_C}{L_1}} = 157 \sqrt{\frac{50 - h_C}{1800}}.$$

Далее вычислим q_B по формуле

$$q_B = q_r'' = \frac{(L_2 - x)\, q_r'}{x} = \frac{(650 - x)\, q_r'}{x}.$$

И, наконец,

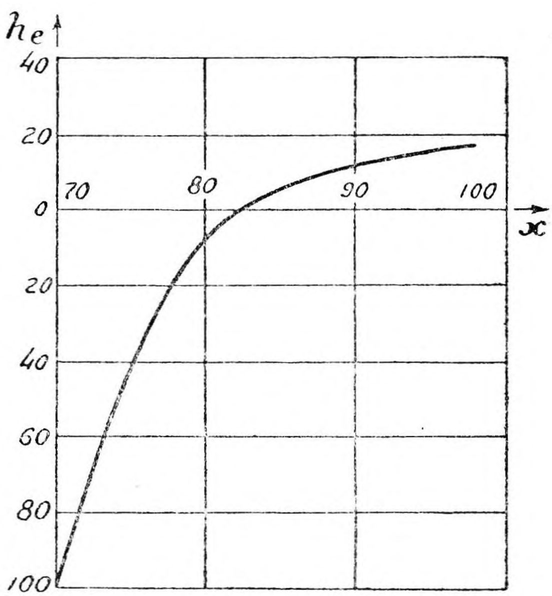
$$q_r = q_r' + q_r''.$$

Результаты вычислений для трех случаев соберем в таблицу 3. (см. следующую страницу).

4. В предыдущем случае наибольший расход, приходящийся на единицу длины, составлял

$$q = \frac{q_r}{L_2} = \frac{199}{650} = 0,306 \text{ л/сек}$$

на пог. метр.



Черт. 207.

ТАБЛИЦА 3.

$q_r' = q_A$	16,3	16,45	16,50	16,55	16,60	16,75	17,85	19,14	21,38	23,8	26,0
$q_r'' = q_B$	16,3	0	3,00	7,35	14,23	26,80	59,60	84,50	117,60	148,4	173,0
q_r	0	16,45	19,50	23,90	30,83	43,55	77,35	103,64	138,98	171,8	199,0
x	0	650	550	450	350	250	150	120	100	90	82

Начнем еще увеличивать q до возможного maximum'a. Как указывалось выше, из точки E (соответствующей $x = 82$) пойдут вправо и влево две точки E' и E'', причем $h_{E'} = h_{E''} = 0$ и давление в любой точке участка E'—E'' равно 0. Вычисления начнем с правой части, питаемой резервуаром B. Рас стояние C—E'' обозначим через x'' и напишем основное уравнение

$$z_B = q_r''^2 \left(\frac{L_3}{K_3^2} + \frac{L_2 - x''}{3K_2^2}\right)$$

или

$$30 = q_r''^2 \left(\frac{180}{374000} + \frac{650 - x''}{3 \cdot 374000}\right),$$

откуда

$$q_r'' = \sqrt{\frac{30 \cdot 3 \cdot 374000}{1190 - x''}} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (5')$$

Расход, приходящийся ка единицу длины, будет

$$q = \frac{q_r''}{L_2 - x''} = \frac{q_r''}{650 - x''} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (60$$

Обозначим C — E через x. Расход левой части C — E

$$q_r' = qx' = \frac{q_r'' \ x'}{650 - x''} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (7)$$

Напишем основное уравнение для части C—E':

$$z_A = q_r'^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{x'}{3K_2^2}\right) = \frac{q_r''^2 \ x'^2}{(650 - x'')^2}\left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{x'}{3K_2^2}\right)$$

или же

$$50 = \frac{q_r''^2 x'^2}{(650 - x'')^2}\left(\frac{1800}{24600} + \frac{x'}{3 \cdot 374000}\right) \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (8')$$

Это выражение справедливо лишь при x ≤ 82. При $x = 82$ первый член в квадратной скобке ур-ия (8') в 1000 слишком раз больше второго; при $x < 85$ отношение первого члена ко второму будет еще больше, а потому без значительной погрешности (с уменьшением x погрешность уменьшается; вторым членом можно пренебречь, и тогда мы получим

$$50 = \frac{q_r''^2 \ x'^2}{(650 - x'')^2} \ \frac{1800}{24600},$$

откуда

$$x' = \frac{650 - x''}{q_r''}\sqrt{\frac{50 \cdot 24600}{1800}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9')$$

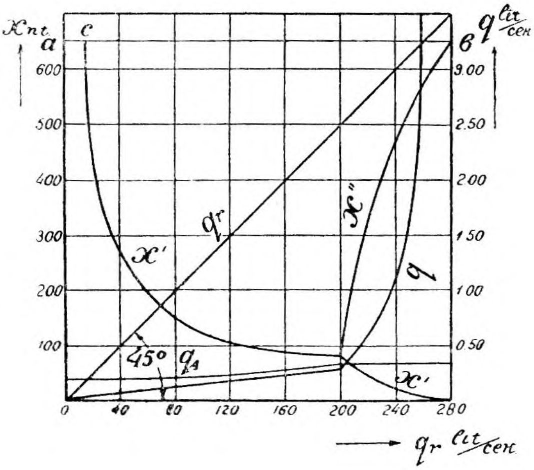
Задаваясь различными значениями x'' (x'' = 250; 450; 550) мы по ур-ию (5'') определим q_r'' из ур-ия (9') найдем x; далее из (7') — q_r' и, наконец, из (6') — q и $q_r = q_r' + q_r''$. При x'' = = 650 по выражению (7') для q_r' мы получаем неопределенное выражение. В этом случае q_r' может быть найдено непосредственно; так как весь расход при этом потребляется одной точкой C, то

$$q_r' = \sqrt{\frac{z_A^{m} K_1^2}{L_1}} =$$

$$= \sqrt{\frac{24600 \cdot 40}{1800}} = 26{,}2 \text{ л/сек.}$$

В этом случае, очевидно, $q = \infty$, и расход всей системы достигает maximunr'a.

Результаты вычислений четвертого случая соберем в таблицу 4.



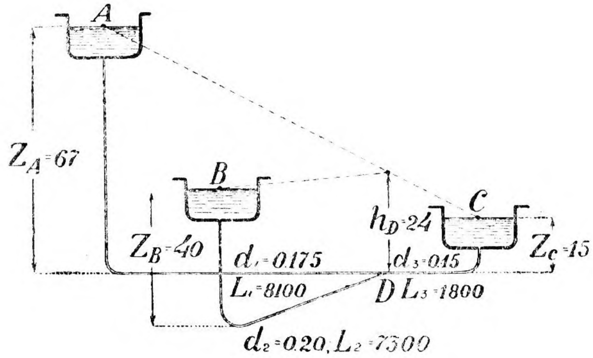
Черт. 208.

Теперь по данным таблиц 3 и 4 построим кривые (черт. 208). По оси x-ов отложим q_r, а по оси y-ов $q_A = q_r'$. Проведем прямую под углом 45° к оси x-ов, ординаты которой суть q_r, а разность ординат кривой q_A и прямой q_r даст расход q_B. Влево от точки пересечения кривой q_A и прямой q_r резервуар A питает резервуар B, вправо же — резервуар B сам начинает питать C—D. Кривая **x** строится следующим образом: на расстоянии 650 *м* от начала координат проведем прямую ab параллельную оси x-ов. Для значений $q_r \leq$ 16,45 C—D целиком питается резервуаром A; этсй части режима соответствует часть ac проведенной прямой. При увеличении q_r, часть C—D — x' питается резервуаром A, а другая часть (L_2 — x')— резервуаром B. Построим кривую x' для значений 16,45 ≤s $q_r \leq$ 199. Разность ординат прямой ab и кривой x' дает значения x''. Для значений $q_r > 199$ построим кривую x' и кривую x''. Разность ординат кривых x' и x'' дает значения E — E'', а разность ординат прямой и кривой x'' дает значения D — E''. Построим еще кривую q: для значений $0 \leq q_r \leq 199$ эта кривая обращается в прямую, которая может быть построена по двум точкам: при $q_r = 0$, $q = 0$; при $q_r = 199$, $q = 0{,}306$. Для значений $q_r > 199$ кривую q построим по данным таблицы 4.

ТАБЛИЦА 4.

x''	$q_r'' = q_B$	q	x'	$q_r' = q_A$	q_r
250	189,00	0,473	55,3	26,10	215,10
450	213,32	1,066	24,5	26,13	239,45
550	229,30	2,290	11,4	26,14	255,44
650	250,00	∞	0	26,20	276,20

Задача 136. Три резервуара *A, B* и *C* соединены трубами *AD, BD* и *CD*. Давление в точке *D* — $h_D = 24$ *м*. Определить расходы всех трех резервуаров и точки *D*. Размеры указаны на черт. 209.



Черт. 209.

Так как $z_A = 67 > h_D$, $Z_B = 40 > h_D$ и $z_c = 15 < h_D$, то скорости направлены по *AD, BD* и *DC,* т. е., резервуары *A* и *B* питают и В и *C*.

Таким образом,

$$q_A + q_B = q_C + q_D.$$

Напишем основные уравнения, из которых и определим требуемые расходы (потери напора исчислены по Куттеру)

$$q_A = \sqrt{\frac{K_1^2\ (z_A - h_D)}{L_1}} = \sqrt{\frac{52530\ (67 - 24)}{8100}} = 16{,}7 \text{ л/сек},$$

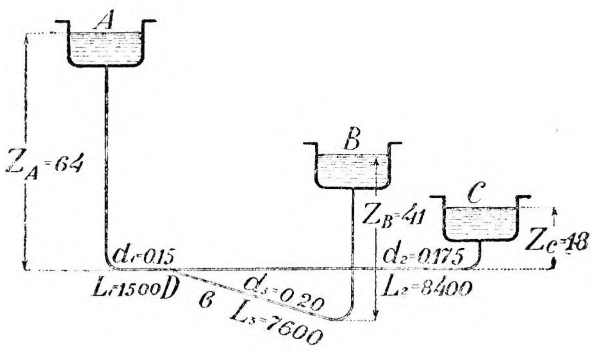
$$q_B = \sqrt{\frac{K_2^2\ (z_B - h_D)}{L_2}} = \sqrt{\frac{110030\,(40 - 24)}{7300}} = 14{,}5 \quad „$$

$$q_C = \sqrt{\frac{K_3^2\ (h_D - z_C)}{L_3}} = \sqrt{\frac{22310\ (24 - 15)}{1800}} = 10{,}5 \quad „$$

и, следовательно,

$$q_D = q_A + q_B - q_C = 16{,}7 + 15{,}5 - 10{,}5 = 21{,}7 \text{ л/сек}.$$

Задача 137. Три резервуара *A, B* и *C* соединены трубопроводами *AD, BD* и *CD*. Определить режим данной системы в связи с изменением расхода в точке *D* от 0 до возможного maximum'a. Размеры указаны ка черт. 210.



Черт. 210.

1. Пусть расход в точке *D* — $q_D = 0$. Предположим, что фиктивным вентилем *b* резервуар *B* выключен; тогда вода из резервуара *A* будет перетекать в С, т. е. $q_A = q_c$.

Определим в этом случае расход q_A

$$q_A = \sqrt{\frac{z_A - z_C}{\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2}}} = \sqrt{\frac{64 - 18}{\frac{1500}{18800} + \frac{8400}{43300}}} = 12{,}96 \text{ л/сек } [1])$$

[1]) Потери напора приняты по Маннингу.

Давление в точке D определится:

$$h_D' = z_A - h_{w_1} = z_A - q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 64 - 12{,}96^2 \frac{1500}{18800} = 50{,}6 \text{ м}.$$

Так как h_D' получилось больше z_B, то при отсутствии в действительности вентиля b вода из D поедет частью C и частью в B. Таким образом, скорости направлены по ADC и ADB.

Для определения действительных расходов напишем систему основных уравнений:

$$h_D - z_C = q_C^2 \frac{L_2}{K_2^2}, \quad \ldots \ldots \ldots (1)$$

$$h_D - z_B = q_B^2 \frac{L_3}{K_3^2}, \quad \ldots \ldots \ldots (2)$$

$$z_A - h_D = q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = (q_B + q_C)^2 \frac{L_1}{K_1^2} \quad \ldots \ldots \ldots (3)$$

Из этих трех уравнений могут быть определены три неизвестные: q_A,
q_B и h_D.

Определив из ур-ия (1) — q_c из ур-ия (2) — q_B и полученные значения q_c и q_B подставив в ур-ние (3), будем иметь

$$z_A - h_D = \frac{\left[\sqrt{\dfrac{(h_D - z_C)\, K_2^2}{L_2}} + \sqrt{\dfrac{(h_D - z_B)\, K_3^2}{L_3}}\right]^2 L_1}{K_1^2}$$

или

$$64 - h_D = \frac{\left[\sqrt{\dfrac{(h_D - 18)\ 43300}{8400}} + \sqrt{\dfrac{(h_D - 41)\ 88200}{7600}}\right]^2 1500}{18800}$$

После всех преобразований получим

$$h_D^2 - 106{,}9\ h_D + 2751 = 0,$$

откуда

$$h_D = 43 \text{ м}$$

и далее

$$q_C = \sqrt{\frac{(h_C - z_C)\ K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(43 - 18)\ 43300}{8400}} = 11{,}35 \text{ л/сек},$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(h_D - z_B)\ K_3^2}{L_3}} = \sqrt{\frac{(43 - 41)\ 88200}{7600}} = 4{,}82 \quad \text{„}$$

$$q_A = q_B + q_C = 4{,}82 + 11{,}35 = 16{,}17 \text{ л/сек}.$$

2. Пусть теперь $q_D \neq 0$. Тогда $h_D < 43$ *м*. Для определения режима будем задаваться различными значениями h_D : $0 \leq h_D < 43$.

Отметим две критические точки: $h_D = h_B$ и $h_D = h_c$. При изменении h_D от 43 *м* до 41 *м* резервуар A питает D, B и C; скорости направлены так же, как и в первом случае, т. е. по ADC и ADB. При $h_D = h_B = 41$ *м* скорость в трубопроводе DB равна 0; следовательно, $q_B = 0$, и резервуар A питает D и C.

Расходы определяются следующим образом

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_D)\ K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(64-41)\ 18800}{1500}} = 16{,}99\ \text{л/сек},$$

$$q_C = \sqrt{\frac{(h_D - z_C)\ K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(41-18)\ 43300}{8400}} = 10{,}89 \quad ,,$$

$$q_D = q_A - q_C = 16{,}99 - 10{,}89 = 6{,}10\ \text{л/сек}.$$

Теперь будем изменять h_D от 41 до 18 *м*. При этом, очевидно, резервуары A и B питают и D и C; скорости направлены по ADC и BDC.

Задаваясь различными значениями h_D (h_D = 40, 30, 20 и 18 *м*), определим соответствующие расходы q_A, q_B, q_c и q_D.

При $h_D = 40$ получаем

$$q_A = \sqrt{\frac{(64-40)\ 18800}{1500}} = 17{,}34\ \text{л/сек},$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(41-40)\ 88200}{7600}} = 3{,}41 \quad ,,$$

$$q_C = \sqrt{\frac{(40-18)\ 43300}{8400}} = 10{,}65 \quad ,,$$

$$q_D = q_A + q_B - q_C = 17{,}34 + 3{,}41 - 10{,}65 = 10{,}10\ \text{л/сек}.$$

При дальнейшем уменьшении h_D от 18 до 0 все три резервуара питают D, т. е. скорости направлены по AD, BD и CD. Задаваясь значениями $h_D =$ = 10 и 0, определим расходы по следующим формулам

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_D)\ K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(64-10)\ 18800}{1500}} = 26{,}00\ \text{л/сек},$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(z_B - h_D)\ K_3^2}{L_3}} = \sqrt{\frac{(41-10)\ 88200}{7600}} = 18{,}98 \quad ,,$$

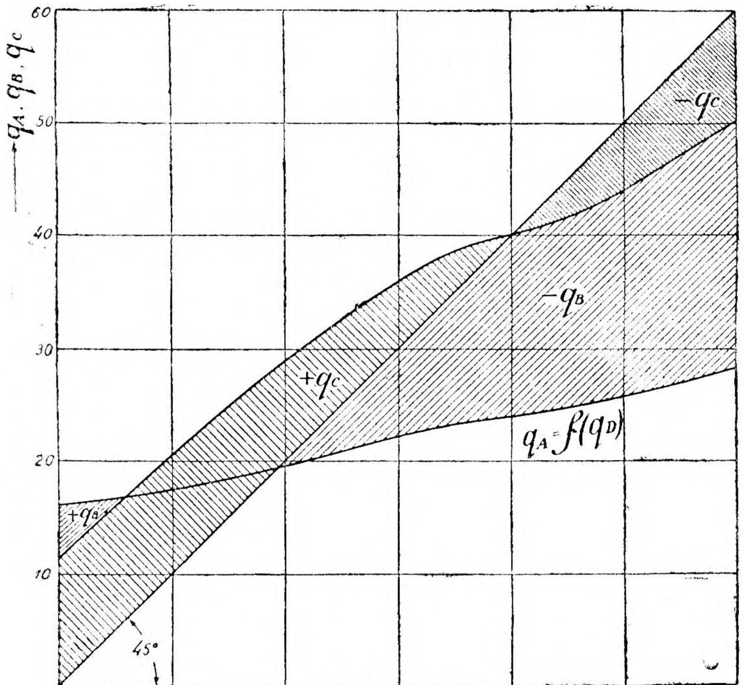
$$q_C = \sqrt{\frac{(z_B - h_D)\ K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(18-10)\ 43300}{8400}} = 6{,}42 \quad ,,$$

$$q_D = q_A + q_B + q_C = 26{,}00 + 18{,}98 + 6{,}42 = 51{,}40 \quad ,,$$

Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривые (черт. 211): по оси x-ов будем откладывать расходы q_D, а по оси y-ов — q_A и от последней кривой отложим значения q_B. Затем проведем прямую под углом 45° к оси x-ов, которая, очевидно, является „кривой" q_D. Разность ординат q_B и q_D даст расход q_c. В пределах $0 < q_D < 6{,}10$ резервуар A

h_D	43	41	40	30	20	18	10	0
q_A	16,17	16,99	17,34	20,60	23,47	24,00	26,00	28,30
q_B	4,82	0	3,41	11,30	15,62	16,35	18,98	21,80
q_C	11,35	10,89	10,65	7,85	3.21	0	6,42	9,61
q_D	0	6,10	10,10	24,05	35,88	40,35	51,40	59,71

питает резервуары *B* и *C* и точку потребления *D*. Далее, от значений q_D = 6,10 до 40,35, резервуары *A* и *B* питают и резервуар *C* и точку потребления *D*. Для значений q_D > 40,35 все три резервуара питают точку потребления *D*.



Черт. 211.

Задача 138. Определить диаметр *d* трубопровода *AB*, пропускающего расход *Q* = 800 *л/сек*, если длина трубопровода *L* = 900 *м* и напор h_A = 58 *м*.

Необходимая пропускная способность трубопровода

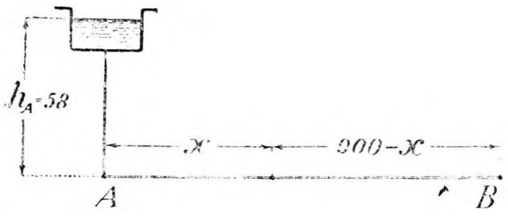
$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = Q\sqrt{\frac{L}{h_A}} = 800\sqrt{\frac{900}{58}} = 3150 \text{ л/сек.}$$

Теперь по таблице пропускных способностей (по Куттеру) находим, что ближайшей большей пропускной способностью обладает труба диаметром *d* = 0,5 *м*, для которой *K* = 4067 *л/сек*.

При заданном напоре эта труба пропустит расход

$$Q = K\sqrt{i} = 4067\sqrt{\frac{58}{900}} = 1031 \text{ л/сек.}$$

Таким образом, мы видим, что расход нашего трубопровода при $d = 0{,}5$ *м* больше заданного. Если это по условиям задания допустимо, то останавливаемся окончательно на диаметре $d = 0{,}5$ *м*. Если же необходимо иметь расход, точно равный 800 *л/сек,* то трубопровод нужно сделать составленным из двух последовательно соединенных труб: диаметр первой трубы нужно взять равным 0,5 *м,* а диаметр второй — ближайшим меньшим 0,5 *м,* т. е. по таблице равным 0,45 *м* (черт. 212).



Черт. 212.

Длины труб определим следующим образом. Обозначим длину первой трубы через x, тогда длина второй трубы, будет $L - x$. Для этой системы напишем основное уравнение

$$\frac{Q^2 x}{K_1^2} + \frac{Q^2 (L - x)}{K_2^2} = h_A$$

или

$$\frac{800^2 x}{16{,}54 \cdot 10^6} + \frac{800^2 (900 - x)}{9{,}343 \cdot 10^6} = 58 \cdot$$

После соответствующих преобразований получим

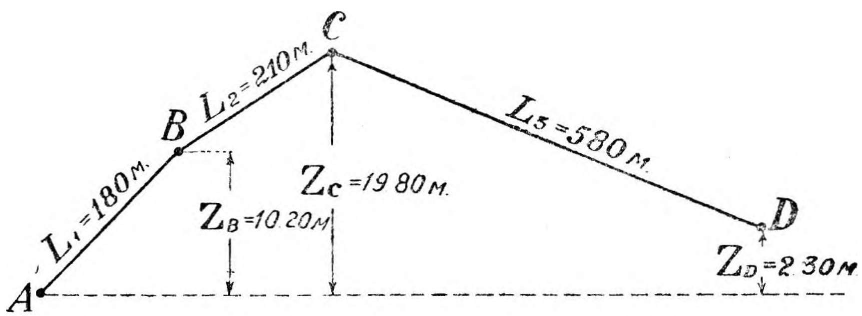
$$0{,}03\, x = 3{,}6,$$

откуда

$$x = 120 \text{ м.}$$

Длина же второй трубы (диаметр $d = 0{,}45$ *м*) должна быть

$$L - x = 900 - 120 = 780 \text{ м.}$$



Черт. 213.

Задача 139. Дан трубопровод, состоящий из трех прямолинейных участков AB, BC и CD. Диаметр трубопровода $d = 0{,}225$ *м*. Длина участков: $L_1 = 180$ *м*, $L_2 = 210$ *м* и $L_3 = 580$ *м*. Отметки точек: $z_A = 0$, $z_B = 10{,}2$ *м*, $z_c = 19{,}8$ *м*, и $z_D = 2{,}30$ *м*. Определить необходимый капор в начале трубопровода h_A, для того чтобы пропустить Q = 60 *л/сек* к 9 = 40 *л/сек* при давлении в конце трубопровода y_D = 5 *м,* с тем, однако, чтобы вакуум нигде не превосходил 7 *м* водяного столба (черт. 213).

1) Q = 60 *л/сек*.

Прежде всего определим потери вдоль отдельных участков трубопровода (по Маннингу)

$$h_{w_1} = Q^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 60^2 \frac{180}{213000} = 3{,}04 \text{ м},$$

$$h_{w_2} = Q^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 60^2 \frac{210}{213000} = 3{,}55 \text{ м},$$

$$h_{w_3} = Q^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 60^2 \frac{580}{213000} = 9{,}79 \text{ м}.$$

Тогда будем иметь

напор в точке $D: h_D = z_D + y_D = 2{,}3 + 5{,}0 = 7{,}3$ *м*,

„ „ „ $C: h_C = h_D + h_{w_3} = 7{,}3 + 9{,}79 = 17{,}09$ *м*,

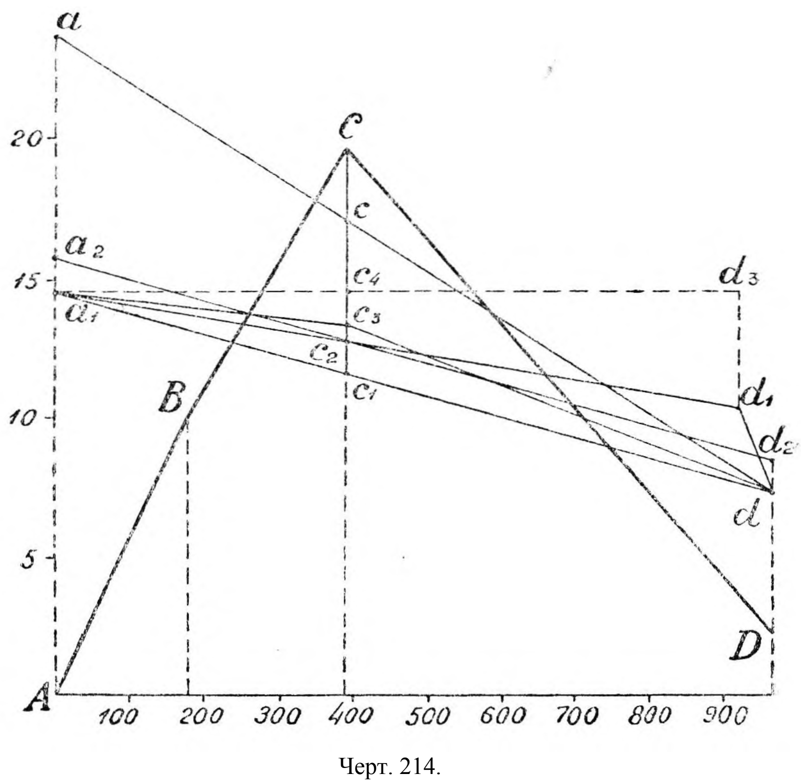
„ „ „ $B: h_B = h_C + h_{w_2} = 17{,}09 + 3{,}55 = 20{,}64$ *м*,

„ „ „ $A: h_A = h_B + h_{w_1} = 20{,}64 + 3{,}04 = 23{,}68$ *м*.

Давление в точке C

$$y_C = h_C - z_C = 17{,}09 - 19{,}80 = -2{,}71 \text{ м} > -7.$$

Пьезометрическая линия: *acd* (черт. 214).



Черт. 214.

Так как в C получается допустимый вакуум, то вообще трубопровод будет работать как сифон при $h_A = 23{,}68$ *м,* удовлетворяя всем условиям задачи. Однако, этого давления недостаточно для того, чтобы трубопровод начал работать. Необходимо зарядить сифон, а для этого нужно поднять воду до наивысшей точки трубопровода, т. е. начальный напор должен равняться высоте точки C плюс сумма потерь на трение вдоль участка ABC.

$$h_A'' = z_C + h_{w_1} + h_{w_2} = 19{,}80 + 3{,}04 + 3{,}55 = 26{,}39 \ \textit{м}.$$

Повторяем, что увеличение напора до $h_A'' = 26{,}39$ необходимо лишь для того, чтобы сифон н а ч а л работать; длительность такой перегрузки весьма мала. После зарядки сифона, необходимый напор $h_A = 23{,}68$ *м,* определяется не по наивысшей точке С, а по напору в конце трубопровода и потерям на трение.

2) $Q = 40$ *л/сек.*

Так же, как и в первом случае, определяем потери на отдельных участках трубопровода и напоры в точках A, B и C

$$h_{w_1} = 40^2 \frac{180}{213000} = 1{,}35 \ \textit{м}, \qquad h_C = 7{,}30 + 4{,}36 = 11{,}66 \ \textit{м},$$

$$h_{w_2} = 40^2 \frac{210}{213000} = 1{,}58 \ \textit{м}, \qquad h_B = 11{,}66 + 1{,}58 = 13{,}24 \ \textit{м},$$

$$h_{w_3} = 40^2 \frac{580}{213000} = 4{,}36 \ \textit{м}, \qquad h_A = 13{,}24 + 1{,}35 = 14{,}59 \ \textit{м}.$$

Давление в точке С:

$$y_C = 11{,}66 - 19{,}8 = -8{,}14 \ \textit{м} < -7.$$

Пьезометрическая линия в этом случае $a_1\, c_1\, d$.

Так как вакуум в точке C получился недопустимый, то при $h_A = 14{,}59$ *м* трубопровод не сможет работать как сифон.

3) Если уменьшить диаметр части CD или увеличить диаметр части AC, то при тех же напорах $h_A = 14{,}59$ и $h_D = 7{,}30$, трубопровод, работая как сифон, сможет пропустить расход < 40 *л/сек* в первом случае и > 40 *л/сек* — во втором, причем давление в точке C не упадет ниже допускаемого.

Построив пьезометрическую линию для случая второго, нетрудно понять суть дела (черт. 214). Уменьшая диаметр части CD, мы увеличиваем сопротивление всего трубопровода, а, следовательно, уменьшаем его пропускную способность, т.-е. уменьшаем расход при неизменном напоре; уменьшая же расход, мы уменьшаем потерю напора вдоль ABC, т. е. поднимаем точку „c“ пьезометрической линии. Увеличивая диаметр части ABC, мы уменьшаем сопротивление всей системы, следовательно, увеличиваем пропускную способность трубопровода, а значит, и расход при неизменном напоре; поэтому потеря напора вдоль части CD увеличивается, и точка „c“ пьезометрической линии должна опять подняться. Надо иметь в виду, что при уменьшении диаметра части CD до 0 и при увеличении диаметра AC до оо часть пьезометрической линии принимает горизонтальное положение a_1 c_1 и, таким образом, maximum того, чего можно достигнуть теоретически изменением диаметров — поднять точку „*c*“ на величину $c_1 c_4$. Может оказаться, что эта мера позволит нам войти в зону допустимого вакуума.

Не трудно определить диаметр части CD *для* того, чтобы трубопровод мог бы работать.

Напишем основные уравнения

$$h_A - h_D = Q^2\left(\frac{L_1 + L_2}{K^2} + \frac{L_3}{K_1^2}\right), \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1)$$

где K_1 — пропускная способность части CD при новом уменьшенном ее диаметре,

$$y_C = h_C - z_C = h_D + h_{w_3} - z_C = -7, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (2)$$

так как

$$h_D + h_{w_3} = h_C$$

или

$$14{,}59 - 7{,}3 = Q^2\left(\frac{180 + 210}{213000} + \frac{580}{K_1^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (\Gamma)$$

$$7{,}3 + \frac{Q^2 \cdot 580}{K_1^2} - 19{,}8 = -7 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (2')$$

Решая ур-ие (2') относительно K_1^2, получим

$$K_1^2 = \frac{Q^2\, 580}{5{,}5} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (3)$$

Подставляя это выражение в ур-ие (1) будем иметь

$$7{,}29 = \frac{390\, Q^2}{213000} + 5{,}5\,,$$

откуда находим

$$Q = \sqrt{\frac{(7{,}29 - 5{,}50)\, 213000}{390}} = 31{,}2 \text{ л/сек.}$$

Теперь из ур-ия (3) определяем

$$K_1^2 = \frac{31{,}2^2 \cdot 580}{5{,}5} = 103\,200 \left(\text{л/сек}\right)^2$$

Далее, по таблице Маннинга подбираем диаметр с пропускной способностью, ближайшей меньшей 103200; находим, что $K_1^2 = 56\ 200$ соответствует диаметр $d = 0{,}175$ *м*.

Теперь по ур-ию (1') определяем точно расход

$$Q_1 = \sqrt{\frac{7{,}29}{\frac{390}{213000} + \frac{580}{56200}}} = 24{,}5 \text{ л/сек.}$$

Затем по ур-ию (2') определяем давление в точке C:

$$y_C = \frac{Q^2\, 580}{K_1^2} - 12{,}5 = \frac{24{,}5^2 \cdot 580}{56200} - 12{,}5 = -6{,}32 > -7.$$

Пьезометрическая линия: $a_1\ c_3\ d$.

Само собой разумеется, что в тех случаях, когда трубопровод не проектируется, а является з а д а н н ы м , изложенное решение не приемлемо.

Если все дело лишь в увеличении сопротивления трубопровода, то последнее может быть увеличено и без замены части *CD* трубою меньшего диаметра; достаточно в конце *CD,* в точке *D,* поставить, например, задвижку, и таким образом можно будет увеличить сопротивление *CD* до ∞.

Расход трубопровода и сопротивление задвижки могут быть определены довольно просто.

Напишем основные уравнения

$$h_A - h_D = Q^2 \frac{L_1 + L_2 + L_3}{K^2} + \zeta Q^2, \quad \text{(4)}$$

где последним членом определяется сопротивление задвижки,... .... (5)

$$y_C = h_C - z_C = h_D + h_{w_3} + \zeta Q^2 - z_C = -7,$$

так как

$$h_D + h_{w_3} + \zeta Q^2 = h_C \cdot \quad \text{(5)}$$

или

$$14{,}59 - 7{,}3 = Q^2 \frac{180 + 210 + 580}{214000} + \zeta Q^2, \quad \text{<4')}$$

$$7{,}3 + Q^2 \frac{580}{213000} + \zeta Q^2 - 19{,}8 = -7 \quad \text{(50}$$

Решая последнее уравнение относительно С, получаем

$$\zeta = \frac{5{,}5}{Q^2} - \frac{518}{213000} \quad \text{(6)}$$

Подставляя это выражение в ур-ие (4'), будем иметь

$$14{,}59 - 7{,}3 = Q^2 \frac{970}{213000} + 5{,}5 - Q^2 \frac{580}{213000},$$

откуда

$$Q = \sqrt{\frac{1{,}79 \cdot 213000}{390}} = 31{,}2 \text{ л/сек.}$$

Напер, необходимый для преодоления сопротивления задвижки, определится из ур-ия (6)

$$\zeta Q^2 = 5{,}5 - Q^2 \frac{580}{213000} = 5{,}5 - 31{,}2^2 \frac{580}{213000} = 2{,}84 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия: a_1 c_2 d_1 d,

Если пренебречь разностью длины трубопровода и его проекцией, что без большой погрешности в данном случае сделать можно, то сопротивление задвижки можно определить более просто. В самом деле, сущность этого приема заключается в том, что пьезометрическую линию a_1 d надо повернуть около точки a_1 так, чтобы она прошла через точку c_2. Из прямоугольного треугольника $a_1 c_4 c_2$ имеем

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{c_2 c_4}{a_1 c_4} = \frac{14{,}59 - (19{,}8 - 7)}{180 + 210} = \frac{1{,}79}{390}.$$

Из треугольника $a_1\, d_3\, d_1$ полагая $a_1\, d_3 = \alpha_4\, d$, получаем

$$d_1\, d_3 = 970\,\mathrm{tg}\,\alpha = 970\,\frac{1{,}79}{390} = 4{,}46 \text{ м},$$

откуда давление перед задвижкой

$$14{,}59 - 4{,}46 = 10{,}13 \text{ м}$$

и сопротивление задвижки

$$10{,}13 - 7{,}3 = 2{,}83 \text{ м}.$$

Раньше было определено сопротивление задвижки = 2,84 *м*. Несовпадение этих величин объясняется тем обстоятельством, что мы, пренебрегая разностью длины трубопровода и его проекцией, считали пьезометрическую линию прямой линией. Полученное несовпадение показывает, что указанное выше допущение не вносит значительной погрешности.

4) Определим, при каком h_A трубопровод сможет вообще пропустить расход Q = 40 *л/сек*, не превосходя допускаемого вакуума. Очевидно, можно, увеличив давление в *A*, поднять всю пьезометрическую линию (переместить ее поступательно вверх), а, следовательно, и точку c_4 и, таким образом, войти опять в зону допускаемого вакуума. Насколько при этом увеличится напор в начале трубопровода, на столько же, очевидно, увеличатся давления во всех его точках, и, следовательно, и давление в точке *D*.

Во втором случае мы имели, что h_c = 11,66 *м*. Новый напор в точке C определится так:

$$h_C' = y_C' + z_C = -7{,}0 + 19{,}8 = 12{,}8 \text{ м},$$

т. е. напор в точке *C* необходимо увеличить на

$$(h_C' - h_C) = 12{,}8 - 11{,}66 = 1{,}12 \text{ м},$$

а тогда напор в отдельных точках определится

$$h_A' = 14{,}59 + 1{,}12 = 15{,}71 \text{ м},$$

$$h_B' = 13{,}24 + 1{,}12 = 14{,}36 \text{ м},$$

$$h_D' = 7{,}30 + 1{,}12 = 8{,}42 \text{ м}.$$

Пьезометрическая линия: $a_2\, c_2\, d_2$.

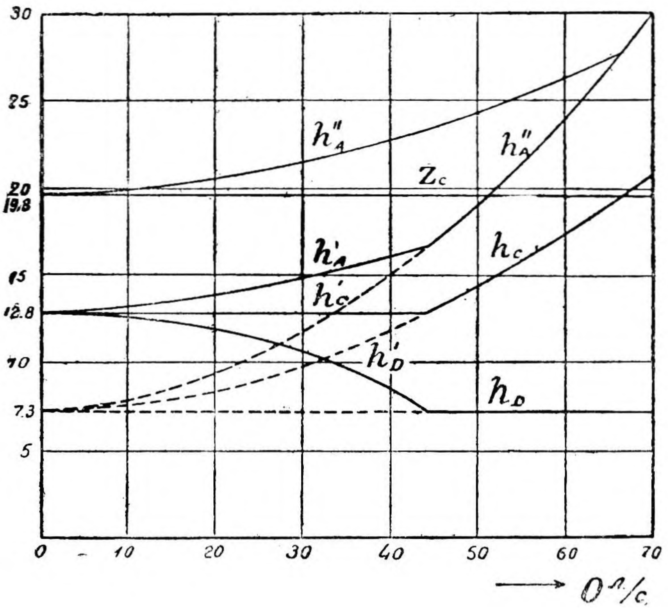
Таким образом, необходимый напор определен не по наивысшей точке, а по допустимому вакууму и потерям на трение. Однако, для того чтобы трубопровод начал работать как сифон, необходимо так же, как и в первом случае „зарядить“ сифон, т. е. поднять воду до наивысшей точки *C*, а для этого необходим напор

$$h_A'' = z_C + h_{w_1} + h_{w_2} = 19{,}8 + 1{,}35 + 1{,}58 = 22{,}73 \text{ м}.$$

При различных Q (0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70) ниже определен необходимый напор в начале трубопровода. Результаты вычислений сведены в таблицу.

Для расходов 45 л/сек давление в точке *C* не превосходит допускаемого вакуума, а потому вычисления производились так, как это указывалось в п. 1; для расходов же < 45 *л/сек* в точке *C* получается недопустимый вакуум, и значения h_D, h_c, h_B, h_A и y_c были пересчитаны по указаниям п. 4.

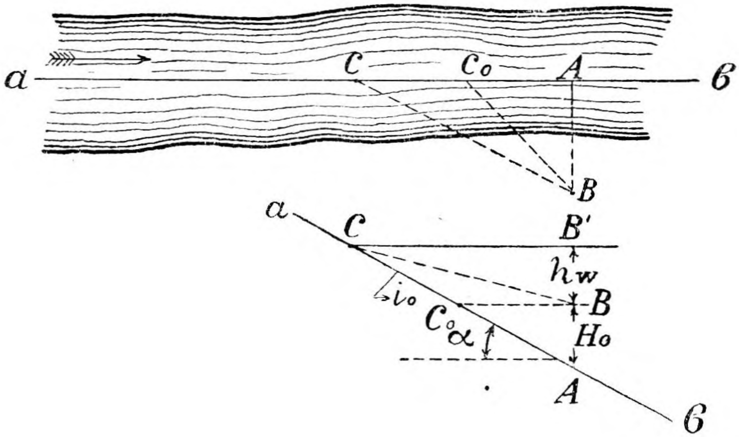
Построим теперь диаграмму (черт. 215). По оси x-ов отложим Q; по оси y-ов отложим h_A и h_0. Части этих кривых, вычерченные пунктиром, соответствующие значениям $Q < 45$, имели бы место в том случае, если бы не было никаких ограничений для вакуума. Для этих значений Q левые части кривых исправлены кривой h_A' и прямой h_c'. Разность ординат h_A' и пунктирной части кривой h_A дает увеличение напора в A, обусловливаемое желанием создать допустимый вакуум в точке С. Разность ординат кривых h_A и h_C дает значения $h_{w1} + hw_2$. Далее, проведем прямую, параллельную оси x-ов в расстоянии от нея $h_D = 7{,}3 м$. Действительна только правая часть ее, соответствующая значениям Q $\geq$ 45, левая же часть ее, пунктирная, исправлена кривой h_D'. Разность ординат этой последней кривой и пунктирной части прямой дает увеличение давления в конце трубопровода, вызываемое увеличением давления в С до допустимого. Разность ординат кривых h_C (h_C) и прямой h_D (h_D') дает потерю напора вдоль CD. Проведем прямую z_C параллельно оси x-ов на расстоянии от нее, равном 19,8 *м* и построим кривую h_A''. Разность ординат кривой h_A'' и h_A (h_A') дает увеличение первоначального напора, необходимое для зарядки сифона. Разность ординат прямой z_C и кривой h_C (h_C') дает нам величину вакуума или избыточного давления в точке С.



Черт. 215.

Q	h_{w1}	h_{w2}	h_{w3}	h_D	h_C	h_B	h_A	y_C	h_C'	h_D'	h_B'	h_A'	h_A''
0	0	0	0	7,3	7,3	7,3	7,3	12.5	12,80	12,80	12,80	12,80	19,80
10	0,085	0,097	0,27	—	7,57	7,67	7,75	12,23	—	12,53	12,90	12,98	19,98
20	0,338	0,394	1,09	—	8,39	8,78	9,12	11,41	—	11,71	13,19	13,53	20,53
30	0,761	0,888	2,45	—	9,75	10,68	11,40	10,05	—	10,35	13,69	14,45	21,45
40	1,351	1,580	4,36	—	11,66	13,24	14,59	8,14	—	8,44	14,38	15,73	22,73
45	1,710	1,994	5,51	—	12,81	14,80	16,51	6,99	—	—	—	—	23,50
50	2,110	2,460	6,81	—	14,11	16,57	18.68	5,69	—	—	—	—	24,37
60	3,040	3,550	9,79	—	17,09	20,64	23.68	2,71	—	—	—	—	26,39
70	4,140	4,830	13,32	—	20,62	25,45	29,59	0,82	—	—	—	—	29,59

Задача 140. Из реки *ab*, уклон которой $i_0 = 0{,}004$ (4°/oo), надо подвести воду железным клепанным трубопроводом в точку *B*, расположенную выше *A* на $H_0 = 35$ *м*. Определить место забора воды в реке, так чтобы вес трубопровода был бы минимальным, если расход $Q = 4$ *м³/сек* (черт. 216).



Черт. 216.

Если забирать воду из точки C_0, лежащей на одной горизонтали с *B*, то уклон трубопровода $i_T = 0$, длина его будет наименьшей, но диаметр его и вес будут бесконечно большими.

Если место забора начать поднимать вверх по реке, то уклон i_T будет увеличиваться, длина трубопровода также увеличивается, диаметр уменьшается, и вес трубопровода будет уменьшаться; при дальнейшем подъеме места забора длина трубопровода будет увеличиваться быстрее диаметра, так что вес его будет увеличиваться, и при $i_T = i_0$ диаметр трубопровода достигнет minimum'a, длина *же* и вес его будут опять бесконечно большими.

Задача, однако, весьма просто решается аналитически, если посчитать, что диаметр трубопровода (*d*) и толщина его стенок (3) по всей длине трубопровода остаются постоянными.

Обозначим расстояние *AC* через *L* и примем длину трубопровода $BC \cong L$. По малости α — угла наклона реки к горизонту, можно считать, что $\sin a = tg\, a = a$.

Из чертежа имеем:

$$H_0 + h_w = Li_0.$$

Потерянный напор определим по формуле

$$h_w = \frac{Q^2 L}{\alpha d^5},$$

где a для клепаных труб равно 500 (по Бахметеву) [1])

[1]) Проф. Б. А. Б а х м е т е в, Об экономическом расчете основных элементов гидроэлектрических устройств, Изв. Пол. Ин-та, 1910, С.-Петербург.

Из формулы (4) стр. 258 получается общее выражение для $\alpha : \alpha = \frac{g\pi^2}{8\lambda}$.

Тогда

$$H_0 + \frac{Q^2 L}{\alpha d^5} = L i_0,$$

откуда

$$L = \frac{H_0}{i_0 - \frac{Q}{\alpha\, d^5}} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ (1)$$

Так как напор, под которым работает трубопровод, незначителен, то толщина стенки трубопровода определяется из условия жесткости, а потому может быть принята независящей от напора и в первом приближении не зависящей также от диаметра трубопровода. Тогда вес трубопровода будет

$$G = \pi\gamma\delta d L,$$

где γ — удельный вес железа.

Или, подставляя сюда L из выражения (1), получим

$$G = \frac{\pi\gamma\delta d H_0}{i_0 - \frac{Q^2}{\alpha\, d^5}}$$

Диаметр трубопровода должен быть выбран так, чтобы вес трубопровода был minimum, а для этого, как известно, необходимо, чтобы $\frac{dG}{dd} = 0,$ т. е.

$$\frac{\pi\gamma\delta H_0 \left(i_0 - \frac{Q^2}{\alpha\, d^5} - \frac{5Q^2}{\alpha\, d^5} \right)}{\left(i_0 - \frac{Q^2}{\alpha\, d^5} \right)^2} = 0,$$

откуда

$$i_0 - \frac{6Q^2}{\alpha\, d^5} = 0,$$

и

$$d = \sqrt[5]{\frac{6Q^2}{\alpha i_0}} = \sqrt[5]{\frac{6 \cdot 4^2}{500 \cdot 0{,}004}} = 2{,}35 \ \text{м}.$$

Подставляя в ур-ие (1) полученное выражение для i/, ? определим длину трубопровода

$$L = \frac{6H_0}{5i_0} = \frac{6 \cdot 35}{5 \cdot 0{,}004} = 10\,500 \ \text{м}.$$

Потеря напора

$$h_w = \frac{Q^2 L}{\alpha d^5} = \frac{H_0}{5} = \frac{35}{5} = 7 \ \text{м},$$

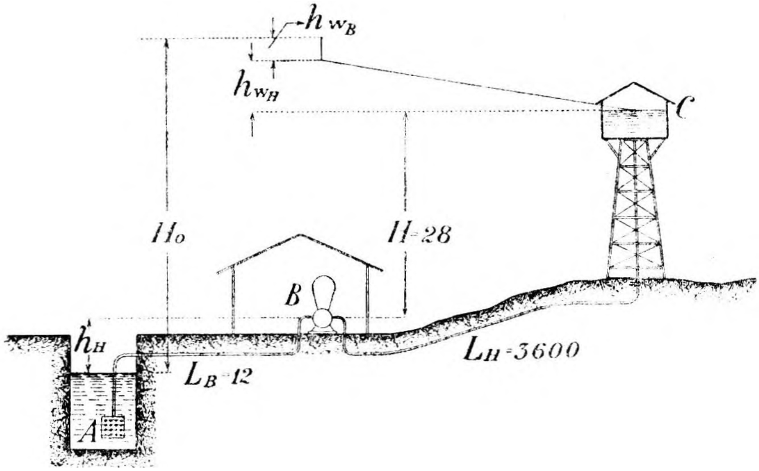
и уклон трубопровода

$$i_{\text{Т}} = \frac{h_w}{L} = \frac{7}{10\,500} = 0{,}00067.$$

Задача 141. Из колодца *А* поршневым насосом *В* вода подается в резервуар *С* в течение 18 часов в сутки по 14000 *вед/час.* Коэффициент полезного действия насоса $\gamma_{\text{Н}}$ = 85 %, а коэффициент полезного действия электродвигателя η_∂ = *91%*. Стоимость одного пуда трубы b = *3 руб/пуд,* стоимость электрической энергии 6 коп. kWh. Суммарный процент ежегодных отчислений (амортизация, ремонт, процент на затраченный капитал и пр.) $p = 10\%$. Определить:

1) диаметр напорного трубопровода, так чтобы эксплуатационные расходы были минимальными,
2) диаметр всасывающей трубы d,
3) вакуум во всасывающей трубе, если превышение центра насоса над уровнем воды в колодце $h_Н = 5{,}88$ *м*.

Все размеры указаны на черт. 217.



Черт. 217.

Трубопровод малого диаметра d при незначительной стоимости потребует незначительных расходов по оплате процентных отчислений на затраченный капитал; значительные же потери на сопротивление потребуют большого расхода энергии, стоимость которой будет высока. Эксплуатационные расходы составляют: стоимость энергии — S_1 и процентные отчисления на затраченный капитал — pS_2. С увеличением d первая статья расходов уменьшается, а вторая — увеличивается. При некотором значении d сумма расходов будет minimum.

Предложенную задачу решим так. Будем задаваться различными d и определять им соответствующие $S_1 + pS_2$. Таким образом, составим таблицу, из которой найдем то значение d, которому будет соответствовать наименьшая сумма $S_1 + pS_2$.

Напор у насоса должен быть:

$$H_0 = H + h_Н + h_{w_Н} + h_{w_В},$$

где H — геометрическое превышение напорного резервуара C над центром насоса,

$h_Н$ — геометрическое превышение центра насоса над уровнем воды в колодце A,

$h_{WН}$ — потеря напора в напорной трубе,

$h_{wз}$ — потеря напора во всасывающей трубе.

С изменением диаметра напорной трубы изменяется лишь величина h_{WH} величины же H, $h_{\text{Н}}$ и h_{WB} остаются постоянными, и, следовательно, изменение эксплуатационных расходов зависит только от h_{WH}. Поэтому при решении задачи, т. е. при подборе экономически наивыгоднейшего диаметра напорной трубы, нет надобности вычислять полный напор H_0 и полную мощность насосной станции N_d, а достаточно знать лишь потерянный напор в напорной трубе h_{wH} и соответствующую ему мощность N и искать minimum эксплуатационных расходов только по подъему воды на высоту А .

Секундный расход линии водоснабжения:

$$Q = 14000 \text{ вед/час.} = \frac{14000 \cdot 12{,}3}{3600} = 47{,}8 \text{ л/сек.}$$

Пусть $d = 225$ *мм.* Тогда потеря напора в напорной трубе (по Куттеру):

$$h_{w\text{Н}} = \frac{Q^2 L_{\text{Н}}}{K^2} = \frac{47{,}8^2 \cdot 3600}{K^2} = \frac{8225000}{K^2} = \frac{8\,225000}{210700} = 39{,}06 \text{ м.}$$

Соответствующая мощность, подводимая к двигателю, должна быть

$$N = \frac{Q h_{w\text{Н}}}{75 \eta_{\text{Н}} \eta_{\text{Д}}} \text{ л. с.} = \frac{Q h_{w\text{Н}}}{1{,}36 \cdot 75 \; \eta_{\text{Н}} \eta_{\text{Д}}} \text{ kW,}$$

или

$$N = \frac{8225000 \cdot 47{,}8}{K^2 \cdot 1{,}36 \cdot 75 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}91} = \frac{4980000}{K^2} \text{ kW,}$$

и годовая стоимость этой энергии

$$S_1 = N \cdot 18 \cdot 365 \cdot 0{,}06 = \frac{4980000 \cdot 18 \cdot 365 \cdot 0{,}06}{K^2} = \frac{1965000000}{K^2} =$$

$$= \frac{1965000000}{210700} = 9340 \text{ руб.}$$

Обозначим вес 1 погонной сажени трубы в пудах через a (значения a берутся из нормального сортамента водопроводных труб) и, принимая во внимание, что $L_{\text{Н}} = 3600$ *м* = 1690 *саж.*, получим годовые расходы по оплате процентов

$$pS_2 = pL_{\text{Н}} ba = 0{,}10 \cdot 1690 \cdot 3 \cdot a = 507a = 507 \cdot 8{,}81 = 4470 \text{ руб.,}$$

и, следовательно, годовые эксплуатационные расходы при $d = 225$ л*л< составят

$$S = S_1 + pS_2 = 9340 + 4470 = 13810 \text{ руб.}$$

Точно такие же подсчеты произведем для других диаметров: $d = 250$; 300; 350 и 400 *мм*. Результаты всех этих подсчетов соберем в таблицу (см. таблицу на стр. 263).

Из этой таблицы видно, что minimum’у расходов $S = 8668$ руб. соответствует диаметр $d = 300$ *мм*.

Определим теперь диаметр всасывающей трубы.

Пусть скорость всасывания $v = 1$ *м/сек* (обычно принимается $v = 0{,}8$—$1{,}0$ *м/сек*); тогда диаметр всасывающей трубы

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 47{,}8}{\pi \cdot 10}} = 2{,}46 \text{ дм.}$$

d	K^2	$h_{w_н}$	S_1	a	pS_2	S_1+pS_2
225	210 700	39,06	9340	8,81	4 470	13 810
250	376 500	21,85	5210	10,13	5 140	10 350
300	1 024 000	8,04	1918	13,31	6 750	8 668
350	2 379 000	3,46	825	16,21	8 220	9 045
400	4 926 000	1,67	398	19,77	10 000	10 398

Принимаем $d = 250$ *мм* — ближайшее большее значение по сортаменту. Скорость всасывания при этом диаметре

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 47{,}8}{\pi \cdot 2{,}5^2} = 9{,}7 \text{ дм/сек} = 0{,}97 \text{ м/сек}.$$

Для определения вакуума во всасывающей трубе воспользуемся формулой задачи 62

$$\mathrm{Vac} = h_н + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta_1 + 3\zeta_2 + \lambda \frac{L_B}{d}\right),$$

где $\zeta_1 = 10$ — коэффициент сопротивления сетки с обратным клапаном,
$\zeta_2 = 0{,}29$ — коэффициент сопротивления колена (при радиусе колена $R = 260$ *мм*),
$\lambda = 0{,}022$ — коэффициент сопротивления трубы (по Дарси).

Следовательно,

$$\mathrm{Vac} = 5{,}88 + \frac{0{,}97^2}{2 \cdot 9{,}81}\left(1 + 10 + 3 \cdot 0{,}29 + 0{,}022 \frac{12}{0{,}25}\right) = 6{,}5 \text{ м}.$$

Полный напор, который должен развивать насос,

$$H_0 = H + h_Н + h_{w_Н} + h_{w_В}.$$

В нашем случае имеем: $H = 28$; $h_Н = 5{,}88$ (по условию); потери в напорной трубе $h_{wН} = 8{,}04$ (см. таблицу); потеря напора во всасывающей трубе

$$h_{w_В} = \frac{v^2}{2g}\left(\zeta_1 + 3\zeta_2 + \lambda \frac{L_В}{d}\right) = \frac{0{,}97^2}{2 \cdot 9{,}81}\left(10 + 3 \cdot 0{,}29 + 0{,}022 \frac{12}{0{,}25}\right) = 0{,}57 \text{ м}.$$

Следовательно,

$$H_0 = 28 + 5{,}88 + 8{,}04 + 0{,}57 = 42{,}49 \text{ м}.$$

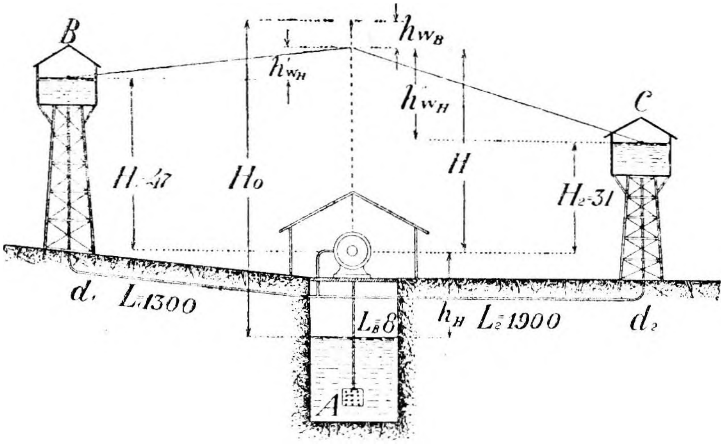
Тогда мощность насоса

$$N_Н = \frac{QH_0}{75} = \frac{47{,}8 \cdot 42{,}49}{75} = 27 \text{ л. с.}$$

и мощность двигателя

$$N_Д = \frac{N_Н}{1{,}36\eta_Н} = \frac{27}{1{,}36 \cdot 0{,}85} = 23 \text{ kW}.$$

Задача 142. Из колодца *A* центробежным насосом вода подается одновременно в резервуары *B* и *C* в течение 20 часов в сутки: по 11 ООО вед/час в резервуар *B* и по 23 000 *вед/час* в резервуар *C*. Коэффициент полезного действия центробежного насоса η_H = 70°/о, а коэффициент полезного действия электродвигателя $\eta_д$ = 91%. Стоимость одного пуда трубы = 2 руб. 95 коп. Стоимость электрической энергии за 1 киловатт-час —12 коп. Суммарный процент на затраченный капитал p = 11,5%. Размеры указаны на черт. 218.



Черт. 218.

Определить:

1) диаметры d_1 и d_2 двух ветвей напорного трубопровода так, чтобы эксплуатационные расходы были наименьшими,
2) диаметр *d* всасывающей трубы,
3) вакуум во всасывающей трубе, если h_H = 5,46 *м,*
4) мощность насосной станции.

Предлагаемая задача решается тем же способом, как и предыдущая: задаваясь различными диаметрами левой (или правой) ветви, будем определять напор, который должен развивать насос (пока не считаясь с высотой всасывания h_H и потерями напора во всасывающей трубе h_{wB}):

Затем, зная напор *H* и высоту H_2, будем определять ту потерю напора h_{wH}''

которую можно допустить в правой ветви, т. е.

Зная потерю напора h_{wH}'' и расход, подбираем диаметр d_2 правой ветви.

Далее могут быть определены годовая стоимость энергии, затраченной на качку — и расходы по оплате процентов — pS_2. Наименьшей сумме $S = S_1 + pS_2$ соответствует наивыгоднейший диаметр d_u которому, в свою очередь, отвечает вполне определенное значение d..

Однако, следует заметить, что это решение не точно, так как d_2 подбирается по сортаменту, а подобрать диаметр, который при заданном расходе точно соответствовал бы заданной потере напора h_{wH}'', не представляется возможным. Поэтому приходится брать диаметр ближайший больший расчетного, в силу чего правая ветвь будет обладать пропускной способностью несколько большей расчетной, и необходимое количество воды она сможет подать быстрее, чем в 20 часов. Если условия работы допускают такую возможность, то можно остановиться на результатах этого приближенного решения. В противном случае необходимо решать задачу точно.

Для того, чтобы правая ветвь подавала заданный расход точно в 20 час., делаем ее составной: часть, ближайшая к насосной станции берется с пропускной способностью ближайшей большей K_2 (расчетной), а прочая часть — с ближайшей меньшей K_2 при мощности насоса, определяемой так же, как и в приближенном решении.

П р и б л и ж е н н о е решение.

Секундный расход левой ветви

$$Q_1 = \frac{11000 \cdot 12{,}3}{3600} = 37{,}6 \text{ л/сек.}$$

Секундный расход правой ветви

$$Q_2 = \frac{23000 \cdot 12{,}3}{3600} = 78{,}6 \text{ л/сек.}$$

Пусть $d_1 = 225$ *мм;* тогда потеря напора левой ветви (по Маннингу)

$$h_{w_н}' = \frac{Q_1^2 \; L_1}{K_1^2} = \frac{37{,}6^2 \cdot 1300}{213000} = 8{,}61 \text{ м.}$$

Напор насоса без $h_Н$ и $h_{wН}$

$$H = H + h_{w_н}' = 47 + 8{,}61 = 55{,}61 \text{ м.}$$

Потеря напора правой ветви

$$h_{w_н}'' = H - H_2 = 55{,}61 - 31 = 24{,}61 \text{ м.}$$

Необходимая пропускная способность правой ветви

$$K_2^2 = \frac{Q_2^2 \; L_2}{h_{w_н}''} = \frac{78{,}6^2 \cdot 1900}{24{,}61} = 472\,000 \text{ (л/сек)}^2.$$

Ближайшая большая пропускная способность $K^2 = 1\,000\,000$ *л/сек²*, которой соответствует $d_2 = 300$ *мм*. Этот диаметр и надлежит принять для правой ветви.

Годовая стоимость энергии

$$S_1 = \frac{(Q_1 + Q_2)\, H \cdot 20 \cdot 365}{75 \cdot 1{,}36\eta_д \cdot \eta_н} \cdot 0{,}12 =$$

$$= \frac{(37{,}6 + 78{,}6)\; 55{,}61 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 0{,}12}{75 \cdot 1{,}36 \cdot 0{,}91 \cdot 0{,}70} = 87000 \text{ руб.}$$

Обозначая вес 1 погонной сажени левой трубы в пудах через a_1, а правой — через a_2 и имея в виду, что L_1 = 1300 *м* = 610 *саж* и L_2 = 1900 *м* = = 892 саж., получим годовой расход по оплате процентов:

$$pS_2 = p\ (L_1 a_1 + L_2 a_2)\ b = 0{,}115\ (610 \cdot 8{,}81 + 892 \cdot 13{,}31)\ 2{,}95 = 5\,852 \text{ руб., и}$$

следовательно, годовые эксплеатационные расходы составят

$$S = S_1 + pS_2 = 87\,000 + 5\,852 = 92\,852 \text{ руб.}$$

Подобным же образом вычисляем S для d_1 = 250; 300; 350; 400 и 500 *мм*.

Результаты всех вычислении собраны в таблицу, из которой следует, что minimum'у S = 82 180 соответствуют d_1 = 350 *мм* и d_2 = 300 *мм*.

d_1	$h_{w_н}'$	H	$h_{w_н}''$	K_2^2	K^2	d_2	a_1	a_2	S_1	pS_2	S
225	8,61	55,61	24,61	472 000	1 000 000	380	8,81	13,31	87 000	5 852	92 852
250	4,91	51,91	20,91	581 000	»	»	10,13	»	81 200	6 125	87 325
300	1,84	48,84	17,84	657 500	»	»	13,31	»	76 500	6 785	83 285
350	0,79	47,79	16,79	698 000	»	»	16,21	»	74 800	7 880	82 180
400	0,40	47,40	16,40	715 000	»	»	19,77	»	74 180	8 120	82 300
500	0,12	47,12	16,12	727 500	»	»	29,89	»	72 850	10 010	82 860

Как указывалось выше, вследствие того, что принятая пропускная способность правой ветви (K^2 = 1000 000) больше расчетной (K_2^2 = 698 000), правая ветвь подаст весь суточный расход быстрее, чем в 20 часов. Число часов x ее работы можно определить так: действительный секундный расход правой ветви

$$Q = \sqrt{\frac{K^2 h_{w_н}''}{L_2}} = \sqrt{\frac{1\,000\,000 \cdot 16{,}79}{1900}} = 93{,}8 \text{ л/сек.}$$

Следовательно,

$$3\,600 \cdot Q \cdot x = 3\,600 \cdot 20 \cdot Q_2,$$

откуда

$$x = \frac{20\,Q_2}{Q} = \frac{20 \cdot 78{,}6}{93{,}8} = 16{,}75 \text{ час,}$$

Всасывающая труба должна быть рассчитана на суммарный расход

$$Q_в = Q_1 + Q = 37{,}6 + 93{,}8 = 131{,}4 \text{ л/сек.}$$

При скорости всасывания v = *1 м/сек* диаметр трубы определится:

$$d = \sqrt{\frac{4\,Q_в}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 131{,}4}{\pi \cdot 10}} = 4{,}08 \text{ дм} = 408 \text{ мм.}$$

Примем d = 400 *мм;* тогда действительная скорость всасывания

$$v = \frac{4Q_в}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 113{,}4}{\pi \cdot 4^2} = 10{,}43 \text{ дм/сек} = 1{,}043 \text{ м/сек.}$$

Вакуум во всасывающей трубе определим по уравнению

$$\text{Vac.} = h_{\text{н}} + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta + \lambda\,\frac{L_{\text{в}}}{d}\right),$$

где $\zeta = 10$ — коэффициент сопротивления сетки и обратного клапана,
$\lambda = 0{,}0341$ по Дарси (для грязной трубы).

Следовательно,

$$\text{Vac} = 5{,}46 + \frac{1{,}043^2}{2\cdot 9{,}81}\left(1 + 10 + 0{,}0341\,\frac{8}{0{,}4}\right) = 6{,}10\ \textit{м};$$

при этом потери во всасывающей трубе будут:

$$h_{w_{\text{в}}} = \frac{1{,}043^2}{2\cdot 9{,}81}\left(10 + 0{,}0341\,\frac{8}{0{,}4}\right) = 0{,}59\ \textit{м}.$$

Полный напор, который должен развивать насос:

$$H_0 = H + h_{\text{н}} + h_{w_{\text{в}}} = 47{,}79 + 5{,}46 + 0{,}59 = 53{,}84\ \textit{м}.$$

Следовательно, мощность насоса

$$N_{\text{н}} = \frac{Q_{\text{в}}\cdot H_0}{75} = \frac{131{,}4\cdot 53{,}84}{75} = 94\ \text{л. с.},$$

и мощность двигателя

$$N_{\text{д}} = \frac{N_{\text{н}}}{1{,}36\eta_{\text{н}}} = \frac{94}{1{,}36\cdot 0{,}7} = 100\ \text{kW}.$$

Точное решение.

По предыдущему имеем:

расход левой ветви

$$Q_1 = 37{,}6\ \textit{л/сек},$$

расход правой ветви:

$$Q_2 = 78{,}6\ \textit{л/сек}.$$

При диаметре левой ветви $d_1 = 225$ *мм*, потери напора левой ветви

$$h_{w_{\text{н}}}' = 8{,}61\ \textit{м}.$$

Напор у насоса

$$H = 55{,}61\ \textit{м}.$$

Потери напора правой ветви

$$h_{w_{\text{н}}}'' = 24{,}61\ \textit{м}.$$

Необходимая пропускная способность правой ветви

$$K_2^2 = 472\,000\ (\textit{л/сек})^2.$$

Далее поступаем следующим образом. Ближайшую к насосной станции часть правой ветви, длина которой пусть будет □, берем с пропускной способностью $K_2'^2$, ближайшей большей K_2^2, т. е. равной 1000000 (л/сек)^2, а остальную часть, длина которой будет L — □, берем с пропускной способностью $K_2''^2$, ближайшей меньшей K_2^2, т. е. равной 374000 (*л/сек*)^2. Этим пропускным способностям соответствуют диаметры: $d_2' = 300$ *мм* и $d_2'' = 250$ *мм*.

Величину □ находим из следующего уравнения [1]):

$$h_{w_н}'' = Q_2^2 \left(\frac{l}{K_2'^2} + \frac{L_2 - l}{K_2''^2} \right) \cdot$$

или

$$24{,}61 = 78{,}6^2 \left(\frac{l}{1\,000\,000} + \frac{1\,900 - l}{374\,000} \right) \cdot$$

Решая это уравнение, получим

$$l = 667 \text{ м.}$$

Тогда

$$L_2 - l = 1900 - 667 = 1233 \text{ м.}$$

Годовая стоимость энергии по предыдущему

$$S_1 = 87\,000 \text{ руб.}$$

Годовой расход по оплате процента определится:

$$pS_2 = p\,[L_1\,a_1 + l a_2' + (L_2 - l)\,a_2'']\;b = \frac{0{,}115}{2{,}13}(1300 \cdot 8{,}81 + 667 \cdot 13{,}31 +$$

$$+ 1233 \cdot 10{,}13)\;\;2{,}95 = 5227 \text{ руб.}$$

Таким образом, годовые расходы по эксплуатации насосной станции будут

$$S = S_1 + pS_2 = 87\,000 + 5227 = 92\,227 \text{ руб.}$$

d_1	$h_{w_н}'$	H	$h_{w_н}''$	K_2^2	$K_2'^2$	d'_2	$K_2''^2$	d_2''	l	a_2'	$L_2 - l$	a_2''	a_1	pS_2	S_1	S
225	8,61	55,61	24,61	472000	1000000	300	374000	250	652	13,31	1248	10,13	8,81	5220	87000	92220
250	4,91	51,91	20,91	581000	„	„	„	„	1012	„	888	„	10,13	5680	81200	86890
300	1,84	48,84	17,84	657500	„	„	„	„	1306	„	594	„	13,31	6481	76500	82981
350	0,79	47,79	16,79	698000	„	„	„	„	1413	„	487	„	16,21	7130	74800	81930
400	0,40	47,40	16,40	715000	„	„	„	„	1449	„	451	„	19,77	7838	74180	82018
500	0,12	47,12	16,12	727500	„	„	„	„	1480	„	420	„	28,89	9742	72850	82592

Подобным же образом вычислены значения S для $d_1 = 250$; 300; 350; 400 и 500 *мм*. Результаты вычислений собраны в таблицу, из которой следует, что minimum'у .S = 81 930 соответствуют диаметры: $d_x = 350$; $d_2' = 300$; $d_2'' = 250$; при этом □ = 1413; L_2 — □ = 487.

Всасывающая труба должна быть рассчитана на расход

$$Q_в = Q_1 + Q_2 = 37{,}6 + 78{,}6 = 116{,}2 \text{ л/сек.}$$

При скорости всасывания $v = 1$ *м/сек* диаметр трубы определится:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 116{,}2}{\pi \cdot 10}} = 3{,}85 \text{ дм.}$$

[1]) См. задачу 138.

Принимаем

$$d = 400 \text{ мм.}$$

Действительная скорость всасывания будет

$$v = \frac{4 \cdot 116{,}2}{\pi \cdot 4^2} = 9{,}3 \text{ дм/сек} = 0{,}93 \text{ м/сек.}$$

Вакуум во всасывающей трубе

$$\text{Vac.} = 5{,}46 + \frac{0{,}93^2}{2 \cdot 9{,}81}\left(1 + 10 + 0{,}0341\frac{8}{0{,}4}\right) = 5{,}97 \text{ м.}$$

При этом потери во всасывающей трубе

$$h_{w_в} = 0{,}47 \text{ м.}$$

Полный напор, который должен развивать насос,

$$H_0 = H + h_н + h_{w_в} = 47{,}79 + 5{,}46 + 0{,}47 = 53{,}72 \text{ м.}$$

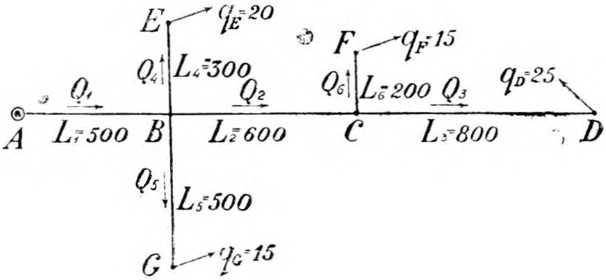
Следовательно, мощность насоса

$$N_н = \frac{Q_в \, H_0}{75} = \frac{116{,}2 \cdot 53{,}72}{75} = 83{,}4 \text{ л. с.,}$$

и мощность двигателя

$$N_д = \frac{N_н}{1{,}36\eta_н} = 88 \text{ kW.}$$

Задача 143. Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на черт. 219, и давление в начальной точке *A* сети так, чтобы давления в конечных пунктах *D, F, E* и *G* были бы не меньше 0,5 *атм.* Расходы указаны в *л/сек*, длины — в метрах.



Черт. 219.

При расчете водопроводных сетей, вообще говоря, встречаются две основные задачи: 1) напор в начальной точке не задан (случай расчета новой водопроводной сети) и 2) напор в начальной точке задан (случай проектирования новой водопроводной линии при существующей напорной башне).

Предложенная задача относится к первому типу. Основное уравнение связывает четыре величины, из которых одна может быть определена по остальным трем. В нашей задаче задано всего лишь две величины (расходы участков и длины), поэтому необходимо задаться третьей величиною. Удобно задать диаметры участков, исходя из величины предельных допустимых скоростей в водопроводных трубах. Практика водопроводного дела выработала для труб различных диаметров нормальные скорости, которые и принимаются как расчетные. Ниже приводится таблица 3 предельных скоростей и расходов для водопроводных труб.

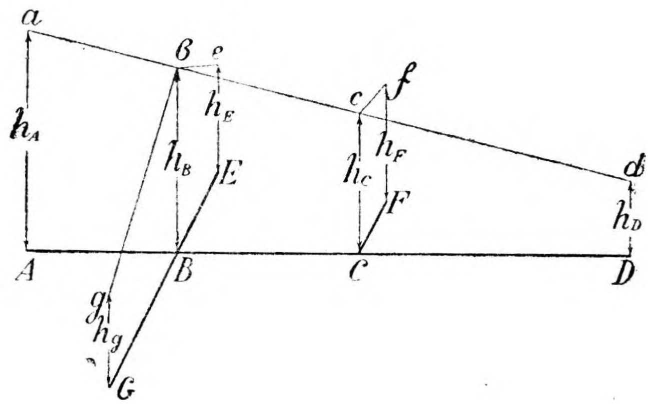
ТАБЛИЦА 3 [1])

d мм	*v м/сек.*	*Q л/сек.*	*d мм*	*v м/сек.*	*Q л/к.*
60	0,70	2	400	1,25	157
100	0,75	6	500	1,40	275
150	0,80	14	600	1,60	453
200	0,90	28	800	1,80	905
250	1,00	49	1000	2,00	1571
300	1,10	78	1100	2,20	2093

Расчет магистрали *ABCD*.

Прежде всего, определим расходы отдельных участков сети

$$Q_1 = 20 + 15 + 15 + 25 = 75;\quad Q_2 = 25 + 15 = 40;\quad Q_3 = 25;\quad Q_4 = 20;\quad Q_5 = 15;\quad Q_6 = 15.$$



Черт. 220.

Далее, по расходам Q_1, Q_2 и Q_3, пользуясь таблицей 3, подбираем диаметры наиболее длинной и наиболее нагруженной части сети — магистрали *ABCD*, и определяем соответствующие пропускные способности по Куттеру.

$$d_1 = 300;\quad K_1^2 = 1\,024\,000\ (л/сек)^2,$$

$$d_2 = 250;\quad K_2^2 = 376\,500\quad „$$

$$d_3 = 200;\quad K_3^2 = 110\,030\quad „$$

[1]) Проф. И. Г. Есьман, Гидравлика, стр. 210, Петроград, 1915.

Теперь определим потери напора на отдельных участках магистрали:

$$h_{w_1} = \frac{Q^2 L_1}{K_1{}^2} = \frac{75^2 \cdot 500}{1\,024\,000} = 2{,}75 \ \textit{м},$$

$$h_{w_2} = \frac{Q_2{}^2 L_2}{K_2{}^2} = \frac{40^2 \cdot 600}{376\,500} = 2{,}57 \ \textit{м},$$

$$h_{w_3} = \frac{Q_3{}^2 L_3}{K_3{}^2} = \frac{25^2 \cdot 800}{110\,030} = 4{,}55 \ \textit{м}.$$

Теперь нетрудно подсчитать давления в узловых точках магистрали:

$h_Д = 5$ *м* (по условию),

$$h_C = h_Д + h_{w_3} = 5 + 4{,}55 = 9{,}55 \ \textit{м},$$

$$h_B = h_C + h_{w_2} = 9{,}55 + 2{,}57 = 12{,}12 \ \textit{м},$$

$$h_A = h_B + h_{w_1} = 12{,}12 + 2{,}75 = 14{,}87 \ \textit{м}.$$

Пьезометрическая линия для магистрали будет *abed* (черт. 220).

Расчет ответвлений

Для того, чтобы в точке *E* иметь давление $h_E = 5$ *м*, необходимо вдоль *BE* потерять напор

$$h_{w_4}{}' = h_B - h_E = 12{,}12 - 5 = 7{,}12 \ \textit{м}.$$

По этой потере определим необходимую пропускную способность участка *BE*

$$K_4{}'^2 = \frac{Q_4{}^2 L_4}{h_{w_4}{}'} = \frac{20^2 \cdot 300}{7{,}12} = 16\,860 \ (\textit{л/сек})^2.$$

Берем по Куттеру ближайшее большее — $K^2_4 = 22310$, чему соответствует диаметр $d_1 = 1\,500$ *мм.* Тогда действительная потеря напора вдоль *BE* будет

$$h_{w_4} = \frac{20^2 \cdot 300}{22\,310} = 5{,}38 \ \textit{м},$$

и давление в точке E

$$h_E = h_B - h_{w_4} = 12{,}12 - 5{,}38 = 6{,}74 \ \textit{м}.$$

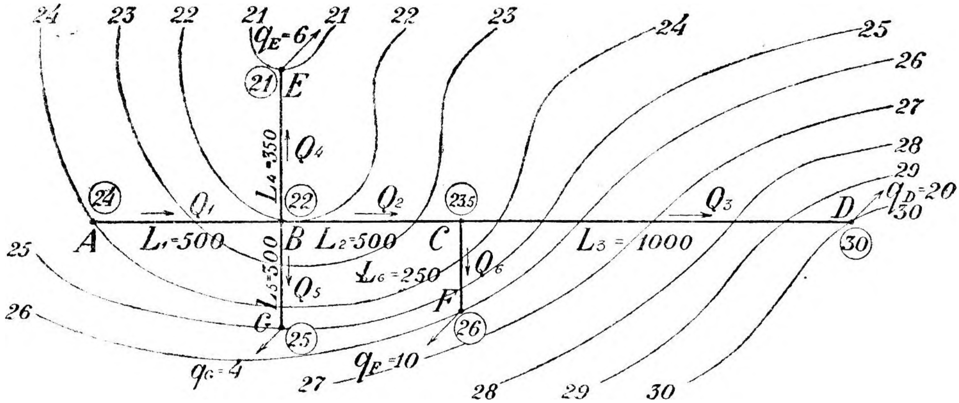
Пьезометрическая линия ветви: *BE* — *be* (черт. 220).

Подобным же образом рассчитываются ответвления *BG* и *CF*. Результаты вычислений собраны в таблицу.

Наименов. ответвлен.	L_i	Q_i	$h_{w_i}{}'$	$K_i{}'^2$	$K_i{}^2$	d_i	h_{w_i}	Давление на конечной точке
BE	300	20	7,12	16 860	22 310	150	5,38	$h_E = 6{,}74$
BG	500	15	7,12	18 950	„	„	6,06	$h_G = 6{,}06$
CF	200	15	4,55	9 870	„	„	2,02	$h_F = 7{,}53$

Весьма наглядное представление о падении напора вдоль участков сети дает перспективный черт. 220.

Если в точках G, E и F необходимо иметь давление, точно равное 5 *м*, то для того, чтобы потерять весь избыточный напор, имеющийся на ответвлениях, последние надо сделать составными, как это указано в задаче 138.



Черт. 221.

Задача 144. Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на черт. 221, при заданном давлении в начальной точке A — y_A = 3,5 *атм,* так, чтобы давления в конечных точках были бы не < 10 *м.* Числа на чертеже в кружках дают отметки соответствующих точек в *м;* расходы (q_1,— в *л/сек* и длины L_1 —в метрах.

При заданном давлении в начальной точке сети нельзя задавать скоростей, как это делалось в предыдущей задаче, так как сумма потерь напора вдоль *ABCD* задана.

Расчет магистрали *ABCD.* Сначала рассчитаем наиболее нагруженную линию — магистраль *ABCD*, а затем, определив давления в узлах *В* и *С,* рассчитаем ответвления.

Расходы отдельных участков магистрали

$$Q_3 = 20;\ Q_2 = 20 + 10 = 30;\ Q_1 = 30 + 4 + 6 = 40.$$

Имея давления в начале линии $y_A = 35$ *м* и в конце — $y_D = 10$ *м* (по условию), определим величину допустимых потерь на линии *ABCD:*

$$\Sigma h_{w_i} = (y_A + z_A) - (y_Д + z_Д) = (35 + 24) - (10 + 30) = 19 \text{ м}.$$

Зная возможные потери и протяженность линии *ABCD,* найдем для нее средний пьезометрический уклон:

$$i_p = \frac{\Sigma h_{w_i}}{\Sigma L_i} = \frac{19}{500 + 500 + 1000} = 0{,}0095.$$

По этому среднему пьезометрическому уклону определим необходимые пропускные способности отдельных участков магистрали по формуле

$$Q = K\sqrt{i_p}\ .$$

Имеем
$$K_1'^2 = \frac{Q_1^2}{i_p} = \frac{40^2}{0{,}0095} = 168\,400\ (\textit{л/сек})^2,$$
$$K_2'^2 = \frac{Q_2^2}{i_p} = \frac{30^2}{0{,}0095} = 94\,780 \quad "$$
$$K_3'^2 = \frac{Q_3}{i_p} = \frac{20^2}{0{,}0095} = 42\,200 \quad "$$

Теперь, обращаясь к таблице пропускных способностей (по Маннингу), подбираем сортаментные трубы с K_i, ближайшим большим и ближайшим меньшим K_i^2 и для принятых диаметров вычисляем потери на отдельных участках по формуле
$$h_{w_i} = \frac{Q_i^2 L_i}{K_i^2}.$$

Все результаты подсчетов собраны в таблицу А.

ТАБЛИЦА А.

Наимен. участка	L_i	Q_i	$K_i'^2$	$K_i^2 > K_i'^2$			$K_i^2 < K_i'^2$		
				K_i^2	d_i	h_{w_i}	K_i^2	d_i	h_{w_i}
AB	500	40	168 400	213 000	225	3,75	116 000	200	6,90
BC	500	30	94 780	116 000	200	3,78	56 200	175	8,01
GD	1000	20	42 200	56 200	175	7,12	24 600	150	16,26

Из полученных шести значений для d, составляем все возможные комбинации (при n отдельных участков магистрали общее число комбинаций = 2"), и для каждой комбинации определяем сумму потерь — Σh_{wi}. Результаты этих вычислений собраны в таблицу В.

ТАБЛИЦА В.

№	d_1	d_2	d_3	h_{w_1}	h_{w_2}	h_{w_3}	Σh_{w_i}
1	225	200	175	3,75	3,78	7,12	14,65
2	200	200	175	6,90	3,78	7,12	17,80
3	225	175	175	3,75	8,01	7,12	18,88
4	200	175	175	6,90	8,01	7,12	22,03
5	225	200	150	3,75	3,78	16,26	23,79
6	200	200	150	6,90	3,78	16,26	26,94
7	225	175	150	3,75	8,01	16,26	28,02
8	200	175	150	6,90	8,01	16,26	31,17

Из всех восьми комбинаций условиям задачи удовлетворяют только три комбинации: №№ 1,2 и 3, как дающие суммарную потерю напора < 19 *м*. Гидравлически любая из этих трех комбинаций приемлема. Окончательный выбор делается на основании соображений экономического характера. Считая стоимость отдельных участков пропорциональной произведению $L_i\ d_i$, останавливаемся на той комбинации, которая дает наименьшую сумму $\Sigma\ L_i\ d_i$. Результаты этих подсчетов собраны *в* таблицу С.

Из этой таблицы следует, что в экономическом отношении комбинации 2 и 3 равноценны. Окончательно останавливаемся на комбинации № 2, как требующей наименьшего напора (см. таблицу B).

Расчет ответвлений. Для примера рассчитаем ответвление *BG*.

ТАБЛИЦА C.

№	d_1	d_2	d_3	$L_1 d_1$	$L_2 d_2$	$L_3 d_3$	$\Sigma L_i d_i$
1	0,225	0,200	0,175	112,5	100,0	175,0	387,5
2	0,200	0,200	0,175	110,0	100,0	175,0	375,0
3	0,225	0,175	0,175	112,5	87,5	175,0	375,0

Расход ветви

$Q_6 = 4$ *л/сек.*

Потеря напора на участке *AB* — $hw_1 = 6{,}90$ *м*; следовательно, напор в точке *B* будет

$$h_B = h_A - h_{w_1} = 35 + 24 - 6{,}90 = 52{,}10 \text{ м.}$$

Напор в конечной точке ветви

$$h_G = z_G + 10 = 25 + 10 = 35 \text{ м.}$$

Таким образом, напор, который должен быть потерян вдоль участка *BG,*

$$h'_{w_5} = h_B - h_G = 52{,}10 - 35 = 17{,}10 \text{ м.}$$

Требуемая пропускная способность ветви

$$K_5'^2 = \frac{Q_5^2 L_5}{h_{w_5}} = \frac{4^2 \cdot 300}{17{,}10} = 280 \ (л/сек)^2.$$

Ближайшей большей пропускной способностью $K^2_5 = 610$ обладает труба диаметром d — 75 *мм.* Потеря напора вдоль ветви при этом диаметре

$$h_{w_5} = \frac{4^2 \cdot 300}{610} = 7{,}87 \text{ м,}$$

следовательно, давление в точке *G*

$$y_G = h_B - z_G - h_{w_5} = 52{,}10 - 25 - 7{,}87 = 19{,}23 \text{ м.}$$

Подобным же образом рассчитываются ветви *BE* и *CF.* Результаты подсчетов собраны в таблицу D.

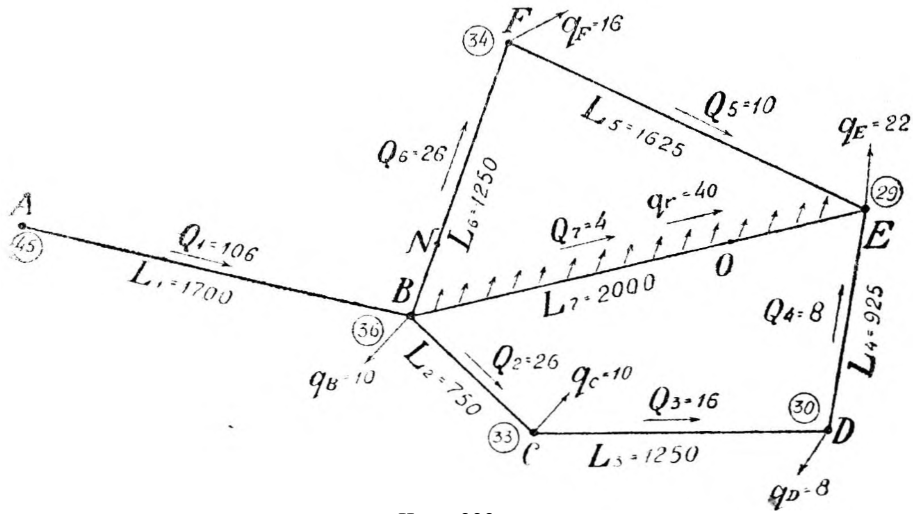
ТАБЛИЦА D.

Наимен. ответвлен.	L_i	Q_i	h_{w_i}'	$K_i'^2$	K_i^2	d_i	h_{w_i}	Давление в конечной точке
BG	300	4	17,10	280	610	75	7,87	$y_G = 19{,}23$
BE	350	6	21,10	597	610	75	20,66	$y_E = 10{,}44$
CF	250	10	12,32	2422	2850	100	8,77	$y_F = 15{,}05$

Задача 145. Определить диаметры отдельных участков замкнутой сети, изображенной на черт. 222, так, чтобы давления в узловых точках сети были бы не О 15 *м,* если давление в начальной точке *A* сети y_A = 4 *атм.* В узлах *B, C, D, E, F* имеются сосредоточенные расходы; участок *BE* несет непрерывный равномерный расход $y_г$ = 40 *л/сек.* Цифры в кружках указывают отметки узловых точек в метрах. Длины участков указаны также в метрах.

Способ расчета замкнутой сети заключается в следующем: внутренняя линия (в нашей задаче — линия *BE*) выбрасывается, оставшаяся внешняя линия размыкается, и затем производится расчет уже разомкнутой сети теми приемами, которые изложены в предыдущих задачах.

Наметим питание точки *E* таким образом, чтобы сеть была нагружена по возможности равномерно. Пусть точка *E,* расход которой q_E = = 22 *л/сек,* питается с трех сторон: со стороны *F* — *10 л/сек,* со стороны *D* — 8 *л/сек* и со стороны *B* - *4 л/сек.* Теперь выбрасываем линию *BE* из заданной сети и принимаем за т о ч к у р а з д е л а точку *E,* т. е. размыкаем заданную сеть **в** точке *E.* В результате этих операций мы получим две разом-



Черт. 222.

жнутых сети: одна — *ABCDE,* а другая *BFE* (или *ABFE* и *BCDE*), каждую из которых подсчитаем подобно тому, как это делалось в задачах 143 и 144. Начнем с линии *ABCDE,* как наиболее длинной.

При нашем предположении относительно питания раздельной точки *E,* расходы отдельных участков магистрали *ABCDE* будут

$$Q_4 = 8;$$

$$Q_3 = 8 + 8 = 16;$$

$$Q_2 = 16 + 10 = 26;$$

$$Q_1 = \Sigma\, q_i + q_r = 22 + 8 + 10 + 10 + 16 + 40 = 106.$$

Так как давление в точке *E* должно быть не менее 15 *м,* то величина возможных потерь напора вдоль линии *ABCDE* определится

$$\Sigma h_{ir_i} = (y_A + z_A) - (y_E + z_E) = (40 + 45) - (15 + 29) = 41 \;\; м,$$

и средний пьезометрический уклон линии *ABCD*

$$i_o = \frac{\Sigma h_{w_i}}{\Sigma L_i} = \frac{41}{1700 + 750 + 1250 + 925} = 0{,}00836.$$

Теперь по среднему пьезометрическому уклону и заданным *расходами* определим требуемые пропускные способности отдельных участков:

$$K_1'^2 = \frac{106^2}{0{,}00886} = 1\,270\,00 \ (л/сек)^2$$

$$K_2'^2 = \frac{26^2}{0{,}00886} = 76\,300 \quad ,,$$

$$K_3'^2 = \frac{16^2}{0{,}00886} = 29\,900 \quad ,,$$

$$K_4'^2 = \frac{8^2}{0{,}00886} = 7\,225 \quad ,,$$

Далее, по таблице пропускных способностей (по Куттеру) подбираем; трубы с K^2_t, ближайшими большими и ближайшими меньшими $K_i^2{}'$, и для принятых диаметров вычисляем потери напора на отдельных участках магистрали по формуле

$$h_{w_i} = \frac{Q_i^2 \ L_i}{K_i^2}.$$

Результаты всех этих вычислений собраны в таблице А.

Из полученных 8 значений для *d* составим все возможные комбинации. каковых в данном случае будет $2^4 = 16$, и для каждой комбинации определим сумму потерь Σh_{wi}. Результаты всех вычислений приведены в таблице В.

Из этой таблицы следует, что условиям задачи удовлетворяет только комбинации 1, 2, 3, 5 и 7, ибо только эти пять комбинаций дают потери меньшие 41 *м*. Значит с гидравлической точки зрения каждая из этих пяти комбинаций возможна. Окончательный выбор сделаем на основании экономических соображений, полагая, что стоимость сети пропорциональна Подсчет, произведенный в этом направлении (см. таблицу С), показывает, что наиболее экономичной должна быть комбинация № 2.

Итак, окончательно выбираем

$$d_1 = 300; \ d_2 = 200; \ d_3 = 175; \ d_4 = 125.$$

При этом давление в раздельной точке будет

$$y_E = h_A - z_E - \Sigma_{w_i} = 85 - 29 - 36{,}68 = 19{,}32 \ м.$$

Если такое давление в точке *E* можно допустить, то останавливаемся окончательно на принятых выше диаметрах; если в точке *E* необходимо держать давление точно равное 15 *м*, то один из участков линии можно сделать составным из двух диаметров (задача 138).

Предположим, что y_E должно быть = 15 *м*; тогда в линии *ABCDE* мы должны потерять не 36,68 *м,* а весь имеющийся избыточный напор, т. е. 41 *м*. Сделаем участок *CD* составным: для части *CM* участка *CD* примем $d_3' = 175$ *мм* и обозначим длину *CM* через □; тогда часть $MD = L_3$ — □; его диаметр возьмем $d_3'' = 150$ *мм*. Потери на участке *CD* должны быть

$$h_3' = h_{w_3} + 19{,}32 - 15 = 6{,}08 + 19{,}32 - 15 = 10{,}40 \ м.$$

ТАБЛИЦА А.

Наименование участка	L_i	Q_i	$K_i'^2$	$K_i^2 > K_i'^2$			$K_i^2 < K_i'^2$		
				K_i^2	d_i	h_{w_i}	K_i^2	d_i	h_{w_i}
ED	925	8	7225	8072	125	7,34	2314	100	25,60
DC	1250	16	28900	52530	175	6,08	22310	150	14,32
CB	750	26	76300	110030	200	4,61	52530	175	9,65
BA	1700	106	1 270 000	2 379 000	350	8,03	1 024 000	300	18,65

ТАБЛИЦА В.

№	d_1	d_2	d_3	d_4	h_{w_1}	h_{w_2}	h_{w_3}	h_{w_4}	Σh_{w_i}
1	350	200	175	125	8,03	4,61	6,08	7,34	26,06
2	300	200	175	125	18,65	4,61	6,08	7,34	36,68
3	350	175	175	125	8,03	9,65	6,08	7,34	31,10
4	300	175	175	125	18,65	9,65	6,08	7,34	41,72
5	350	200	150	125	8,03	4,61	14,32	7,34	34,30
6	300	200	150	125	18,65	4,61	14,32	7,34	44,92
7	350	175	150	125	8,03	9,65	14,32	7,34	39,34
8	300	175	150	125	18,65	9,65	14,32	7,34	49,96
9	350	200	175	100	8,03	4,61	6,08	25,60	44,32
10	300	200	175	100	18,65	4,61	6,08	25,60	54,94
11	350	175	175	100	8,03	9,65	6,08	25,60	49,36
12	300	175	175	100	18,65	9,65	6,08	25,60	59,98
13	350	200	150	100	8,03	4,61	14,32	25,60	52,56
14	300	200	150	100	18,65	4,61	14,32	25,60	63,18
15	350	175	150	100	8,03	9,65	14,32	25,60	57,60
16	300	175	150	100	18,65	9,65	14,32	25,60	68,22

ТАБЛИЦА С.

№	$L_1 d_1$	$L_2 d_2$	$L_3 d_3$	$L_4 d_4$	$\Sigma L_i d_i$
1	595	150	219	116	1080
2	510	150	219	116	995
3	595	131	219	116	1061
5	595	150	188	116	1049
7	595	131	188	116	1030

Длину □ определим из уравнения (задача 138)

$$10{,}40 = 16^2\left(\frac{l}{52\,530} + \frac{1250-l}{22\,310}\right),$$

откуда □ = 600 *м,* и, следовательно,

$$L_3 - l = 1250 - 600 = 650 \text{ м}.$$

Теперь рассчитаем в е т в ь *BFE*. Расходы отдельных участков ветв.

$$Q_5 = 10;\; Q_6 = 10 + 16 = 26.$$

Напор в точке *B*

$$h_B = h_A - h_{w_1} = 85 + 18{,}65 = 66{,}35 \text{ м}.$$

Следовательно, напор, который должен быть потерян в линии *BFE,*

$$\Sigma h_{w_1} = h_B - (y_E + z_E) = 66{,}35 - (15 + 29) = 22{,}35 \text{ м}.$$

Средний пьезометрический уклон линии *BFL*·

$$i_n = \frac{22{,}35}{1250 + 1625} = 0{,}00776.$$

Требуемые пропускные способности участков:

$$K_5'^2 = \frac{10^2}{0{,}00776} = 12900 \text{ (л/сек)}^2,$$

$$K_6'^2 = \frac{26^2}{0{,}00\,776} = 87\,100 \quad \text{„} \quad .$$

Далее по примеру прежних расчетов составляем таблицу D.

Т А Б Л И Ц А D.

Наимен. участка	L_i	Q_i	$K_i'^2$	$K_i^2 > K_i'^2$			$K_i^2 < K_i'^2$		
				K_i^2	d_i	h_{w_i}	K_i^2	d_i	h_{w_i}
BF	1250	26	87 100	110 030	200	7,68	52 530	175	16,05
FF	1625	10	12 900	22 310	150	7,28	8 072	125	20,60

Не трудно видеть, что из 4 возможных комбинаций приемлема только одна: $d_3 = 150$ и $d_c = 200$, которая дает потери напора

$$\Sigma h_{w_i} = 7{,}68 + 7{,}28 = 14{,}96 < 22{,}35.$$

Так как давление в точке *E* должно точно равняться 15 *м,* а при выбранных диаметрах оно получается > 15 *м,* то участок *BF* сети придется сделать составным: часть *BN,* длиной □, примем $d_6' = 200$, а часть *NF,* длиною $(L_6 - □) - d_6'' = 175$.

Участок *BF* должен погасить избыток напора

$$22{,}35 - 14{,}96 = 7{,}39 \text{ м},$$

т. е. потери напора на этом участке должны быть

$$h_{w_6} = 7{,}68 + 7{,}39 = 15{,}07 \text{ м.}$$

Длину □ найдем из уравнения

$$15{,}07 = 26^2 \left(\frac{l}{110\,030} + \frac{1250 - l}{52\,530} \right),$$

откуда

$$l = 150 \text{ м}; \quad L_6 - l = 1250 - 150 = 1100 \text{ м.}$$

Теперь остается подсчитать линию *BE*. Эта линия должна пропустить транзитный расход $Q_7 = 4$ и непрерывный $q_r = 40$. Потери на этом участке должны быть такими же, как и на линии *BFE*, т. е. $h_{w7} = 22{,}35$ *м*.

Для определения диаметра d_7 воспользуемся формулою задачи 127.

Имеем

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{40}{4} = 10$$

следовательно, требуемая пропускная способность определяется формулою

$$K_7^2 = \frac{q_t^2 L_7}{h_{w7}} \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \cdot \frac{q_r^2}{q_t^2} \right) =$$

$$= \frac{4^2 . 2000}{22{,}35} \left(1 + \frac{40}{4} + \frac{1}{3} \cdot \frac{40^2}{4^2} \right) = 63\,500 \ (л/сек)^2.$$

Ближайшей большей пропускной способностью обладает диаметр $d = 200$. Очевидно, если этот диаметр поставить вдоль всей линии *BE*, то давление в ее конце будет больше 15 *м*. Чтобы понизить давление y_E до 15 *м*, необходимо диаметр $d_7' = 200$ поставить лишь на части *BO* линии, а на прочей части взять $d_7'' = 175$. Пусть длина *BO* будет □, тогда длина *OE* будет L_7 — □. Длину □ определим из уравнения для потери напора в двух последовательно соединенных трубах разных диаметров с непрерывным и транзитным расходами

$$h_{w7} = \frac{q_{t_1}^2 l}{K_{7_1}^2} \left(1 + \frac{q_{r_1}}{q_{t_1}} + \frac{1}{3} \frac{q_{r_1}^2}{q_{t_1}^2} \right) +$$

$$+ \frac{q_{t_2}^2 (L_7 - l)}{K_{7_2}^2} \left(1 + \frac{q_{r_2}}{q_{t_2}} + \frac{1}{3} \frac{q_{r_2}^2}{q_{t_2}^2} \right), \quad \dots\dots\dots (*)$$

где все величины, относящиеся к участку *BO*, обозначены индексом $_1$ внизу, а относящиеся к участку *OE* — индексом $_2$ внизу. Очевидно,

$$q_{r_1} = \frac{q_r l}{L_7} = \frac{40 . l}{2000} = \frac{l}{50},$$

$$q_{r_2} = \frac{q_r (L_7 - l)}{L_7} = \frac{40 \ (2000 - l)}{2000} = \frac{2000 - l}{50},$$

$$q_{t_1} = q_t + q_{r_2} = 4 + \frac{2000 - l}{50} = \frac{2200 - l}{50},$$

$$q_{t_2} = q_t = 4,$$

$$\frac{q_{r_1}}{q_{t_1}} = \frac{l}{2200 - l}, \qquad \frac{q_{r2}}{q_{t_2}} = \frac{2000 - l}{200}.$$

Подставляя численные значения в ур-ие (*), получим

$$22{,}35 = \frac{l\,(2200 - l)^2}{50^2 \cdot 110\,030}\left[1 + \frac{l}{2200 - l} + \frac{1}{3} \cdot \frac{l^2}{(2200 - 1)^2}\right] +$$

$$\frac{4^2 \cdot (2000 - l)}{52\,530}\left[1 + \frac{2000 - l}{200} + \frac{1}{3}\,\frac{(2000 - l)^2}{2002}\right].$$

Решая это уравнение, получим

$$l = 295;\ L_7 - l = 1705.$$

Таким образом, окончательно сеть будет составлена так (см. таблицу Е):

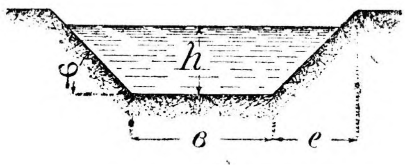
ТАБЛИЦА Е.

Участок	*AB*	*BC*	*CM*	*MD*	*DE*	*BN*	*NF*	*FE*	*BO*	*OE*
Длина	1700	750	600	650	925	150	1100	1625	295	1705
Диаметр	300	200	175	150	125	200	175	150	200	175

ГЛАВА VII.

Движение в открытых руслах.

Настоящая глава посвящена рассмотрению вопросов равномерного и безнапорного движения жидкости. Сюда относится движение в искусственных открытых каналах, а также движение в канализационных и дренажных трубах.



Черт. 223.

1. Основные формулы. Введем следующие обозначения (черт. 223):

b — ширина канала по дну,

h — глубина воды в канале или наполнение,

$$m = \frac{e}{h} = \operatorname{ctg} \varphi \text{ — боковые откосы канала.}$$

Тогда будем иметь:

площадь живого сечения канала

$$\omega = (b + mh)\ h, \qquad (1)$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, \qquad (2)$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi}. \qquad (3)$$

Для упрощения расчетов по формуле (2) приведена таблица 1.

ТАБЛИЦА 1.

m	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
$2\sqrt{1+m^2}$	2,24	2,50	2,82	3,20	3,60	4,32	4,48	5,38	6,32

Основное уравнение, которое было приведено в главе VI о движении жидкости в длинных напорных трубопроводах, в равной мере применимо и для открытых каналов, с тем, однако, что под i, в нем нужно подразумевать уклон i дна канала. Действительно, в случае равномерного движения жидкости в прямолинейном, призматическом канале с постоянной шероховатостью стенок и с постоянным уклоном дна i, пьезометрический уклон i_p совпадает с уклоном свободной поверхности, а этот последний равен уклону дна канала, т. е. $i_p = i$.

Полагая в ур-ии (9) главы VI $i_p = i$, получим основное уравнение равномерного движения в открытых руслах

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad \text{. . . . .} \quad (4)$$

Напомним, что в этом уравнении: Q — расход, R — гидравлический радиус, i — уклон дна канала и C — коэффициент, зависящий от формы, размеров и шероховатости стенок канала.

Так как $Q = \omega v$, где v — средняя скорость движения, то ур-ие (4), поделив на ω, можно представить в таком виде:

$$v = C \sqrt{Ri} \quad \text{. . . . .} \quad (5)$$

Ур-ие (5) известно в гидравлике под названием формулы Шези. Величина

$$K = \omega C \sqrt{R} \quad \text{. . . . .} \quad (6)$$

по аналогии с трубопроводами называется п р о п у с к н о й с п о с о б н о с т ь ю канала, или м о д у л е м р а с х о д а (по Павловскому). Вводя в ур-ие (4) пропускную способность, можно его переписать так:

$$Q = K \sqrt{i} \quad \text{. . . . .} \quad (7)$$

Из ур-ия (7) легко видеть, что пропускная способность канала есть не что иное, как расход канала при уклоне его дна, равном единице; следовательно, K имеет измерение расхода.

2. Формулы для определения коэффициента С. Для определения коэффициента C различными авторами предложен целый ряд эмпирических формул, причем в некоторых из них С ставится в зависимость только от гидравлического радиуса и степени шероховатости стенок канала, в других же кроме того учитывается влияние уклона дна канала.

Здесь приводятся главнейшие из существующих формул.

1°. Формула К у т т е р а („старая"[1]):

$$C = \frac{100}{1 + \frac{k}{\sqrt{R}}} \text{ (метры)}, \quad \text{. . . . .} \quad (8)$$

где k — коэффициент, определяющий шероховатость стенок канала, и берется из таблицы 2.

Формула Куттера имеет большое применение в канализационной практике и, как упоминалось выше, в водопроводном деле.

2°. Формула Г а н г и л ь е - К у т т е р а:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (метры)} \quad \text{. . . . .} \quad (9)$$

ТАБЛИЦА 2

значений *к* в „старой" формуле Куттера.

№	РОД СТЕНКИ	*к*
1	Наиболее чистая цементная штукатурка (исключительной гладкости)	0,12
2	Весьма тщательно строганые доски; гладкая штукатурка (из чистого цемента)..........	0,15
3	Строганые доски..........	0,20
4	Обыкновенные (нестроганые) доски, обыкновенная штукатурка. Весьма тщательная кирпичная и тесовая кладка. Водопроводные трубы, прослужившие некоторое время, но без заметной инкрустации	0,25
5	Кирпичная и тесовая кладка. Ряжевые стенки. Цементные и кирпичные стенки (каналы и трубы). Водопроводные трубы с инкрустацией, водостоки	0,30—0,35
6	Кладка из околотых камней на растворе; старая грубая кирпичная кладка	0,45
7	Хорошая бутовая кладка с частью заиленным дном..........	0,55
8	Мостовая..........	0,55—0,75
8а	Грубая (бутовая) кладка с заиленным дном..........	0,75
9	Старая (местами расстроенная) каменная кладка с заиленным дном, но без мха и растительности	1,00
10	Каналы в скалистом грунте, мало заросшие, при ширине дна менее 1,5 метров..........	1,25
10а	Земляные каналы с весьма правильными и хорошо устроенными откосами, без растений..........	1.50
11	Земляное русло с заиленным или каменистым дном, мало заросшие русла (каковы многие реки и ручьи), при ширине по дну более 2 метров	1,75
11а	Сухая кладка в плохом состоянии, при заросшем н покрытом мхом русле. Каналы в землистом грунте в худшем состоянии, заметно заросшие (при ширине по дну не более 1,5 метра)	2,00
12	Каналы весьма плохо содержимые, сильно заросшие (ширина дна менее 1,5 метра). Естественные потоки с гравелистым руслом..........	2.50

$$C = \frac{41,66 + \frac{1,811}{n} + \frac{0,00281}{i}}{1 + \left(41,66 + \frac{0,00281}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \; (\text{фут}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9')$$

$$C = \frac{15,73 + \frac{0,684}{n} + \frac{0,00106}{i}}{1 + \left(15,73 + \frac{0,00106}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \; (\text{саж}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9'')$$

Во всех этих формулах коэффициент n учитывает шероховатость стенок канала и берется из таблицы 3, причем категории шероховатости, отмеченные в таблице звездочкой, даны авторами формулы, а остальные категории предложены позднейшими экспериментаторами; i—уклон канала.

ТАБЛИЦА 3
значений *n* в формуле Гангилье-Куттера.

№ I	РОД С Т Е Н К И	n	$\frac{1}{n}$
1	Поверхности, покрытые вмалью или глазурью. Весьма тщательно построганые доски, хорошо пригнанные..	0.009	111,1
2	* Строганые доски. Штукатурка из чистого цемента..............................	0,010	100,0
3	Цементная штукатурка ($^1/_3$ песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные..	0,011	90,9
4	* Нестроганые доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы, весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
5	Тесовая кладка, весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестросаные доски, не вполне тщательно пригнанные..	0,013	76,9
6	„Загрязненные“ трубы (водопроводные и водосточные); средняя кирпичная кладка; бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
7	Грубая кирпичная кладка; каменная кладка (не тесовая) с чистой отделкой поверхностей, при ровном постелистом камне. Чрезвычайно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
8	*Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии; старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017	58,8
9	Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем; каналы в плотном лессе и плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (при всем том—в безукоризненном состоянии)..	0,018	55,6
10	Очень грубая бутовая кладка; сухая кладка из крупных камней; булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
11	Мостовая из крупного рваного камня, с резко выступающими углами; каналы в скале при посредственной обработке поверхности; каналы в плотной глине. Каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних..	0,0225	44,4
12	*Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые — в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей)	0,025	40,0
13	Земляные каналы: большие — в условиях ниже среднего, малые — в средних	0,0275	36,4
14	"Каналы и реки в сравнительно плохих условиях (напр., местами с водорослями и булыжником или заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и т. д.)..	0,030	33,3
15	Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях, с неправильным профилем, значительно засоренные камнями и водорослями и проч..	0,035	28,6
16	То же — в исключительно плохих условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и обвалы, заросли камыша)..	0,040[1])	25,0

[1]) В некоторых случаях этот коэффициент может доходить до 0,050.

Можно отметить, что при составлении проекта орошения Голодной и Дальверзинской степей для коэффициента η были приняты следующие значения [1])

Бетонная обделка..0,0140

Лесс в больших каналах.. 0,0225

Лесс в распределительной сети................................. 0.0250

Галька 0,0250

Необходимо отметить, что, когда уклон дна канала з н а ч и т е л е н ($i > 0{,}0005$), влияние уклона в формуле Гангилье-Куттера не велико, и для определения C можно пользоваться „сокращенной“ формулой Гангилье-Куттера, которая имеет вид (метры)

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23\,n}{\sqrt{R}}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Полная формула Гангилье-Куттера имеет широкое применение при расчете ирригационных систем (Англия, Америка, Германия, СССР), „сокращенная“ же — в канализационной практике.

3°. Формула Базе на („новая“):

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (метры)}, \quad \ldots\ldots \quad (11)$$

$$C = \frac{157{,}6}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (футы)}, \quad \ldots\ldots \quad (11')$$

$$C = \frac{59{,}6}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (сажени)}, \quad \ldots\ldots \quad (1'')$$

где γ — коэффициент, учитывающий шероховатость стенок канала. Значениях приведены в таблице 4.

Формула Базена применяется, главным образом, во Франции. В России формула Базена была предложена проф. Б. А. Бахметевым. Проф. Н. Н. Павловский [2]) отдает некоторое предпочтение формуле Гангилье-Куттера.

[1]) „Основные расчетные нормы, принятые в проекте под редакцией инж. Г. К. Р и з е н к а м п ф а, 1914.

а) Проф. Н. И. П а в л о в с к и й, Гидравлический справочник, стр. 104.

ТАБЛИЦА 4

значений γ в формуле Базена.

РОД СТЕНКИ	γ м	γ фут	γ саж.
1. Очень гладкие стенки (цементная штукатурка, строганые доски)	0,06	0,11	0,041
2. Гладкие стенки (доски, кирпич, тесовая кладка)	0,16	0,29	0,110
3. Бутовая (чистая) кладка	0,46	0,83	0,315
4. Промежуточная категория (грубая бутовая кладка, очень правильные стенки в плотном земляном грунте, замощенные стенки)	0,85	1,54	0,58
5. Земляные стенки в обычном состоянии	1,30	2,36	0,89
6. Земляные стенки, представляющие исключительное сопротивление	1,75	3,17	1,20

Связь между коэффициентами *к, п* и γ в формулах Куттера, Гангилье-Куттера и Базена следующая: [1])

k	0,15	0,25	0,55	1,50	1,75	2,00
n	0,011	0,012 – 0,013	0,017	—	0,025	0,030
γ	0,06	0.16	0,46	0,85	1,30	1,75

Между коэффициентами *к* и *п* в формуле Куттера и „сокращенной“ формуле Гангилье-Куттера существует следующая связь

k	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
n	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016

4°. Показательная формула Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{5}} \text{ (метры)}, \quad \ldots \quad (12)$$

где *л*— тот же коэффициент шероховатости, что и в формуле Гангилье-Куттера (таблица 3).

Эта формула уже приводилась в главе о движении жидкости в напорных трубопроводах, так как наибольшее распространение она получила в водопроводном деле.

5° Значительно позже Форхгеймер предложил формулу в следующем виде:

$$C = \frac{1}{n} R^{0,2} \quad \ldots \quad (13)$$

[1]) Schoklitsch, Graphische Hydraulik, стр. 13. 1923.

6°. В самое последнее время проф. Н. Н. П а в л о в с к и й предложил для открытых каналов следующую показательную формулу:

$$C = \frac{1}{n} R^{y} \text{ (метры)}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

где

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}10), \quad \ldots \ldots \ldots \quad (15)$$

причем n имеет те же значения, что и в формуле Гангилье-Куттера. Свою формулу проф. Павловский рекомендует для открытых каналов при $0{,}1 \leq R \leq 3$ (метры). Формулу (15) проф. Павловский несколько упрощает, давая показателю y следующие сокращенные значения:

при $0{,}1 \leq R < 1$

$$y = 1{,}5\sqrt{n} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (16)$$

при $1 < R \leq 3$

$$y = 1{,}3\sqrt{n} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (17)$$

Для упрощения расчетов по формуле (14) ниже приведена таблица 5 значений показателя y при различных n для $0{,}1 \leq R \leq 3$ (метры).

Помимо этого, ниже приведены значения С, вычисленные по формуле Гангилье-Куттера в таблице 6, по формуле Базена — в таблице 7, по формуле Маннинга- в таблице 8, и в конце книги график № 1 для определения C по формуле Гангилье-Куттера полной и сокращенной, график № 2 по Базену и график № 3- по Павловскому.

3. Гидравлически наивыгоднейший профиль. В ур-ии (4) величины ω, C и R могут быть выражены в зависимости от b и h и, таким образом, Q будет также функцией b и h. При заданных Q, $г$, m и χ (или n) бесчисленное множество профилей удовлетворяет ур-ию (4), так как две неизвестных b и h связаны только одним уравнением. Для того, чтобы сделать задачу определенной, можно ввести те или иные добавочные условия. Например, можно искать профиль, удовлетворяющий ур-ию (4) и требующий при заданных Q, i, m и γ наименьших земляных работ, т. е. требующий minimum'a ω. Профиль, удовлетворяющий этим условиям, называется г и д р а в л и ч е с к и наивыгоднейшим. Элементы этого профиля определяются следующими формулами:

$$b = 2h\,(\sqrt{1 + m^2} - m) = \beta h, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (19)$$

$$\omega = h^2\,(2\sqrt{1 + m^2} - m) = \alpha h^2, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (20)$$

$$R = \frac{h}{2}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (21)$$

$$K = \omega C\sqrt{R} = \frac{\alpha}{\sqrt{2}}\,Ch^{2,5} = A\,Ch^{2,5}. \quad \ldots \ldots \ldots \quad (22)$$

ТАБЛИЦА 5

значений показателя y в формуле проф. Н. Н. Павловского.

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (метры)}$$

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

R (м) \ n	0,010	0,013	0,015	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,0325	0,035	0,0375	0,040
0,10	0,120	0,152	0,171	0,189	0,214	0,233	0,251	0,269	0,286	0,305	0,318	0,332	0,346
0,20	0,120	0,151	0,168	0,186	0,210	0,228	0,246	0,263	0,279	0,296	0,309	0,323	0,337
0,40	0,120	0,149	0,165	0,182	0,204	0,221	0,238	0,254	0,268	0,283	0,297	0,309	0,323
0,60	0,120	0,147	0,163	0,179	0,200	0,216	0,232	0,247	0,261	0,275	0,288	0,299	0,312
0,80	0,120	0,146	0,161	0,176	0,196	0,211	0,227	0,241	0,254	0,268	0,280	0,291	0,303
1,00	0,120	0,145	0,159	0,173	0,193	0,207	0,222	0,235	0,248	0,261	0,273	0,284	0,295
1,50	0,120	0,141	0,155	0,168	0,184	0,199	0,212	0,224	0,236	0,247	0,258	0,268	0,278
2,00	0,120	0,140	0,152	0,164	0,178	0,192	0,204	0,215	0,225	0,236	0,246	0,255	0,264
2,50	0,120	0,139	0,150	0,160	0,174	0,185	0,197	0,206	0,216	0,226	0,235	0,243	0,251
3,00	0,120	0,137	0,147	0,156	0,169	0,180	0,190	0,199	0,208	0,217	0,225	0,232	0,240

ТАБЛИЦА 6

значений коэффициента *C* по формуле Гангилье-Куттера.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (м)$$

n	R м \ i	0,000025	0,00005	0,0001	0,0002	0,0004	0,001	0,01
0,010	0,05	38	44	51	54	56	57	58
	0,10	49	56	61	65	68	70	71
	0,20	63	70	74	77	78	79	80
	0,30	72	77	81	84	85	86	86
	0,50	83	86	88	90	91	91	91
	1,00	100	100	100	100	100	100	100
	2,00	115	111	109	107	106	105	105
	3,00	124	117	113	111	110	109	108
	5,00	134	123	118	115	113	112	111
	15,00	151	135	125	121	118	117	116
0,013	0,05	28	31	35	38	40	41	42
	0,10	36	40	44	47	49	50	51
	0,20	46	50	53	56	58	59	59
	0,30	53	57	60	63	64	64	65
	0,50	62	65	67	69	69	70	70
	1,00	77	77	77	77	77	77	77
	2,00	90	87	85	84	83	82	82
	3,00	99	94	89	88	87	86	85
	5,00	108	100	93	91	90	89	88
	15,00	125	114	102	98	96	94	92
0,017	0,05	19	22	24	26	28	29	29
	0,10	25	29	32	34	35	36	36
	0,20	34	37	39	41	42	42	43
	0,30	40	43	45	46	47	47	48
	0,50	47	49	50	51	51	52	52
	1,00	58	58	58	58	58	58	58
	2,00	71	69	67	66	65	64	64
	3,00	78	74	71	70	69	68	68
	5,00	87	79	75	73	72	71	70
	15,00	105	90	83	79	77	76	75
0,020	0,05	15	18	20	21	23	23	24
	0,10	21	23	25	28	29	29	30
	0,20	28	30	32	34	35	36	36
	0,30	33	35	37	38	39	40	40
	0,50	40	41	42	43	43	44	44
	1,00	50	50	50	50	50	50	50

Продолжение

n	R м \ i	0,000025	0,00005	0,0001	0,0002	0,0004	0,001	0,01
0,020	2,00	61	59	57	56	56	55	55
	3,00	69	64	61	59	59	58	58
	5,00	76	70	66	63	62	61	61
	15,00	94	81	74	70	68	67	66
0,025	0,05	12	13	15	16	17	18	18
	0,10	17	18	19	20	21	22	22
	0,20	22	23	24	25	26	27	27
	0,30	26	28	29	30	30	31	31
	0,50	31	32	33	34	34	35	35
	1,00	40	40	40	40	40	40	40
	2,00	50	48	47	46	45	45	45
	3,00	56	53	51	49	48	48	47
	5,00	64	59	54	53	52	51	50
	15,00	81	71	63	59	57	56	55
0,030	0,05	10	11	12	13	13	14	14
	0,10	13	14	15	16	17	18	18
	0,20	18	19	19	20	21	22	22
	0,30	21	22	23	24	24	25	25
	0,50	25	26	27	27	28	29	29
	1,00	33	33	33	33	33	33	33
	2,00	42	41	40	40	39	38	38
	3,00	48	45	43	42	42	41	41
	5,00	56	51	47	45	44	43	43
	15,00	72	62	55	52	51	49	48
0,035	0,05	8	9	9	10	10	11	11
	0,10	11	12	12	13	13	14	14
	0,20	15	16	16	17	17	18	18
	0,30	18	19	19	20	20	21	21
	0,50	22	23	23	23	24	24	24
	1,00	29	29	29	29	29	29	29
	2,00	36	35	34	34	33	33	33
	3,00	42	40	38	37	36	36	36
	5,00	49	45	43	42	41	40	39
	15,00	65	56	51	47	45	44	43
0,040	0,05	6	7	7	8	8	9	9
	0,10	9	10	11	11	12	12	12
	0,20	13	14	14	15	15	16	16
	0,30	15	16	17	18	18	18	18
	0,50	19	19	20	20	21	21	21
	1,00	25	25	25	25	25	25	25
	2,00	32	31	31	30	30	29	29
	3,00	37	35	34	33	33	32	32
	5,00	44	41	39	38	37	36	35
	15,00	59	52	46	43	42	41	40

ТАБЛИЦА 7

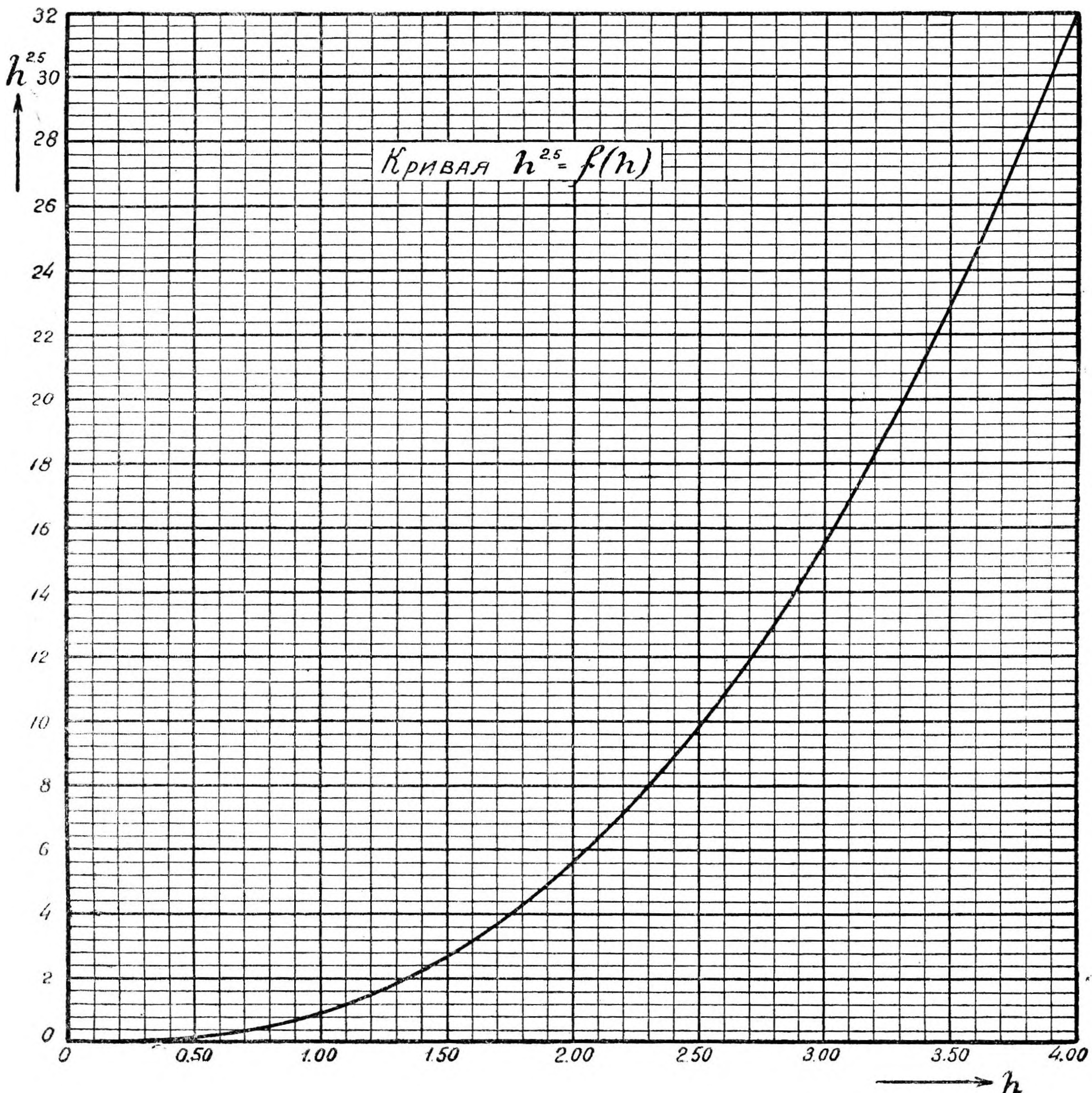
значений коэффициента *C* по формуле Базена.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \; (м)$$

R (м) \ γ	0,06	0,16	0,46	0,85	1,30	1,75
0,05	68,5	50,7	28,5	18,1	12,8	9,9
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,3	41,8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9

Продолжение.

R (м) \ γ	0,06	0,16	0,46	0,85	1,30	1,75
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24.1
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0
0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,5
1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
1,40	82,8	76,6	62,6	50,6	41,4	35,1
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7
1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
2,00	83,4	78,1	65,6	54,2	45,3	38,9
2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7
8,00	85,2	82,3	74,8	66,9	59,5	53,7
10,00	85,3	82,8	75,9	68,5	61,6	56,0
12,00	85,5	83,1	76,8	69,9	63,3	57,8
15,00	85,6	83,5	77,7	71,3	65,1	60,9
20,00	85,6	84,0	78,8	73,0	67,3	62,5


Кривая $h^{2.5} = f(h)$
$h^{2.5}$
32
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
0
0.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00
h

Черт. 4.

ТАБЛИЦА 8

значений коэффициента C по формуле Маннинга $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ *(м)*.

R (*м*) \ n	0,010	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0.05	60,7	46,7	35,2	30,4	24,3	20,2	17,6	15,2
0,06	62,6	48,2	36,3	31,3	25,0	20,9	18,2	15,6
0,07	64,2	49,4	37,2	32,1	25,7	21,4	18,6	16,0
0.08	65,6	50.5	38,0	32,8	26,2	21,9	19,0	16,4
0,10	68.1	52.4	39,5	34,0	27,2	22,7	19,7	17.0
0.12	70,2	54,1	40,7	35,1	28.1	23,4	20,4	17,5
0,14	72,1	55,6	41.8	36,0	28,8	24,0	20,9	18,0
0,16	73,6	56,7	42,7	36,8	29,4	24,5	21.3	18,4
0.18	75.2	57.9	43,6	37,6	30,1	25,1	21,8	18,8
0,20	76 5	58.9	44,4	38,2	30,6	25,5	22,2	19,1
0.22	77,7	59,8	45,1	38,8	31,1	25,9	22,5	19,4
0.24	78,8	60,7	45,7	39,4	31,5	26,3	22,9	19,7
0,26	79.9	61,5	46,3	39,9	32,0	26,6	23,2	20,0
0.28	80,9	62,3	46,9	40,4	32,4	27,0	23,5	20,2
0.30	81,8	63.0	47,4	40,9	32,7	27,3	23,7	20.4
0,35	83,9	64,6	48,7	42.0	33,6	28,0	24,3	21,0
0,40	85,8	66.1	49,8	42,9	34,3	28,6	24,9	21,4
0,45	87,5	67.4	50,7	43,8	35,0	29,2	25,4	21,9
0,50	89,1	68,6	51,7	44,6	35,6	29,7	25,8	22,3
0.55	90,5	69,7	52,5	45,3	36,2	30,2	26,2	22,6
0.60	91,8	70,7	53,2	45,9	36,7	30.6	26,6	22,9
0.65	93,1	71,7	54.0	46,6	37,2	31,0	27,0	23,3
0,70	94,2	72,5	54,6	47.1	37,7	31,4	27,3	23.6
0,80	96.4	74,2	55,9	48.2	38,6	32,1	28,0	24,1
0,90	98.3	75,7	57,0	49,1	39,3	32,8	28,5	24,6
1,00	100.0	77,0	58,0	50,0	40,0	33,3	29,0	25,0
1,10	101,6	78,2	58,9	50,8	40,6	33,9	29,5	25,4
1,20	103,1	79,4	59,8	51,5	41,2	34,4	29,9	25,8
1,30	104,5	80,5	60.6	52,2	41,8	34,8	30.3	26,1
1,50	107.0	82,4	62,1	53,5	42,8	35,7	31,0	26.7
1,70	109.2	84,1	63,3	54.6	43,7	36.4	31,7	27.3
2,00	112,0	86.2	65,0	56,0	44.8	37,3	32.5	28,0
2,50	116.5	89,7	67,6	58.2	46,6	38.8	33,8	29,1
3,00	120.0	92.4	69,6	60,0	48.0	40,0	34,8	30,0
3,50	123,2	94,9	71,5	61,6	49,3	41,1	35,7	30.8
4.00	126.0	97.0	73,1	63,0	50,4	42,0	36,5	31,5
5,00	131,0	100,8	76,0	65,5	52,4	43,7	38,0	32,7
10,00	147,0	113,1	85.3	73,5	58.8	49,0	42,6	36,7
15,00	157 0	120,9	91,1	78,5	62,8	52,3	45,5	39,4

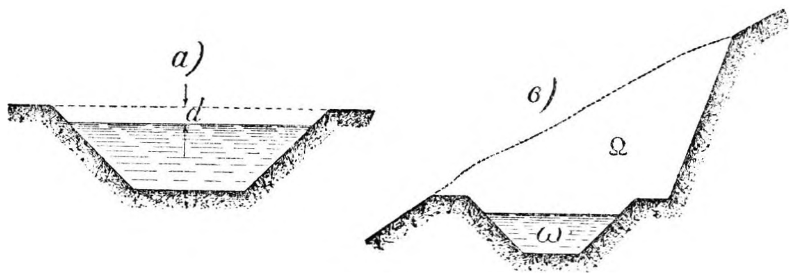
Для упрощения расчетов по формулам (19), (20) и (22) ниже приводится таблица 9 и на черт. 224 кривая $h^{2,5} = f(h)$.

ТАБЛИЦА 9.

m	0	0,10	0,20	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3.00
β	2,000	1,810	1,640	1.562	1,236	1,000	0.828	0,702	0,606	0,532	0,472	0,386	0,325
α	2,000	1,910	1,838	1,812	1,734	1,750	1,828	1,950	2,107	2.282	2,4[illegible]8	2,882	3,324
A	1,414	1,350	1,300	1,282	1,226	1,237	1,293	1,378	1,490	1.615	1,745	2,038	2,350

Необходимо, однако, отметить, что в задаче о гидравлически наивыгоднейшем проф. ле предполагается, что площадь всей выемки канала Ω равна площади его живого сечения ω, т. е., что канал протрассирован с уклоном дна, равным уклону местности, и что, кроме того, канал наполнен доверху водой. Далее, в этой задаче совершенно не предусмотрена обделка дна и стенок канала. В действительности же со всеми этими факторами приходится считаться, ибо канал часто трассируется по косогору, и грунт, в котором канал вырыт, нередко требует того или ин го укрепления; к тому же канал никогда не наполняется водой до верху.

Аналитическое исследование подобного рода практических задач во всей их полноте является весьма сложным вопросом. Заметим, что условие minimum а земляных работ при неполном заполнении какала требует профиля более глубокого, чем гидравлически наивыгоднейший. При трассировании канала в ровной местности и при незначительном *d* (черт. 225а) увеличение



Черт. 225.

глубины ничтожно; при значительном же *d*, или при трассировании канала по косогору (черт. 225 b) холостая часть канала требует иногда весьма солидной выемки, вследствие чего увеличение глубины может быть значительно. Подходить к этой задаче с математической стороны довольно затруднительно, так как *i* увеличением глубины увеличивается стоимость земляных работ, увеличиваются потери на фильтрацию, и увеличивается стремление канала к заилению (см. ниже о предельных скоростях). Все эти обстоятельства точно оценить какими-либо формулами весьма трудно, и подобные задачи инженер решает обычно чутьем, руководствуясь, главным образом, опытом существующих сооружений.

4. Предельные скорости и откосы. При проектировании каналов обычно приходится назначать пределы допускаемых скоростей, так как большие скорости разрушающе действуют на дно и стенки каналов; кроме того, например, в судоходных каналах при больших скоростях тяга судов затруднительна и т. д. Практикою существующих сооружений установлены некоторые пределы максимальных скоростей.

Тельфорд [1]) дает следующую таблицу скоростей, при которых начинается разрыв грунта:

РОД ГРУНТА	*v м/сек*	РОД ГРУНТА	*v м/се*
Размоченный землистый грунт	0,076	Щебень, крупная галька . . .	1,220
Легкая мелкая глина	0,152	Мягкий сланец, конгломераты .	1,520
Песок	0 305	Слоистая скала	1,830
Гравий	0,609	Твердая скала	3,050
Крупный гравий, мелкая галька	0,914		

[1]) F l a m a n t, Hydraulique, стр. 294, 1909.

Францикус [1]) дает следующую таблицу допускаемых скоростей:

№	РОД ГРУНТА	*v м/сек*
1	Мелкий песок и ил	0,50
2	Обыкновенный песок, слежавшийся болотный грунт	1,00
3	Плотный песчано-глинистый грунт, очень крупный песок или мелкий гравий	1,50
4	Галька, крепкий глинистый грунт	2,00

Bligh [2]) для оросительных каналов дает:

№	РОД ГРУНТА	*v фут/сек*
1	Легкий песчаный грунт	1,5—2,0
2	Песчано-глинистый грунт	2,5
3	Обычный плотный глинистый грунт . .	3,0
4	Твердая глина, гравелистый грунт . . .	4,0
5	Мостовая, щебень, галька	5,0—6,0

Еще следует привести здесь но мы допускаемых скоростей, принятые при составлении проекта орошения Голодной и Дальверзинской степей для больших каналов (главные, первостепенные и второстепенные распределители): [3])

№	РОД ГРУНТА	*v фут/сек*
1	Плывун	до 1,5
2	Песок	2
3	Галька	4
4	Лесс	2,5—3
5	Бетонированные каналы	8,5

В каналах силовых установок в обычных плотных песчано-глинистых грунтах или в более мягких грунта, укрепленных слоем гравия, $v_{\max}$ не превосходит 0,7—1,0 *м/сек*. Для бетонированных каналов v_{max} принимается от 3 до 6 *м/сек*. В канализационной практике v_{max} не превосходит 6—7 *ф/сек*.

При проектировании каналов приходится назначать также и наименьшую допустимую скорость, обеспечивающую канал от осаждения в нем взвешенных наносов, предупреждающую возможность появления растений и пр. В ка-

[1]) Handbuch d J. B. I—II.
[2]) B l i g h, The practical design of irrigation works, p. 413, 1910.
[3]) „Основные расчетные нормы, принятые в проекте", под редакцией инженера Г. К. Р и з е н к а м п ф а.

нализации принимается $v_{\min} = 2{,}5 — 3$ *фут/сек;* в раздельных системах v_{mia} понижается до 2 *фут/сек* и даже ниже. Для оросительных каналов w_{mia} определяется в настоящее время формулою Кеннеди, имеющею вид

$$v = 0{,}84\ h^{0{,}64}\ \text{(футы)} \quad \text{(23)}$$

$$v = 0{,}55\ h^{0{,}64}\ \text{(метры)}, \quad \text{(23')}$$

где h — наполнение канала.

Ниже приводится таблица наименьших скоростей в *м/сек* по Кеннеди.

h	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2.6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6
v	0,40	0,48	0,55	0,62	0,68	0,74	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01	1,06	1,11	1,16	1,20	1,25

Ниже приводится таблица предельных допускаемых откосов — m, обычно применяемых в гидротехнической практике.

РОД ГРУНТА	m
Слабый грунт	2—3
Обыкновенный грунт (земля, глина, лесс и пр.)	1,5—2
Плотная глина	1—1,25
Булыжная мостовая	1
Бетонная одежда	0,5—0,75
Каменная подпорная стенка	0—0,1
Деревянная и железо-бетонная одежда	0

5. Задачи.

Задача 145. Определить расход и скорость в земляком канале при следующих данных: $h = 3{,}5$ *м;* $b = 10$ *м;* $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0002$[1]).

По формулам (1), (2) и (3) имеем
площадь живого сечения канала

$$\omega = (b + mh)\ h = (10 + 1{,}5 \cdot 3{,}5)\ 3{,}5 = 53{,}3\ м^2;$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 10 + 3{,}5 \cdot 3{,}6 = 22{,}6\ м;$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{53{,}3}{22{,}6} = 2{,}36\ м.$$

Коэффициент C вычислим по формулам, указанным выше.

[1]) В дальнейшем условимся обозначать уклоны в десятитысячных: напр., $i = 0{,}0002 = 2^0/_{000}$ $i = 0{,}0035 = 35^0/_{000}$ и т. д. Такое обозначение удобно в том отношении, что при умножении на $\sqrt{i}$, нужно множить на $\sqrt{}$ из числа десятитысячных и результат делить на 100.

По Куттеру при $\kappa = 1{,}75$ (формула 8)

$$C = \frac{100}{1 + \frac{1{,}75}{\sqrt{2{,}36}}} = 46{,}75.$$

По Гангилье-Куттеру при $n = 0{,}025$ (формула 9; см. таблицу 6 и график № 1)

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0{,}025} + \frac{0{,}00155}{0{,}0002}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{0{,}0002}\right)\frac{0{,}025}{\sqrt{2{,}36}}} = 47{,}2.$$

По „сокращенной“ формуле (10) Гангилье-Куттера при $n = 0{,}025$

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0{,}025}}{1 + \frac{23 \cdot 0{,}025}{\sqrt{2{,}36}}} = 45{,}8.$$

По Базену при $\gamma = 1{,}30$ (формула 11; см. таблицу 7 и график № 2)

$$C = \frac{87}{1 + \frac{1{,}30}{\sqrt{2{,}36}}} = 47{,}1.$$

По Маннингу при $n = 0{,}025$ (формула 12; см. таблицу 8)

$$C = \frac{1}{0{,}025} 2{,}36^{\frac{1}{6}} = 46{,}17.$$

По Форхгеймеру при $n = 0{,}025$ (формула 13)

$$C = \frac{1}{0{,}025} 2{,}36^{0{,}2} = 47{,}5.$$

По Павловскому при $n = 0{,}025$ (формула 14; см. график № 3)

$$C = \frac{1}{0{,}025} 2{,}36^{0{,}199} = 47{,}36,$$

причем показатель y взят из таблицы 5.

ТАБЛИЦА А.

Авторы	Куттер	Гангилье-Куттер		Базен	Маннинг	Форх-геймер	Павлов-ский
		Полная	Сокращ.				
C	46,75	47,2	45,8	47,1	46,17	47,5	47,36
v	1,017	1,024	0.995	1,021	1,002	1,030	1,028
Q	54,2	54,6	53,0	54,5	53,4	54,9	54,75

В соответствии с полученными значениями коэффициента C определим скорость по формуле (5) и расход по формуле (4). Так, например, для коэффициента C по Куттеру будем иметь:

$$v = C\sqrt{Ri} = 46{,}75\sqrt{2{,}36 \cdot 0{,}0002} = 1{,}017 \text{ м/сек},$$

$$Q = \omega v = 53{,}3 \cdot 1{,}017 = 54{,}2 \text{ м}^3\text{/сек}.$$

Результаты подсчетов приведены в таблице *А*.

Подобный же подсчет, произведенный для следующих данных: канал земляной, $h = 1{,}8$ *м*; $b = 5$ *м*; $m = 1{,}5$; $i = 2$°/ooo, дает

$$\omega = 13{,}86 \text{ м}^2; \quad \chi = 11{,}48 \text{ м}; \quad R = 1{,}21 \text{ м}.$$

Значения C, v и Q приведены в таблице *В*.

ТАБЛИЦА В.

Авторы	Куттер	Гангилье-Куттер		Базен	Маннинг	Форх-геймер	Павлов-ский
		Полная	Сокращ.				
C	38,60	41,700	41,400	39,90	41,300	41.500	41.70
v	0,60	0,647	0,643	0,62	0,641	0,645	0,65
Q	8,31	8,960	8,910	8,60	8,880	8,930	9,01

Задача 147. Определить уклон канала г, пропускающего расход $Q = 20$ *м*³*/сек*; $h = 2{,}5$; $b = 4{,}8$ и $m = 0{,}75$. Канал покрыт грубой бетонировкой.

Имеем

$$\omega = (4{,}8 + 0{,}75 \cdot 2{,}5)\ 2{,}5 = 16{,}7 \text{ м}^2.$$

Следовательно, скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{20}{16{,}7} = 1{,}2 \text{ м/сек}.$$

Далее имеем

$$\chi = 4{,}8 + 2 \cdot 2{,}5\sqrt{1 + 0{,}75^2} = 11{,}05 \text{ м},$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{16{,}7}{11{,}05} = 1{,}51 \text{ м}.$$

Коэффициент С, как и в предыдущей задаче, вычислим по различным формулам, приведенным выше, и найдем требуемый уклон канала для всех полученных значений C.

По Куттеру при $к = 0{,}55$

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0{,}55}{\sqrt{1{,}51}}} = 69{,}2.$$

Так как в формулу Гангилье-Куттера входит неизвестный нам уклон, **то в** первом приближении влиянием уклона будем пренебрегать и определим C **по** формуле „сокращенной“. Если уклон получится меньше 0,0005, то пересчитываем C снова, но уже по полной формуле; если же уклон окажется больше 0,0005, то пересчета не потребуется.

Таким образом, по Гангилье-Куттеру при $n = 0{,}017$ имеем

$$C=\frac{23+\frac{1}{0{,}017}}{1+\frac{23\cdot 0.017}{\sqrt{1{,}51}}}=62{,}1.$$

По Базену при $\gamma = 0{,}46$ (по таблице 7 или по графику № 2)

$$C = 63{,}3.$$

По Маннингу при $n = 0{,}017$ (по таблице 8)

$$C = 62{,}9.$$

По Форхгеймеру при $n = 0{,}017$

$$C = 58{,}8 \cdot 1{,}51^{0{,}2} = 63{,}7.$$

По Павловскому при $n = 0{,}017$ (график № 3)

$$C = 58{,}8 \cdot 1{,}51^{0{,}168} = 63{,}1.$$

В соответствии с этими значениями C определим уклон по ур-ию 5)

$$i = \frac{v^2}{C^2 R}.$$

Так, по Куттеру имеем

$$i=\frac{1{,}2^2}{69{,}2^2\cdot 1{,}51}=1{,}99^0/_{000}.$$

По Гангилье-Куттеру

$$i = 2{,}47^0/_{000}.$$

Так как уклон получился < 0,0005, то, принимая уклон $i = 2{,}47°/ооо$, пересчитаем C по формуле (9). Получаем $C = 62{,}7$ и $i = 2{,}4°/ооо$.

Результаты всех подсчетов сведены в таблицу.

Авторы	Куттер	Гангилье-Куттер	Базен	Маннинг	Форх-геймер	Павловский
C	69.20	62,70	63.30	62,90	63,70	63,10
$i^0/_{000}$	1,99	2,43	2,38	2,41	2,35	2,39

Задача 148. При каком наполнении h земляной канал пропустит расход $Q = 40$ *м³/сек.* Дано: $b = 10$ *м;* $m = 1{,}5$; $i = 3^0/ооо$.

В ур-ии (4), как уже замечено выше, все величины могут быть выражены в функции от наполнения h, и, таким образом, можно получить одно уравнение с одной неизвестной,

$$Q = f(h).$$

Решать это уравнение аналитически довольно затруднительно, и поэтому в гидравлике для решения его обычно пользуются графическим методом, который мы и изложим здесь.

Необходимая пропускная способность канала при $Q = 40$ определится по формуле (7)

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{40}{\sqrt{3}} \cdot 100 = 2310 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Задаваясь различными значениями h при $b = 10$, определим по известным формулам соответствующие им величины ω, X, R, C и K, Так, например, полагая $h = 1$*м,* будем иметь:

$$\omega = 11{,}5 \text{ м}^2$$
$$\chi = 13{,}6 \text{ м}$$
$$R = 0{,}845 \text{ м}$$
$$C = 36{,}1 \text{ (по Базену при } \gamma = 1{,}30)$$
$$K = 381 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Таким же образом определим величины K и для других значений А. Результаты всех этих вычислений собраны в таблицу.

h	ω	χ	R	C	K
1,0	11,5	13,6	0.845	36,1	381
2,0	26,0	17,2	1.51	42,3	1350
3,0	43.5	20,8	2.09	45,8	2880
4,0	64,0	24,4	2,63	48,2	5000

Построив затем по данным этой таблицы кривую $K = f(h)$ (черт. 226), найдем по этой кривой, что требуемой пропускной способности $K_0 = 2310$ соответствует наполнение $h = 2{,}67$. При этом скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{40}{37{,}4} = 1{,}07 \text{ м/сек}.$$

Для решения этой же задачи можно было бы воспользоваться тем обстоятельством, что для русел правильной формы с достаточной для практических целей точностью, пропускные способности одного и того же канала, соответствующие различным его наполнениям, связаны уравнением [1]):

$$\left(\frac{K_2}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^x, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1)$$

где K_1 — пропускная способность канала при наполнении h_1,

K_2 „ „ „ „ „ h_2,

x — некоторый показатель, характеризующий данный канал.

Показатель x называется гидравлическим показателем русла[2]). Полагая $h_1 = 1$ и отбрасывая индекс „2“, ур-ие (1) можно представить в таком виде:

$$K = K_1 h^{\frac{x}{2}}. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (2)$$

Следует помнить, что в этом уравнении K_1 — пропускная способность канала при наполнении, равном единице.

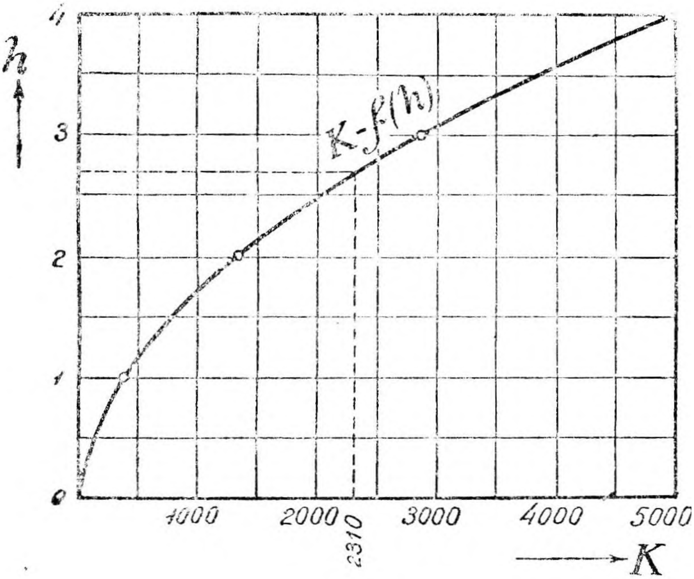
[1]) Это - уравнение установлено проф. Б. А. Бахметевым.

[2]) Такое наименование для показателя x предложил проф. Н. Н. Павловский.

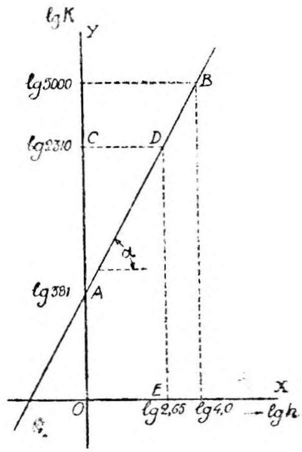
Прологарифмировав последнее выражение, получим

$$\lg K = \lg K_1 + \frac{x}{2} \lg h \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (3)$$

Если по оси x-ов откладывать $\lg h$, а по оси y-ов — $\lg K$, то полученное уравнение будет уравнением прямой, и tg угла, который образует эта прямая с осью x-ов, равен $\frac{x}{2}$, т.-е., $\operatorname{tg} \alpha = \frac{x}{2}$. Прямую можно построить по двум точкам (черт. 227) [1]; можно, например, определить K_1, т. е. пропускную способность канала при наполнении $h = 1$ и каком-либо ином, выбранном нами произвольно. Таким образом, будут найдены две точки, A и B, которые и определят искомую прямую. Теперь не представляет труда определить наполнение, соответствующее любой пропускной способности K_t: по оси $\lg K$ откладываем отрезок $OC =$



Черт. 226.



Черт. 227.

$= \lg K$; через точку C проводим прямую параллельную оси lg A до пересечения с прямой AB в точке D; чрез точку D проводим прямую, параллельную оси $\lg K$ до пересечения с осью lg A в точке E; отрезок OE дает величину $\lg h_i$. Если по координатным осям отложить отрезки, пропорциональные логарифмам, а в точках делений написать не логарифмы, а числа, то полученный отрезок OE дает сразу величину искомого A_i.

Выполненное здесь построение называется **логарифмический анаморфозом**.

Аналитически задача решается следующим образом. Из ур-ия (2) имеем:

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{K}{K_1}}{\lg h}.$$

Определив пропускные способности для наполнения $h = 1$ и какого-либо иного, из последнего выражения можно будет определить x. Ход решения лучше всего можно уяснить на частном примере.

1) На черт. 227 построение выполнено по данным задачи № 148

Выше было найдено, что при $h = 1$ *м*, $K_1 = 381$ *м³/сек* и при $h = 4$ *м*, $K = 5000$ *м³/сек*, следовательно,

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{5000}{381}}{\lg 4} = 1{,}855.$$

Теперь в ур-ии (2) величины K_1 и x известны. Для того чтобы определить нап' лнение, при котором канал пропустит расход $Q = 40$ *м³*, сек, надо в ур-ие (2) подставить вместо К величину пропускной способности, соответствующей этому расходу, т. е. 2310, и решить это уравнение относительно h.

Имеем

$$2310 = 381\ h^{1{,}855},$$

откуда

$$\lg h = \frac{\lg \frac{2310}{381}}{1{,}855} = 0{,}4215,$$

и, следовательно, $h = 2{,}65$ М.

Задача 149. Определить гидравлически наивыгоднейший профиль земляного канала, пропускающего расход $Q = 3$ *м³/сек* при i — 20°/$_{000}$ $m = 1{,}50$.

Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{3 \cdot 100}{\sqrt{20}} = 67{,}2\ м^3/сек.$$

Эту задачу весьма просто можно решить графически. Будем задаваться различными значениями h и вычислять им соответствующие R (формула 21), С (по Базену при $\gamma = 1{,}30$) и K (формула 22).

h	R	C	K
0,50	0,25	24,2	6,35
0,75	0,38	27,9	20.15
1.00	0.50	30.6	45,40
1,25	0.63	32,9	85,20
1,50	0,75	34,8	172,30

Результаты всех вычислений собраны в таблицу. Далее построим кривую $K = f\ (h)$ (черт. 228), по которой найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 67{,}2$ соответствует наполнение $h = 1{,}15$.и. При этом ширина канала по дну $b = 0{,}10$ м (формула 19); площадь живого сечения канала $\omega = 2{,}19$ *м²* (формула 20) и средняя скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{3}{2{,}79} = 1{,}07\ м/сек.$$

Профиля, пропускные способности которых мы определили, суть подобные, ибо для них имеет место отношение

$$\frac{b}{h} = 2\,(\sqrt{1 + m^2} - m) = \text{const},$$

а для подобных профилей с достаточной степенью точности можно принять (как и в задаче 148)

$$K = K_1 h^y,$$

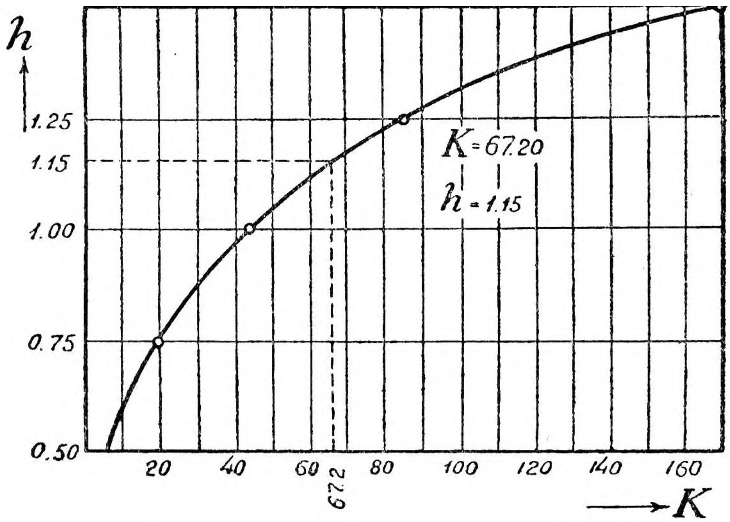
где K —пропускная способность канала при наполнении h,

K_1 „ „ „ „ =1,

y — постоянная данного профиля.

Следовательно, и эту задачу, так же, как и предыдущую, можно решить, воспользовавшись логарифмической анаморфозой.

Выше бы найдено (см таблицу), что $K_1 = 45{,}40$ *м³/сек* при $h = 1$ *м.*



Черт. 228.

При наполнении $h = 3$ *м* находим, что $K = 975$ *м³/сек.*

Тогда

$$y = \frac{\lg \frac{K}{K_1}}{\lg h} = \frac{\lg \frac{975}{45{,}4}}{\lg 3} = 2{,}79.$$

Следовательно, для рассматриваемых профилей имеем

$$K = 45{,}4\, h^{2{,}79},$$

Подставляя в это выражение $K = 67{,}2$ и решая его относительно h, получим

$$\lg h = \frac{\lg \frac{67{,}2}{45{,}4}}{2{,}79} = 0{,}0611,$$

откуда

$$h = 1{,}15 \text{ м.}$$

Задача 150. Спроектировать в полугоре, в скалистом грунте канал, пропускающий расход $Q = 2$ *м³/сек* при $i = 14°/ooo$; $m = 0$; канал грубо бетонирован.

От гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отказаться вследствие значительной стоимости выемки верхней холостой части (черт. 22); с другой стороны, нельзя значительно углублять канал, так как с углублением выемки затрудняется производство работ. Примем $\frac{b}{h} = \frac{2}{3}$.

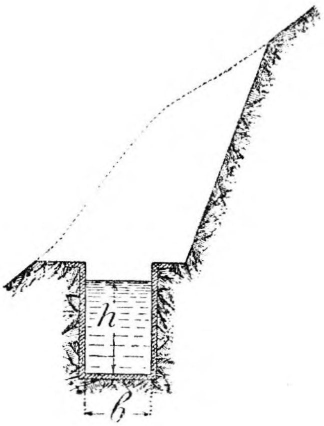
Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{2 \cdot 100}{\sqrt{14}} = 53{,}5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

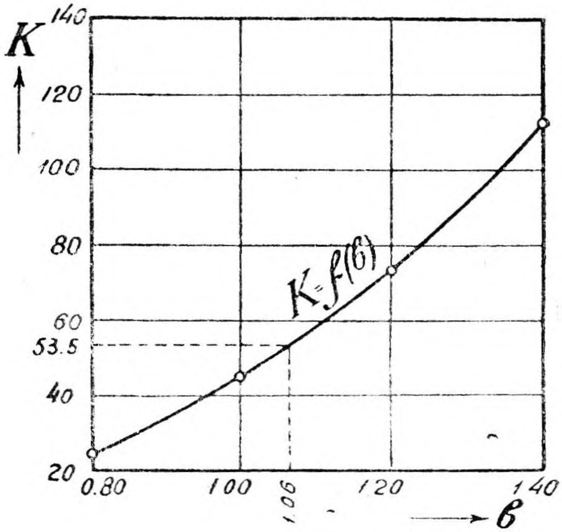
Задаваясь различными b, определяем им соответствующие ω, X, R_t C и K.

C определено по Базену при $\gamma = 0{,}46$. Результаты вычислений собраны в таблицу.

b	h	ω	χ	R	C	K
0,8	1,2	0,96	3,2	0,300	47,5	25,0
1,0	1,5	1,50	4,0	0,375	49,7	45,8
1,2	1,8	2,16	4,8	0,450	51,3	73,5
1,4	2,1	2,94	5,6	0,525	53,2	113,2



Черт. 229.



Черт. 230.

Затем построим кривую $K = f(b)$ (черт. 230), из которой находим, что заданной пропускной способности $K_0 = 53{,}5$ *м/сек* соответствует $b = 1{,}06$ *м*. Тогда наполнение

$$h = \frac{3}{2}\,b = \frac{3}{2}\cdot 1{,}06 = 1{,}59 \text{ м};$$

скорость

$$v = \frac{Q}{bh} = \frac{2}{1{,}06\cdot 1{,}59} = 1{,}19 \text{ м/сек}.$$

Задача 151. Определить расход канала, указанных на черт. 231 размеров, при $i = 7{,}4°/_{000}$ и $\gamma = 1{,}30$.

В данном случае мы имеем дело с профилем, составленным из трех частей, гидравлические свойства которых резко отличны. Практически с такими случаями приходится встречаться при разливе рек, например, когда все живое сечение потока состоит из русла реки и затопленной поймы.

Рассматривать все живое сечение, как одно целое, в данном случае нельзя. Осторожнее будет считать, пренебрегая взаимодействием частиц в плоскостях раздела, что движения на отдельных участках совершенно независимы. Тогда пропускная способность всего профиля определится как сумма пропускных способностей отдельных его элементов.

Все элементы, относящиеся к крайним частям профиля, будем обозначать индексом I, а относящиеся к средней части — индексом II.

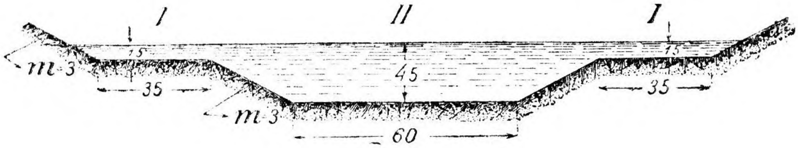
Будем иметь

$$\omega_{I} = \frac{(35 + 35 + 1{,}5 \,.\, 3)\ 1{,}5}{2} = 55{,}9\ \text{м}^2,$$

$$\chi_{I} = 35 + \sqrt{1{,}5^2 + 4{,}5^2} = 39{,}74\ \text{м},$$

$$R_{I} = \frac{55{,}9}{39{,}74} = 1{,}406\ \text{м};\ C_{I} = 41{,}45\ \text{(по графику № 2)},$$

$$K_{I} = 55{,}9 \,.\, 41{,}45 \,.\, \sqrt{1{,}406} = 2750\ \text{м}^3/\text{сек},$$



Черт. 231.

$$\omega_{II} = \frac{(60 + 60 + 2 \,.\, 3 \,.\, 3)\ 3}{2} + (60 + 2 \,.\, 3 \,.\, 3)\ 1{,}5 = 324\ \text{м}^3,$$

$$\chi_{II} = 60 + 2\ \sqrt{3^2 + 9^2} = 78{,}96\ \text{м},$$

$$R_{II} = \frac{324}{78{,}96} = 4{,}1\ \text{м};\ C_{II} = 53\ \text{(по графику № 2)},$$

$$K_{II} = 324 \cdot 53\sqrt{4{,}1} = 34800\ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Пропускная способность всего профиля

$$K = 2\,K_{I} + K_{II} = 22750 + 34800 = 40300\ \text{м}^3/\text{сек}$$

Расход канала

$$Q = K\sqrt{i} = \frac{40300\,\sqrt{7{,}4}}{100} = 1096\ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Определим теперь расход канала, не разбивая живого сечения на отдельные части.

$$\omega = 2\omega_{I} + \omega_{II} = 2 \,.\, 55{,}9 + 324 = 435{,}8\ \text{м}^3$$

$$\chi = 2\chi_{I} + \chi_{II} = 2 \,.\, 39{,}74 + 78{,}96 = 158{,}44\ \text{м}$$

$$R = \frac{435{,}8}{158{,}44} = 2{,}66 \text{ м.}$$

$$C = 48{,}75 \text{ (по графику № 2).}$$

Пропускная способность

$$K = 435{,}8 \cdot 48{,}75 \sqrt{2{,}76} = 35300 \text{ м}^3/\text{сек}$$

Расход

$$Q = \frac{35300 \sqrt{7{,}4}}{100} = 960 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Определим разницу' в процентах:

$$\Delta Q = \frac{(1095-960)\ 100}{1095} = 12{,}2\%.$$

Задача 152. Определить профиль канала, который должен пропускать расход Q = 13,9 *м³/сек* при наполнении $h \geq 2{,}4$ *м,* если дано: $i = 13^0/_{000}$ $m = 1{,}0$. Канал покрыт булыжной мостовой.

Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{13{,}9 \cdot 100}{\sqrt{13}} = 386 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Прежде всего определим, можно ли подобрать гидравлически иаивыгоднейший профиль с наполнением $h \geq 2{,}4$. Для этого подсчитаем пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля при наибольшем возможном наполнении $h = 2{,}4$ *м.* Если окажется, что $K' > K_0$, то, следовательно, гидравлически наивыгоднейший профиль возможен с наполнением $h < 2{,}4$ *м*; если же — $K'' < K_0$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля придется отказаться и, приняв наполнение $h = 2{,}4$ *м,* нужно уширить канал по дну.

Полагая $h = 2{,}4$ *м;* находим

$$R = 1{,}2;\ C = 48{,}9 \text{ (по Базену при } \gamma = 0{,}85).$$

Пропускная способность по формуле (22)

$$K' = 1{,}293\ Ch^{2.5} = 1{,}293 \cdot 48{,}9 \cdot 2{,}4^{2.5} = 564 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Так как полученное $K' > K_0$, то гидравлически наивыгоднейший профиль возможен с наполнением $h < 2{,}4$ *м.*

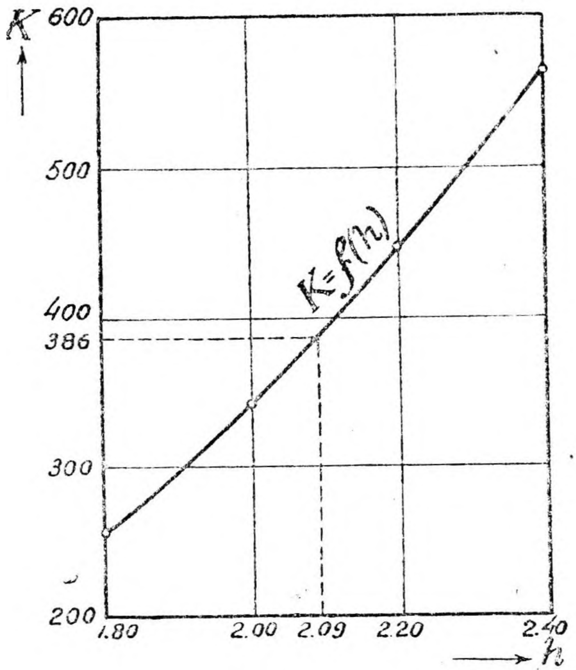
Теперь, задаваясь различными значениями h, меньшими 2,4 *м,* подсчитаем им соответствующие R, C и K. Результаты этих подсчетов сведены в таблицу

h	R	C	K
1,8	0,9	45,9	258
2,0	1,0	47,0	344
2,2	1,1	48,0	445
2,4	1,2	48,9	564

[1]) Коэффициент A взят из таблицы 9 и $h^{2,5}$ — по кривой черт. 224

Затем построим кривую $K = f(h)$ (черт. 232), из которой находим, что $K_0 = 386$ $м^3/сек$ соответствует $h = 209$ *м*. При этом $b = 1{,}73$ *м* и $v = 1{,}74$ *м/сек*.

Задача 153. Определить профиль земляного канала, пропускающего расход $Q = 12{,}5$ $м^3/сек$ с наполнением $h \geq 2$ *м* при $i = 7°/_{000}$ и $m = 1{,}5$.



Черт. 232.

Пропускная способность канала должна быть

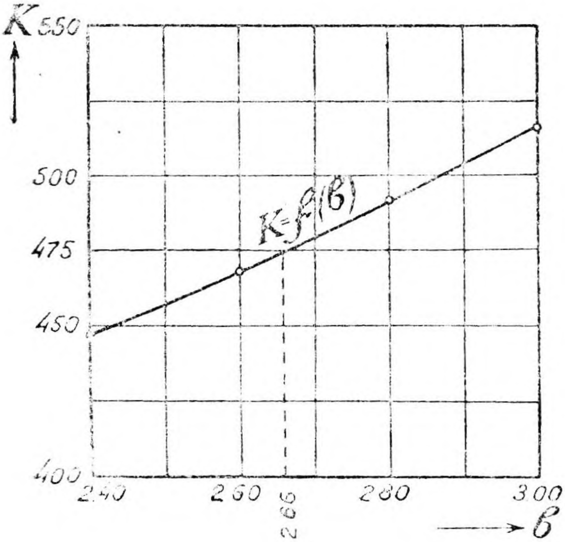
$$K_0 = \frac{12{,}5 \cdot 100}{\sqrt{7}} = 475 \ м^3/сек.$$

Как и в предыдущей задаче, прежде всего определим пропускную способность канала при гидравлически наивыгоднейшем профиле с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2$ *м*; при этом $b = 1{,}21$ *м*. Воспользовавшись для этого формулой (22) и считая по Базену ($\gamma = 1{,}30$), находим, что

$$K' = 319 \ м^3/сек.$$

Так как $K' < K_0$, то гидравлически наивыгоднейшего профиля подобрать нельзя — необходимо уширить канал по дну.

Принимая наполнение $h = 2$ *м* и задаваясь различными $b > 1{,}21$, определим им соответствующие величины ω, X, R, C и затем вычислим K. Результаты этих вычислений представлены в таблице.



b	ω	χ	R	C	K
2,4	10,8	9,6	1,125	39,1	448
2,6	11,2	9,8	1,143	39,2	469
2,8	11,6	10,0	1,160	39,4	492
3,0	12,0	10,2	1,177	39,6	516

Далее построим кривую $K=f(b)$ (черт. 233), по которой находим, что заданной пропускной способности $K_0 = 475$ $м^3/сек$ соответствует ширина канала по дну $b = 2{,}66$ *м*. При этом скорость $v = 1{,}1$ *м/сек*.

Задача 154. Найти размеры канала, который должен пропускать расход Q = 10 *м³/сек* при i = 20°/ooo, так, чтобы скорость течения v была бы >0,75 *м/сек.* Дно и откосы канала покрыты мостовой (m = 1,0).

Найдем требуемую пропускную способность

$$K_0 = \frac{10 \cdot 100}{\sqrt{2}} = 708 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Следует заметить, что если вообще возможен профиль, пропускающий при данных задачи расход Q = 10 *м/сек* при скорости v > 0,75 *м/сек,* то возможен и гидравлически наивыгоднейший профиль, ибо последний характеризуется наибольшей возможной скоростью. Таким образом, задачу можно поставить так: — возможен гидравлически наивыгоднейший профиль или нет? Чтобы ответить на этот вопрос, задаемся наименьшей возможной скоростью v = 0,75 *м/сек* и, предполагая профиль гидравлически наивыгоднейшим, находим соответствующий уклон.

Имеем

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{10}{0{,}75} = 13{,}33 \text{ м}^2.$$

Далее по формуле (20)

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\alpha}} = \sqrt{\frac{13{,}33}{1{,}828}} = 2{,}7 \text{ м}; \quad R = \frac{h}{2} = 1{,}35 \text{ м}.$$

По Базену (при γ = 0,85) C = 50,2.

И, наконец, уклон дна из ур-ия (5)

$$i' = \frac{v^2}{C^2R} = \frac{0{,}75^2}{50{,}2^2 \cdot 1{,}35} = 0{,}00017 = 1{,}7^0/_{000} < i.$$

Отсюда следует, что гидравлически наивыгоднейший профиль при уклоне i' = $1{,}7^0/_{000}$, т. е. при скорости v = 0,75 *м/сек* пропускает расход Q = 10 *м³/сек,* следовательно, при заданном уклоне i > i' также возможен гидравлически наивыгоднейший профиль, причем данный расход будет пропускаться этим профилем со скоростью v > *0,75 м/сек.*

Дальнейшее решение задачи очевидно: задаваясь различными значениями h (2,2; 2,4; 2,6; 2,8; 3,0) и находя им соответствующие K (446; 566; 704; 858; 1033), строим кривую $K = f(h)$. По этой кривой находим, что K_0 = 708 *м³/сек* соответствует наполнение h = 2,61 *м.* При этом получается b = 2,13 *м* и v = 0,81 *м/сек.*

Задача 155. Найти размеры канала, пропускающего расход Q = 6 *м³/сек* при i = 10%oo так, чтобы $v \geq$ *0,6 м/сек.* Канал покрыт мостовой, m = 1,0,

Прежде всего определим уклон i' гидравлически наивыгоднейшего профиля, способного пропустить расход Q = 6 *м³/сек* со скоростью v = 0,6 *м/сек.*

Применяя те же приемы, что и в предыдущей задаче, и считая C по Базену (γ = 0,85), находим:

$$i' = 13^0/_{000} > i.$$

Таким образом, гидравлически наивыгоднейший профиль при данных задачи требует уклона большего, чем заданный, а раз это так, то всякий другой профиль при данных задачи будет обладать скоростью, меньшею, чем 0,6 *м/сек.* Отсюда следует, что канала, удовлетворяющего условиям задачи, спроектировать нельзя.

В подобных случаях, если возможно, надо уменьшить шероховатость канала (увеличить C) или увеличить уклон.

Задача 156. Определить размеры канала при следующих данных: $Q = 24$ *м³/сек;* $i = 2{,}5\ ^\circ/_{000}$; $m = 0{,}5$; канал покрыт грубой бетонировкой; наименьшая скорость определяется формулой Кеннеди $v = 0{,}55\ h^{0,64}$.

Задаваясь различными наполнениями h, по формуле Кеннеди будем определять предельные минимальные скорости, затем с помощью известных формул (по Базену при $\gamma = 0{,}46$) определяем соответствующие величины ω, b, X, R, C и, наконец, по формуле

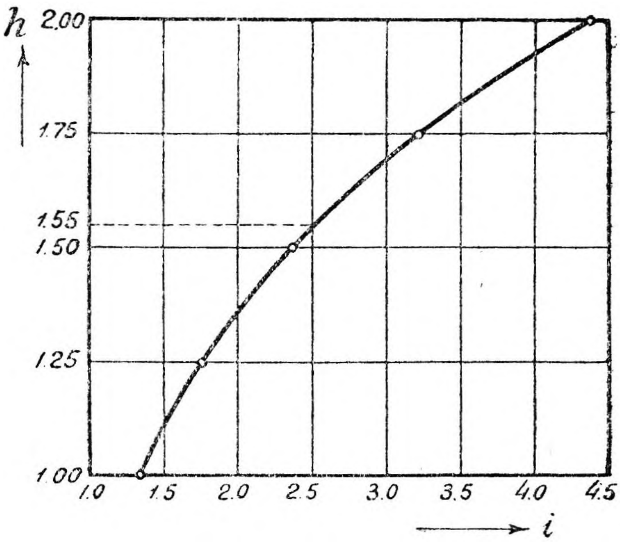
$$i = \frac{v^2}{C^2 R}$$

находим необходимые уклоны. Результаты всех этих вычислений даны в таблице. Затем построим кривую $h = f(i)$ (черт. 234), по которой находим, что уклону $i = 2{,}5^\circ/_{ooo}$ соответствует наполнение $h = 1{,}55$ *м* при ширине канала по дну $b = 1{,}36$ *м*.

h	v	ω	b	χ	R	C	i $^\circ/_{000}$
1,00	0,55	4,36	3,86	6,10	0,71	56,3	1,33
1,25	0,63	3,78	2,40	5,20	0,73	56,5	1,73
1,50	0,71	3,36	1,49	4,85	0,69	56,0	2,34
1,75	0,79	3,05	0,87	4,79	0,64	55,2	3,21
2,00	0,86	2,80	0,40	4,88	0,57	54,1	4,38

Найденный профиль удовлетворяет условиям задачи. Теперь выясним, шире или уже гидравлически наивыгоднейшего найденный нами профиль. Если окажется, что найденный профиль шире гидравлически наивыгоднейшего, то увеличить наполнение до величины, соответствующей гидравлически наивыгоднейшему профилю, не представляется возможным, так как, хотя с увеличением h скорость в канале возрастает, но возрастает медленнее, чем к р и т и ч е с к а я, определяемая формулой Кеннеди: увеличивая h, мы увеличиваем скорость, но переходим в зону недопускаемых скоростей.

Если же, наоборот, найденный профиль окажется уже гидравлически наивыгоднейшего, то необходимо уменьшить наполнение до величины, соот-



Черт. 234.

ветствующей гидравлически наивыгоднейшему профилю; скорость в канале при этом увеличивается до максимальной, большей критической, определяемой формулой Кеннеди.

В нашей задаче отношение

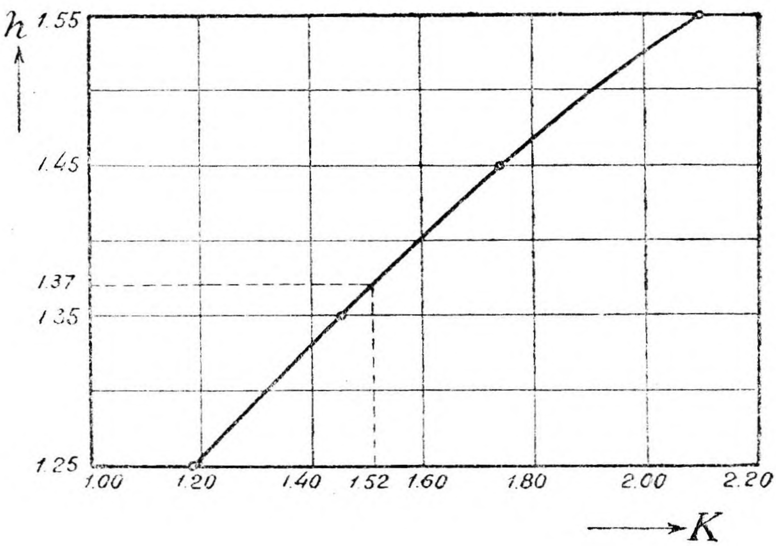
$$\frac{b}{h}=\frac{1,36}{1,55}=0,88;$$

между тем как для гидравлически наивыгоднейшего профиля (см. таблицу на стр. 293) $\frac{b}{h}=1,236$, т. е. найденный нами профиль уже и глубокие гидравлически наивыгоднейшего; следовательно, мы должны уменьшить наполнение. Имеем

$$K_0=\frac{2,4\cdot 100}{\sqrt{2,5}}=152\ м^3/сек.$$

h	b	ω	R	C	K
1.55	1.92	4,18	0,78	57,1	210
1,45	1,80	3,66	0,73	56,5	174
1,35	1,67	3,17	0,68	55,7	145
1,25	1,55	2,72	0,63	55,0	118

Задаваясь различными значениями А, подсчитаем, как это делалось в предыдущих задачах, им соответствующие K. Результаты подсчетов сведены в таблицу. Далее построим кривую $K=f(h)$ (черт. 235), по которой находим, что $K_0 = 152$ $м^3/сек$ соответствует наполнение $h = 1,37$ *м;* ширина



Черт. 235.

какала по дну $b = 1,69$ *м;* скорость $v = 0,74$ *м/сек.* тогда как предельная скорость по Кеннеди

$$v=0,55\cdot 1,37^{0,64}=0,67\ м/сек.$$

Задача 157. Определить профиль канала для пропуска расхода $Q = 10$ *м³/сек* при следующих данных: i =2°/ooo; $m = 1{,}0$; $\gamma = 0{,}85$; минимальные скорости определяются по Кеннеди.

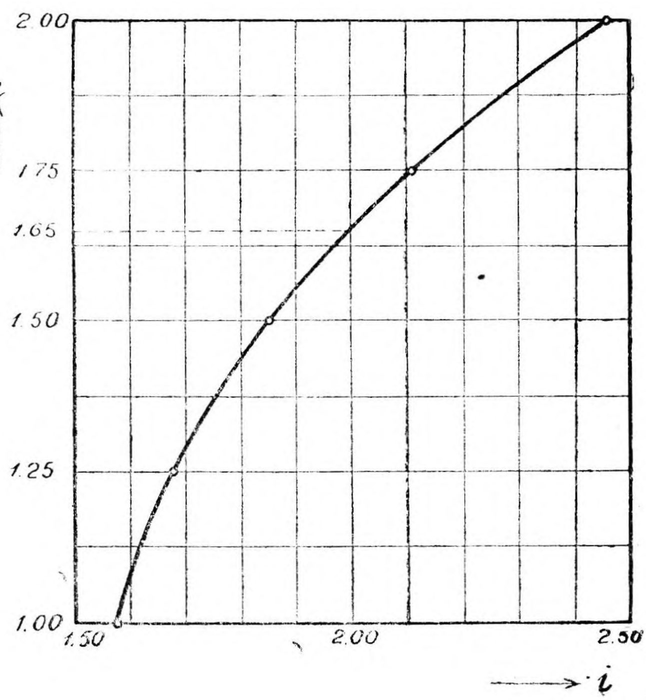
Так же, как и в предыдущей задаче, задаваясь различными значениями А, будем определять им соответствующие v (по Кеннеди), ω, b, X, R и C (по Базену) и i. Результаты подсчетов сведены в таблицу. Далее построим кривую

h	v	ω	b	χ	R	C	i °/ooo
1,00	0,55	18,20	17,20	20,03	0,91	45,95	1,58
1,25	0,63	15,80	11,36	14,90	1,06	47,65	1,67
1,50	0,71	14,02	7,85	12,09	1,16	48,60	1,85
1,75	0,79	12,70	5,51	10,46	1,22	49,05	2,12
2,00	0,88	11,67	3,84	9,49	1.23	49,30	2,47

$h = f(i)$ черт. 236), по которой находим, что уклону i = 2°/ooo соответствует $h = 1{,}65$ *м*. Ширина канала по дну при этом получается $b = 6{,}4$ *м*. Отношение

$$\frac{b}{h} = \frac{6{,}4}{1{,}65} = 3{,}88,$$

между тем как для гидравлически наивыгоднейшего профиля это отношение = 0,828 (таблица 9 на стр. 293). Таким образом, найденный профиль шире гидравлически наивыгоднейшего; увеличивать наполнение нельзя, ибо с увеличением h мы переходим в зону недопустимых скоростей.



Черт. 236.

Задача 158. Определить размеры канала, который должен пропускать расход Q = 4 *м³/сек.*

Дано: уклон i = 5°/ooo; канал предполагается земляным с откосами $m = 2$; скорость v должна быть $\leq$ $\leq 0{,}8$ *м/сек.*

Прежде всего выясним, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого, задаваясь наибольшей допускаемой скоростью $v = 0{,}8$ и предполагая профиль гидравлически наивыгоднейшим, определим требующийся уклон i''. Если окажется $i' > i$, то гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q = 4$ *м3/сек* при уклоне $i = 5°/ooo$ возможен: при этом скорость, очевидно, будет < 0,8. Если же i'' будет < i, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отказаться.

В нашей задаче имеем: $\omega = 5$; $h = 1{,}42$; $b = 0{,}67$; $R = 0{,}71$; $C = 34{,}2$ (по Базену при $\gamma = 1{,}30$); $i' = 7{,}7°/ooo$.

Так как i'' получилось > i, то гидравлически наивыгоднейший профиль возможен. Определим его размеры.

Требуемая пропускная способность канала

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{4 \cdot 100}{\sqrt{5}} = 179 \ \text{м}^3/\text{сек}.$$

Задаваясь различными h, определим по формуле (22) им соответствующие пропускные способности K. Затем построим кривую $K = f(h)$, из которой найдем, что пропускной способности $K_0 = 179$ *м³/сек* отвечает наполнение $h = 1{,}54$ *м*. При этом получается: $b = 0{,}73$ *м* и $v = 0{,}68$ *м/сек.*

Задача 159. Из точки A надо подвести воду в точку B в количестве $Q = 50$ *м³/сек,* при чем расстояние $AB = 2400$ *м.* Уклон $i = 6°/ooo$. Предполагается устроить земляной канал с откосами $m = 1{,}5$. Максимальная скорость $v = 1$ *м/сек.*

Как и в предыдущей задаче, прежде всего выясним, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Принимая наибольшую допустимую скорость $v = 1$ и предполагая гидравлически наивыгоднейший профиль, находим: $\omega = 50$; $h = 4{,}88$; $b = 2{,}93$; $R = 2{,}44$; $C = 47{,}5$ (по Базену при $\gamma = 1{,}30$) и уклон $i' = 2{,}85°/ooo$.

Так как $i' < i$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отступить, ибо при $i = 6°/ooo$ последний пропустит расход $Q = 50$, очевидно, со скоростью $v > 1$. Надо уширить канал, что теоретически всегда возможно.

При $í$ незначительно отличающемся от г, указанный прием приводит к решению задачи; при i'' значительно отличающемся от i, как например, в нашем примере, хотя мы и получим теоретически правильное решение, но оно не всегда будет приемлемо практически, ибо канал будет иметь очень большую ширину по дну.

Если условия допускают изменения уклона i, то можно, приняв наибольшую допустимую скорость $v = 1$, искать требующийся уклон канала либо для гидравлически наивыгоднейшего профиля, либо для профиля, удовлетворяющего каким-либо другим добавочным условиям в отношении h или 6. Очевидно, во всех этих случаях уклон будет < 6°/ооо, и избыточное падение необходимо погасить п е р е п а д а м и .

Остановимся на первом приеме, т. е. на гидравлически наивыгоднейшем профиле при $v = 1$, для которого выше было найдено; $h = 4{,}88$; $b = 2{,}93$ $i' = 2{,}85°/ooo$. Следовательно, при длине канала $L = 2400$, высота перепадов должна быть:

$$H = L\,(i - i') = 2400\,(6 - 2{,}85) \cdot 10^{-4} = 0{,}76 \ \text{м}.$$

Если имеется возможность отступить от данной шероховатости, то можно поднять предельную максимальную скорость соответствующим укреплением дна и стенок канала и тем самым обойтись без перепадов.

Произведем для нашего примера следующий подсчет. Предположим, что имеется возможность покрыть дно и откосы какала рваным камнем. Эта одежда позволяет поднять предельную максимальную скорость до $v = 2$ *м/сек,* уменьшить заложение откосов до $m = í$ и уменьшить коэффициент шероховатости до $\gamma = 0{,}85$ (по Базену). Определим, как и в начале задачи, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль со скоростью $v = 2$ *м/сек.*

Принимая $v = 2$, получим: $\omega = 25$; $h = 3{,}70$; $b = 3{,}07$: $R = 1{,}85$; $C =$ $= 53{,}5$ (по Базену при $\gamma = 0{,}85$) и уклон $i = 7{,}55°/ooo$.

Так как i' получилось $> 6°/ooo$, то возможен гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q = 50$ при уклоне $6°/ooo$ со скоростью $v < 2$. Определим его размеры. Пропускная способность этого канала

$$K_0 = \frac{50 \cdot 100}{\sqrt{6}} = 2040 \text{ } м^3/сек.$$

Задаваясь различными значениями Л и определяя им соответствующие пропускные способности K (формула 22), построим кривую $K = f\ (h)$, по которому затем найдем, что $K_0 = 2040$ $м^3/сек$ отвечает $h = 3{,}87$ *м;* при $b = 3{,}17$ *м* и $v = 1{,}58$ *м сек.*

Заметим, что окончательный выбор делается на основании сравнения стоимостей различных вариантов.

Задача 160. Найти размеры канала, пропускающего расход $Q =$ $= 3{,}3$ $м^3/сек$ при $i = 12°/ooo>$ $m = 1{,}5$; канал земляной. Кроме того, должны быть выполнены условия: $v \geq 0{,}5$ *м/сек* и $h \leq 1{,}5$ *м.*

Пропускная способность, которой должен обладать канал,

$$K_0 = \frac{3{,}3 \cdot 100}{\sqrt{12}} = 95{,}4 \text{ } м^3/сек.$$

Прежде всего выясним, независимо от предельной наименьшей скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого определим пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 1{,}5$. Пользуясь формулой (22) и считая по Базену ($\gamma = 1{,}30$), находим, что $K' = 172{,}3$. Так как $K' > K_0$, то возможно подобрать гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q =$ $= 3{,}3$ с наполнением $h < 1{,}5$. Пользуясь той же формулой (22), подсчитаем пропускные способности K при различных Л. Далее построим кривую $K = f(h)$, по которой найдем, что $K_0 = 95{,}4$ $м^3/сек$ отвечает $h = 1{,}28$ *м.* Ширина канала по дну $b = 0{,}78$ *м* и $\omega = 3{,}45$ $м^2$.

Теперь проверяем скорость

$$v = \frac{3{,}3}{3{,}45} = 0{,}96 > 0{,}5.$$

Следовательно, условия задачи удовлетворены.

Если бы полученная скорость оказалась меньше допускаемой минимальной, то спроектировать канал, удовлетворяющий условиям задачи, было бы невозможно, ибо из веет возможных профилей (при данных задачи), канал, обладающий наибольшей скоростью, не удовлетворяет условию задачи в отношении скорости.

В этом случае надо либо увеличить уклон, либо уменьшить шероховатость канала (т. е. увеличить С.).

Задача 161. Найти размеры земляного канала, если дано $Q =$ $8{,}8$ $м^3/сек;$ $i = 6{,}5°/ooo$; $m = 1{,}5$; $h < 2{,}5$ *т.* Наименьшая допускаемая скорость определяется формулой Кеннеди $v \geq 0{,}55\ h^{0{,}64}$

Подсчитаем требуемую пропускную способность канала

$$K_0 = \frac{88 \cdot 100}{\sqrt{6,5}} = 345 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

По примеру предыдущих задач, определим, независимо от предельной наименьшей скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль?

Дли этого найдем пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим наполнением $h = 2,5$, Имеем $h = 2,5$; $R = 1,25$; $C = 40,1$ (по Базену при $\gamma = 1,30$) и $K' = 591$. Так как $K' > K_0$, то, следовательно, гидравлически наивыгоднейший профиль, возможен, причем наполнение $h < 2,5$. Определим размеры этого профиля.

Задаваясь различными $h < 2,5$ подсчитаем по формуле (22) соответствующие пропускные способности K. Из построенной затем кривой $K = f(h)$ найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 345$ *м*^{3}*/сек* соответствует наполнение $h = 2,06$ *м*. При этом $b = 1,23$ *м;* $\omega = 8,99$ и $v = 0,98$ *м/сек*.

Проверим скорость. Предельная наименьшая по Кеннеди

$$v = 0,55 \cdot 2,06^{064} = 0,87 \text{ м/сек}.$$

Таким образом, условия задачи удовлетворены.

Если бы выше получилось $K' < 345$, то гидравлически наивыгоднейшего профиля с наполнением $h \geq 2,5$ подобрать было бы нельзя и пришлось бы уширить канал по дну. Для определения ширины надо было бы вычислить пропускные способности канала при различных $b > 2,5$ 8 при $h = 2,5$. Затем из построенной кривой $K = f(b)$ найти b, соответствующее K_0 (см. задачу 153).

Если бы при проверке на скорость оказалось, что скорость воды в канале меньше предельной минимальной, то надо было бы, отступив от гидравлически наивыгоднейшего профиля, уменьшить наполнение.

В подобных случаях при п о с т о я н н о й минимальной скорости спроектировать канал нельзя, между тем, как при минимальной скорости, определяемой по Кеннеди, это возможно, ибо, уменьшая наполнение, мы тем самым уменьшаем и скорость в канале и минимальную допускаемую по Кеннеди, при чем эта последняя уменьшается быстрее первой.

Задача 621. Найти размеры канала, пропускающего расход Q = — 12,3 *м*^{3}*/сек* при следующих данных: $i = 13°/ooo$; $m = 1,0$; $h < 2,25$; $v \leq 2,0$ *м/сек*. Канал покрыт булыжной мостовой.

Пропускная способность

$$K_0 = \frac{12,3 \cdot 100}{\sqrt{13}} = 342 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Выясним прежде всего, независимо от предельной максимальной скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого определим пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2,25$ *м*. Пользуясь формулой (22) и считая C по Базену ($\gamma = 0,85$) находим, что $K' = 474$. Так как $K' > K_0$, то гидравлически наивыгоднейший профиль с наполнением $h < 2,25$, возможен. Найдем его размеры. Задаваясь различными значениями $h < 2,25$, определим, отвечающие им пропускные способности K. Далее построим кривую $K = f(h)$

по которой найдем, что пропускной способности $K_0 = 342$ соответствует наполнение $h = 1{,}99$ *м*. При этом $b = 1{,}65$ *м* и $\omega = 7{,}24$ $м^2$. Скорость в канале

$$v = \frac{12{,}3}{7{,}24} = 1{,}7 < v_{max}\ .$$

Следовательно, удовлетворены оба условия задачи.

Задача 163. Определить размеры поперечного сечения канала для пропуска расхода $Q = 30$ $м^3/сек$, если дано: $i = 26°/ooo$; $\omega = 1{,}0$; $h \leq 2{,}0$ *м*; $v \leq 2$ *м/сек*. Канал покрыт грубой бетонировкой.

Пропускная способность канала

$$K_0 = \frac{30 \cdot 100}{\sqrt{26}} = 588\ м^3/сек.$$

Теперь определим пропускную способность гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2{,}0$. Считая С по Базену ($\gamma = 0{,}46$), находим, что $K' = 458$. Так как $K < K_0$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отступить, уширив канал по дну.

Полагая $h = 2{,}0$ и задаваясь различными значениями $b > \beta h$[1]) подсчитаем им соответствующие K (формула 6). Далее, построив кривую $K = f(b)$, найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 588$ соответствует ширина канала $b = 2{,}6$ *м*.

Проверим скорость. Площадь живого сечения $\omega = 9{,}2$ $м^2$ и, следовательно, скорость в канале

$$v = \frac{30}{9{,}2} = 3{,}26 > v_{max}\ .$$

Таким образом, найденный профиль в отношении скорости условиям задачи не удовлетворяет.

Чтобы удовлетворить последнему условию, необходимо еще больше отступить от гидравлически наивыгоднейшего профиля, уменьшив наполнение и уширив канал по дну.

Принимаем скорость в канале $v = 2{,}5$ *м сек*. Тогда площадь живого сечения канала

$$\omega = \frac{30}{2{,}5} = 12\ м^2.$$

Теперь, исходя из найденной величины площади живого сечения и задаваясь различными значениями $h < 2{,}0$ (0,6; 0,8; 1,0; 1,2), определим им соответствующие уклоны i (в десятитысячных: 37,6; 26,8; 21,2; 17,9). Построив, далее, кривую $h = f(i)$, найдем, что заданному уклону $i = 26°/ooo$ соответствует наполнение /г = 0,82 *м*, ширина канала по дну при этом получается $b = 13{,}78$ *м*.

Таким образом, теоретически скорость в канале всегда может быть понижена до максимальной возможной; но практически это решение не всегда приемлемо, ибо канал получается иногда чрезмерно широким. В нашей задаче, например, мы получили $b = 13{,}78$ *м*; эту цифру нельзя не признать высокой, тем более что наполнение $h = 0{,}82$ *м*.

Укажем здесь еще на один прием решения этой задачи, применимый в том случае, когда от заданного уклона можно отступить. Примем уаполне-

[1]) $\beta = 0{,}828$ (из таблицы 9 при $m = 1$).

ние канала равным наибольшему возможному, т. е. $h = 2{,}0$ *м* и скорость в канале равной максимальной допустимой, т. е. $v = 2{,}5$ *м/сек.* Тогда площадь живого сечения по предыдущему $\omega = 12$ *м*². Далее найдем: $b = 4$; $X = 9{,}65$; $R = 1{,}2.4$; $C = 61{,}6$ и, наконец, уклон

$$i' = \frac{2{,}5^2}{61{,}6^2 \cdot 1{,}24} = 13{,}2\text{°/}_{000}\,.$$

Очевидно, уклон i' всегда $< i$. Избыточное падение можно погасить перепадами, высота которых на 1 километр канала будет

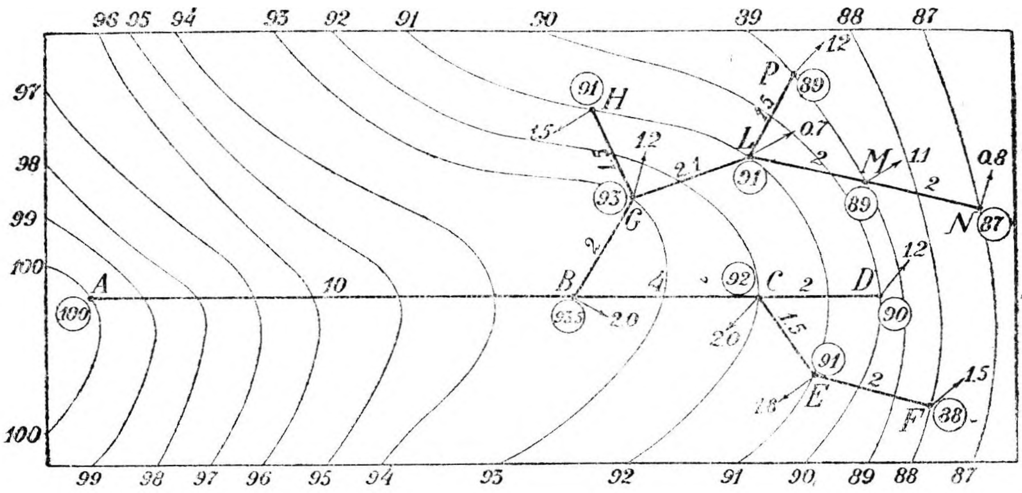
$$H = 1000\,(i - i') = \frac{1000\,(26 - 13{,}2)}{10^4} = 1{,}28 \text{ м.}$$

Нужно сказать, что канал со скоростью v — *2,5 м сек* и с наполнением $h < 2{,}0$ *м* (но $> 0{,}82$) потребует уклона $i'' > 13{,}2$°/ооо, а следовательно, и более дешевого перепада, но наименьшую ширину по дну имеет канал при наибольшем наполнении, т. е. при $h = 2{,}0$.

Если допустимо изменение шероховатости, то можно так же, как и в задаче 159, увеличив максимальную допустимую скорость, либо избежать перепадов совсем, либо уменьшить их высоту.

Окончательный выбор делается на основании сравнения стоимости различных вариантов.

Задача 164. Рассчитать о р о с и т е л ь н у ю с е т ь каналов, изображенную на черт. 237. Дано:



Черт. 237.

1) конфигурация сети,

2) отметки узловых точек *A, B, C* и т. д. в метрах (на чертеже цифры в кружках),

3) длины отдельных участков в километрах (цифры в середине участков),

4) расходы, выводимые в узловых точках в *м*³*/сек* (на чертеже цифры, стоящие со стрелками).

По местным условиям принято: $m = 1{,}5$; $0{,}5 \le v \le 1$ *м/сек*, $h \le 2$ *м* и $\gamma = 1{,}30$ в формуле Базена.

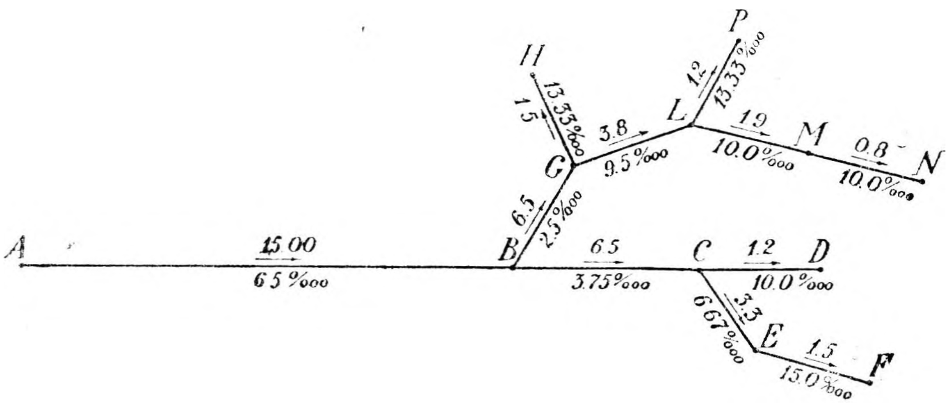
Зная расходы, сосредоточенные в узлах, определяем расходы в отдельных участках сети; по данным отметкам узловых точек и длинам участков определяем уклоны соответствующих участков. Все эти цифры сведены в таблицу А и нанесены на черт. 238, где цифры со стрелками обозначают расходы, а цифры в середине участков — уклоны в десятитысячных.

По найденным таким образом уклонам и расходам определяем пропускные способности *K* отдельных каналов сети, которые указаны также в таблице А.

ТАБЛИЦА А

Наименован. каналов	Разность отметок	*L км*	i ‰₀	Q	K
EF	3,0	2,0	15,00	1,5	38,73
CE	1,0	1,5	6,67	3,3	127,91
CD	2,0	2,0	10,00	1,2	37,95
BC	1,5	4,0	3,75	6,5	335,60
MN	2,0	2.0	10,00	0.8	25,30
LM	2,0	2,0	10,00	1,9	60,08
LP	2,0	1.5	13,33	1,2	32,87
GL	2,0	2,1	9,50	3,8	123,20
GH	2,0	1,5	13,33	1,5	41,08
BG	0,5	2,0	2,50	6,5	411,10
AB	6,5	10,0	6,50	15,0	588,40

Прежде чем приступить непосредственно к подбору профилей, определим по формуле (22) пропускную способность гидравлически наивыгоднейшего профиля при наибольшем допускаемом наполнении $h = 2$ *м*.

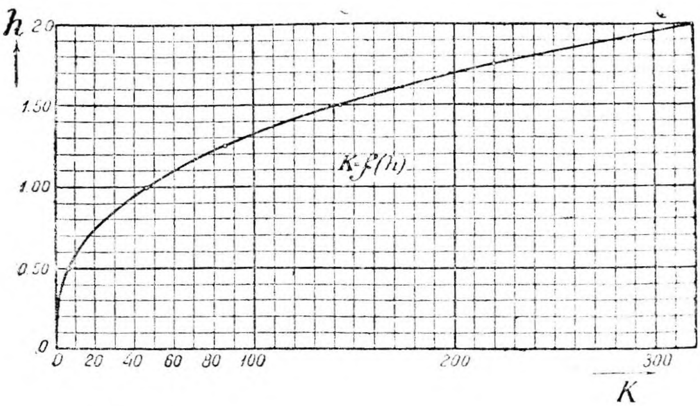


Черт. 233.

Имеем: $h = 2$ *м*; $\omega = 8{,}43$ *м*²; $R = 1$ *м*; $b = 1{,}21$ *м*; $C = 37{,}8$; и $K = 318{,}4$ *м*³/*сек*.

Все каналы, пропускные способности которых 318,4, могут быть спроектированы, как гидравлически наивыгоднейшие с наполнением $h \leq 2$ м; для каналов же, пропускные способности которых > 318,4, необходимо отступить от гидравлически наивыгоднейшего профиля, увеличив ширину канала по дну b при наполнении $h = 2$ *м*. Наконец, необходимо и те, и другие профиля проверить на скорость.

Задаваясь различными значениями h и в пределах от $h = 0{,}25$ *м* до $h = 2{,}00$ *м*, определим по формуле (22) пропускные способности гидравлически наивыгоднейших профилей. Результаты этих вычислений сведены в таблицу В, по которой построена кривая $K = f(h)$ (черт. 239).



Черт. 239.

Далее, задаваясь различными значениями b в пределах от 6=1,21 лг до $b = 5{,}50$ *м*, при $h = 2{,}0$ *м*, вычисляем по формуле (6) им соответствующие

ТАБЛИЦА В

h	R	C	K
0,25	0,125	18,6	0,87
0,50	0,250	24,2	6,38
1,00	0,500	30,6	45,60
1,25	0,625	32,9	85,60
1,50	0,750	34.8	143,00
1,75	0,875	36,4	219,60
2,00	1,000	37,8	318,40

ТАБЛИЦА С

b	ω	χ	R	C	K
1,21	8,42	8,41	1,000	37,8	318
1,50	9,00	8,70	1,034	38,2	350
2,00	10,00	9,20	1,087	38,7	403
2,50	11,00	9.70	1,134	39,2	459
3,00	12,00	10,20	1,176	39,5	514
3,50	13,00	10,70	1,214	39,9	572
4,00	14,00	11,20	1,250	40,2	629

пропускные способности л. Результаты вычислений сведены в таблицу C, по которой построена кривая $K = f(b)$ (черт. 240).

Из таблицы B мы видим, что пропускные способности всех каналов, кроме BC, BG и $AB < 318{,}4$; следовательно, все они подбираются как гидравлически наивыгоднейшие по кривой $K = f(h)$ (черт. 239). Найденные таким образом значения h выписаны в таблице D. Прочие же каналы, именно, каналы BC, BG и AB подбираются по кривой $K = f(b)$ (черт. 240) при $h = 2{,}0$ *м*. Найденные значения b также вписаны в таблице D.

1 еперь остается найденные профиля проверить на скорость. Для гидравлически наивыгоднейших профилей площадь живого сечения определяем по формуле (20), которая в данном случае принимает вид

$$\omega = 2{,}107\, h^2,$$

для прочих же профилей — по формуле (1). Далее определяем скорость по формуле

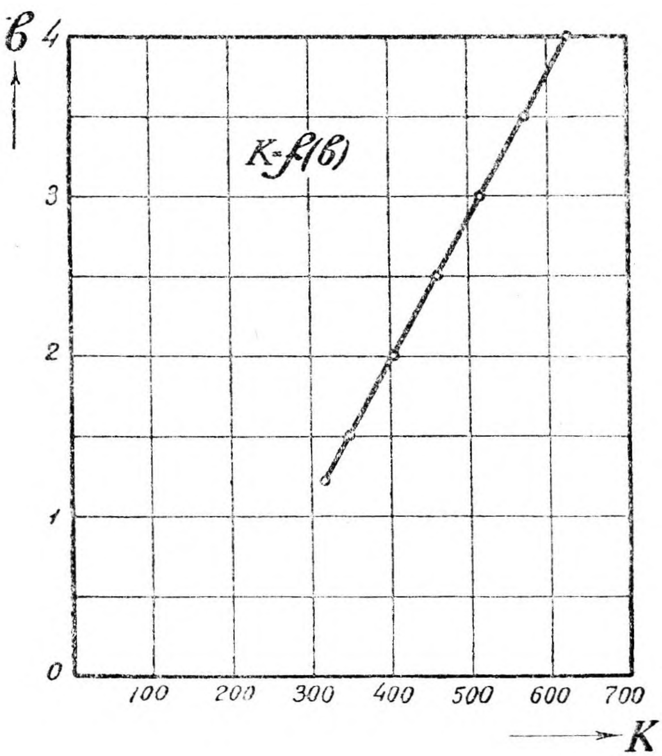
$$v = \frac{Q}{\omega}.$$

Полученные значения вписываем в таблицу *D*.

ТАБЛИЦА D.

Наименован. каналов	h	b	ω	Q	v
EF	0,94	0,57	1,86	1,5	0,81
CE	1,45	0,88	4,46	3,3	0,74
CD	0,93	0,56	1,82	1,2	0,66
MN	0,80	0,48	1,35	0,8	0,59
LM	1,11	0,67	2,60	1,9	0,73
LP	0,88	0,53	1,63	1,2	0,74
HG	0,96	0,58	1,94	1,5	0,77
GL	1,43	0,87	4,31	3,8	0,88
BC	2,00	1,40	8,80	6,5	0,75
BG	2,00	2,06	10,12	6,5	0,64
AB	2,00	3,65	13,30	15,0	1,13

Из таблицы *D* нетрудно видеть, что все каналы, за исключением канала *AB,* удовлетворяют условиям задачи в отношении скорости; скорость же в канале *AB* больше допустимой максимальной.



Черт. 240.

О возможных решениях этого вопроса подробно указывалось в задаче 163. Здесь же остановимся на одном из них: допустим, что по местным условиям на канале *AB* выгоднее всего устроить перепад. Определим высоту этого перепада.

Так же, как и в задаче 163 принимаем: $v = 1$ *м/сек*; $h = 2$ *м;* тогда

$$\omega = \frac{15}{1} = 15 \text{ м}^2,$$

$$b = \frac{\omega - mh^2}{h} =$$

$$= \frac{15 - 1{,}5 \cdot 2^2}{2} = 4{,}5 \text{ м}$$

$$\chi = 11{,}70 \text{ м}; \; R =$$

$$= 1{,}28 \text{ м}; \; C = 40{,}5.$$

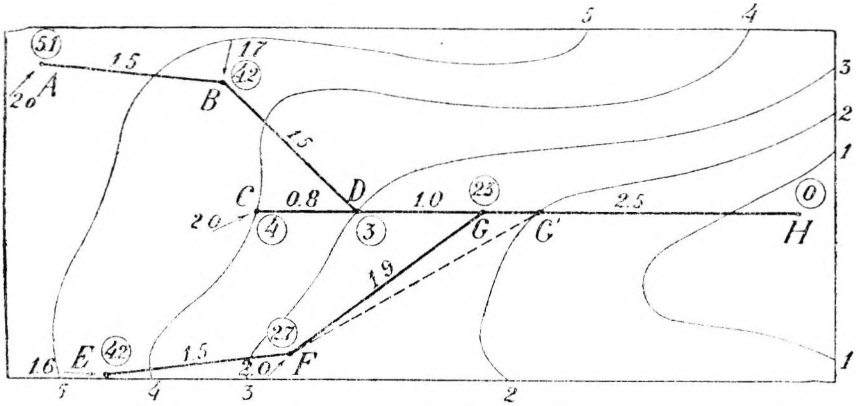
Предельный уклон канала AB определится:

$$i = \frac{v^2}{C^2R} = \frac{1^2}{40{,}5^2 \cdot 1{,}28} = 4{,}76\,^0/_{000},$$

и следовательно, высота перепада

$$H = 10 \cdot 10^3\,(6{,}5 - 4{,}76)\,10^{-4} = 1{,}74\ \textit{м}.$$

Задача 165. Рассчитать о с у ш и т е л ь н у ю с е т ь, изображенную на черт. 241. Дано:



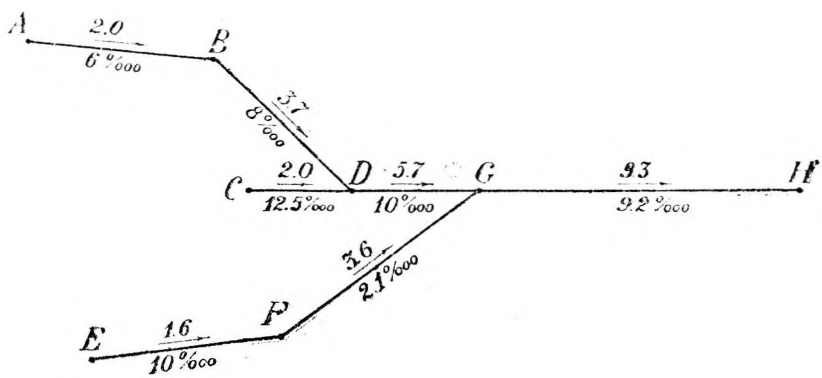
Черт. '241.

1) конфигурация сети;

2) отметки узловых точек *A, B, C* и т. д. в метрах (цифры в кружках);

3) длины отдельных участков в километрах (цифры в середине участков);

4) расходы, поступающие в узловых точках в *м*³/*сек* (цифры, стоящие со стрелками).



Черт. 242.

По местным условиям принято: $m = 1{,}5$; $0{,}55 \leq v \leq 1{,}00$ *м/сек,* $h \leq 1{,}5$ *м;* $\gamma = 1{,}30$ (по Базену).

Осушительная сеть в общем рассчитывается совершенно так же, как и оросительная. Подобно тому, как сделано в задаче 164, сперва определяются уклоны и пропускные способности отдельных участков. Все данные задачи и полученные цифры сведены в таблицу А. Расходы и уклоны участков нанесены на черт. 242.

Далее определяем пропускные способности гидравлически наивыгоднейших профилей при различных наполнениях в пределах от $h = 0{,}5$ *м* до наибольшего допускаемого $h = 1{,}5$ *м*. Этому последнему значению А соответствует пропускная способность $K = 143{,}0$ $м^3/сек$ и ширина по дну $b = 0{,}91$ *м*. Результаты вычислений сведены в таблицу В, на основании которой построена кривая $K = f(h)$ (черт. 243).

ТАБЛИЦА А.

Наименован. каналов	Разность отметок	L	i ⁰/₀₀₀	Q	K
AB	0,9	1,5	6,0	2,0	81,7
BD	1,2	1,5	8,0	3,7	131,0
CD	1,0	0,8	12,5	2,0	56,6
DG	1,0	1,0	10,0	5,7	180,0
EF	1,5	1,5	10,0	1,6	51,0
FG	0,4	1,9	2,1	3,6	248,6
GH	2,3	2,5	9,2	9,3	306.5

ТАБЛИЦА В.

h	ω	R	C	K
0,50	0,53	0,250	24,15	6.4
0,75	1,18	0,375	27.85	20,2
1,00	2,11	0,500	30,60	45,6
1,25	3,29	0,625	32,85	85,5
1,50	4.74	0,750	34,80	143,0

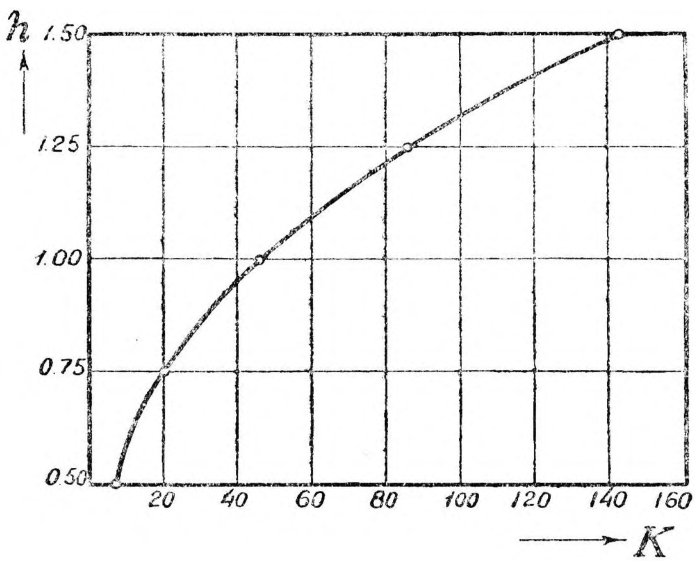
ТАБЛИЦА С.

b	ω	χ	R	C	K
0,91	4,74	6,31	0,750	34,8	143
1,00	4,88	6,40	0,763	35,0	149
2,00	6,38	7,40	0,862	36,3	215
3,00	7,88	8,40	0,938	37,1	283
4,00	9,38	9,40	0,998	37,8	354

ТАБЛИЦА D.

Наименование каналов	K	h	b	ω	Q	v
AB	81,7	1,23	0,75	3,19	2,0	0,63
CD	56,6	1,08	0,66	2,46	2,0	0,81
EF	51,0	1,04	0,63	2,28	1,6	0,70
BD	131,0	1,46	0,89	4,48	3,7	0,83
DG	180,0	1.50	1,48	5,60	5,7	1,02
FG	248,6	1,50	2,50	7,13	3,6	0,50
GH	306,5	1,50	3.31	8,34	9,3	1,12

Затем, задаваясь различными значениями b в пределах от $b = 0{,}91$ до $b = 4$ *м* при постоянном наполнении $h = 1{,}5$ вычисляем им соответствующие пропускные способности K. Результаты этих вычислений сведены в таблицу С, и на основании э ой таблицы построена кривая $K = f(b)$ (черт. 214).



Черт. 243.

Теперь производится уже подбор сечений каналов: профили, пропускные способности которых ; $\leq 143{,}0$ подбираются как гидравлически наивыгоднейшие с наполнением $h \leq 1{,}5$ по кривой $K=f(h)$ (черт. 243): прочие же — по кривой $K=f(b)$ (черт. 244) с наполнением $h = 1{,}5$ *м*. Результаты этого подбора сведены в таблицу D.

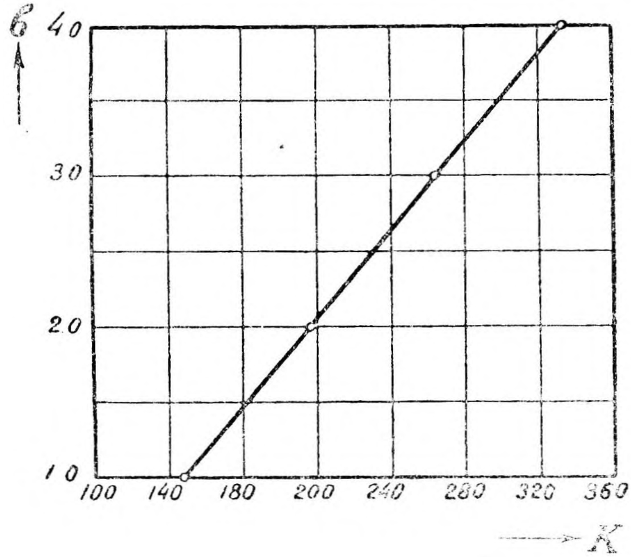
Теперь найденные профили необходимо проверить ка скорость. Делается это так же, как и в предыдущей задаче. Полученные значения скоростей вписываем в таблицу D. Как видим из этой таблицы, в отношении скорости каналы DG, FG и GH не удовлетворяют условиям задачи.

Для уменьшения скорости в каналах DG и GH можно, как и в предыдущей задаче, прибегнуть к устройству перепадов.

Для увеличения скорости в канале FG можно либо уменьшить шероховатость (увеличить C) канала соответствующей облицовкой дна и стенок какала, как это указывалось выше, либо увеличить уклон его, изменив направление [1]). Первый прием возможен, однако, лишь тогда, когда канал является собственно не осушительным, а лишь отводным.

[1]) Увеличивать уклон канала FG без изменения его направления не выгодно, ибо это потребует излишнего углубления канала GH.

В данном случае канал *FG* желательно оставить земляным, поэтому увеличила уклон дна его, перенося устье *G* в точку *G* (на черт. 241 новое направление канала обозначено пунктиром *FG)*. Этот прием дает превышение $\Delta H = 0{,}7$ *м*; длина канала $L = 2140$ *м*; уклон $i = 3{,}27^0/_{000}$. Пропускная способность канала должна быть $K = 199$. Этой пропускной способности по кривой $K = f(b)$ (черт. 244) соответствует $b = 1{,}75$ *м* (при $h = 1{,}50$). Площадь живого сечения канала $\omega = 6$ *м*^{2} и, следовательно, скорость $v = 0{,}6$ *м/сек,* т. е. условия задачи удовлетворены.

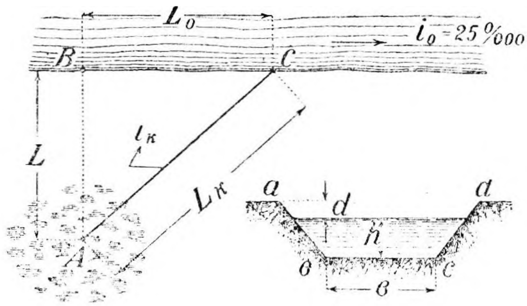


Черт. 244.

Задача 166. Из точки *A* надо вывести воду в реку в количестве $Q = 3{,}8$ *м*^{3}*/сек.* Уклон реки $i_0 = 25°/ооо$. Возвышение точки *A* над уровнем реки в кратчайшем расстоянии *AB* равно $H_0 = 0{,}8$ *м;* длина *AB* — $L = 3$ *КМ.* Определить размеры (b и h) и длину канала L_k гидравлически наивыгоднейшего профиля при $m = 1{,}5$ и $d = 0{,}5$ *М* так, чтобы стоимость выемки всего канала была бы minimum. Канал предполагается земляной (черт. 245).

Так как стоимость выемки пропорциональна ее объему, то задача сводится к отысканию minimum'a выражения $L_k\ \Omega$, где Ω — полная площадь выемки.

Необходимо прежде всего отметить, что часто при незначительном H_0 и достаточно большом i_0, кратчайшее направление канала *AB* не будет экономически наивыгоднейшим. С уменьшением наполнения h уменьшается пропускная способность *К*, уклон канала i_k увеличивается, длина канала L_k также увеличивается, а площадь всей выемки Ω — уменьшается, причем сначала L_k увеличивается медленнее, чем уменьшается 2 и потому произведение $L_k\ \Omega$ — уменьшается; далее же наоборот — L_k увеличивается быстрее, чем уменьшается Ω, и потому произведение $L_k\ \Omega$ — увеличивается. Очевидно, какому-то совершенно определенному значению h соответствует наименьшее значение произведения $L_k\ \Omega$.



Черт. 245.

Задаваясь различными значениями h, определяем им соответствующие R (21); C (по Базену при $\gamma = 1{,}30$); K (22) и, наконец, уклон (7)

$$i_k = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{3{,}8^2}{K^2} \quad \text{(a)}$$

Из чертежа имеем

$$L_k^2 = L^2 + L_0^2 \quad \dots\dots\dots\dots\dots \text{(b)}$$

$$i_k L_k = i_0 L_0 + H_0 \quad \dots\dots\dots\dots\dots \text{(c)}$$

Из ур-ия (c) определяем L_k и подставляем в ур-ие (b); после преобразований получим:

$$L_k^2 + \frac{2 i_k H_0}{i_0^2 - i_k^2} L_k - \frac{L^2 i_0^2 + H_0^2}{i_0^2 - i_k^2} = 0$$

или

$$L_k^2 + \frac{1{,}6\, i_k \cdot 10^4}{625 - i_k^2} L_k - \frac{56{,}87 \cdot 10^8}{625 - i_k^2} = 0,$$

де под i_k нужно подразумевать число десятитысячных.

Подставляя в последнее выражение i_k из ур-ия (a) и решая его относительно L_k, определим длину канала.

Далее, площадь сечения канала определится по формуле (20)

$$\Omega = \alpha (h + d)^2 = 2{,}107\ (0{,}5 + h)^2$$

и, наконец, объем выемки = $L_k\ \Omega$.

Результаты всех этих вычислений сведены в таблице, на основании которой построена кривая $L_k\,\Omega = f\ (h)$ (черт. 246). Из этой кривой следует,

h	R	C	K	$i_k{}^0/_{000}$	L_k	Ω	$L_k\,\Omega$
1,25	0,625	32,8	85,4	19,8	4309	6,45	27800
1,30	0,650	33,3	95,7	15,78	3566	6,83	24360
1,35	0,675	33,7	106,5	12,73	3293	7,19	23700
1,40	0,700	34,0	117,8	10,40	3159	7,60	24000
1,45	0,725	34,5	130,0	8,55	3089	8,01	24740
1,50	0,750	34,8	143,1	7,06	3048	8,43	25700

что minimum'у $L_k\ \Omega$ соответствует наполнение канала h = 1,35 *м*. При этом получается:

b = 0,82 *м*; ω = 3,84 *м*²; i_k = 12,73⁰/ооо; v = 0,99 *м/сек*; L_k = 3293 ж.

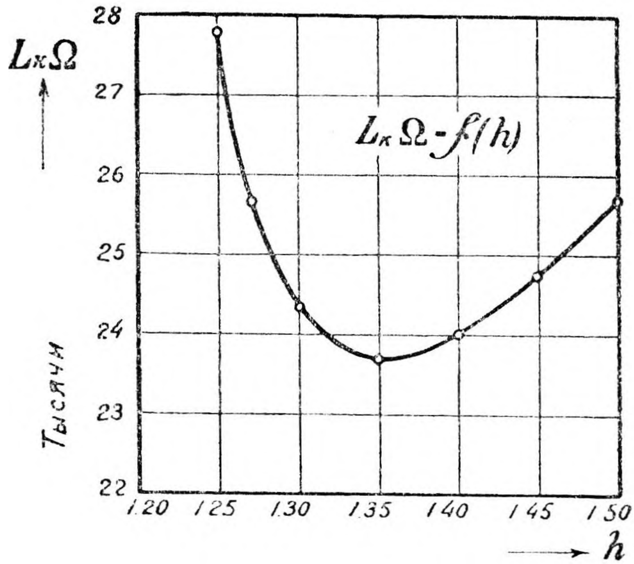
и, следовательно,

$$L_0 = \sqrt{3293^3 - 3000^3} = 1358\ \text{м}.$$

Задача 167. Определить уклон и размеры канала гидроэлектрической станции, так чтобы годовые расходы по эксплеатации были бы минимальными.

Принято: Q = 35 *м*³/*сек*; h = 2,75 *м*; d = 0,8 *м*; канал бетонирован; m = 0,2; стоимость выемки земли 1 р. 10 коп. за 1 *куб. м*; стоимость бетонировки канала 3 р. 60 к. за 1 *кв. м*; общий процент на затраченный капитал, амортизацию, ремонт и пр. p = 12%; стоимость годовой силы на валу генератора 60 руб. (черт. 247).

Эксплуатационные расходы состоят из процентов на затраченный капитал, амортизации и пр. и из стоимости „потерянных сил“, обуславливаемых уклоном канала. Первая статья расходов с увеличением скорости воды в канале уменьшается, ибо с увеличением скорости уменьшается сечение канала, выемка, первоначально затраченный капитал, а, следовательно, и процент на него. Вторая же статья расходов с увеличением скорости увеличивается, так как с увеличением скорости увеличивается необходимый уклон канала, потеря напора, мощность, теряемая на валу, а, следовательно, и ее стоимость. Очевидно, что какой-то, вполне определенной, скорости соответствует minimum годовых эксплуатационных расходов.



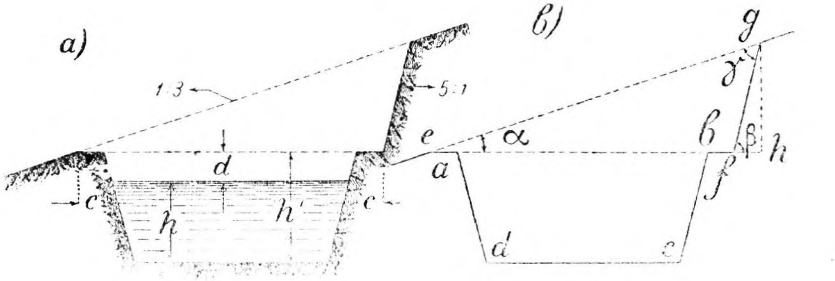
Черт. 246.

Задаемся скоростью v в канале и определяем при $h = 2,75$ *м* площадь живого сечения ω, ширину канала по дну b, смоченный периметр X, гидравлический радиус R, коэффициент C (по Базену при $\gamma = 0,16$) и, наконец, уклон канала

$$i_k = \frac{v^2}{C^2R}$$

Потеря напора при этом уклоне на 1 километр длины канала получается

$$h_w = 1000\ i_k\ м.$$



Черт. 247.

Потерянную мощность определим по формуле

$$N_w = 10\ Q\ h_w\ л.\ с.$$

и стоимость потерянных сил г» год составит

$$S_w = 60\ N_w = 60 \cdot 10 \cdot 35 \cdot h_w = 21000\ h_w\ руб. \quad \text{(a)}$$

Перейдем к определению расходов по оплате процентов на затраченный капитал и пр.

Имеем

$$h' = h + d = 2{,}75 + 0{,}80 = 3{,}55 \ \text{м}.$$

Площадь сечения канала *abed* (черт. 247-Ь)

$$\Omega_1 = (b + mh')\ h' = (b + 0{,}2 \cdot 3{,}55)\ 3{,}55 = 3{,}55\ b + 2{,}52.$$

Обозначим *e'* через □. Очевидно,

$$l = b + 2\ mh' + 2c = b + 3{,}22.$$

Площадь холостой части выемки *efg*

$$\Omega_2 = \frac{ef \cdot gh}{2},$$

но

$$gh = fg\ \sin\ \beta$$

$$fg = l\frac{\sin\ \alpha}{\sin\ \gamma} = \frac{l\ \sin\ \alpha}{\sin\ (\beta - \alpha)}$$

$$\Omega_2 = \frac{l \cdot fg \cdot \sin\ \beta}{2} = \frac{l^2\ \sin\ \alpha\ \sin\ \beta}{2\ \sin\ (\beta - \alpha)}.$$

Раскрывая sin в знаменателе и сокращая на sin α sin β, получим

$$\Omega_2 = \frac{l^2}{2\left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}\right)}.$$

Но $\operatorname{tg}\ \alpha = \frac{1}{3};\ \operatorname{tg}\ \beta = 5$ и, следовательно,

$$\Omega_2 = \frac{l^2}{2\left(3 - \frac{1}{5}\right)} = 0{,}1785\ l^2.$$

Площадь всего сечения *abcdfgea*

$$\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 = (3{,}55\ b + 2{,}52 + 0{,}1785\ l^2)\ \text{м}^2.$$

Вся выемка для канала длиною в один километр составит

$$1000\ \Omega\ \text{м}^3.$$

Стоимость этой выемки

$$S_1 = 1{,}1 \cdot 1000\ \Omega = 1100\ \Omega\ \text{руб}.$$

Определим теперь стоимость бетонировки канала. Периметр *adcd*

$$P = b + 2h'\ \sqrt{1 + m^2} = b + 2 \cdot 3{,}55\ \sqrt{1 + 0{,}2^2} = b + 7{,}23\ \text{м}.$$

Бетонируемая площадь на один километр длины канала

$$1000\ P = 1000\ (b + 7{,}23)\ \text{м}^2.$$

Стоимость бетонировки

$$S_2 = 3600\ (b + 7{,}23)\ \text{руб}.$$

Суммарная стоимость выемки и бетонировки

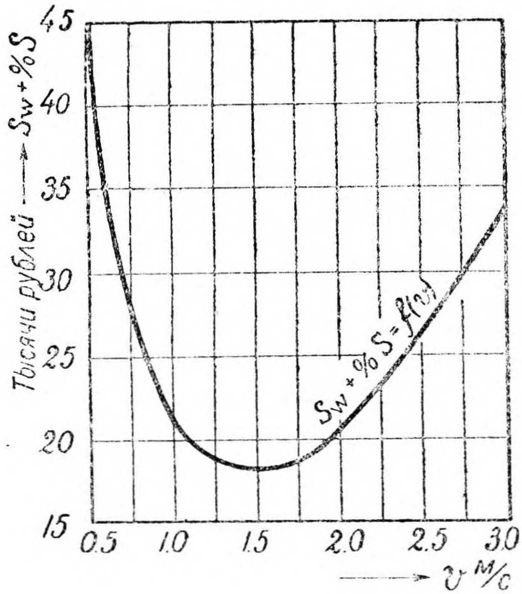
$$S = S_1 + S_2.$$

Годовые расходы по оплате процентов на затраченный капитал составят

$$\%\ S = 0{,}12\ [1100\ \Omega + 360\ (b + 7{,}23)]\ \text{руб.} \quad \ldots \quad (b)$$

Суммарные годовые эксплуатационные расходы определятся, как сумма

$$S_w + \%\ S.$$



Черт. 248.

Теперь, задаваясь различными значениями v, будем находить по формулам (a) и (b) им соответствующие значения S_w, S и, наконец,

$$S_w + \%\ S.$$

Результаты всех этих подсчетов сведены в таблицу, по данным которой построена. кривая (черт. 248)

$$S_w + \%\ S = f(v).$$

Из этой кривой следует, что minimum'у эксплуатационных расходов (18080) соответствует

$$v = 1{,}5\ м/сек.$$

v	ω	b	χ	R	C	$i_к$ ‰	h_w	S_w	Ω_1	l	Ω_2	Ω	S_1	P	S_2	$\%S$	$S_w + \%S$
0,5	70,00	24,50	30,11	2,326	78,8	0,173	0,0173	363	89,52	27,72	137,00	226,52	249172	31,73	114200	43610	43973
1,0	35,00	12,18	17,79	1,965	78,0	0,836	0,0836	1758	45,72	15,40	42,30	88,02	96822	19,41	69900	20000	21758
1,5	23,75	7,94	13,55	1,721	77,5	2,175	0,2175	4560	30,72	11,16	22,20	59,92	58212	15,17	54500	13520	18080
2,0	17,50	5,82	11,43	1,531	77,0	4,410	0,4410	9250	23,20	9,03	14,56	37,78	41558	13,05	47000	10630	19880
2,5	14,00	4,54	10,15	1,379	76,6	7,730	0,7730	16250	18,64	7,76	10,75	29,39	32329	11,77	42350	8960	25210
3,0	11,67	3,69	9,30	1,253	76,1	12,370	1,2370	26000	15,62	6,91	8,51	24,13	26543	10,92	39400	7910	33910

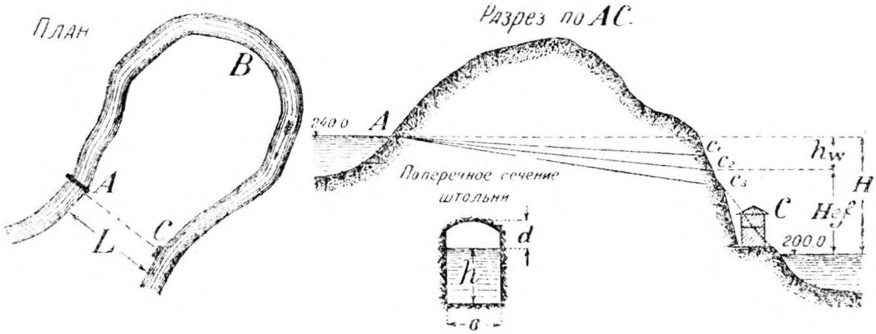
Следовательно, канал надо проложить с уклоном

$$i_k = 2{,}175\,^0/_{000}.$$

Ширина канала по дну при этом получается

$$b = 7{,}94 \text{ м.}$$

Задача 163. На участке *ABC* реки (черт. 249) сосредоточено значительное падение, которое предполагается использовать для гидравлической установки. Для этой цели в *A* устраивается водоподъемная плотина, поддерживающая нормальный горизонт на отметке 249,0 *м*, а в C располагается станция, причем за нормальный горизонт реки в *C* можно считать отметку 200,0 *м*. Воду в количестве $Q = 15$ *м³/сек* предположено подвести к станции посредством канала-штольни, причем $L = 3000$ *м*. Определить профиль штольни и мощность установки так, чтобы стоимость одной установленной силы была бы минимальной. Дано: $\frac{b}{h} = 0{,}75$; $d = 0{,}6$ *м*; $m = 0$; штольня бетонирована; стоимость выемки 4 р. 50 к. за 1 *м³*; стоимость бетонирования 3 р. 20 к. за 1 *м²*.



Черт. 249.

Обозначая мощность установки через *N*, а стоимость всей штольни через *S*, стоимость, приходящаяся на одну силу, определится: $a = \frac{S}{N}$. С увеличением скорости воды в штольне сечение ее, выемка, а, следовательно, и стоимость уменьшаются; уклон же штольни увеличивается и, таким образом, уменьшается мощность установки. Таким образом, с увеличением скорости числитель и знаменатель в выражении для *a* уменьшаются; при малых скоростях числитель уменьшается быстрее знаменателя, и дробь уменьшается; при больших же скоростях, наоборот, знаменатель уменьшается быстрее числителя, и дробь увеличивается. Очевидно, какой-то определенной скорости соответствует наименьшее значение этой дроби.

Отсюда намечается ход решения задачи: будем задаваться различными скоростями воды в штольне и определять соответствующие значения *a* — стоимости одной установленной лошадиной силы. Затем подбираем размеры штольни так, чтобы скорость движения воды в ней соответствовала бы минимальному значению *a*.

Пусть скорость будет v, тогда площадь живого сечения штольни

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

и наполнение

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{0{,}75}}$$

ибо $\omega = bh$ и $b = 0{,}75h$.

Далее находим b; X; R; C (по Базену при $\gamma = 0{,}16$) и уклон штольни по формуле

$$i_w = \frac{v^2}{C^2 R}.$$

Зная i_w, определяем потерянный напор

$$h_w = 3000\ i_w$$

и эффективную мощность установки

$$N = 10\ Q\ (H - h_w) = 150\ (40 - h_w)\ \text{л. с.},$$

так как $H = 240{,}0 - 200{,}0 = 40{,}0$ *м*.

Далее подсчитываем стоимость штольни. Полная площадь выемки

$$\Omega = b\ (h + d) = b\ (h + 0{,}6)\ \text{м}^2.$$

Объем выемки

$$W = 3000b\ (h + 0{,}6)\ \text{м}^3,$$

и стоимость выемки

$$S_1 = 4{,}5\ \ W\ \text{руб.}$$

Периметр сечения

$$P = 2\ (b + h + d) = 2\ (b + h + 0{,}6)\ \text{м}.$$

Площадь бетонирования

$$\Omega_1 = 6000\ (b + h + 0{,}6)\ \text{м}^2$$

и стоимость бетонирования

$$S_2 = 32\Omega_1\ \text{руб.}$$

Таким образом, полная стоимость штольни

$$S = S_1 + S_2$$

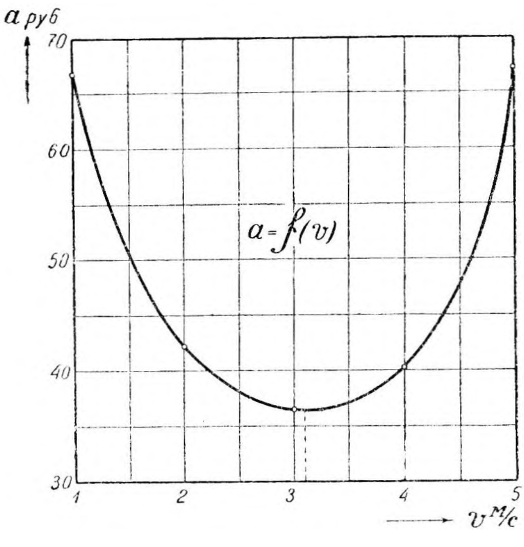
и стоимость одной лошадиной силы

$$a = \frac{S}{N}.$$

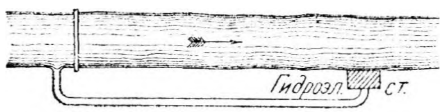
Произведя подобные подсчеты для различных значений скорости v (результаты подсчетов собраны в таблицу), построим кривую $a = f(v)$ (черт. 250). Из этой кривой следует, что наименьшая стоимость одной лошадиной силы получается при скорости $v = 3{,}1$ *м/сек*. При этом будем иметь: $h = 2{,}54$ *м*; $b = 1{,}9$ *м*; $i_w = 26^0/_{000}$ и $N = 4830$ *л. с.*

v	ω	h	b	χ	R	C	i_w $^0/_{000}$	h_w	N	Ω	W	S_1	S_2	S	a
1	15,0	4,47	3,36	12,30	1,22	76,0	1,42	0,43	5940	17,05	51150	230000	161664	391664	66,8
2	7,5	3,16	2,37	8,69	0,86	74,1	8,49	2,55	5625	8,92	26760	120500	117696	238196	42,4
3	5,0	2,58	1,94	7,10	0,70	73,1	24,10	7,23	4920	6,16	18480	83200	98304	181504	36,7
4	3,75	2,24	1,68	6,16	0,61	72,2	50,40	15,15	3720	4,77	14310	64400	86784	151184	40,3
5	3,0	2,00	1,50	5,50	0,55	71,5	89,70	26,91	1960	3,90	11700	52500	78720	131320	67,3

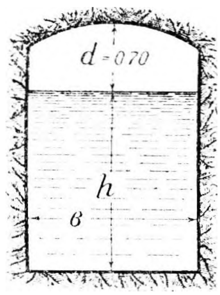
Задача 169. Из реки, уклон которой $i = 27°/_{000}$, предполагается бетонированной штольней подвести к гидравлической установке воду в количестве $Q = 24$ *м/сек*^{3}. Принято: $\frac{b}{h} = 0{,}75$; $d = 0{,}7$ *м;* стоимость выемки = 5 руб.;



Черт. 250.



Черт. 251.



Черт. 252.

стоимость бетонировки за 1 *кв. м = 3* руб.; $m = 0$. Определить размеры, уклон и длину штольни так, чтобы при мощности установки $N = 240$ л. с. стоимость сооружения была бы минимальной (черт. 251, 252 и 253).

При уклоне штольни $i_{ul} = 0$ длина ее будет наименьшей, ко сечение $= \infty$ и стоимость $= \infty$; при увеличении i_w сначала площадь сечения убывает быстрее, чем возрастает длина, а потому стоимость падает, а далее длина возрастает быстрее, чем уменьшается площадь, и стоимость возрастает и при $i_w = i$ площадь достигает наименьшей величины, но длина штольни при этом уклоне $= \infty$ и стоимость также $= \infty$. Очевидно, при каком-то вполне определенном уклоне (что тоже скорости) стоимость сооружения (штольни) будет минимальной.

Обозначая полезный напор установки через H, будем иметь

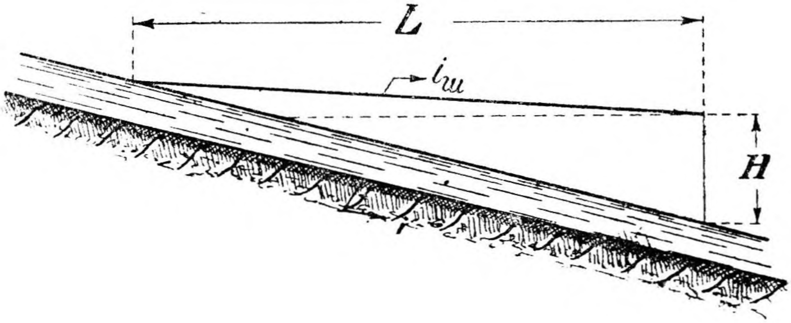
$$N = 10\,QH \text{ л. с.},$$

откуда

$$H = \frac{N}{10\,Q} = \frac{2400}{10 \cdot 24} = 10 \text{ м}.$$

Задаваясь различными значениями скорости v, определяем площадь живого сечения штольни

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{24}{v} \text{ м}^2 \cdot$$



Черт. 253.

Но

$$\omega = b\,h = 0{,}75\,h^2.$$

Следовательно

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{0{,}75}} \text{ и } b = 0{,}75h.$$

Смоченный периметр

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

Далее находим величины R, C (по Базену при $\gamma = 0{,}16$) и i_w
Напор $H = 10$ м получим при длине штольни

$$L = \frac{H}{i - i_ш} = \frac{10 \cdot 10^4}{27 - i_ш} \text{ м}.$$

Полная площадь сечения штольни

$$\Omega = b\,(h + 0{,}7) \text{ м}^2.$$

Стоимость выемки грунта

$$S_1 = 5\,L\,\Omega \text{ руб.}$$

Периметр штольни

$$P = 2\,(b + h + 07) \text{ м}.$$

Стоимость бетонировки

$$S_2 = 3 \cdot 2\,(b + h + 0{,}7)\;L = 6\,L\;(b + h + 0{,}7) \text{ руб.}$$

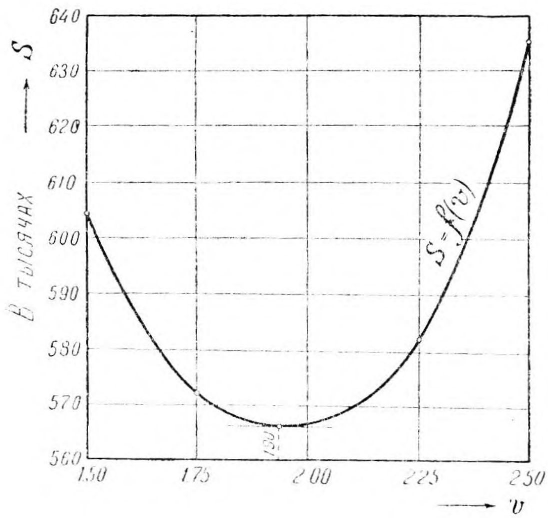
Полная стоимость штольни

$$S = S_1 + S_2 \text{ руб.}$$

Результаты этих вычислений приведены в таблице, по данным которой построена кривая $S = f(v)$ (черт. 254). Из этой кривой следует, что minimum'y

v	ω	h	b	χ	R	C	i_w $^0/_{00}$	L	Ω	S_1 тысячи	ρ	S_2 тысячи	S тысячи
1,50	16,0	4,61	3.46	12,68	1,26	76,1	3,08	4180	18,35	384	17,54	220,0	604,5
1.75	13.7	4.27	3,20	11.74	1,17	75,8	4,58	4460	15.90	354	16,34	218,5	572,5
2,00	12,0	4,00	3,00	11,00	1,09	75,5	6.44	4860	14,10	342	15,40	224,5	566,5
2,25	10,6	3,76	2,82	10,33	1,02	75,1	8,76	5485	12,54	344	14,55	238,5	582,5
2,50	9,6	3,58	2,68	9,83	0,98	74,9	11,41	6410	11,44	368	13,91	267,5	635,5

S соответствует скорость $v = 1,9$ *м/сек.* Размеры штольни при этом получаются: $h = 4,1$ *м;* $b = 3,08$: $i_w = 5,65^0/_{000}$ и $L = 4685$ *м.*



Черт. 254.

6. Замкнутые профили. Замкнутые профили применяются при устройстве канализационных и дренажных систем.

А. Канализационные трубы. Выше уже указывалось, что канализационные трубы, или коллекторы рассчитываются, как открытые каналы, т. е. при расчете их предполагается, что они работают не полным сечением, вследствие чего основные уравнения, выведенные для открытых калов, применимы и здесь.

На стр. 282 мы имели, что средняя скорость в канале определяется уравнением

$$v = C\sqrt{Ri} \quad \ldots \quad (5)$$

и расход уравнением

$$Q = K\sqrt{i}, \quad \ldots \quad (4)$$

где $K = \omega C \sqrt{R}$ — пропускная способность канала или модуль расхода.

Вводя обозначение

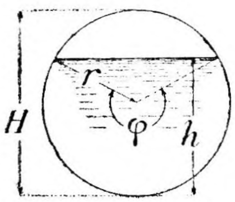
$$W = C\sqrt{R}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (24)$$

можно ур-ие (5) переписать так:

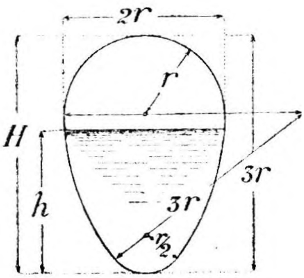
$$v = W\sqrt{i} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (25)$$

Величина W, имеющая измерение скорости, называется приведенной скоростью (по Бахметеву) или модулем скорости (по Павловскому). Формулы (4) и (25') очень удобны для расчета коллекторов.

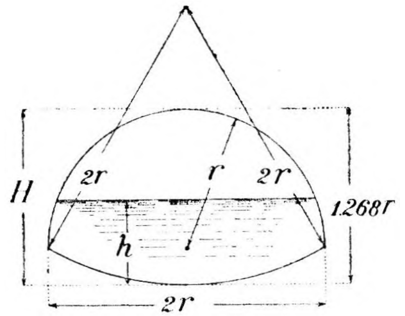
Выше уже упоминалось, что в канализационной практике при вычислении коэффициента C, чаще всего пользуются формулой Куттера (8) с коэффициентом κ = 0,35, „сокращенной“ формулой Гангилье-Куттера (10) с коэффициентом n = 0,012 — 0,014 и формулой Маннинга с коэффициентом C_0 = 80, Из этих формул больше всего распространена сокращенная формула Гангилье-Куттера. Что же касается коэффициента n, то без различия материала коллекторов (кирпич, бетон, керамика и пр.) проф. П а в л о в с к и й в своем Гидравлическом справочнике останавливается на нормах, принятых проф. Д. П. Р у з с к и м при составлении проекта канализации гор. Петербурга [1]): для труб диаметром по 60 *см* (включительно) следует считать n = 0,012, для прочих труб — n = 0,013.



Черт. 255a.



Черт. 255b.



Черт. 255c.

Из замкнутых профилей, применяемых в канализации, наиболее употребительными являются:

а) к р у г л о е с е ч е н и е , гидравлические элементы которого определяются так (черт. 255a)

$$\omega = \frac{d^2}{8}(\varphi - \sin\varphi) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (26)$$

$$\chi = \frac{\varphi d}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (27)$$

$$R = \frac{d}{4}\left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

где d — диаметр сечения, φ — центральный угол.

b) о в о и д а л ь н о е с е ч е н и е , имеющее отношение полной высоты сечения к ширине $= \frac{3}{2}$ и называемое поэтому „нормальным типом“ $\frac{3}{2}$ (черт. 255b).

с) л о т к о в о е с е ч е н и е , применяемое, главным образом, для ливневых сетей. На черт. 255 изображены все эти профили, из этого же чертежа ясно их построение.

Обозначим отношение $\frac{h}{H}$ через a (черт. 255) и будем называть это отношение с т е п е н ь ю н а п о л н е н и я . Далее, обозначим W_0 и K_0 — приведенную скорость и пропускную способность при a = 1 (т. е. при $h = H$); те же величины при a < 1 будем обозначать — W и K. Ниже приводятся таблицы 10, 11 и 12 значений K_0 и W_0 для круглых, лотковых и овоидальных профилей разных размеров, причем коэффициент C определялся по Гангилье-Куттеру при n = 0,012 и 0,013.

[1]) Пояснительная записка к проекту канализации г. Петербурга 1914 г.

ТАБЛИЦА 10

значений W_0 и K_0 для круглых сечений при коэффициенте C по сокращенной формуле Гангилье-Куттера при n =0,012.

d — см; W_0 — м/сек; K_0 — л/сек.

d	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00	55,00	60,00
W_0	10,65	12,38	14,09	15,80	17,54	19,27	20,67	22,02	23,40
K_0	334,8	606,8	994,8	1520	2207	3066	4026	5226	6613

ТАБЛИЦА 11

значений W_0 и K_0 для лотковых сечений при коэффициенте C по сокращенной формуле Гангилье — Куттера при n = 0,013

r - см; W_0 — м/сек; K_0 — м³/сек.

r	50,00	60,00	70,00	80,00	90,0	100,0	120,0	140,0	160,0	180,0	200,0
W_0	25,40	28,90	32,10	35,10	38,0	40,70	46,2	50,9	55,7	59,8	63,9
K_0	12,28	20,12	30,40	43,60	59,6	78,80	128,0	193,0	276,0	375,0	495,0

ТАБЛИЦА 12

значений K_0 и W_0 для круглых и овоидальных (нормальных) сечений при коэффициенте С по сокращенной формуле Гангилье-Куттера при n = 0,013.

W_0 — м/сек.; K_0 — л/сек.

Круглое			Овоидальное $\frac{3}{2}$		
d (см)	W_0	K_0	Размеры сечения (см)	W_0	K_0
20	9,64	302,8	30/20	10,82	497,4
25	11.26	551,7	37,5/25	12,66	908,8
30	12,86	908,2	45/30	14.43	1523
35	14,48	1393	52,5/35	16,22	2327
40	16,12	2028	60/40	18.03	3314
45	17,76	2825	67,5/45	19.48	4427
50	19,09	3718	75/20	21.31	6119
55	20,38	4838	82,5/55	22,73	7898
60	21,70	6132	90/60	24,19	10000
65	22,97	7913	97,5/65	25,59	12420
70	24,27	9340	105/70	27,03	15210
75	25,52	11270	112,5/75	28,41	18360
80	26,81	13490	120/80	29,34	21550
90	28,94	18410	135/90	32,17	29930
100	30,99	24350	150/100	34,43	42690
110	33,09	31480	165/110	37,00	51430
120	35,07	39660	180/120	38,92	64390
130	37,04	39090	195/130	40,42	78580
140	39,05	60100	210/140	42,68	92190
150	41,02	72470	225/150	44,81	115800

Замкнутые профили обладают одним интересным с гидравлической точки зрения свойством: данный профиль при заданном уклоне имеет наибольшую скорость и пропускает максимальный расход не при полном наполнении, а лишь при заполнении некоторой его части, при чем maximum'у скорости соответствует одно наполнение, а maximum'у расхода — другое.

Ниже в таблице указаны значения наполнения *h*, соответствующие наибольшим скорости и расхода для различных сечений.

	Круглое	Овоидальное $\left(\frac{3}{2}\right)$	Лотковое
v_{max}	$h = 0,81\ H$; $\varphi = 257\frac{1}{2}°$*	$h = 0,85\ H$	$h = 0,81\ H$
Q_{max}	$h = 0.95\ H$; $\varphi = 308°$	$h = 0,95\ H$	$h = 0,93\ H$

Обозначим

$$\frac{K}{K_0} = \alpha; \quad \frac{W}{W_0} = \beta \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (29)$$

Подсчет показывает, что при одинаковых степенях наполнения *a,* величины x и β почти не зависят от размеров коллектора. Это обстоятельство .значительно упрощает расчеты. В дальнейшем, величины a и β приняты не зависящими от размеров, и значения их для круглых, овоидальных ($^8/_2$) и лот

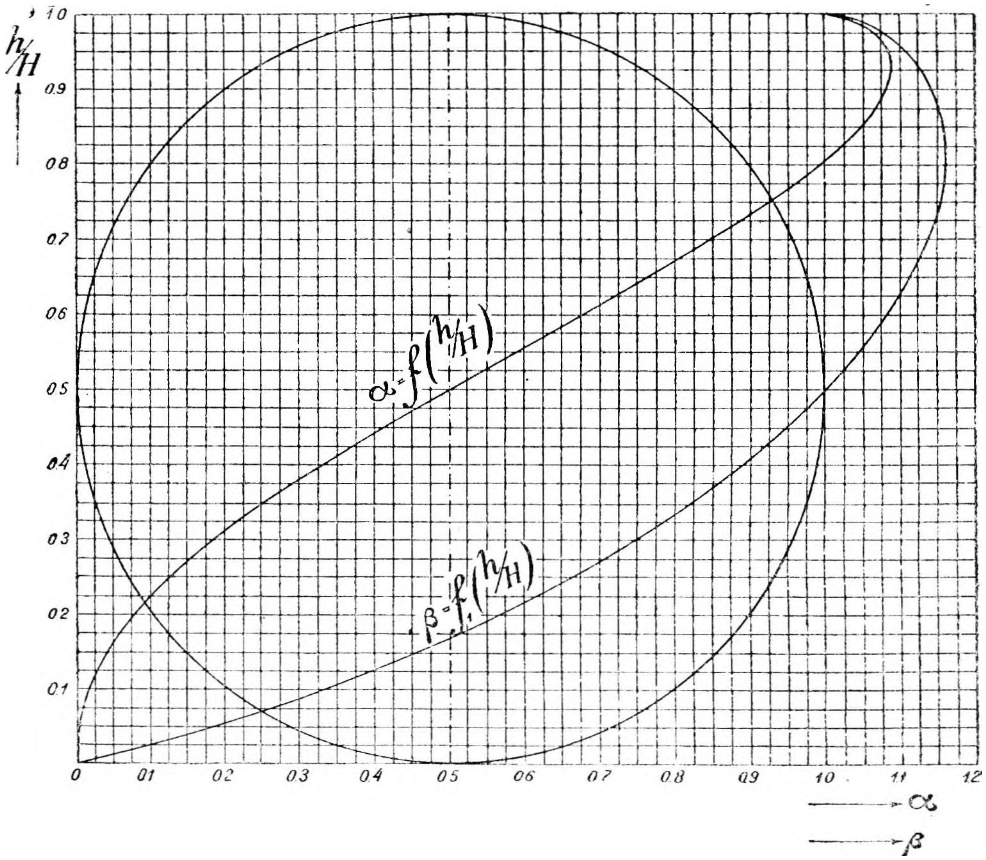
ТАБЛИЦА 13

значений *a* и β в зависимости от степени наполнения $a = \frac{h}{H}$.

a	Круглое		Овоидальное $\left(\frac{3}{2}\right)$		Лотковое	
	α	β	α	β	α	β
0,05	0,004	0,184	0,014	0,260	—	—
0,10	0.017	0,333	0,018	0.424	0,021	0,322
0,15	0.043	0,457	0,040	0.536	0,050	0.450
0,20	0.080	0,565	0.072	0,628	0.099	0,565
0.25	0,129	0.661	0.111	0,702	0.164	0,675
0 30	0,188	0.748	0,159	0,769	0.235	0 773
0.35	0,256	0,821	0,216	0.829	0.314	0.860
0,40	0,332	0.889	0,278	0.883	0.394	0.923
0,45	0.414	0,948	0.348	0.930	0,478	0,969
0,50	0,500	1.000	0,423	0,975	0,563	1.013
0.55	0.589	1,045	0.501	1,000	0,652	1,054
0.60	0,678	1,083	0.585	1,043	0,745	1,091
0,65	0 766	1.113	0.672	1,075	0.802	1,106
0,70	0,850	1,137	0.755	1,098	0,889	1.130
0,75	0.927	1,152	0.839	1,118	0,954	1,139
0,80	0,994	1,159	0.917	1,130	1,000	1,140
0.85	1,048	1.157	0.983	1,135	1,051	1,135
0,90	1,082	1,142	1,037	1,130	1,073	1,122
0,95	1,087	1,108	1,062	1,109	1,084	1,078
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

ковых сечений приведены в таблице 13 [1]. Кроме того, на чертеже 256, 257 и 258 построены кривые $\alpha = f\ (a)$ и $\beta = f_1\ (a)$ для указанных выше трех сечений.

Переходя к общим соображениям о расчете коллекторов, надо указать на следующее обстоятельство: трубы рассчитываются на наибольший возможный расход, а так как этот последний определяется недостаточно точно, то не исключается возможность увеличения действительного расхода против



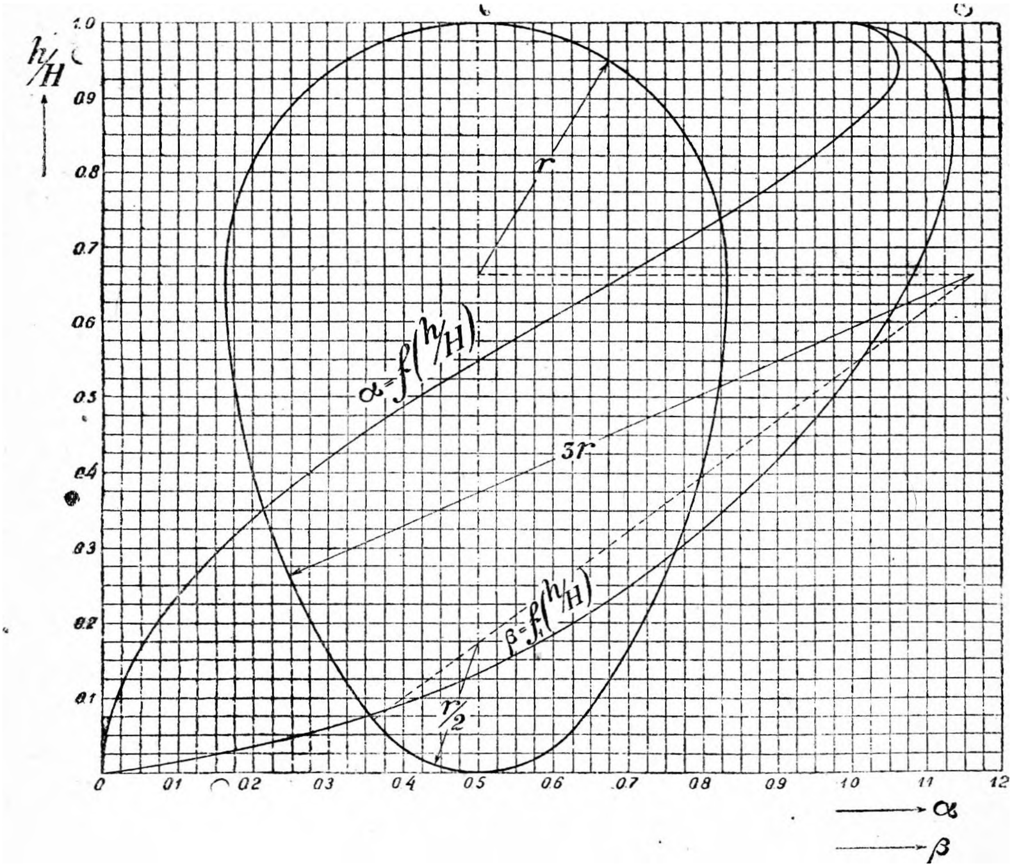
Черт. 256.

расчетного; это может повлечь работу коллектора полным сечением, что абсолютно недопустимо. Поэтому подбор труб делается с некоторым запасом: размеры коллекторов назначаются таким образом, чтобы при принятом наибольшем расходе труба работала как открытое русло с определенною степенью наполнения. Так как колебания расходов, определяющихся случайным поступлением сточных вод, в малых трубах больше, чем в больших, то первые приходится брать с большим запасом, чем вторые. Так, в проекте канализации г. Петербурга проф. Рузского степень наполнения коллекторов до 12" — a = 0,5 для коллекторов больших — a = 0,75.

[1]) Иногда в курсах канализации приводятся таблицы значений a и β для различных размеров отдельно; мы же ограничиваемся таблицей 13.

Простейшая задача канализации ставится обычно так: руководствуясь опытными данными, определяют расходы отдельных участков; далее намечается конфигурация сети, устанавливаются типы коллекторов, их сортамент, наполнения, предельные скорости[1]) и, принимая уклон коллектора равным уклону улицы или отступая от последнего возможно меньше, определяют размеры коллектора.

Задача 170. Определить расход и скорость круглого коллектора диаметром $d = 0{,}60$ *м* при $h = 0{,}75$ и $i = 49{,}5°/_{000}$.



Черт. 257.

Прежде всего, по таблице 12 (стр. 334) находим, что диаметру $d = 0{,}60$ *м* соответствует $K_0 = 132$ *л/сек* и $W_0 = 21{,}70$ *м/сек.*

Далее по таблице 13 (стр. 335) или по черт. 256 имеем

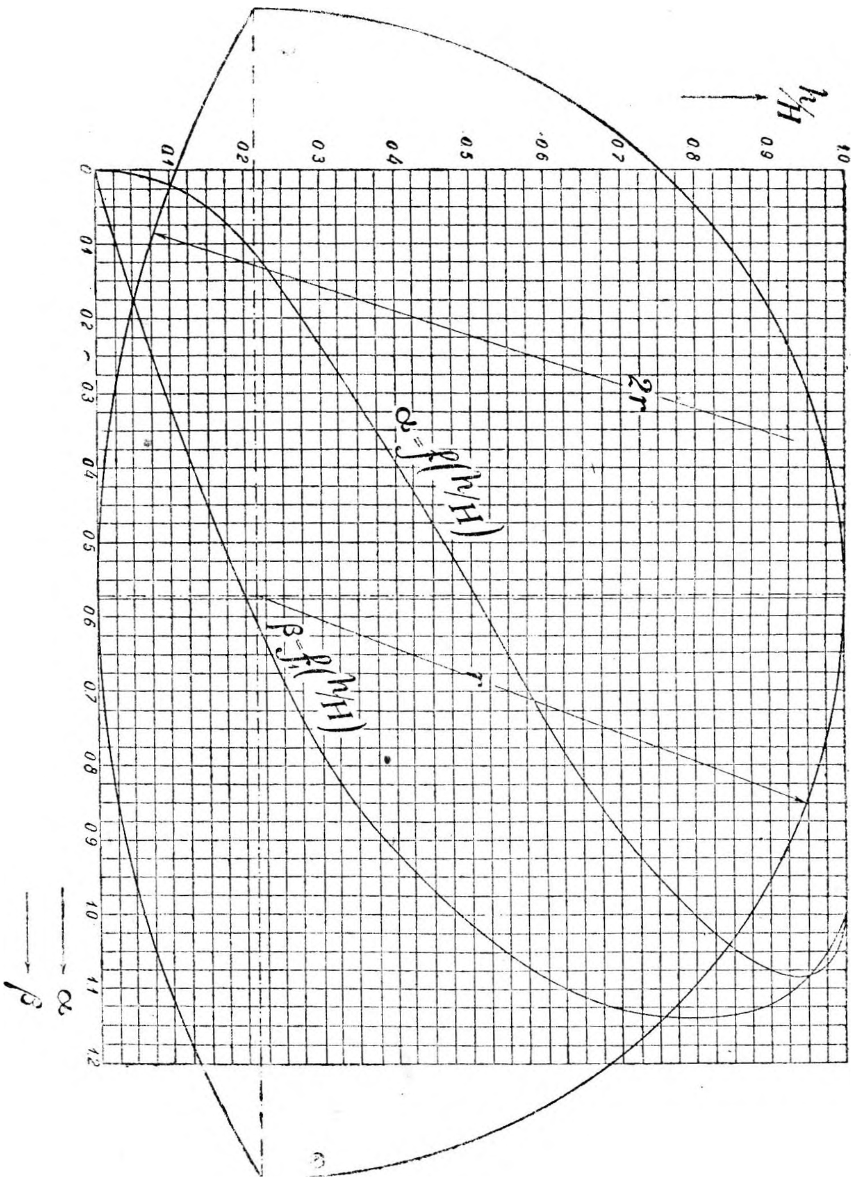
$$\alpha = 0{,}927 \text{ и } \beta = 1{,}152.$$

Следовательно, расход

$$Q = \alpha K_0 \sqrt{i} = \frac{0{,}927 \cdot 6\,132 \sqrt{49{,}5}}{100} = 400 \text{ л/сек},$$

[1]) О допускаемых скоростях см. § 4 этой главы, стр. 295.

и скорость



Черт. 258.

Задача 171. Определить глубину и скорость в овоидальном коллекторе 150/100, пропускающем расход Q = 1980 *л/сек* при уклоне i = 52,4°/$_{000.}$

По таблице 12 определяем:

$$K_0 = 42\ 650 \text{ л/сек и } W_0 = 34{,}43 \text{ м/сек.}$$

Теперь определим пропускную способность коллектора при заданных расходе и уклоне

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{1980 \cdot 100}{\sqrt{52,4}} = 27\ 350\ \textit{л/сек}$$

и, следовательно,

$$\alpha = \frac{K}{K_0} = \frac{27350}{42690} = 0,641.$$

Ив черт. 257 следует, что α = 0,641 соответствует степень наполнения α = 0,63. Следовательно, глубина

$$h = aH = 0,63 \cdot 150 = 94,5\ \textit{см}.$$

Далее из того же черт. 257 следует, что степени наполнения *a* = 0,63 соответствует β = 1,056 и, следовательно, скорость

$$v = \beta W_0 \sqrt{i} = \frac{1,056 \cdot 34,43\sqrt{52,4}}{100} = 2,61\ \textit{м/сек}.$$

Задача 172. Определить уклон биткового коллектора, пропускающего расход Q = 450 *л/сек* при степени наполнения *a* = 0,8, если *r* = 0,6 *м*.

По таблице 11 находим

$$K_0 = 20\,120\ \textit{л/сек и}\ W_0 = 28,9\ \textit{м/сек}.$$

По черт. 258 или по таблице 13 имеем, что наполнению *a* = 0,8 соответствуют α = 1,0 и β = 1,14, следовательно,

$$K = \alpha K_0 = 1\ .\ 20\,120 = 20\,120$$

$$W = \beta W_0 = 28,9\ .\ 1,14 = 32,9.$$

Далее по формуле (4) определяем уклон

$$i = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 = \left(\frac{450}{20\,120}\right)^2 = 5^0/_{000}$$

и по формуле (25) скорость

$$v = W\sqrt{i} = \frac{32,9\sqrt{5}}{100} = 0,735\ \textit{м/сек}$$

Задача 173. Даны два коллектора: овоидальный (нормальный) 97,5/65 *см* и лотковый — *r* = 50 *см*. Уклон *i* = 50^0/ооо. Сравнить скорости первого и второго сечений при наибольшем и наименьшем расходах, если отношение последних равно 50.

Пропускная способность и приведенная скорость овоидального коллектора K_0 = 12,42 *м³/сек* и W_0 = 25,59 *м/сек.* Наибольшему расходу соответствуют α = 1,062 и β = 1,109. Следовательно, наибольший расход и соответственно скорость

$$Q'_1 = \alpha K_0 \sqrt{i} = \frac{1,062 \cdot 12,42\sqrt{50}}{100} = 0,931\ \textit{м}^3\textit{/сек},$$

$$v'_1 = \beta W_0 \sqrt{i} = \frac{1,109 \cdot 25,59\sqrt{50}}{100} = 2,00\ \textit{м/сек}.$$

Перейдем к лотковому сечению, для которого $K_0 = 12{,}28$; $W_0 = 25{,}4$;. $a = 1{,}084$ и $\beta = 1{,}078$. Следовательно,

$$Q''_1 = \frac{1{,}084 \cdot 12{,}28\sqrt{50}}{100} = 0{,}941 \ \text{м}^3/\text{сек},$$

$$v''_1 = \frac{1{,}078 \cdot 25{,}4\sqrt{50}}{100} = 1{,}94 \ \text{м}/\text{сек}.$$

Таким образом, при наибольшем расходе овоидальный и лотковый профили могут быть признаны в гидравлическом отношении равноценными: они пропускают почти равные расходы при незначительно отличающихся скоростях,

Наименьший расход и соответствующая пропускная способность

$$Q_2 = \frac{Q_1}{50} \cong 0{,}0186 \ \text{м}^3/\text{сек}.$$

$$K_2 = \frac{Q_2}{\sqrt{i}} = \frac{0{,}0186 \cdot 100}{\sqrt{50}} = 0{,}263 \ \text{м}^3/\text{сек} = 263 \ \text{л}/\text{сек}.$$

Для определения скоростей, соответствующих наименьшему расходу, воспользуемся графиками на черт. 257 и 258, отметив при этом, что, в виду трудности получения точных отсчетов по кривым a и β при малых наполнениях, расчет не будет точным. В этом случае нужно было бы иметь соответствующие части кривых a и β в более крупном масштабе.

Имеем

$$\alpha_{\text{ов}} = \frac{K_2}{K_0} = \frac{263}{12\,420} = 0{,}0212 \ \text{(овоидальный профиль)},$$

$$\alpha_{\text{л}} = \frac{K_2}{K_0} = \frac{263}{12\,280} = 0{,}0214 \ \text{(лотковый} \quad „ \quad).$$

По кривым (черт. 257 и 258) соответственно находим $a_{\text{ов}} = 0{,}11$ и $a_{\text{Л}} = 0{,}108$. Этим значениям степени наполнения соответствуют коэффициенты $\beta_{\text{ов}} = 0{,}437$ и $\beta_{\text{Л}} = 0{,}337$. Следовательно,

$$W_2' = \beta_{\text{ов}} W_0 = 0{,}437 \ . \ 25{,}59 \doteq 11{,}18 \ \text{м}/\text{сек},$$

$$W_2'' = \beta_{\text{л}} W_0 = 0{,}337 \ . \ 25{,}4 = 8{,}57 \ \text{м}/\text{сек}.$$

Таким образом, скорости получаются

$$v_2' = \frac{11{,}18 \ . \sqrt{50}}{100} = 0{,}790 \ \text{м}/\text{сек} \ \text{(овоидальный профиль)}.$$

$$v_2'' = \frac{8{,}57 \ . \sqrt{50}}{100} = 0{,}605 \ \text{м}/\text{сек} \ \text{(лотковый} \quad „ \quad),$$

.и разница в скоростях получается

$$\frac{0{,}790-0{,}605}{0{,}605}100=30{,}6\,\%.$$

То обстоятельство, что малые расходы при овоидальном профиле проходят с достаточно большою скоростью, сделало возможным широкое применение этих профилей в общесплавных системах канализации, в которых расход подвержен значительным колебаниям, составляя иногда 1% от наибольшего.

В. Дренажные трубы. Так как движение воды в дренажных трубах предполагается безнапорным, то гидравлический расчет этих труб производится по тем же формулам, что и для труб канализационных (а, следовательно, и открытых каналов) с тою, однако, лишь разницей, что при расчете дренажных труб принимают, что сечение трубы заполнено сплошь протекающей жидкостью. Имея в виду, что в этом случае

$$R=\frac{d}{4},$$

где d — диаметр трубы, основные формулы для скорости и расхода можно переписать так:

$$v=0{,}5\,C\sqrt{di}\,, \quad (30)$$

$$Q=\frac{\pi d^2}{4}v, \quad (31)$$

где i — уклон трубы.

Для определения коэффициента C проф. Sp□ttle [1]), в результате сравнения нескольких формул, указывает на две формулы, которые по его мнению дают наилучшие результаты: формулу Куттера (8) с коэффициентом κ = 0,27 и формулу Базена (11) с коэффициентом γ = 0,20, причем первой формуле проф. Sp□ttle отдает предпочтение.

При указанных значениях коэффициентов κ и γ формулы (8) и (11) принимают вид:

Куттер $$C=\frac{100}{1+\frac{0{,}54}{\sqrt{d}}}\text{(метры)} \quad (32)$$

Базен $$C=\frac{87}{1+\frac{0{,}40}{\sqrt{d}}}\text{(метры)} \quad (33)$$

Ниже приведенная таблица 14 значений коэффициента C, вычисленных по формулам (32) и (33) для некоторых наиболее употребительных диаметров.

[1]) Проф. Sp□ttle. Осушение почвы подземным дренажем, пер. А. Д. Дубах. с тр. 41. Москва, 1914.

ТАБЛИЦА 14.

d (*см*)	C Куттер ($k = 0{,}27$)	C Базен ($\gamma = 0{,}20$)	d (*см*)	C Куттер ($k = 0{,}27$)	C Базен ($\gamma = 0{,}20$)
4	27,0	29,0	11	38,1	39,5
5	29,2	31,2	12	39,1	40,5
6	31,3	33,1	13	40,2	41,2
7	32,9	34,7	14	41,0	42,0
8	34,4	36,0	15	41,8	42,8
9	35,8	37,4	16	42,6	43,5
10	37,0	38,4			

В отношении допускаемых скоростей — наименьших и наибольших, практика устанавливает следующие пределы (по Sp□ttle): [1])

в обыкновенных грунтах v_{min} = 0,16 — 0,20 *м/сек,*

в сильно песчанистых грунтах v_{min} = 0,35 *м/сек.*

В случае, если в дренажные трубы возможно попадание поверхностных загрязненных вод, то скорость в дренах не следует допускать ниже 0,60 *м/сек.*

Пределом для наибольших скоростей можно считать v_{max} = 1,0—1,5 *м/сек*, причем последнее значение относится к дренам с муфтовым соединением.

Мы ограничиваемся изложенными здесь указаниями и не будем останавливаться на разборе задач, так как подобные им достаточно подробно рассмотрены выше.

[1]) Указанная работа, стр. 43 4о,

ТАБЛИЦЫ

ТАБЛИЦА 1

Взаимный перевод мер метрических, русских к английских.

1. Меры длины.

1 *км* = 0,9374 версты = 468,69 саж. = 0,6214 англ. мили.
1 *м* = 0,4687 саж. = 3,2809 фут. = 1,0936 ярд.
1 *см* = 0,03281 фут. = 0,3937 дюйм.
1 верста = 1,0668 *км* — 0,66288 англ. мили.
1 саж. = 2,1336 *м* = 2,3333 ярд.
1 фут = 0,3048 *м* = 0,3333 ярд.
1 дюйм = 2,54 *см* = 0,02778 ярд.
1 англ. мили = 1,524 *км* = 5000 фут.
1 ярд = 0,9144 *м* = 3 Фут.

2. Меры площадей.

1 *кв. км* = 0,8787 кв. верст = 91,5299 дес. = 247,105 акр.(англ.) = 0,386102 кв. англ. мили.
1 гектар — 10000 *кв. м* = 0,9153 дес. 2196,72 кв. саж. = 2,4711 акрам.
1 *кв. м* = 0,2197 кв. саж. = 10,7641 кв. фут. == 1,1962 кв. ярд.
3 *кв. см* = 0,155 кв. дюйм.
1 *кв*. верста = 1,13806 *ка. км* — 113,806 *га* = 281.221 акр. = 0.43941 кв. англ. мили.
1 дес. = 1,0925 *га* — 2,6997 акр.
1 кв. саж. = 4,5522 *кв. м* 5,4444 кв. ярд.
1 кв. фут = 0,0929 *кв. м* = 0,11111 кв. ярд.
1 кв. дюйм = 6.4516 ка, *см* = 0,000772 кв. ярд.
1 кв. миля (mile of land) = 640 акр. = 2,59 *кв. км*.
1 акр. = 4840 кв. ярд. = 0,4017 *га* = 0,37 дес.
1 кв. ярд = 0,8361 *к.в. м* = 0,18369 кв. саж.

3. Меры объемов.

1 *куб. м* = 0,1030 куб. саж. = 35,3166 куб. фут. 1,3080 куб. ярд.
1 *куб. см* = 0,0610 куб. дюйм.
1 куб. саж. = 9,7124 *куб. м* = 12,7037 куб. ярд.
1 куб. фут = 0,0283 *куб. м* = 0,0370 куб. ярд.
1 куб. дюйм = 16.3866 *куб. см* = 0,0000214 куб. ярд.
1 куб. ярд = 0.7650 *куб. м* = 0,0787 куб. саж.

4. Меры веса.

1 тонна (метрическая) = 61,0459 пуд. = 2441,8350 фунт. = 0,9842 англ. тонны = 2204,62 англ. фунт.
1 *кг* = 0,0610 пуд. = 2,4418 фунт. = 2,2046 англ. фунт.
1 пуд. = 0,0164 тонны = 16,3811 *кг* = 36,1128 англ. фунт.
1 фунт = 0,4095 *кг* = 0,9028 англ. фунт.
1 судовая тонна (short ton) = 2000 анг. фунт. = 907,19 *кг.*
1 long ton = 2240 англ. фунт. = 1016,05 *кг*.

5. Меры жидкостей.

1 литр =0,001 *куб. м* = 0,264 амер. галлона = 0,220 англ. гал. = 0,0353 куб. фут
1 куб. саж. = 789,6 ведра.
1 куб. фут. = 2,302 ведра = 28.375 *л* = 6,24 англ. гал. = 7,49 амер. гал.
1 ведро = 0,4345 куб. фут. = 12,2993 ***л.***
1 амер. гал. = 0,8333 англ. гал. = 3,785 *л* =0,1336 куб. фут.
1 англ. гал. = 1,2 амер. гал. = 4,544 ***л*** = 0,1603 куб. фуг.
1 акро-фут = 325851 амер. гал. = 1223,41 ***куб. м.***

6. Меры давления.

1 *кг/м*^{2} — 0,278 пуд./саж.^{2} = 0,227 фунт/фут^2 = 0,2048 англ. фунт/фут^2.
1 *кг/см*^{2} — 0,3938 пуд/дюйм^2 = 15,7535 фунт/дюйм^2 = 14,224 англ. фунт/дюйм^2.
1 пуд/дюйм^2 = 2.5391 *кг/см*^{2}.
1 фунт/фут^2 = 4,408 *кг/м*^{2}.
1 фунт/дюйм^3 = 0,0635 *кг/см*^{2}.
1 англ. фунт/фут.^{2} = 4,8829 *кг/м*^{2}.
1 англ. фунт/дюйм.^{2} = 0,0723 *кг/см*^{2}.

7, Меры работы и мощности.

1 *кг,* м ≈ 0,2 пудо-фута = 8,0114 футо-фунта = 7,2331 англ. футо-фунта.
1 пудо-фут = 4,9925 *кг/м.*
1 метр. лош. сила = 75 *кг. м* (в сек) = ∞15 пудо-фут. (в сек)
1 метр лош. сила = 0,736 кW.
1 кW = 1,36 метр. лош. сил.
1 англ. лош. сила = 0,746 кW.
1 кW = 1,340 англ. лош. сил.

ТАБЛИЦА II.

Важные числовые величины.

Величина	n	$\log n$	Величина	n	$\log n$
π	3,1415927	0,49715	π^2	9,86960	0,99430
2π	6,28319	0,79818	$2\pi^2$	19,73921	1,29533
3π	9,42478	0,97427	$4\pi^2$	39,47842	1,59636
4π	12,56637	1,09921	$1:\pi^2$	0,10132	$\bar{1}$,00570
$\pi\sqrt{2}$	4,44288	0,64767	π^3	31,00628	1,49145
$\pi:2$	1,57080	0,19612	$1:\pi^3$	0,03225	$\bar{2}$,50855
$\pi:3$	1,04720	0,02003	$\sqrt[3]{\pi}$	1,46459	0,16572
$\pi:4$	0,78540	$\bar{1}$,89509	$\pi^2:2$	4,93480	0,69327
$\pi:6$	0,52360	$\bar{1}$,71900	$\pi^2:4$	2,46740	0,39224
$\pi:12$	0,26180	$\bar{1}$,41797	g	9,81	0,99167
$\pi:16$	0,19635	$\bar{1}$,29303	g^2	96,2361	1,98334
$\pi:32$	0,09818	$\bar{2}$,99202	$\sqrt{g}$	3,13209	0,49583
$\pi:64$	0,04909	$\bar{2}$,69099	$2\sqrt{g}$	6,26418	0,79686
$4\pi:3$	4,18879	0,62209	$\sqrt{2g}$	4,42945	0,64635
$\pi:\sqrt{2}$	2,22144	0,34663	$1:g$	0,10194	$\bar{1}$,00833
$\sqrt{\pi:2}$	1,25331	0,09806	$1:2g$	0,05097	$\bar{2}$,70830
$\pi:180$	0,01745	$\bar{2}$,24188	$\pi\sqrt{g}$	9,83976	0,99298
$180:\pi$	57,29578	1,75812	$\pi\sqrt{2g}$	13,91536	1,14350
$1:\pi$	0,31831	$\bar{1}$,50285	$\pi:\sqrt{g}$	1,00303	0,00132
$1:2\pi$	0,15916	$\bar{1}$,20182	$\pi:\sqrt{2g}$	0,70925	$\bar{1}$,82080
$1:3\pi$	0,10610	$\bar{1}$,02573	e	2,718282	0,43429
$1:4\pi$	0,07958	$\bar{2}$,90079	e^2	7,38906	0,86859
$\sqrt{\pi}$	1,77245	0,24857	$\sqrt{e}$	1,64872	0,21715
$\pi\sqrt{\pi}$	5,56833	0,74572	$\sqrt[3]{e}$	1,39561	0,14476
$2\sqrt{\pi}$	3,54491	0,54960	$1:e$	0,36788	$\bar{1}$,56571
$1:\sqrt{\pi}$	0,56419	$\bar{1}$,75143	$1:e^2$	0,13534	$\bar{1}$,13141
$\sqrt{2\pi}$	2,50663	0,39909	$1:\sqrt{e}$	0,60653	$\bar{1}$,78285

ТАБЛИЦА 11L

Мантиссы обыкновенных (Бригговых) логарифмов (lug)·

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	—∞	00000	30103	47712	60206	69897	77815	84510	90309	95424
10	00000	00432	00860	01284	01703	02119	02531	02938	03342	03743
11	04139	04532	04922	05308	05690	06070	06446	06819	07188	07555
12	07918	08279	08636	08991	09342	09691	10037	10380	10721	11059
13	11394	11727	12057	12385	12710	13033	13354	13672	13988	14301
14	14613	14922	15229	15534	15836	16137	16435	16732	17026	17319
15	17609	17898	18184	18469	18752	19033	19312	19590	19866	20140
16	20412	20683	20952	21219	21484	21748	22011	22272	22531	22789
17	23045	23300	23553	23805	24055	24304	24551	24797	25042	25285
18	25527	25768	26007	26245	26482	26717	26951	27184	27416	27646
19	27875	28103	28330	28556	28780	29003	29226	29447	29667	29885
20	30103	30320	30535	30750	30963	31175	31387	31597	31806	32015
21	32222	32428	32634	32838	33041	33244	33445	33646	33846	34044
22	34242	34439	34635	34830	35025	35218	35411	35603	35793	35984
23	36173	36361	36549	36736	36922	37107	37291	37475	37658	37840
24	38021	38202	38382	38561	38739	38917	39094	39270	39445	39620
25	39794	39967	40140	40312	40483	40654	40824	40993	41162	41330
26	41497	41664	41830	41996	42160	42325	42488	42651	42813	42975
27	43136	43297	43457	43616	43775	43933	44091	44248	44404	44560
28	44716	44871	45025	45179	45332	45484	45637	45788	45939	46090
29	46240	46389	46538	46687	46835	46982	47129	47276	47422	47567
30	47712	47857	48001	48144	48287	48430	48572	48714	48855	48996
31	49136	49276	49415	49554	49693	49831	49969	50106	50243	50379
32	50515	50651	50786	50920	51055	51188	51322	51455	51587	51720
33	51851	51983	52114	52244	52375	52504	52634	52763	52892	53 20
34	53148	53275	53403	53529	53656	53782	53908	54033	54158	54283
35	54407	54531	54654	54777	54900	55023	55145	55267	55388	55509
36	55630	55751	55871	55991	56110	56229	56348	56467	56585	56703
37	56820	56937	57054	57171	57287	57403	57519	57634	57749	57864
38	57978	58092	58206	58320	58433	58546	58659	58771	58883	58995
39	59106	59218	59329	59439	59550	59660	59770	59879	59988	60097
40	60206	60314	60423	60531	60638	60746	60853	60959	61066	61172
41	61278	61384	61490	61595	61700	61805	61909	62014	62118	62221
42	62325	62428	62531	62634	62737	62839	62941	63043	63144	63246
43	63347	63448	63548	63649	63749	63849	63949	64048	64147	64246
44	64345	64444	64542	64640	64738	64836	64933	65031	65128	65225
45	65321	65418	65514	65610	65706	65801	65896	65992	66087	66181
46	66276	66370	66464	66558	66652	66745	66839	66932	67025	67117
47	67210	67302	67394	67486	67578	67669	67761	67852	67943	68034
48	68124	68215	68305	68395	68485	68574	68664	68753	68842	68931
49	69020	69108	69197	69285	69373	69461	69548	69636	69723	69810
50	69897	69984	70070	70157	70243	70329	70415	70501	70586	70672
51	70757	70842	70927	71012	71096	71181	71265	71349	71433	71517
52	71600	71684	71767	71850	71933	72016	72099	72181	72263	72346
53	72428	72509	72591	72673	72754	72835	72916	72997	73078	73159
54	73239	73320	73400	73480	73560	73640	73719	73799	73878	73957

Табл. III, продолжение.

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
55	74036	74115	74194	74273	74351	74429	74507	74586	74663	74741
56	74819	74896	74974	75051	75128	75205	75282	75358	75435	75511
57	75587	75664	75740	75815	75891	75967	76042	76118	76193	76268
58	76343	76418	76492	76567	76641	76716	76790	76864	76938	77012
59	77085	77159	77232	77305	77379	77452	77525	77597	77670	77743
60	77815	77887	77960	78032	78104	78176	78247	78319	78390	78462
61	78533	78604	78675	78746	78817	78888	78958	79029	79099	79169
62	79239	79309	79379	79449	79518	79588	79657	79727	79796	79865
63	79934	80003	80072	80140	80209	80277	80346	80414	80482	80550
64	80618	80686	80754	80821	80889	80956	81023	81090	81158	81224
65	81291	81358	81425	81491	81558	81624	81690	81757	81823	81889
66	81954	82020	82086	82151	82217	82282	82347	82413	82478	82543
67	82607	82672	82737	82802	82866	82930	82995	83059	83123	83187
68	83251	83315	83378	83442	83506	83569	83632	83696	83759	83822
69	83885	83948	84011	84073	84136	84198	84261	84323	84386	84448
70	84510	84572	84634	84696	84757	84819	84880	84942	85003	85065
71	85126	85187	85248	85309	85370	85431	85491	85552	85612	85673
72	85733	85794	85854	85914	85974	86034	86094	86153	86213	86273
73	86332	86392	86451	86510	86570	86629	86688	86747	86806	86864
74	86923	86982	87040	87099	87157	87216	87274	87332	87390	87448
75	87506	87564	87622	87679	87737	87795	87852	87910	87967	88024
76	88081	88138	88195	88252	88309	88366	88423	88480	88536	88593
77	88649	88705	88762	88818	88874	88930	88986	89042	89098	89154
78	89209	89265	89321	89376	89432	89487	89542	89597	89653	89708
79	89763	89818	89873	89927	89982	90037	90091	90146	90200	90255
80	90309	90363	90417	90472	90526	90580	90634	90687	90741	90795
81	90849	90902	90956	91009	91062	91116	91169	91222	91275	91328
82	91381	91434	91487	91540	91593	91645	91698	91751	91803	91855
83	91908	91960	92012	92065	92117	92169	92221	92273	92324	92376
84	92428	92480	92531	92583	92634	92686	92737	92788	92840	92891
85	92942	92993	93044	93095	93146	93197	93247	93298	93349	93399
86	93450	93500	93551	93601	93651	93702	93752	93802	93852	93902
87	93952	94002	94052	94101	94151	94201	94250	94300	94349	94399
88	94448	94498	94547	94596	94645	94694	94743	94792	94841	94890
89	94939	94988	95036	95085	95134	95182	95231	95279	95328	95376
90	95424	95472	95521	95569	95617	95665	95713	95761	95809	95856
91	95904	95952	95999	96047	96095	96142	96190	96237	96284	96332
92	96379	96426	97473	96520	96567	96614	96661	96708	96755	96802
93	96848	96895	96942	96988	97035	97081	97128	97174	97220	97267
94	97313	97359	97405	97451	97497	97543	97589	97635	97681	97727
95	97772	97818	97864	97909	97955	98000	98046	98091	98137	98182
96	98227	98272	98318	98363	98408	98453	98498	98543	98588	98632
97	98677	98722	98767	98811	98856	98900	98945	98989	99034	99078
98	99123	99167	99211	99255	99300	99344	99388	99432	99476	99520
99	99564	99607	99651	99695	99739	99782	99826	99870	99913	99957

$$\ln N = 2{,}30258 \log N; \quad \log N = 0{,}43429 \ln N,$$

где „ln" натуральный, а „log"—обыкновенный логарифм.

ТАБЛИЦА IV

Тригонометрические функции

Град.	Sinus						
	0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01454	89
1	0,01745	0,02036	0,02327	0,02618	0,02908	0,03199	88
2	0,03490	0,03781	0,04071	0,04362	0,04653	0,04943	87
3	0,05234	0,05524	0,05814	0,06105	0,06395	0,06685	86
4	0,06976	0,07266	0,07556	0,07846	0,08136	0,08426	**85**
5	0,08716	0,09005	0,09295	0,09585	0,09874	0,10164	84
6	0,10453	0,10742	0,11031	0,11320	0,11609	0,11898	83
7	0,12187	0,12476	0,12764	0,13053	0,13341	0,13629	82
8	0,13917	0,14205	0,14493	0,14781	0,15069	0,15356	81
9	0,15643	0,15931	0,16218	0,16505	0,16792	0,17078	**80**
10	0,17365	0,17651	0,17937	0,18224	0,18509	0,18795	79
11	0,19081	0,19366	0,19652	0,19937	0,20222	0,20507	78
12	0,20791	0,21076	0,21360	0,21644	0,21928	0,22212	77
13	0,22495	0,22778	0,23062	0,23345	0,23627	0,23910	76
14	0,24192	0,24474	0,24756	0,25038	0,25320	0,25601	**75**
15	0,25882	0,26163	0,26443	0,26724	0,27004	0,27284	74
16	0,27564	0,27843	0,28123	0,28402	0,28680	0,28959	73
17	0,29237	0,29515	0,29793	0,30071	0,30348	0,30625	72
18	0,30902	0,31178	0,31454	0,31730	0,32006	0,32282	71
19	0,32557	0,32832	0,33106	0,33381	0,33655	0,33929	**70**
20	0,34202	0,34475	0,34748	0,35021	0,35293	0,35565	69
21	0,35837	0,36108	0,36379	0,36650	0,36921	0,37191	68
22	0,37461	0,37730	0,37999	0,38268	0,38537	0,38805	67
23	0,39073	0,39341	0,39608	0,39875	0,40142	0,40408	66
24	0,40674	0,40939	0,41204	0,41469	0,41734	0,41998	**65**
25	0,42262	0,42525	0,42788	0,43051	0,43313	0,43575	64
26	0,43837	0,44098	0,44359	0,44620	0,44880	0,45140	63
27	0,45399	0,45658	0,45917	0,46175	0,46433	0,46690	62
28	0,46947	0,47204	0,47460	0,47716	0,47971	0,48926	61
29	0,48481	0,48735	0,48989	0,49242	0,49495	0,49748	**60**
30	0,50000	0,50252	0,50503	0,50754	0,51004	0,51254	59
31	0,51504	0,51753	0,52002	0,52250	0,52498	0,52745	58
32	0,52992	0,53238	0,53484	0,53730	0,53975	0,54220	57
33	0,54464	0,54708	0,54951	0,55194	0,55436	0,55678	56
34	0,55919	0,56160	0,56401	0,56641	0,56880	0,57119	**55**
35	0,57358	0,57596	0,57833	0,58070	0,58307	0,58543	54
36	0,58779	0,59014	0,59248	0,59482	0,59716	0,59949	53
37	0,60182	0,60414	0,60645	0,60876	0,61107	0,61337	52
38	0,61566	0,61795	0,62024	0,62251	0,62579	0,62706	51
39	0,62932	0,63158	0,63383	0,63608	0,63832	0,64056	**50**
40	0,64279	0,64501	0,64723	0,64945	0,65166	0,65386	49
41	0,65606	0,65825	0,66044	0,66262	0,66480	0,66697	48
42	0,66913	0,67129	0,67344	0,67559	0,67773	0,67987	47
43	0,68200	0,68412	0,68624	0,68835	0,69046	0,69256	46
44	0,69466	0,69675	0,69883	0,70091	0,70298	0,70505	**45**
45	0,70711						44

Табл. IV, продолжение.

Град	Cosinus 0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	1,00000	1,00000	0.99998	0,99996	0,99993	0,99989	89
1	0,99985	0,99979	0,99973	0,99966	0,99958	0,99949	88
2	0,99939	0,99929	0,99917	0,99905	0,99892	0,99878	87
3	0,99863	0,99847	0,99831	0,99813	0,99795	0,99776	86
4	0,99756	0,99736	0,99714	0,99692	0,99668	0,99[illegible]44	**85**
5	0,99619	0,99594	0,99567	0,99540	0,99511	0,99482	84
6	0,99452	0,99421	0,99390	0,99357	0,99324	0,99290	83
7	0,99255	0,99219	0,99182	0.99144	0,99106	0.99067	82
8	0,99027	0,98986	0,98944	0,98902	0,98858	0,98814	81
9	0,98769	0,98723	0,98676	0,98629	0,98580	0,98531	**80**
10	0,98481	0,98430	0,98378	0,98325	0,98272	0,98218	79
11	0,98163	0,98107	0,98050	0,97992	0,97934	0,97875	78
12	0,97815	0,97754	0,97692	0,97630	0,97566	0,97502	77
13	0,97437	0 97371	0,97304	0.97237	0,97169	0,97100	76
14	0,97030	0,96959	0,96887	0,96815	0.96742	0.96667	**75**
15	0,96593	0,96517	0,96440	0 96363	0,96285	0,96206	74
16	0,96126	0,96046	0,95964	0,95882	0,95799	0,95715	73
17	0,95630	0,95545	0,95459	0,95372	0,95284	0,95195	72
18	0,95106	0,95015	0,94924	0,94832	0,94740	0,94646	71
19	0,94552	0,94457	0,94361	0,94264	0,94167	0,94068	**70**
20	0,93969	0,93869	0,93769	0,93667	0,93565	0,93462	69
21	0.93358	0,93253	0,93148	0,93042	0,92935	0,92827	68
22	0,92718	0,92609	0,92499	0,92388	0,92276	0,92164	67
23	0,92050	0,91936	0,91822	0,91706	0,91590	0,91472	66
24	0,91355	0,91236	0,91116	0,90996	0,90875	0,90753	**65**
25	0,90631	0,90507	0,90383	0,90259	0,90133	0,90007	64
26	0,89879	0,89[illegible]52	0,89623	0.89493	0,89363	0,89232	63
27	0,89101	0,88968	0,88835	0,88701	0,88566	0,88431	62
28	0,88295	0,8[illegible]158	0,88020	0,87882	0,87743	0,87603	61
29	0,87462	0,87321	0,87178	0,87036	0,86892	0,86748	**60**
30	0,86603	0,86457	0,86310	0,86163	0,86015	0,85866	59
31	0,85717	0,85567	0,85416	0,85264	0,85112	0,84959	58
32	0,84805	0,84650	0,84495	0.84339	0,84182	0,84025	57
33	0,83867	0,83708	0,83549	0,83389	0,83228	0,83066	56
34	0,82904	0,82741	0,82577	0,82413	0,82248	0,82082	**55**
35	0,81915	0,81748	0,81580	0.81412	0,81242	0,81072	54
36	0,80902	0,80730	0,80558	0,80386	0,80212	0,80038	53
37	0,79864	0,79688	0,79512	0,79335	0,79158	0,78980	52
38	0.78801	0,78622	0,7[illegible]442	0,78261	0,78079	0,77897	51
39	0,77715	0,77531	0,77347	0,77162	0,76977	0,76791	**50**
40	0,76604	0,76417	0,76229	0,76041	0,75851	0,75661	49
41	0,75471	0,75280	0,75088	0,74896	0,74703	0,74509	48
42	0,74314	0,74120	0,73924	0,73728	0,73531	0,73333	47
43	0,73135	0,72937	0,72737	0,72537	0,72337	0,72136	46
44	0,71934	0,71732	0,71529	0,71325	0,71121	0,70916	**45**
45	0,70711						
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	Град
	Sinus						

Табл. IV, продолжение

Град.	Tangens						
	0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01455	89
1	0,01746	0,02036	0,02328	0,02619	0,02910	0,03201	88
2	0,03492	0,03783	0.04075	0,04366	0,04658	0,04949	87
3	0,05241	0,05533	0,05824	0,06116	0,06408	0,06700	86
4	0,06993	0,07 85	0,07578	0,07870	0,08163	0,08456	**85**
5	0,08749	0,09042	0,09335	0,09629	0,09923	0,10216	84
6	0,10510	0,10805	0,11099	0,11394	0,11688	0,11983	83
7	0,12278	0,12574	0,12869	0,13165	0,13461	0,13758	82
8	0,14054	0.14351	0,14648	0,14945	0,15243	0,15540	81
9	0,15838	0,16137	0,16435	0,16734	0,17033	0,17333	**80**
10	0,17633	0,17933	0,18233	0,18534	0,18835	0,19136	79
11	0,19438	0,19740	0.20042	0,20345	0,20648	0,20952	78
12	0,21256	0,21560	0,21864	0,22169	0,22475	0,22781	77
13	0,23087	0,23393	0,23700	0,24008	0,24316	0,24624	76
14	0,24933	0,25242	0,25552	0,25862	0,26172	0,26483	**75**
15	0,26795	0,27107	0,27419	0,27732	0,28046	0,28360	74
16	0, 8675	0,28990	0,29305	0,29621	0,29938	0.30255	73
17	0,30573	0,30891	0,31210	0,31530	0,31850	0.32171	72
18	0,32492	0,32814	0,33136	0,33460	0.33783	0,34108	71
19	0,34433	0,34758	0,35085	0,35412	0,35740	0,36068	**70**
20	0,36397	0,36727	0,37057	0,37388	0,37720	0,38053	69
21	0,38386	0,38721	0,39055	0,39391	0.39727	0.40065	68
22	0,40403	0,40741	0,41081	0,41421	0,41763	0,42105	67
23	0,42447	0,42791	0,43136	0,43481	0,43828	0,44175	66
24	0,44523	0,44872	0,45222	0,45573	0,45924	0,46277	**65**
25	0,46631	0,46985	0,47341	0,47698	0.48055	0,48414	64
26	0,48773	0,49134	0,49495	0,49858	0,50222	0,50587	63
27	0,50953	0,51320	0,51688	0,52057	0,52427	0.52798	62
28	0,53171	0,53545	0,53920	0,54296	0,54673	0,55051	61
29	0,55431	0,55812	0,56194	0,56577	0,56962	0,57348	**60**
30	0.57735	0,58124	0,58513	0,58905	0,59297	0,59691	59
31	0,60086	0,60483	0,60881	0,61280	0,61681	0,62083	58
32	0,62487	0,62892	0,63299	0,63707	0,64117	0,64528	57
33	0,64941	0.65355	0,65771	0,66189	0,66608	0,67028	56
34	0.67451	0,67875	0,68301	0,68728	0,69157	0,69588	**55**
35	0,70021	0,70455	0,70891	0,71329	0,71769	0,72211	54
36	0,72654	0,73100	0,73547	0.73996	0,74447	0,74900	5
37	0,75355	0,75812	0,76272	0,76733	0,77196	0,77661	52
38	0,78129	0,78598	0,79070	0,79544	0,80020	0,80498	51
39	0,80978	0,81461	0,81946	0,82434	0,82923	0,83415	**50**
40	0,83910	0,84407	0,84906	0,85408	0,85912	0,86419	49
41	0,86929	0,87441	0,87955	0,88473	0,88992	0,8955	48
42	0,90040	0,90569	0,91099	0,91633	0,92170	0,92709	47
43	0,93252	0,93797	0,94345	0,94896	0,95451	0,96008	46
44	0,96569	0,97133	0,97700	0,98270	0,99843	0,99420	**45**
45	1,00000						
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	Град.
	Cotangens						

Табл. IV, продолжение

Град.	Cotangens						
	0′	10′	20′	30′	40′	50′	
0	∞	343,77371	171,88540	114,58865	85,93979	68,75009	**89**
1	57,28996	49,10388	42,96408	38,18846	34,36777	31,24158	88
2	28,63625	26,43160	24,54176	22,90377	21,47040	20,20555	87
3	19,08114	18,07498	17,16934	16,34986	15,60478	14,92442	86
4	14,30067	13,72674	13,19688	12,70621	12,25051	11,82617	**85**
5	11,43005	11,05943	10,71191	10,38540	10,07803	9,78817	84
6	9,51436	9,25530	9,00983	8,77689	8,55555	8,34496	83
7	8,14435	7,95302	7,77035	7,59575	7,42871	7,26873	82
8	7,11537	6,96823	6,82694	6,69116	6,56055	6,43484	81
9	6,31375	6,19703	6,08444	5,97576	5,87080	5,76937	**80**
10	5,67128	5,57638	5,48451	5,39552	5,30928	5,22566	79
11	5,14455	5,06584	4,98940	4,91516	4,84300	4,77286	78
12	4,70463	4,63825	4,57363	4,51071	4,44942	4,38969	77
13	4,33148	4,27471	4,21933	4,16530	4,11256	4,06107	76
14	4,01078	3,96165	3,91364	3,86671	3,82083	3,77595	**75**
15	3,73205	3,68909	3,64705	3,60588	3,56557	3,52609	74
16	3,48741	3,44951	3,41236	3,37594	3,34023	3,30521	73
17	3,27085	3,23714	3,20406	3,17159	3,13972	3,10842	72
18	3,07768	3,04749	3,01783	2,98869	2,96004	2,93189	71
19	2,90421	2,87700	2,85023	2,82391	2,79802	2,77254	**70**
20	2,74748	2,72281	2,69853	2,67462	2,65109	2,62791	69
21	2,60509	2,58261	2,56046	2,53805	2,51715	2,49597	68
22	2,47509	2,45451	2,43422	2,41421	2,39449	2,37504	67
23	2,35585	2,33693	2,31826	2,29984	2,28167	2,26374	66
24	2,24604	2,22857	2,21132	2,19430	2,17749	2,16090	**65**
25	2,14451	2,12832	2,11233	2,09654	2,08094	2,06553	64
26	2,05030	2,03526	2,02039	2,00569	1,99116	1,97680	63
27	1,96261	1,94858	1,93470	1,92098	1,90741	1,89400	62
28	1,88073	1,86760	1,85462	1,84177	1,82906	1,81649	61
29	1,80405	1,79174	1,77955	1,76749	1,75556	1,74375	**60**
30	1,73205	1,72047	1,70901	1,69766	1,68643	1,67530	59
31	1,66428	1,65337	1,64256	1,63185	1,62125	1,61074	58
32	1,60033	1,59002	1,57981	1,56969	1,55966	1,54972	57
33	1,53987	1,53010	1,52043	1,51084	1,50133	1,49190	56
34	1,48256	1,47330	1,46411	1,45501	1,44598	1,43703	**55**
35	1,42815	1,41934	1,41061	1,40195	1,39336	1,38484	54
36	1,37638	1,36800	1,35968	1,35142	1,34323	1,33511	53
37	1,32704	1,31904	1,31110	1,30323	1,29541	1,28764	52
38	1,27994	1,27230	1,26471	1,25717	1,24969	1,24227	51
39	1,23490	1,22758	1,22031	1,21310	1,20593	1,19882	**50**
40	1,19175	1,18474	1,17777	1,17085	1,16398	1,15715	49
41	1,15037	1,14363	1,13694	1,13029	1,12369	1,11713	48
42	1,11061	1,10414	1,09770	1,09131	1,08496	1,07864	47
43	1,07237	1,06613	1,05994	1,05378	1,04766	1,04158	46
44	1,03553	1,02952	1,02355	1,01761	1,01170	1,00583	**45**
45	1,00000						44
	60′	50′	40′	30′	20′	10′	
	Tangens						

ТАБЛИЦА V

Значения $N^{\frac{3}{2}}$

N	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0	0,0111	0,0316	0,0580	0,0632	0,1250	0,1643	0,2070	0,2530	0,3018
1	1,000	1,076	1,153	1,232	1,313	1,397	1,482	1,568	1,656	1,746
2	2,828	2,935	3,043	3,152	3,263	3,375	3,488	3,602	3,718	3,834
3	5,196	5,327	5,458	5,591	5,725	5,859	5,994	6,131	6,269	6,408
4	8,00	8,150	8,301	8,454	8,607	8,761	8,916	9,072	9,229	9,387
5	11,18	11,34	11,51	11,68	11,85	12,03	12,22	12,37	12,54	12,72
6	14,70	14,88	15,06	15,24	15,43	15,62	15,81	16,00	16,19	16,38
7	18,52	18,71	18,90	19,10	19,31	19,52	19,72	19,92	20,12	20,33
8	22,63	22,84	23,05	23,26	23,47	23,69	23,91	24,12	24,34	24,56
9	27,00	27,22	27,45	24,67	27,90	28,13	28,36	28,59	28,82	29,05
10	31,62	31,85	32,09	32,33	32,57	32,81	33,05	33,29	33,53	33,77

Продолжение

N	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0	0,3535	0,4079	0,4647	0,5240	0,5856	0,6495	0,7155	0,7836	0,8538	0,9259
1	1,837	1,930	2,024	2,120	2,217	2,315	2,414	2,516	2,619	2,723
2	3,953	4,072	4,192	4,314	4,436	4,560	4,685	4,811	4,939	5,067
3	6,548	6,689	6,831	6,974	7,117	7,261	7,407	7,554	7,702	7,851
4	9,546	9,706	9,867	10,03	10,19	10,35	10,51	10,68	10,84	11,01
5	12,89	13,06	13.24	13,42	13,60	13,78	13,96	14,14	14,32	14,51
6	16,57	16,76	16,95	17,14	17,34	17,53	17,72	17,92	18,12	18,32
7	20,54	20,74	20,95	21,16	21,37	21,58	21,79	22,00	22,21	22,42
8	24,78	25,00	25,22	25,44	25,66	25,89	26,11	26,33	26,56	26,78
9	29,28	29,51	29,75	29,98	30,22	30,45	30,68	30,92	31,15	31,39
10	34,02	34,26	34,51	34,75	35,00	35,24	35,49	35,73	35,98	36,23

ТАБЛИЦА VI

Значения $N^{\frac{2}{3}}$

N	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0	0,136	0,215	0,282	0,342	0,397	0,448	0,497	0,543	0,587
1	1,000	1,033	1,065	1,097	1,129	1,160	1,191	1,221	1,251	1,281
2	1,587	1,613	1,639	1,665	1,691	1,717	1,742	1,767	1,792	1,817
3	2,080	2,103	2,126	2,149	2,172	2,194	2,217	2,239	2,261	2,283
4	2,519	2,540	2,561	2,582	2,603	2,624	2,645	2,666	2,686	2,706
5	2,924	2,944	2,964	2,983	3,002	3,021	3,040	3,059	3,078	3,097
6	3,302	3,321	3,339	3,357	3,375	3,393	3,411	3,429	3,447	3,465
7	3,659	3,677	3,695	3,712	3,729	3,746	3,764	3,781	3,798	3,815
8	4,000	4,017	4,034	4,051	4,067	4,083	4,100	4,117	4,133	4,149
9	4,326	4,343	4,359	4,375	4,391	4,407	4,423	4,439	4,455	4,471
10	4,642	4,658	4,674	4,689	4,704	4,719	4,735	4,750	4,765	4,780

Продолжение

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

ТАБЛИЦА VII

Величины расходов q на единицу ширины водослива при различных напорах на водосливе H и коэффициентах расхода m

Напор H (в $м$)	$\sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}}$	Расход q в куб. метрах при значении коэффициентов m			
		0,35	0,40	0,45	0,50
0,050	0,0495	0,0173	0,0198	0,0223	0,0247
0,055	0,0571	0,0200	0,0228	0,0257	0,0286
0,060	0,0651	0,0228	0,0260	0,0293	0,0326
0,065	0,0734	0,0257	0,0294	0,0330	0,0367
0,070	0,0820	0,0287	0,0328	0,0364	0,0410
0,075	0,0910	0,0319	0,0364	0,0410	0,0455
0,080	0,1002	0,0351	0,0401	0,0451	0,0501
0,085	0,1093	0,0384	0,0439	0,0494	0,0549
0,090	0,1196	0,0419	0,0478	0,0538	0,0598
0,095	0,1296	0,0454	0,0519	0,0584	0,0649
0,10	0,140	0,0490	0,0560	0,0630	0,0700
0,11	0,162	0,0567	0,0648	0,0729	0,0810
0,12	0,184	0,0644	0,0736	0,0828	0,0920
0,13	0,208	0,0728	0,0832	0,0936	0,1040
0,14	0,232	0,0812	0,0928	0,1044	0,1160
0,15	0,257	0,0899	0,1028	0,1156	0,1285
0,16	0,283	0,0991	0,1132	0,1273	0,1415
0,17	0,310	0,1085	0,1240	0,1395	0,1550
0,18	0,338	0,1183	0,1352	0,1521	0,1690
0,19	0,367	0,1284	0,1468	0,1651	0,1835
0,20	0,396	0,139	0,158	0,178	0,198
0,21	0,426	0,149	0,170	0,192	0,213
0,22	0,457	0,160	0,183	0,205	0,228
0,23	0,489	0,171	0,196	0,220	0,244
0,24	0,521	0,182	0,208	0,234	0,260
0,25	0,554	0,194	0,222	0,249	0,277
0,26	0,587	0,205	0,235	0,264	0,293
0,27	0,621	0,217	0,248	0,279	0,310
0,28	0,656	0,230	0,262	0,295	0,328
0,29	0,692	0,242	0,277	0,311	0,346
0,30	0,728	0,255	0,291	0,328	0,364
0,31	0,765	0,268	0,306	0,344	0,382
0,32	0,802	0,281	0,321	0,361	0,401
0,33	0,840	0,294	0,336	0,378	0,420
0,34	0,878	0,307	0,351	0,395	0,439
0,35	0,917	0,321	0,367	0,413	0,458
0,36	0,957	0,335	0,383	0,431	0,478
0,37	0,997	0,349	0,399	0,449	0,498
0,38	1,038	0,363	0,415	0,467	0,519
0,39	1,079	0,378	0,432	0,486	0,540

Табл. VII, продолжение

Напор H (в м)	$\sqrt{2g}\ H^{\frac{3}{2}}$	Расход q в куб. метрах при значении коэффициентов m			
		0,35	0,40	0,45	0,50
0,40	1,13	0,395	0,452	0,508	0,565
0,42	1,21	0,423	0,484	0,544	0,605
0,44	1,29	0,452	0,516	0,580	0,645
0,46	1,38	0,483	0,552	0,621	0,690
0,48	1,47	0,514	0,588	0,661	0,735
0,50	1,57	0,549	0,628	0,706	0,785
0,52	1,66	0,581	0,664	0,747	0,830
0,54	1,76	0,616	0,704	0,792	0,880
0,56	1,86	0,651	0,744	0,837	0,930
0,58	1,96	0,686	0,784	0,882	0,980
0,60	2,06	0,721	0,824	0,927	1,030
0,62	2,16	0,756	0,864	0,972	1,080
0,64	2,27	0,794	0,908	1,021	1,135
0,66	2,37	0,829	0,948	1,066	1,185
0,68	2,48	0,868	0,992	1,116	1,240
0,70	2,59	0,906	1,036	1,165	1,295
0,72	2,71	0,948	1,084	1,219	1,355
0,74	2,82	0,987	1,128	1,269	1,410
0,76	2,93	1,025	1,172	1,318	1,465
0,78	3,05	1,067	1,220	1,372	1,525
0,80	3,17	1,109	1,268	1,426	1,585
0,85	3,47	1,214	1,388	1,561	1,735
0,90	3,78	1,323	1,512	1,701	1,890
0,95	4,10	1,435	1,640	1,845	2,050
1,00	4,43	1,550	1,772	1,993	2,215
1,05	4,77	1,669	1,908	2,146	2,385
1,10	5,11	1,788	2,044	2,299	2,555
1,15	5,46	1,911	2,184	2,457	2,730
1,20	5,82	2,037	2,328	2,619	2,910
1,25	6,19	2,166	2,476	2,785	3,095
1,30	6,56	2,296	2,624	2,952	3,280
1,35	6,95	2,432	2,780	3,127	3,475
1,40	7,34	2,569	2,936	3,303	3,670
1,45	7,73	2,705	3,092	3,478	3,865
1,50	8,14	2,849	3,256	3,663	4,070
1,60	8,96	3,136	3,584	4,032	4,480
1,70	9,82	3,437	3,928	4,419	4,910
1,80	10,70	3,745	4,280	4,815	5,350
1,90	11,60	4,060	4,640	5,220	5,8 0
2,00	12,52	4,382	5,008	5,634	6,260

ТАБЛИЦА VIII

Данные о весе водопроводами труб с раструбными и фланцевыми соединениями по русскому нормальному сортаменту

Внутренний диаметр труб d		Раструбные соединения				Фланцевые соединения			
		Веса в килограмм.		Веса в пудах		Веса в килограм.		Веса в пудах	
мм	*дюйм.*	Трубы с раструбом и буртом	Погонного *м* трубы с раструбом и буртом	Трубы с раструбом и буртом	Погонного *м* трубы с раструбом и буртом	Трубы с двумя фланцами	Погонного *м* трубы с двумя фланцами	Трубы с двумя фланцами	Погонного *м* трубы с двумя фланцами
40	1,5	19,50	9,75	1,19	1,27	20,89	10,44	1,27	1,36
50	2	23,35	11,68	1,43	1,52	25,11	12,55	1,54	1,65
75	3	50,39	16,77	3,08	2,18	38,83	19,17	2,27	2,40
100	4	69,57	23,19	4,25	3,01	73,07	24,66	4,51	3,21
125	5	90,48	30,16	5,52	3,92	94,86	31,62	5,79	4,12
150	6	113,85	37,78	6,92	4,91	118,39	39,43	7,22	5,13
(175)	(7)	(138,27)	(46,09)	(8,44)	(5,99)	(145,08)	(48,36)	(8,86)	(6,30)
200	8	164,95	54,98	10,07	7,15	172,38	57,46	10,52	7,48
(225)	(9)	(193,68)	(64,50)	(11,82)	(8,38)	(202,80)	(67,60)	(12,39)	(8,81)
250	10	223,75	74,58	13,66	9,70	233,55	77,85	14,24	10,13
300	12	290,67	96,89	17,74	12,60	307,40	102,47	18,72	13,31
350	14	432,95	115,45	26,43	15,01	373,40	124,16	22,80	16,21
400	16	531,62	141,77	32,45	18,43	455,42	151,81	27,80	19,27
450	18	640,40	170,78	39,11	22,20	555,19	185,06	33,41	23,75
500	20	758,35	202,23	46,30	26,29	656,11	218,70	40,03	28,89
600	24	1024,41	273,18	62,54	35,51	881,85	293,95	53,83	38,27
700	28	1327,22	353,93	81,03	46,01	1162,00	387,83	69,70	49,56
(750)	(30)	(1496,14)	(398,96)	(91,35)	(51,86)	(1303,03)	(434,34)	(79,55)	(56,56)
800	34	1671,30	445,69	102,01	57,94	1473,97	491,32	89,92	63,93
900	38	2053,89	547,70	125,39	71,20	1808,55	602,85	110,42	78,51
1000	40	2478,25	660,87	151,30	85,91	2183,11	727,70	133,26	94,75
1200	48	3444,11	918,43	210,26	119,40	3081,09	1027,03	188,08	133,72

Примечания: 1. Заключение в скобки диаметров труб указывает на временное употребление последних.

2. Внутренние диаметры в дюймах вычислены при 25 *мм* = 1 дюйму.

3. Строительная длина труб: А) раструбные соединения: для диаметров 40 *мм* и 50 *мм* и — 2,00 *м;* для диаметров от 75 *мм* до 300 *мм* включительно — 3,00 *м;* для остальных — 3,75 *м;* В) фланцевые соединения: для первых трех диаметров — 2,00 *м;* для остальных — 3,00 *м*

ТАБЛИЦА IX

Радиусы закруглений колеи в полуколен (раструбных а фланцевых) по русскому нормальному сортаменту

Внутренний диаметр трубы d (в *мм*)	Радиусы закругления R в миллиметрах при центральном угле		Внутренний диаметр трубы d (в *мм*)	Радиусы закругления R в миллиметрах при центральном угле	
	90°	45°		90°	45°
40	71	280	350	350	—
50	80	300	400	395	—
75	102,5	350	450	440	—
100	125	400	500	485	—
125	147,5	450	600	575	—
150	170	500	700	665	—
(175)	(192,5)	(550)	(750)	(710)	—
200	215	600	800	755	—
(225)	(237,5)	(650)	900	845	—
250	260	700	1000	935	—
300	305	800	1200	1115	—

ТАБЛИЦА X

Значения $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$

d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω
1	0.79	6	28,3	11	95,0	16	201	21	346	30	707	55	2376	80	5027	110	9503	160	20106
2	3,14	7	38,5	12	113	17	227	22	380	35	962	60	2827	85	5674	120	11310	170	22698
3	7,07	8	50,3	13	133	18	254	23	415	40	1256	65	3318	90	6362	130	13273	180	25447
4	12,6	9	63,6	14	154	19	284	24	452	45	1590	70	3848	95	7088	140	15394	190	28353
5	19.6	10	78,5	15	177	20	314	25	491	50	1963	75	4418	100	7854	150	17671	200	31416

ТАБЛИЦА XI

Велнчипы расдодов Q в трубах прн различных диаметрах *d* и скорости *v*

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v \left(d - \text{мм};\ v - \text{м/сек};\ Q - \text{л/сек} \right)$$

Внутрен. диаметр трубы d	Скорости V														
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1.25	1,50	1,75	2,00
40	0,189	0,252	0,315	0,378	0,504	0,628	0,754	0,880	1,005	1,131	1,257	1,571	1,885	2,199	2,513
50	0,294	0,392	0,490	0,588	0,784	0,982	1,178	1,374	1,571	1,767	1,964	2,454	2,945	3,436	3,927
75	0,662	0,884	1,104	1,325	1,767	2,209	2,651	3,093	3,534	3,976	4,418	5,522	6,627	7,731	8,836
100	1,178	1,571	1,963	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069	7,854	9,817	11,781	13,744	15,708
125	1,841	2,454	3,068	3,682	4,909	6,136	7,363	8,590	9,817	11,045	12,272	15,340	18,408	21,476	24,544
150	2,651	3,534	4,418	5,301	7,069	8,836	10,603	12,370	14,137	15,904	17,672	22,089	26,507	30,925	35,343
175	3,607	4,810	6,013	7,215	9,620	12,026	14,432	16,837	19,242	21,648	24,053	30,066	36,079	42,092	48,106
200	4,712	6,283	7,854	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274	31,416	39,270	47,124	54,978	62,832
225	5,961	7,948	9,936	11,922	15,896	19,880	23,857	27,833	31,809	35,785	39,761	49,701	59,641	69,581	79,522
250	7,363	9,818	12,272	14,726	19,635	24,544	29,452	34,361	39,270	44,179	49,087	61,359	73,631	85,903	98,175
300	10,603	14,137	17,671	21,206	28,274	35,343	42,411	49,480	56,549	63,617	70,686	88,357	106,03	123,70	141,37
350	14,432	19,242	24,053	28,863	38,485	48,106	57,727	67,348	76,969	86,590	96,211	120,26	144,32	168,37	192,42
400	18,850	25,133	31,416	37,699	50,266	62,832	75,398	87,965	100,53	113,10	125,66	157,08	188,50	219,91	251,33
450	23,856	31,809	39,761	47,713	63,617	79,522	95,426	111,33	127,23	143,14	159,04	198,80	238,57	278,33	318,09
500	29,453	39,270	49,088	58,905	78,540	98,175	117,81	137,45	157,08	176,72	196,35	245,44	294,53	343,61	392,70
600	42,411	56,549	70,686	84,823	113,10	141,37	169,65	197,92	226,19	254,47	282,74	353,43	424,11	494,80	565,49
700	57,727	76,969	96,211	115,45	153,94	192,42	230,91	269,39	307,88	346,36	384,85	481,06	577,27	673,48	769,69
750	66,268	88,357	110,45	132,54	176,72	220,89	265,07	309,25	353,43	397,61	441,79	552,23	662,68	773,13	883,57
800	75,398	100,53	125,66	150,80	201,06	251,33	301,59	351,86	402,12	452,39	502,66	628,32	753,98	879,65	1005,3
900	95,426	127,23	159,04	190,85	254,47	318,09	381,70	445,32	508,94	572,56	636,17	795,22	954,26	1113,3	1272,3
1000	117,81	157,08	196,35	235,62	314,16	392,70	471,24	549,78	628,32	706,86	785,40	981,75	1178,1	1374,4	1570,8
1200	169,50	226,18	282,50	339,27	452,36	565,49	678,58	791,68	904,78	1017,9	1131,0	1413,7	1696,5	1979,2	2261,9

ТАБЛИЦА XII

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

ТАБЛИЦА XIII.

Значения $v = \sqrt{2\,gh}$ *м/сек.*

h	v	h	v	h	v	h	v	h	v
0,0001	0,044	0,007	0,370	0,045	0,940	0,26	2,26	1,20	4,85
0,0002	0,063	0,008	0,395	0,040	0,990	0,28	2,34	1,25	4,96
0,0003	0,077	0,009	0,420	0,055	1,039	0,30	2,43	1,30	5,05
0,0004	0,089	0,010	0,443	0,060	1,085	0,35	2,62	1,40	5,23
0,0005	0,099	0,011	0,464	0,065	1,129	0,40	2,80	1,50	5,42
0,0006	0,108	0,012	0,485	0,070	1,172	0,45	2,97	1,60	5,60
0,0007	0,117	0,013	0,505	0,065	1,213	0,50	3,13	1,70	5,78
0,0008	0,125	0,014	0,524	0,080	1,253	0,55	3,28	1,80	5,94
0,0009	0,133	0,015	0,542	0,090	1,329	0,60	3,43	1,90	6,11
0,0010	0,140	0,016	0,560	0,100	1,401	0,65	3,57	2,00	6,26
0,0012	0,153	0,018	0,594	0,11	1,468	0,70	3,71	2,20	6,57
0,0015	0,171	0,020	0,626	0,12	1,534	0,75	3,84	2,40	6,86
0,0020	0,198	0,022	0,657	0,13	1,597	0,80	3,96	2,60	7,14
0,0025	0,221	0,024	0,686	0,14	1,657	0,85	4,08	2,80	7,41
0,0030	0,243	0,026	0,714	0,15	1,715	0,90	4,20	3,00	7,67
0,0035	0,262	0,028	0,741	0,16	1,77	1,95	4,32	3,20	7,92
0,0040	0,280	0,030	0,767	0,18	1,88	1,00	4,43	3,40	8,17
0,0045	0,297	0,032	0,792	0,20	1,98	1,05	4,54	3,60	8,40
0,0050	0,313	0,035	0,829	0,22	2,08	1,10	4,65	3,80	8,64
0,0060	0,343	0,040	0,886	0,24	2,17	1,15	4,75	4,00	8,86

ТАБЛИЦА XIV

Значения квадратных корней из величия уклонов √1

УКЛОН i			УКЛОН i		
В десятичных дробях	В простых дробях	$\sqrt{i}$	В десятичных дробях	В простых дробях	$\sqrt{i}$
0,0002	1 : 5000	0,0141	—	—	—
0,0003	1 : 3333,3	0,0173	0,025	1 ; 40	0,1581
0,0004	1 : 2500	0,0200	0,026	1 : 38,5	0,1612
0,0005	1 : 2000	0,0224	0,027	1 : 37	0,1643
0,0006	1 : 1666,7	0,0245	0,028	1 : 35,7	0,1673
0,0007	1 : 1428,6	0,0265	0,029	1 : 34,5	0,1703
0,0008	1 : 1250	0,0283	0,03	1 : 33,3	0,1732
0,0009	1 : 1111,1	0,0300	0,035	1 : 28,6	0,1871
0,001	1 : 1000	0,0316	0,04	1 : 25	0,2000
0,0015	1 : 666,7	0,0387	0,045	1 : 22,2	0,2121
0,002	1 : 500	0,0447	0,05	1 : 20	0,2236
0,0025	1 : 400	0,0500	0,055	1 : 18,2	0,2245
0,003	1 : 333,3	0,0548	0,06	1 : 16,7	0,2450
0,0035	1 : 285,7	0,0592	0,065	1 : 15,4	0,2550
0,004	1 : 250	0,0632	0,07	1 : 14,3	0,2646
0,0045	1 : 222,2	0,0671	0,075	1 : 13,3	0,2739
0,005	1 : 200	0,0707	0,08	1 : 12,5	0,2828
0,0055	1 : 181,8	0,0742	0,085	1 : 11,8	0,2915
0,006	1 : 166,7	0,0775	0,09	1 : 11,1	0,3000
0,0065	1 : 153,8	0,0806	0,095	1 : 10,5	0,3082
0,007	1 : 142,9	0,0837	0,10	1 : 10	0,3162
0,0075	1 : 133,3	0,0866	0,105	1 : 9,5	0,3240
0,008	1 : 125	0,0894	0,11	1 : 9	0,3317
0,0085	1 : 117,6	0,0922	0,115	1 : 8,7	0,3391
0,009	1 : 111,1	0,0949	0,12	1 : 8,3	0,3464
0,0095	1 : 105,3	0,0975	0,125	1 : 8	0,3536
0,01	1 : 100	0,1000	0,13	1 : 7,7	0,3606
0,011	1 : 90,9	0,1049	0,135	1 : 7,4	0,3674
0,012	1 : 83,3	0,1095	0,14	1 : 7,1	0,3742
0,013	1 : 76,9	0,1140	0,145	1 : 6,9	0,3808
0,014	1 : 71,4	0,1183	0,15	1 : 6,7	0,3873
0,015	1 : 66,7	0,1225	0,155	1 : 6,5	0,3937
0,016	1 : 62,5	0,1265	0,16	1 : 6,3	0,4000
0,017	1 : 58,8	0,1304	0,165	1 : 6,1	0,4062
0,018	1 : 55,6	0,1342	0,17	1 : 5,9	0,4123
0,019	1 : 52,6	0,1378	0,175	1 : 5,7	0,4172
0,02	1 : 50	0,1414	0,18	1 : 5,6	0,4243
0,021	1 : 47,6	0,1449	0,185	1 : 5,4	0,4301
0,022	1 : 45,5	4,1483	0,19	1 : 5,3	0,4359
0,023	1 : 43,5	0,1517	0,195	1 : 5,1	0,4416
0,024	1 : 41,7	0,1549	0,20	1 : 5	0,4472

ЛИТЕРАТУРА ПО ГИДРАВЛИКЕ

1. Астров, А. И. Гидравлика. Москва, 1911.
2. Бакметев, Б. А. Гидравлика, ч. I и II. Петербург. 1913.
3. Его же. О неравномерном движении жидкости в открытом русле. Петербург. 1912
4. Его же. К вопросу о расчете перепадов. Петроград. 1916.
5. Виттенбауер, Ф. Сборник задач по гидромеханике. (Перевод под редакцией К. Г. Есьмана). Петербург. 1912.
6. Гамаян, Г. Гидравлика и ее приложение к сельскому хозяйству (пер. А. Дубах) Петербург. 1911.
7. Дейма, А. В. Гидравлика для начинающих. Москва. 1924.
8. Есьмая, И. Г. Гидравлика. Баку. 1926.
9. Максименко, Ф. Е. Курс гидравлики. Москва. 1921.
10. Павловский, Н. Н. Гидравлический справочник. Ленинград. 1924.
11. Пинегин, В. Н. Гидравлика. Одесса. 1925.
12. Проекура, Г. Ф. Гидравлика. Харьков. 1924.
13. Самусь, А. М. Техническая гидравлика. Ленинград. 1926.
14. Саткевич, А. А. Гидромеханика. Петербург. 1904.
15. Его же. Основной курс гидравлики, ч. I. Ленинград. 1927.
16. Черномский, В. И. Задачи на установившееся неравномерное течение воды в открытых прямых руслах с прямоугольным и трапецеидальным поперечным сечением Петербург. 1914.
17. Щапов, Н. М. Примеры расчетов по гидравлике. Москва. 1924.
13. Banki, D. Energic-Umwandlungen in Flüssigkeiten. Bd. I. Berlin. 1922.
19. Boulamger, A. Hydraulique Génerale. Paris. 1900.
20. Bubendey, I. F., und Engels. H. Praktische Hydraulik. Leipzig. 1923.
21. Btidau, A. Kurzgefasstes Lehrbucb der Hydraulik. Wien. 1921.
22. Conte, I. N. Hydraulics. New -York. 1926.
23. Daugherty, R. L. Hydraulics. New-York. 1925.
24. Eydoux. D. Hydraulique generale et appliquee. Paris. 1921.
25. Fl amant, A. Hydraulique. Paris. 1909.
26. Forchheimer, Ph. Hydraulik. Leipzig. 1924.
27. Gibson, A. H. Hydraulics and its applications. London. 1912.
28. Grialев, 1. Cours d'Hydrauligue. Paris. 1916.
29. Hughes, H. I., and Safford, A. T. A treatise on hydraulics. New-York. 1911
30. Lea, F. C. Hydraulics. London. 1908.
31. Lorenz. H. Technische Hydromechanik. Berlin. 1910.

32. M a r t i n, L. A. Text book of mechanics. Vol. V — Hydraulics. New-York, 1914. .
33. M e d a u g h, **F.** W. Elementary hydraulics. London. 1924.
34. M e r r i m a n, M. Treatise on hydraulics. New-York. 1916.
35. M i s e s, R. Elemente der technische· Hydromechanik. T. I. Leipzig. 1ΊΉ4.
36. P o s c h l, Th. Lehrhuch der Hydraulik. Berlin. 1924.
37. P r a s i l, Fr. Technische Hydrodynamik. Berlin. 1913.
38. R u s s e l, G. E. Text-book on hydraulics. New-York. 1910.
39. S a a i t e r, M. Hydromechanik. Leipzig. 1925.
40. S c h o k l i t s c h, A. Graphische Hydraulik. Leipzig. 1923.
41. S l o c u m, S. E. Elements of hydraulics. New-York. 1917.
42. S p r a g u e, E. H. Hydraulics. London. 1924.
43. S t r e c k. O. Aufgaben aus dem Wasserbau. Berlin. 1924.
44. U n w i n, W. C. A Treatise on hydraulics. 1912.
45. W e y r a u c h, R. Hydraulisches Rechnen. Stuttgart. 1921.
46. Z e n i, E. Idraulica. Milano. 1912.

О Г Л А В Л Е Н И Е

ГЛАВА IV

Истечение через насадки

ГЛАВА V

Истечение через водосливы

ГЛАВА VI

Движение в трубах

ГЛАВА VII

Движение в открытых руслах

Таблицы

Отв. редактор **И. И. Леви.** Техн. редактор **В. М. Кремкова.**

Ленгорлит № 30865. Время сдачи в набор 10/1V 1933 г. Количество листов 224. Подписано к печати 25/XII 1933 г. Станд. формат бумаги 72 X 110. Колич. бумажн. ластов $11^3/_8$. Общее количество знаков на бумаги. листе 120.000 Заказ № 1307. Тирах 10.200.

1-я типография изд-ва Леноблисполкома и Ленсовета. 2-я Советская, 7.

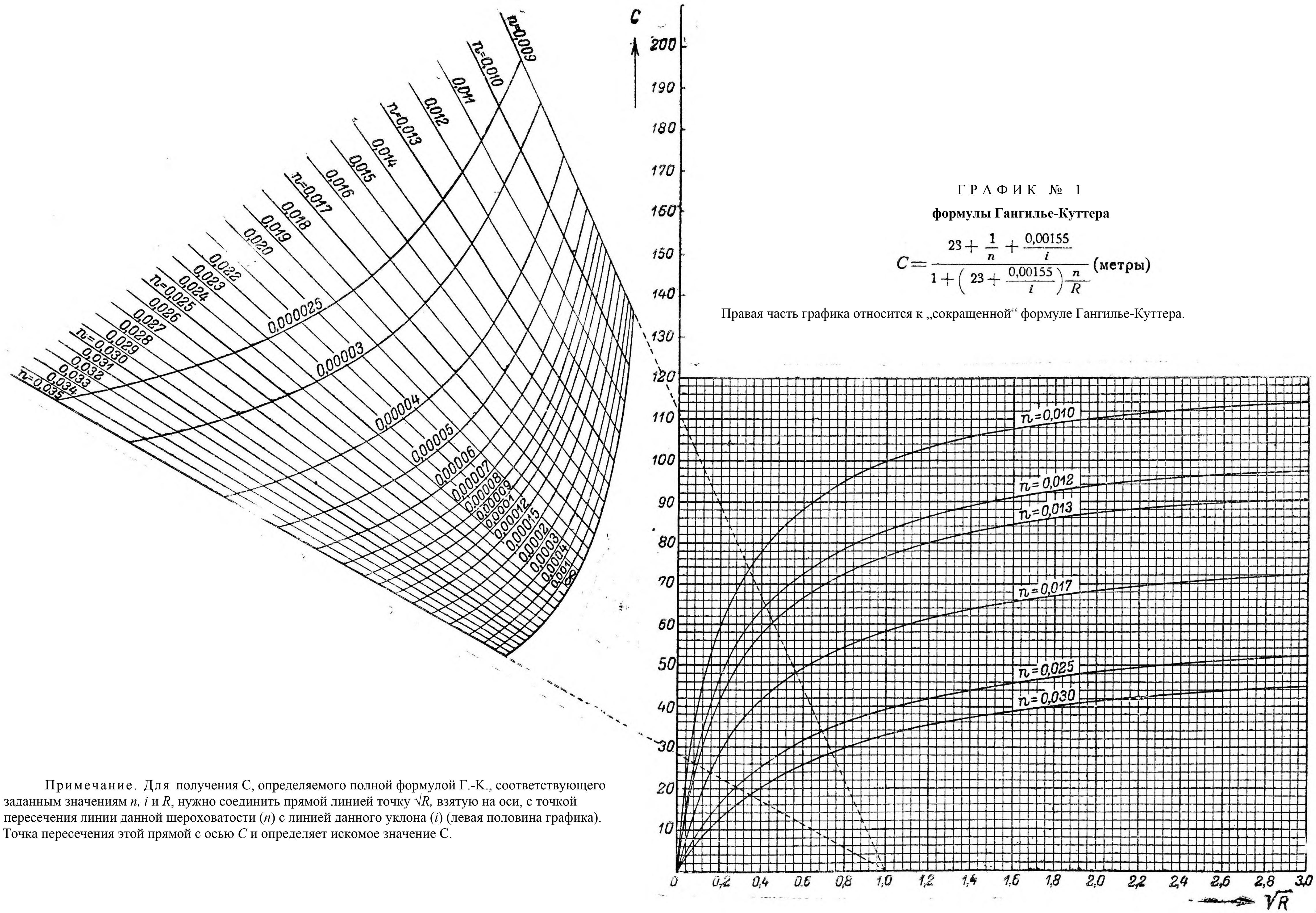


ГРАФИК № 1

формулы Гангилье-Куттера

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{R}} \text{ (метры)}$$

Правая часть графика относится к „сокращенной“ формуле Гангилье-Куттера.

Примечание. Для получения C, определяемого полной формулой Г.-К., соответствующего заданным значениям *n*, *i* и *R*, нужно соединить прямой линией точку $\sqrt{R}$, взятую на оси, с точкой пересечения линии данной шероховатости (*n*) с линией данного уклона (*i*) (левая половина графика). Точка пересечения этой прямой с осью *C* и определяет искомое значение C.

ГРАФИК № 2

для формулы Базена

$$C=\frac{87}{1+\frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad \text{(метры)}$$

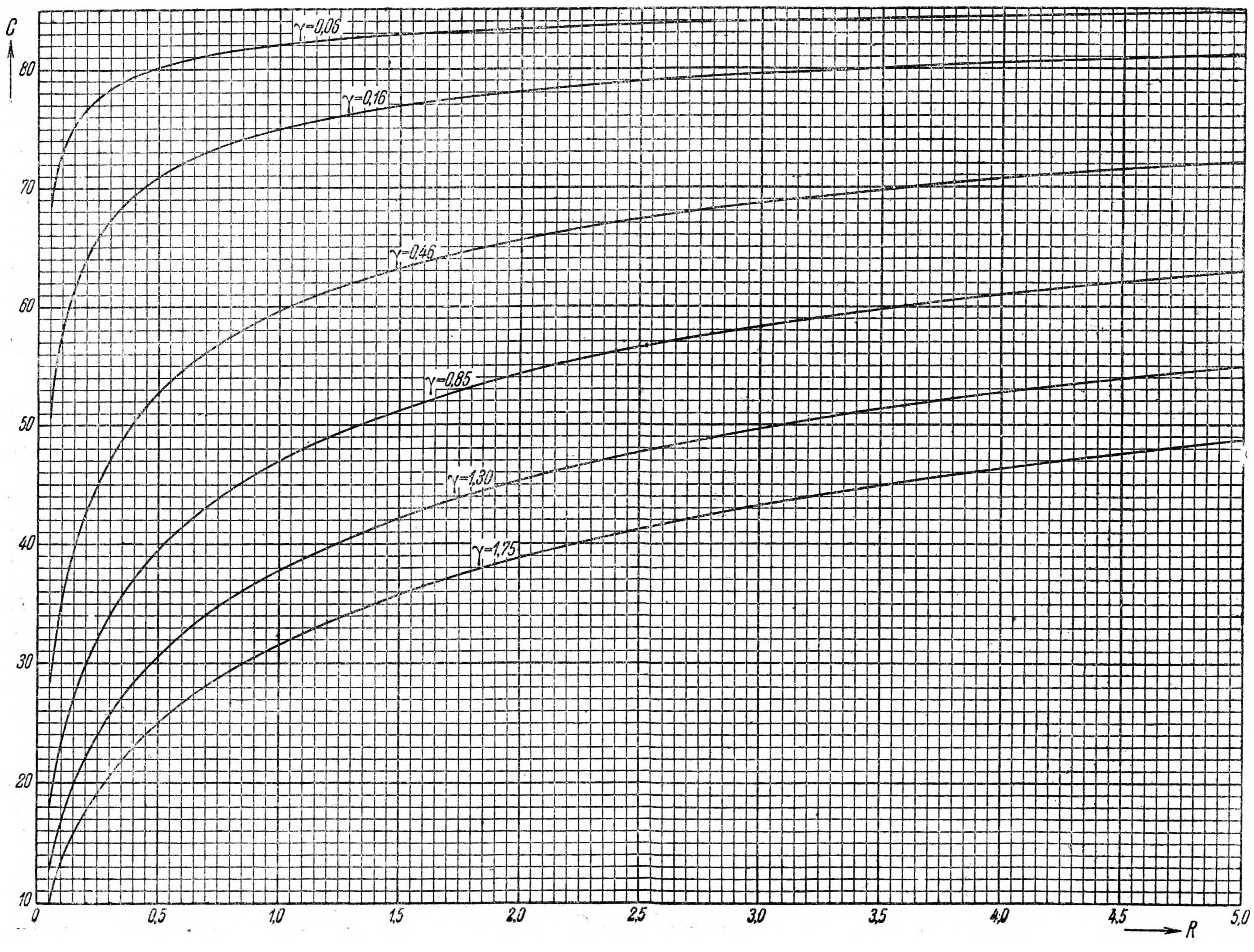


ГРАФИК № 3

для формулы проф. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (метры)}$$