

532.5
АКБГГ
14.54

И.И. АПРОСКИИ

МИРАБЛИКА

ОМОБ

1935

2.250
258-11

532.5
А-26г.

пр 02

И. И. АГРОСКИН

пр 76

Зав. кафедрой гидравлики инженерно-мелиоративного
факультета Омского Института Сельского Хозяйства
им. С. М. Кирова

ГИДРАВЛИКА

Допущена комитетом по высшему техниче-
скому образованию в качестве руководства
для с.-х. мелиоративных вузов

Белорусского

532.5

А. 264 г.

2857

Института

2857 564 м.

Издание Омского Института Сельского Хозяйства им. С. М. Кирова
Омск, 1935 г.

От автора

Наши ВУЗ'ы, перестраивая в корне старые методы своей работы, напряженно готовят учащимся гигантской социалистической стройки командиров производства. В жесткие сроки, повышая качество выпускаемых специалистов, широко развивая заочную подготовку, ВУЗ'ы свою задачу должны выполнить. С этой стороны чрезвычайно важно наличие технического руководства—учебника по отдельным специальным отраслям знания, применительно к конкретному профилю подготовляемого специалиста. Техническая книга должна ставить своей задачей дать студенту (особенно заочнику) возможность достаточно полного охвата и освоения материала по конкретным техническим предметам, получение в процессе проработки необходимых и достаточных производственных навыков; должна постоянно фиксировать внимание студента на связи изучаемого материала и его приложения к конкретным задачам соц. строительства. Учебник должен обеспечить подготовку действительно высококвалифицированного специалиста на достаточной обще-технической базе, специалиста, владеющего новейшими достижениями науки и техники.

Приступая к составлению „гидравлики“ для с.-х. ВУЗ'ов, я ориентировался на подготовку специалиста по с.-х. мелиорации, которому необходимо ясное представление о физической сущности гидравлических явлений и четкое освоение техники гидравлических расчетов применительно к современным задачам с.-х. мелиорации.

Принимая во внимание нужды заочного обучения, местами при трактовке тех или иных вопросов, допущена некоторая, может быть, излишняя, с точки зрения стационарного ВУЗ'а, детализация.

Весь курс построен в виде шести отдельных глав, обнимающих, более или менее, цельные законченные вопросы:

1. Гидростатика.
2. Ур—ние Bernoulli.
3. Движение жидкости с малыми гидравлическими потерями (истечение из отверстий и насадок).
4. Истечение через водосливы.
5. Движение воды по трубам.
6. Движение воды по каналам.

Каждая из глав включает в себя также и ряд задач, частично приведенных с полным решением их.

Задачи, позаимствованные из других источников (Горчин и Чертоусов: „Гидравлика в задачах“, Ахутин: „Сборник задач по гидравлике“ и др.), отмечены в тексте звездочками (*) при номере задачи.

Омск 1932 г.

Введение

Предмет гидравлики

Во многих отраслях инженерной практики мы имеем дело с жидкими телами, что вызывает необходимость исследования и изучения механических свойств жидкостей и выявления тех закономерностей, которые ей свойственны при определенных условиях.

В области сельско-хозяйственной мелиорации и гидротехники достаточно серьезное изучение вопросов о жидких телах (особенно воды) является исключительно необходимым. Любая из производственных задач упомянутой отрасли знания приводит или к взаимодействиям находящегося в относительно покое жидкого тела с ограничивающими его стенками (баки, щиты, плотины, шлюзы и т. д.) или к разнообразным случаям течения жидкости по определенным руслам (трубопроводы, каналы).

Изучением механических свойств жидкостей и занимается гидравлика, которая базируется на общих законах и положениях теоретической механики.

Однако гидравлика, поскольку ей приходится иметь дело с весьма сложными явлениями, с целым рядом привходящих моментов, не всегда может получить от современной теоретической механики строгие аналитические решения, пригодные для практического приложения.

Гидравлика поэтому, наряду с методом математического анализа, в ряде случаев широко пользуется экспериментальным изучением явления; получает ряд опытных коэффициентов, добываясь хотя бы приближенной, но достаточной для запросов техники, характеристики отдельных явлений

Реальная и идеальная жидкость

Всякая жидкость чрезвычайно подвижна и поэтому форма жидкости определяется тем резервуаром, в котором она находится. Силы сцепления между частицами жидкости—ничтожны, и для того, чтобы оторвать часть жидкости от остальной массы (например, отлить часть воды из сосуда) не требуется почти никакого усилия. Более заметно силы сцепления проявляются на плоскости соприкосновения жидкости с посторонним телом, что при течений жидкости дает в плоскостях соприкосновения силы трения или, так называемые, силы вязкости. Можно также убедиться, что при давлении на жид-

кость об'ем ее почти не изменяется. Так, например, для воды *Amagat* опытным путем установил, что, даже при давлениях до 500 атмосфер, увеличение давления на одну атмосферу вызывает уменьшение об'ема жидкости, приблизительно, только на $1/20000$ часть первоначального об'ема.

Реальную жидкость, следовательно, можно характеризовать как имеющую следующие свойства:

- 1) почти полную несопротивляемость разрыву,
- 2) почти полную несжимаемость под давлением,
- 3) некоторую вязкость, вызывающую силы трения при движении жидкости.

В целях облегчения математического анализа механических свойств жидкости, гидравлика делает некоторое допущение и перечисленные выше свойства реальной жидкости рассматривает доведенными до предела и оперирует с некоторым абстрактным понятием „идеальной“ жидкости.

Идеальная жидкость мыслится:

- 1) абсолютно несопротивляющейся ни растягивающим, ни касательным усилиям;
- 2) абсолютно несжимающейся при любых давлениях и температуре;
- 3) абсолютно не вязкой и вследствие этого движущейся без трения.

Сопоставляя основные свойства реальной и идеальной жидкости, замечаем, что для жидкости, находящейся в состоянии относительного покоя (статическое состояние), эти свойства практически одинаковы, что же касается условий движения жидкости, то основным отличием является наличие трения в реальной жидкости.

Так как гидравлика в своих выводах оперирует с идеальной жидкостью, то для придания выводам прикладного значения, необходимо будет в соответствующих случаях вводить некоторые поправочные коэффициенты на разницу свойств идеальной и реальной жидкости.

Механические свойства жидкости, находящейся в состоянии относительного покоя (статическое состояние), изучаются гидростатикой.

Свойства жидкости в состоянии течения рассматриваются отделом гидравлики—гидродинамикой.

ГИДРОСТАТИКА

ГЛАВА I

Гидростатика

Жидкость в состоянии относительного покоя практически мы имеем во всех случаях т. н. стоячей жидкости. Скажем, вода налита в сосуд, вода удерживается за плотинами, щитами, в трубопроводе с закрытыми кранами и т. д.

Инженерная гидравлика в таких случаях интересуется, главным образом, взаимодействием жидкости и удерживающих ее стенок. Практически важно установить какое воздействие (давление) оказывает жидкость на стенки, какую силу давления жидкости должны быть способны воспринять удерживающая жидкость плотина, дно или боковые стенки бака, щит, закрывающий канал, и т. д.

Первая глава ставит своей целью ознакомить учащегося с методикой расчета упомянутого давления жидкости на окружающие ее стенки. Овладение методикой этого расчета даст возможность, на основе знания строительной механики (сопротивление материалов, статика сооружений), правильного назначения размера отдельных частей гидротехнических сооружений, которые удерживают жидкость (воду) в статическом состоянии относительного покоя.

Первая глава разделена на три основные темы:

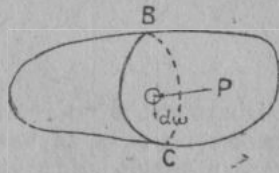
- I. Общие положения гидростатики и расчет давления на горизонтальные плоскости.
- II. Расчет давления на плоские и цилиндрические поверхности, произвольно ориентированные.
- III. Определение точки приложения равнодействующей всех сил давления (центр давления).

Проработка первого задания потребует предварительного знакомства с рядом положений и выводов теоретической механики. Рекомендуется до проработки задания освежить в памяти (по курсу теоретической механики): а) сложение и разложение сил, б) проекции сил и условия равновесия системы сил, в) нахождение центра тяжести разных фигур, г) статический момент площади и д) момент инерции разных фигур.

§ 1. Общие положения гидростатики и расчет давления на горизонтальную плоскость

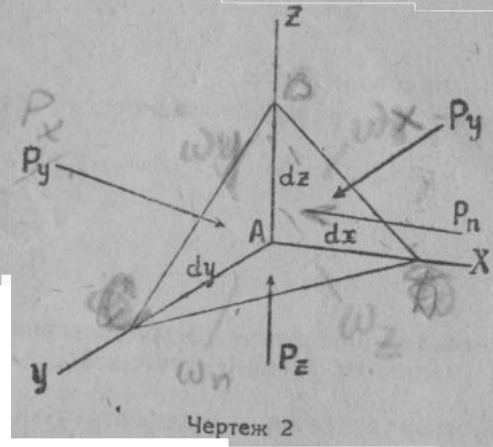
Гидростатическое давление и его свойства

Рассмотрим какое либо жидкое тело, находящееся в равновесии (чертеж 1). Разрежем его мысленно плоскостью BAC на две произвольные части и одну из частей, скажем правую, отбросим. Отброшенная мысленно часть жидкости оказывала какое-то воздействие на остальную часть и потому, для сохранения равновесия левой части, необходимо в плоскости разреза дать во всех точках ряд каких то сил, заменяющих по величине и направлению воздействие отброшенной части.



Чертеж 1

Проведем в массе жидкости (чертеж 2) чрез произвольную точку A прямоугольные оси координат, на которых отложим беск. малые отрезки dx , dy , dz . Соединив концы отрезков, рассмотрим выделенный беск. малый тетраэдр жидкости.



Чертеж 2

$$\omega_x = \omega_n \cdot \cos(\beta x),$$

а уравнение (1) переписывается в виде:

$$\frac{P_x}{\omega_x} = \frac{P_n}{\omega_n}$$

или переходя к пределам $\rho_x = \rho_n$.

Аналогично другие два уравнения равновесия дадут соответственно

$$\rho_y = \rho_n \quad \text{и} \quad \rho_z = \rho_n$$

и потому можем записать

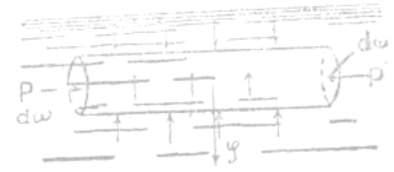
$$\rho_x = \rho_y = \rho_z = \rho_n,$$

т. е. гидростатическое напряжение в рассмотренной точке *A* в направлении от различных граней—одинаково.

Гидростатическое напряжение в данной точке не зависит от направления, в котором рассматривается изучаемое давление.

Гидростатическое давление в разных точках

Рассмотрим изменение гидростатического напряжения при переходе от одной точки к другой в направлении: а) горизонтальном и б) вертикальном. Выделим из массы жидкости, находящейся в равновесии, произвольно, но горизонтально расположенный элементарный цилиндр, ограниченный одинаковыми беск. малыми площадками—*dω* и боковой поверхностью (чертеж 3). Длина цилиндра—произвольна.



Чертеж 3

Заменим воздействие окружающей жидкости соответствующими силами, направленными по внутренним нормалям к поверхностям раздела и напишем условие равновесия системы.

Из действующих сил проекции (на ось *X*) не равны нулю, дают лишь силы давления на правую и левую площадку; силы же давления на боковую цилиндрическую поверхность, а равно и сила веса самого цилиндра—*G*, проектируются на ось *X* нулями. Таким образом, для равновесия необходимо лишь равенство сил *P* и *P'*, действующих на равные площадки, а, следовательно, и равенство гидростатического напряжения.

Гидростатическое напряжение во всех точках горизонтальной плоскости одинаково.

Переходя к изучению гидростатического напряжения в разных точках по вертикали, выделим в жидкости элементарный объем беск. малой высоты—*dz*, ограниченный двумя горизонтальными беск. малыми площадками *dω* и боковой цилиндрической поверхностью (чертеж 4).

Обозначим:

z—расстояние по оси *OZ* до верхней площадки *dω*,

p—гидростатическое напряжение в точках верхней площ.,

dp—приращение гидростатического напряжения при погружении по вертикали на глубину *dz*.

P'—давление окружающей жидкости на боковую поверхность цилиндра.

γ —вес единицы объема жидкости.

Составим условия равновесия сил, действующих на рассматриваемый цилиндр, приравняв нулю сумму проекций сил на ось *OZ*.

Имеем налицо:

1. Давление на верхнюю грань, равное произведению площади на гидростатическое напряжение ее точек= $p \cdot d\omega$ с проекцией $+ p \cdot d\omega$.
2. То же на нижнюю= $-(p + dp) d\omega$ с проекцией— $(p + dp) d\omega$.
3. Вес цилиндра объемом $d\omega \cdot dz$, равный $\gamma \cdot d\omega \cdot dz$ с проекцией $+ \gamma \cdot d\omega \cdot dz$.
4. Давления на боковую поверхность цилиндра, перпендикулярные оси *OZ* с проекциями равными 0.

Условие равновесия по оси *OZ* напишется, следовательно, так

$$p \cdot d\omega - (p + dp) d\omega + \gamma \cdot d\omega \cdot dz = 0$$

или после упрощения

$$dp = \gamma \cdot dz \dots \dots \dots (2)$$

Полученное уравнение (2)—так называемое дифференциальное уравнение равновесия жидкого тела, характеризующее изменение напряжения жидкости в беск. малых пределах.

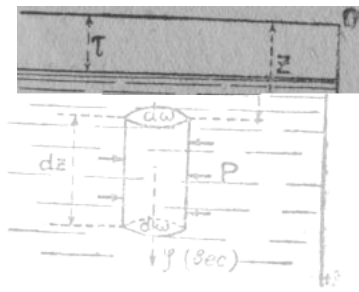
Интегрируя уравнение (2), распространим его на элементы конечных размеров.

$$\int dp = \int \gamma \cdot dz$$

$$p = \gamma z + c \dots \dots \dots (3)$$

или

Уравнение (3)—справедливо для любой точки жидкости и потому для освобождения от постоянной *C*, напишем уравнение (3) для 2-х точек. Одну из них возьмем на свободной поверх-



Чертеж 4

ности жидкости под внешним напряжением P_0 и с координатой z , а вторую—произвольную точку с гидростатическим напряжением p и координатой z .

Имеем уравнение (3) для первой точки $P_0 = \gamma z + c$ и для второй $p = \gamma z + c$. Почленным вычитанием последних уравнений получим уравнение равновесия с исключенной уже постоянной c в виде:

$$p = P_0 + \gamma(z - \tau)$$

или заменяя $z - \tau = h$

$$p = P_0 + \gamma h \dots \dots \dots (4),$$

где h —глубина погружения точки под уровнем.

Полное гидростатическое напряжение в данной точке жидкости складывается из внешнего напряжения на поверхности (P_0) и собственно гидростатического напряжения (γh), являющегося функцией только глубины погружения (h) и удельного веса жидкости (γ).

Из уравнения (4) видно также, что всякое изменение напряжения (давления) на поверхности жидкости (P_0), входящего в уравнение слагаемым, полностью передается в общий итог напряжения при любом значении γ и h .

В этом заключается известный физике закон Паскаля, что давление на свободной поверхности жидкости или в любой точке замкнутой жидкости передается в ней во все стороны с одинаковой силой.

В инженерно-гидротехнической практике в большинстве случаев внешним давлением является давление атмосферы с напряжением p_a , которое действует не только на свободную поверхность жидкости, но и со всех сторон и этим уравновешивается.

Поэтому при расчетах нас будет интересовать, главным образом, гидростатическое напряжение за вычетом атмосферного, называемое „избыточным“ или манометрическим напряжением, как представляющее избыток полного напряжения над атмосферным:

$$p = \gamma h \dots \dots \dots (4a).$$

В дальнейшем изложении сохраним обозначение p за избыточным напряжением, а при необходимости оперировать с полным напряжением будем записывать— $p_{\text{полн}}$.

Давление жидкости на горизонтальную плоскость Все точки горизонтальной плоскости испытывают, как установлено выше, одинаковое напряжение со стороны жидкости, находящейся в относительном покое, в виду равной глубины их погружения.

Следовательно:

Давление на всю горизонтальную плоскость (скажем дно) равно произведению изучаемой площади ω на гидростатическое напряжение в любой из точек плоскости.

или $P_{\text{полн}} = p_{\text{полн}} \cdot \omega = (P_0 + \gamma h) \omega \dots \dots \dots (5)$

а для избыточного давления $P = \gamma h \omega \dots \dots \dots (5a)$, что соответствует весу столба жидкости с основанием ω при высоте его (h) до свободной поверхности.

Задачи

№ 1. Определить полное и избыточное давление на дно бака площадью $\omega = 3 \text{ м}^2$, при налитом слое воды $h = 2 \text{ м}$.

На свободную поверхность жидкости оказывает давление окружающая атмосфера, при чем ее давление на единицу площади, как известно, равносилу давлению столба ртути высотой в 760 мм или—давлению столба воды высотой 10,33 м (уд. вес ртути равен 13,6).

В инженерных расчетах давление атмосферы приравнивается округленно давлению столба воды высотой ровно в 10 метров, которое служит одной из условных единиц измерения давления и именуется технической атмосферой.

Это давление, выраженное в мерах веса на единицу площади, равносилу давлению:

Одного килограмма на квадратный сантим. площади $\left(1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \right)$

или десяти тонн на квадр. метр площади $\left(10 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} \right)$

Вычисление давления ведется, обычно, или в $\text{кг}/\text{см}^2$ или в $\text{т}/\text{м}^2$. Для этого в первом случае, при пользовании уравнением (5) будем считать γ весом 1 см^3 жидкости, выраженным в кг и в этом случае h брать в сантиметрах, а во втором— γ —вес в тоннах 1 м^3 жидкости и h высота слоя в метрах.

Согласно сделанных замечаний, вычисляем полное давление на дно бака по (5)

$$P_{\text{полн}} = (P_0 + \gamma h) \cdot \omega = \left(1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} + 0,001 \frac{\text{кг}}{\text{см}^3} \cdot 200 \text{ см} \right) \cdot 30000 \text{ см}^2 = 36000 \text{ кг} = 36 \text{ тонн}$$

или

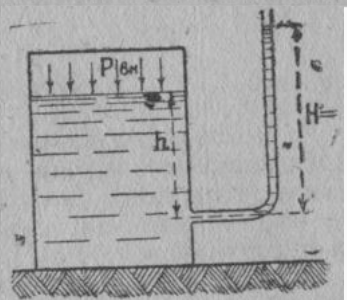
$$P_{\text{полн}} = \left(10 \frac{\text{тонн}}{\text{м}^2} + 1 \frac{\text{тонна}}{\text{м}^3} \right) 2 \text{ м} \cdot 3 \text{ м}^2 = 36 \text{ тонн.}$$

Очевидно, что вошедшее в вычисление внешнее давление атмосферы давит на дно и с внешней стороны и должно быть поэтому исключено и тогда останется только давление воды на дно, т.е. „избыточное“ давление, которое можем непосредственно вычислить по (5а).

$$P \equiv \gamma h \cdot \omega = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} \cdot 2 \text{ м} \cdot 3 \text{ м}^2 = 6 \text{ тонн.}$$

№ 2. В замкнутом сосуде с водой (черт. 5) давление на свободной поверхности равно $1,25 \text{ кг/см}^2$. На какую высоту H поднимется вода в открытой трубке, сообщающейся с сосудом на глубине $h = 3 \text{ м}$. под свободной поверхностью.

Ответ $H = 5,5$ метра.



Чертеж 5

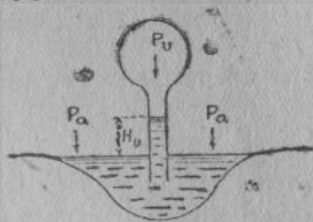
Легко видеть, что высота под'ема жидкости в открытой трубке показывает „избыточное“ напряжение в точке включения трубки и последняя характеристики (измерения) давления.

Упомянутого типа открытая трубка метра, а высота под'ема жидкости ская высота, связанная с избыточным

может служить для характеристики (измерения) давления. носит название пьезо- в ней (H)—пьезометриче- ским уравнением

$$H = \frac{P}{\gamma}$$

Если полное давление меньше атмосферного, то избыточное давление получится отрицательным и налицо тогда т. н. вакуум, для измерения которого пользуются вакуумметрами.



Чертеж 6.

Задача № 3. В сосуде A (черт. 6) часть воздуха выкачена и давление в нем $P_v = 0,6$ атмосферы. Сосуд A соединен трубкой с водою сосуда B , находящегося под свободным давлением атмосферы. Определить показание вакуумметра H_v .

Отв. $H_v = 4$ метра.

Вакуумметр, как видим, показывает недостаток давления против атмо-

сферного, тогда как пьезометр показывает избыток давления сверх атмосферного.

Задача № 4*. Кессон опущен в воду на глубине $H = 8 \text{ м}$. Определить какое давление должен дать компрессор (воздуходувный

насос), нагнетающий в кессон воздух с тем, чтобы в кессоне можно было работать на-сухо.

Отв. $P = 1,8$ атмосферы.

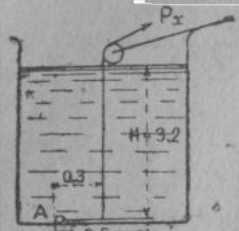
2857

Задача № 5*. В горизонтальном дне сосуда сделано отверстие, закрываемое задвижкой, площадь которой $\omega = 2,5 \text{ см}^2$; высота воды в сосуде $H = 1,5 \text{ м}$. Какую силу T нужно приложить к задвижке, чтобы открыть отверстие, если коэффициент трения $f = 0,5$.

Отв. $T = 0,1875 \text{ кг}$.

Задача № 6. Квадратный клапан со стороной $a = 0,5 \text{ м}$ может вращаться шарнирно у оси A (черт. 7). Определить натяжение P_x шнура, прикрепленного к точке B клапана в расстоянии $0,3 \text{ м}$ от оси шарнира; глубина воды $H = 3,2 \text{ м}$.

Отв. $P_x = 0,73$ тонны.



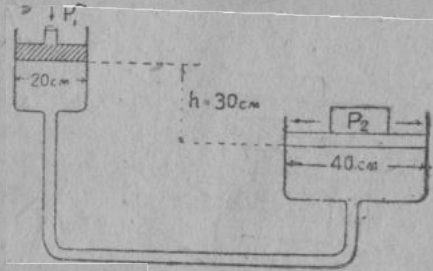
Чертеж 7.

Указание: рассмотреть условия моментов сил относительно оси шарнира.

Задача № 7*. Определить давление на единицу площади дна сосуда на глубине $H = 1,5 \text{ м}$ под поверхностью, считая, что на поверхности давление равно 2 атм. , в двух предположениях: 1) сосуд наполнен водою ($\gamma = 1$) и 2) сосуд наполнен спиртом ($\gamma = 0,80$).

Отв. $\rho_1 = 2,15 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ и $\rho_2 = 2,12 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$

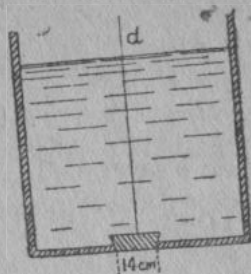
Задача № 8*. Два вертикальных цилиндра, имеющих диаметры $d_1 = 20 \text{ см}$ и $d_2 = 40 \text{ см}$ (черт. 8), наполнены водою и сообщены между собой трубкой. В цилиндры заключены поршни, из которых меньший стоит на $h = 30 \text{ см}$ выше чем больший и несет нагрузку $P_1 = 80 \text{ кг}$. Какой груз P_2 наложен на большой поршень, если они находятся в равновесии (трением пренебречь).



Чертеж 8

Отв. $P_2 = 358 \text{ кг}$.

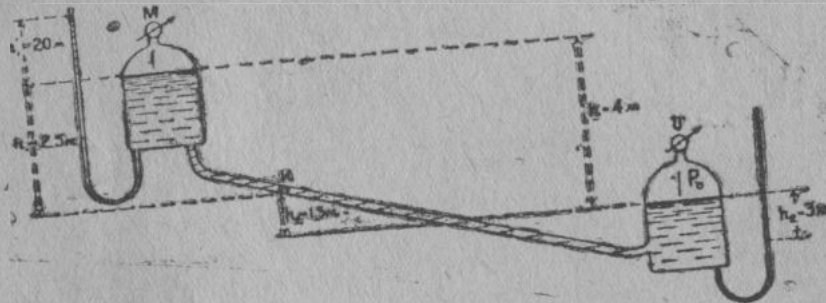
Задача № 9. Определить диаметр (d) проволочной тяги для поднятия конического клапана, закрывающего круглое отверстие в дне сосуда диаметром 14 см при высоте воды $H = 1,6$ м и весе клапана $G = 9$ кг. Допускаемое напряжение для проволоки считать $K_z = 9$ кг/мм². (Черт. 9).



Черт. 9

Отв. $d \cong 6$ м/м.

Задача № 10*. Наклонный трубопровод, имеющий клапан К, соединяет два закрытых резервуара, наполненных водой (черт. 10).



Черт. 10

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 чертеже.

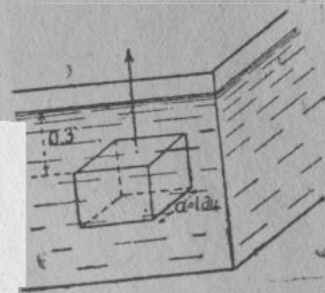
Отв. $p = 2,7$ кгр/см².

Задача № 11. В сосуд с керосином опущен на нити дубовый кубик со стороной $a = 1$ дм. на глубину $H = 0,3$ м. (черт. 11). Определить натяжение P_x нити, если уд. вес керосина $\gamma_k = 0,82$, а уд. вес дуба $\gamma_g = 1,2$.

Отв. $P_x = 0,38$ кгр.

Будучи непогружен в жидкость, кубик вызывал бы натяжение нити

всем своим весом силою 1,2 кг. Погружение в жидкость



Черт. 11

благодаря большему давлению на нижнюю грань (по сравнению с верхней) уменьшило натяжение нити на $1,2$ кг — $0,38$ кг = $0,82$ кг, которые как раз составляют вес жидкости в объеме данного кубика.

Изложенное представляет собою т. н. закон Архимеда: тело, погруженное в жидкость, теряет в своем весе вес вытесненного объема жидкости.

§ 2. Расчет давления на плоские и цилиндрические поверхности, произвольно ориентированные.

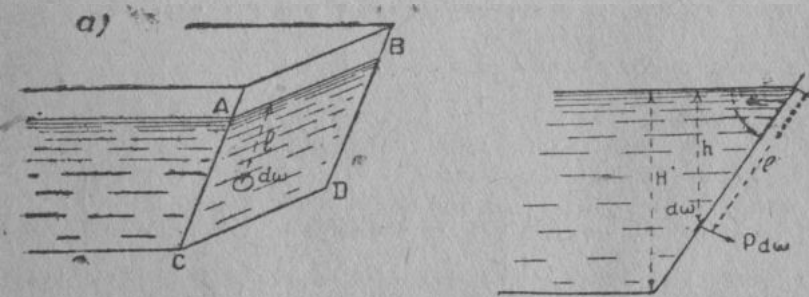
Давление на плоскую боковую стенку

При расчете давления на горизонтальную площадку, мы для определения суммарного давления на площадку (ω), находим гидростатическое напряжение (ρ) любой точки площади и распространяем это напряжение на всю площадь.

$$P = \rho \cdot \omega = \gamma h \omega \dots (5a)$$

Конечно, иное положение будет при расчете давления на площадку не горизонтальную, а составляющую с горизонтом некоторый угол α . Например, при расчете давления на боковую стенку сосуда (черт. 12).

Различные точки такой площади ($ABCD$), находясь на разных глубинах, испытывают различное напряжение и потому распространять напряжение любой точки на всю площадку конечных размеров невозможно.



Черт. 12

Рассмотрим беск. малый элемент площади, расположенный на глубине h под свободной поверхностью жидкости. Среднее напряжение точек б. м. площадки ($d\omega$), согласно (4)

$$\rho_{d\omega} = \rho_0 + \gamma h$$

и все давление на беск. малую площадку $d\omega$ будет равно:

$$P_{d\omega} = \rho_{d\omega} \cdot d\omega = (\rho_0 + \gamma h) \cdot d\omega \dots (5)$$

Всю площадь боковой стенки можно рассматривать состоящей сплошь из б. м. элементарных площадок $d\omega$, на каждую из которых передается со стороны жидкости давление типа (5), непрерывно изменяющееся по мере изменения глубины h , но всегда направленное перпендикулярно к плоскости стенки.

Суммарное давление на всю боковую стенку, очевидно, приводит нас к сумме ряда параллельных непрерывно изменяющихся сил, что дает право прибегнуть к определению полного давления на стенку как интеграла ур-ния (5), в пределах всей смоченной площади.

Имеем:

$$\int P d\omega = \int p_0 \cdot d\omega + \int \gamma h d\omega = p_0 \cdot \int d\omega + \gamma \int h d\omega;$$

$$P_\omega = p_0 \cdot \omega + \gamma \int h d\omega \dots \dots (6)$$

Интеграл в правой части ур-ния (6) представляет сумму произведений б. м. площадок ($d\omega$) на их расстояния h от некоторой плоскости (уровня жидкости) или, т. н. в теоретической механике, статический момент площади, равный произведению всей площади ω на расстояние (h_0) от уровня жидкости до ее центра тяжести.

Тогда
$$\gamma \int h d\omega = \gamma h_0 \omega$$

И ур-ние (6) переписывается в виде:

$$P_\omega = p_0 \cdot \omega + \gamma h_0 \omega = \omega (p_0 + \gamma h_0) \dots \dots (7)$$

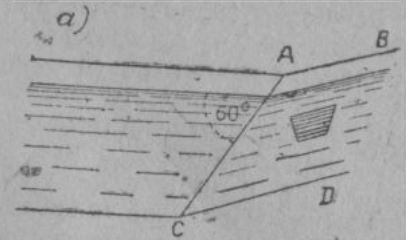
а для избыточного $P_\omega = \gamma h_0 \omega \dots \dots (7-a)$

Из сравнения (5-а) и (7-а) заключаем, что структура обоих ур-ний совершенно одинакова с той лишь разницей, что в (5-а) для горизонтальной стенки входит H — глубина погружения любой точки стенки, а в (7-а) для наклонной стенки входит h_0 — глубина погружения центра тяжести смоченной площади стенки.

Давление на плоскую боковую стенку равно произведению смоченной площади стенки на напряжение, испытываемое ее центром тяжести.

Расчет давления на боковую стенку, как видно из изложенного, потребует

Задача № 12. Боковая стенка $ABDC$ резервуара наклонена к горизонту по углом $\alpha = 69^\circ$. Определить давление воды на трапециoidalную площадку, выделенную на боковой стенке. Размеры по чертежу 13.



Чертеж 13

Определим глубину погружения центра тяжести интересующей нас площадки.

Ц. Т. трапеции находится от большего основания ее на расстоянии $\frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{L}{3}$, где B — большее основание трапеции, b — меньшее и L — высота трапеции.

Верхнее основание трапеции в данном случае находится на расстоянии e от уреза воды и потому положение Ц. Т., считая по наклону стенки.

$$l = e + \frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{L}{3} = \left(1 \text{ м} + \frac{1+2.05}{1+0.5} \cdot \frac{0.5}{3} \right) = 1,22 \text{ м}$$

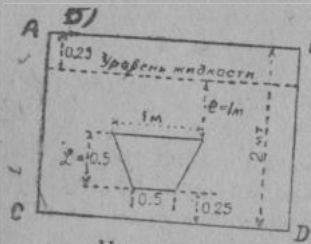
Глубина погружения Ц. Т. от уровня воды:

$$h_0 = l \cdot \sin \alpha = 1,22 \cdot \sin 60^\circ = 1,22 \times 0,866 = 1,06 \text{ м}$$

Определяя теперь площадь изучаемой трапеции

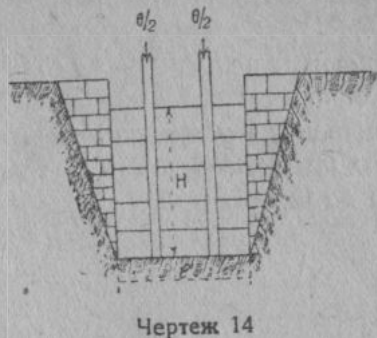
$$\omega = \frac{B+b}{2} \cdot L = \frac{1+0,5}{2} \cdot 0,5 = 0,375 \text{ м}^2,$$

найдем искомое давление на выделенную трапециoidalную площадку $P_\omega = \omega \cdot \gamma \cdot h_0 = 0,375 \text{ м}^2 \cdot 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} \cdot 1,06 \text{ м} = 0,3975 \text{ т}$



Чертеж 13

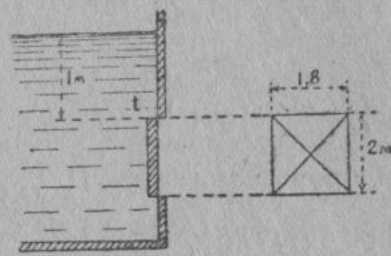
Вычислим гидростатическое напряжение в произвольной точке A , скажем, на глубине $0,5$ м от поверхности жидкости и отложим в произвольном масштабе при точке A величину и направление напряжения. Проделав то же для другой точки B , скажем, у дна, убедимся, что для любых промежуточных точек концы векторов окажутся на одной наклонной линии. При этом все вектора покрывают некоторую площадь, наглядно показывающую распределение давления на площади стенки.



Чертеж 14

Графическое изображение распределения давления носит название эпюра давления и для построения его достаточно отложить вектора двух конечных точек, соединив концы их прямой. Легко убедиться, что площадь эпюра давления численно равна давлению на полосу стенки шириною в одну единицу длины.

Задача № 14*. Шлюзовое окно закрыто дубовым щитом, высотой $h=2$ м, шириною $b=1,8$ м и толщиной $t=6$ см. Горизонт воды перед щитом на 1 м выше его верхнего края. Определить подъемное усилие (Q), если уд. вес дуба $\gamma_g=1,2$, а коэффициент трения $f=0,5$ (черт. 15).

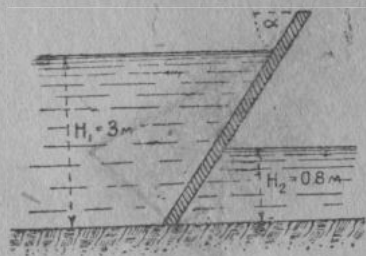


Чертеж 15

Отв. $Q=3645$ кг.

Задача № 15*. Прямоугольный щит шириной $b=1,2$ м, наклоненный к горизонту под углом $\alpha=45^\circ$, имеет глубину воды перед собою $H_1=3$ м и глубину за щитом $H_2=0,8$ м (черт. 16). Определить давление на щит и построить эпюру давления.

Отв. $P=7,16$ тн.; эпюра давления — трапеция.



Чертеж 16

Задача № 16. Канал полукруглого сечения радиуса $R=1$ м, перегороден щитом. Определить давление на щит при уровне воды до края щита.

Отв. $P=0,67$ тн.

Давление на криволинейные поверхности Для плоской боковой стенки давление жидкости сложилось из давлений на б. м. элементарные площадки.

При этом элементарные давления представляли силы разные по величине, но направленные параллельно и поэтому их можно было свести к одной равнодействующей.

Если же мы имеем не плоскую, а криволинейную поверхность, то элементарные силы давления жидкости, оставаясь каждая перпендикулярной к соответствующему элементу площади, уже не будут параллельны между собой и, в общем случае, могут не пересекаться в одной точке, а поэтому будут приводиться к одной силе и к одной паре сил.

В отдельных частных случаях давления на криволинейные поверхности могут сводиться и к одной равнодействующей силе.

Так, например, для произвольной части шаровой поверхности элементарные давления будут направлены по радиусам, пересекутся в центре и дадут, следовательно, одну равнодействующую силу.

Точно также к одной силе сведется давление на цилиндрические поверхности с горизонтальной осью.

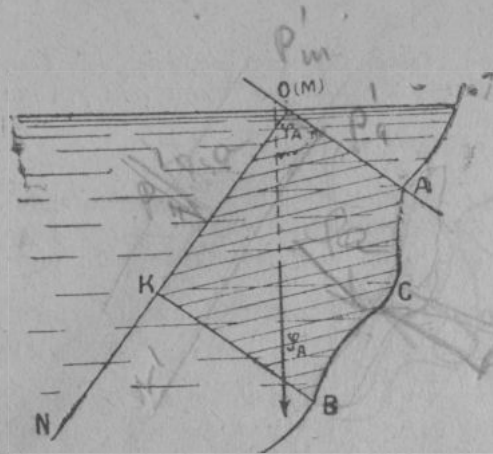
Вопрос о давлении на криволинейные поверхности имеет большое практическое значение, при чем, в подавляющем большинстве, в гидротехнической практике из криволинейных поверхностей встречаются поверхности цилиндрические (секторные затворы, водопроводные баки, вальцовые затворы и т. д.)

Поэтому остановимся на аналитическом выражении давления на криволинейную поверхность в общем виде и более детально разберем частные случаи давления на криволинейные поверхности, а именно, давления на цилиндрические поверхности.

Возьмем любую криволинейную поверхность $ACB=S$, показанную схематически на черт. 16а. Для суждения о давлении жидкости на нее, определим отдельно составляющие этого давления по трем взаимно перпендикулярным осям, в общем виде произвольно ориентированным.

Обозначим составляющие (проекции) давления по оси OA через P'_a , по оси $NO-P'_n$ и по оси $OM-P'_m$, а соответствующие реакции со стороны стенки R'_a, R'_n и R'_m .

Определим составляющую давления по оси OA , для чего спроектируем криволинейную поверхность на плоскость \perp оси AO (например, на плоскость OMN) и рассмотрим условия равновесия отсека жидкости $OACBK$.



Чертеж 16-а

Рассматриваемый отсек находится под воздействием следующих сил:

1. Собственного веса отсека G_a с проекцией $G_a \cdot \cos \varphi_a$ по оси OA .

2. Давления жидкости на плоскость проэций, т. е. на проэцию криволинейной поверхности $= \omega a$. Величину этого давления обозначим P_ω . На ось OA оно проэктируется полностью.

3. Давления на боковую поверхность отсека

с проэциями на ось OA равными нулю.

4. Реакции со стороны криволинейной поверхности R_s , проэцию которой по оси OA обозначим R'_a .

Составим условия равновесия, в виде равенства нулю суммы проэций всех сил:

$$P_\omega + G_a \cdot \cos \varphi_a + R'_a = 0.$$

Или, учитывая, что давление жидкости на нашу поверхность $P_s = -R$, а ее составляющая $P'_a = -R'_a$, запишем:

$$P'_a = P_\omega + G_a \cdot \cos \varphi_a \dots \dots (1)$$

То-есть составляющая давления на криволинейную поверхность по OA равна сумме: а) давления на проэцию S в плоскости \perp к OA и б) проэкции веса отсека по направлению OA .

Абсолютный вес отсека G_a зависит от расположения плоскости проэций, но легко убедиться, что второй член P_ω с изменением G_a изменяется соответственно в обратную сторону и в итоге составляющая давления P'_a остается независимой от расположения проэктирующей плоскости, а зависит лишь от формы и расположения поверхности S .

В самом деле перенесем ось ON в параллельное положение $O'N'$ на расстояние „а“ от прежнего (чертеж 16-б). Обозначим площадь поперечного сечения отсека по линии ON , на единицу ширины (\perp чертежу) через ω , и тогда вес отсека уменьшится на величину $\Delta G_a = \gamma \omega_1 a$, а проэция веса на $-\gamma \omega_1 a \cos \varphi_a$. Давление же жидкости на проэцию S (тоже на единицу ширины) в положении ON равнялось $R_\omega = \omega_1 \gamma h$, а в положении $O'N'$ (чертеж 16-б) это давление составит $P_{\omega_1} = \omega_1 \gamma h_1$. Изменение давления произошло на: $\Delta P_{\omega_1} = \omega_1 \gamma h_1 - \omega_1 \gamma h = \omega_1 \gamma (h_1 - h) = \omega_1 \gamma a \cos \varphi_a$, что как раз

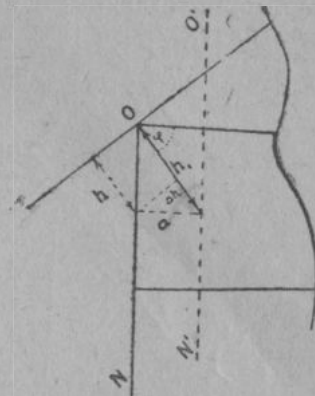
компенсирует изменение веса отсека жидкости.

Аналогично выводу, сделанному нами для установления слагающей давления по оси OA , можно вывести и выражение составляющих по другим осям OM и ON в виде:

$$P'_m = P_\omega + G_m \cos \varphi_m \text{ для оси } OM$$

$$P'_n = P_\omega + G_n \cos \varphi_n \text{ для оси } ON.$$

Для общего вида криволинейной поверхности ограничимся лишь сделанным уже определением величины отдельных составляющих и перейдем к рассмотрению, наиболее часто встречающихся в гидротехнической практике, частных случаев криволинейных стенок, а именно поверхностей цилиндрических.



Чертеж 16-б

Давление на цилиндрические поверхности

Рассматривая давление на криволинейную цилиндрическую стенку, будем искать составляющие горизонтальную и вертикальную, для чего оси OA дадим направление OX , а ON направим по OZ . Тогда значение угла φ в предыдущих уравнениях примет следующее частное значение.

$$\varphi_a = \varphi_x = 90^\circ \quad \varphi_n = \varphi_z = 0 \quad \varphi_m = \varphi_y = 90^\circ$$

Установленные выше уравнения примут вид:

$$P'_a = P'_x = P_{\omega x} - G_x \cos 90^\circ = P_{\omega x}$$

$$P'_n = P'_z = P_{\omega z} + G_z \cos 0^\circ = P_{\omega z} + G_z$$

$$P'_m = P'_y = P_{\omega y} + G_y \cos 90^\circ = 0 \text{ (так как } \omega_y = 0)$$

Давление свелось лишь к двум составляющим и общая их равнодействующая будет:

$$P = \sqrt{(P'_x)^2 + (P'_z)^2}$$

Так как цилиндрические поверхности имеют большое практическое применение, рассмотрим непосредственно определение давления на такие поверхности.

Рассмотрим некоторую часть цилиндрической поверхности (ABCD), принимающую на себя давление жидкости (черт. 17). При этом учитывать будем лишь избыточное давление.

Проведем произвольно вертикальную плоскость по OZ и выделим отсек жидкости, ограниченный цилиндрической поверхно-

стью, горизонтальными плоскостями сверху и снизу и вертикальными плоскостями с остальных сторон.

Δ1

Чертеж 17

Отбросив мысленно окружающую выделенный отсек жидкость и заменив давление ее соответствующими силами, для сохране-

н и л г

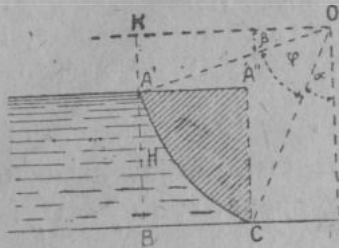
л

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} \dots \dots \dots (10)$$

Направление же силы P — формулами

$$\cos(P, X) = \frac{P_x}{P} \text{ и } \cos(P, Z) = \frac{P_z}{P} \dots \dots \dots (11)$$

Задача № 17. Отверстие водосбросного шлюза шириною $b = 5$ м закрывается сегментным щитом с радиусом $r = 6$ м. Ось вращения затвора находится на высоте 1 метра над уровнем воды. Глубина воды перед щитом $H = 4$ м; за щитом воды нет. Определить давление на затвор. (Черт. 18.)



Чертеж 18

Найдем отдельно составляющие давления на затвор.
Горизонтальная составляющая давления равна:

$$P_x = \gamma h_0 \omega z = 1 \frac{t}{m^3} \cdot \frac{4}{2} \text{ м} \cdot (4 \times 5) \text{ м}^2 = 40 \text{ тонн.}$$

Для определения вертикальной составляющей найдем равнозначущий ей вес „тела давления“ с поперечным сечением, заштрихованным на черт. 18.

$$G_g = \gamma \cdot \text{пл.} AA''CD \cdot \text{ширину шлюза.}$$

$$\text{Площадь } AA''CD = \text{пл.} \triangle AA''C + \text{пл.} \text{ сегмента } ACD =$$

$$= \frac{AA'' \cdot A''C}{2} + \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi^0 \pi}{180^0} - \sin \varphi^0 \right)$$

$$AA'' = KO - CM = \sqrt{AO^2 - AK^2} - \sqrt{CO^2 - OM^2} =$$

$$= \sqrt{6^2 - 1^2} - \sqrt{6^2 - 5^2} = 5,92 - 3,32 = 2,6 \text{ м.}$$

$$\sin \alpha = \frac{CM}{CO} = \frac{3,32}{6} = 0,5533, \text{ что дает угол } \alpha = 33^0 36'$$

$$\sin \beta = \frac{AK}{AO} = \frac{1}{6} = 0,1667, \text{ что дает угол } \beta = 9^0 36'$$

$$\alpha + \beta = 43^0 12' = 43,2^0.$$

$$\varphi = 90^0 - (\alpha + \beta) = 90^0 - 43,2 = 46,8^0, \alpha \sin \varphi = 0,729.$$

Подставляем найденные значения. Имеем:

$$\text{пл.} AA''CD = \frac{2,60 \cdot 4}{2} + \frac{1}{2} \cdot 6^2 \left(\frac{46,8 \cdot 3,14}{180} - 0,729 \right) =$$

$$= 5,20 + 1,57 = 6,77 \text{ м}^2;$$

$$G_g = 1 \frac{t}{m^3} \cdot 6,77 \text{ м}^2 \cdot 5 \text{ м} = 33,85 \text{ т} = P_z.$$

Суммарное давление, как равнодействующая обеих составляющих, равно:

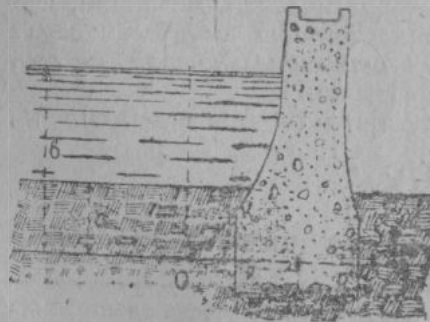
$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{40^2 + 33,85^2} = 52,4 \text{ тонны.}$$

Итак, на весь затвор передается давление в 52,4 тонны. Направление давления составляет с осью X угол (P, X) , характеризуемый величиною косинуса, равной $\frac{P_x}{P} = \frac{40}{52,4} = 0,7633$ и, следовательно, угол (P, X) составляет $40^0 15'$.

Задача № 18. Определить составляющие и равнодействующую давления при данных задачи № 17, если к тому же за щитом стоит вода глубиною $H_2 = 2$ м.

$$\text{Отв. } P_x = 30 \text{ т; } P_z = 23,02 \text{ т и } P = 37,8 \text{ тонны.}$$

Задача № 19*. Определить величину и направление полного давления на един. ширины плотины, смоченная поверхность которой ограничена по параболе с уравнением относительно осей $X O Y$: $x^2 = 4y$.



Чертеж 19

Вершина параболы лежит на $b = 9$ м ниже горизонта воды в пруде; дно пруда (горизонтальное) лежит на $a = 4$ м над вершиною параболы. (Чертеж 19.)

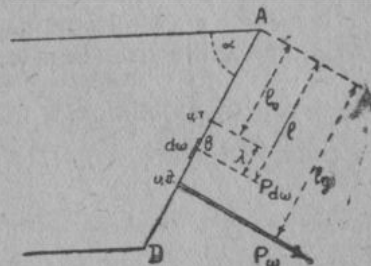
$$\text{Отв. } P_x = 12,5 \text{ т; } P_z = 5,33 \text{ т, } P = 13,6 \text{ т; } \cos(P, X) = 0,919.$$

§ 3. Определение точки приложения равнодействующей давления на стенки (центр давления)*

Предыдущие темы познакомили нас с расчетами величины и направления силы давления жидкости на ограничивающие ее стенки. Однако для полного представления о воздействии силы давления на части гидротехнических сооружений недостаточно знание только величины и направления силы, но необходимо еще знать и точку приложения равнодействующей всех элементарных сил давления.

Поставим себе целью определить на каком расстоянии от поверхности жидкости находится точка приложения равнодействующей, которую (точку) будем в дальнейшем называть центром давления.

Пусть AD представляет след смоченной части стенки ω , перпендикулярной к плоскости чертежа (черт. 20) и воспринимающей давление жидкости, равнодействующая которого P_ω проходит через точку ц. д.



Чертеж 20

Обозначим:

$P_{d\omega}$ —элементарная сила давления жидкости на беск. малую площадку $d\omega$ при точке B ;

l_0 —расстояние от уровня жидкости до центра тяжести смоченной площади стенки, считая по наклону стенки;

l_Δ —тоже до центра давления, где приложена равнодействующая всех элементарных сил типа $P_{d\omega}$;

l —переменная величина расстояния до отдельных элементарных сил $P_{d\omega}$

и будем исходить из положения теоретической механики, что момент равнодействующей силы относительно любой оси равен сумме моментов сил составляющих относительно той же оси. Сум моментов возьмем \perp чертежу в точке A .

Момент силы $P_\omega =$ интегралу (сумме) моментов элем. сил $P_{d\omega}$

$$P_\omega \cdot l_\Delta = \int P_{d\omega} \cdot l,$$

но $P_\omega = \gamma h_0 \cdot \omega$, а $P_{d\omega} = \gamma \cdot h \cdot d\omega$ — и ур-ние моментов перепишем

* Присутствие к проработке § 3-го рекомендуется после повторения по курсу теорет. механики положений о моментах сил и моментах инерции площ.

в виде:

$$\gamma \cdot h_0 \cdot \omega \cdot l_\Delta = \gamma \int h \cdot d\omega \cdot l \dots \dots \dots (12)$$

Заменим в ур-нии (12) переменную величину l через $(l_0 + \lambda)$ где λ определяет расстояние б. м. площадки $d\omega$ от линии центра тяжести, при чем λ является величиной переменной, положительной для площадок $d\omega$ ниже линии центра тяжести и отрицательной для вышележащих.

Имеем:

$$\gamma \cdot h_0 \cdot \omega \cdot l_\Delta = \gamma \int h \cdot d\omega (l_0 + \lambda)$$

Так как $h = l \cdot \sin \alpha = (l_0 + \lambda) \cdot \sin \alpha$, а $h_0 = l_0 \cdot \sin \alpha$, то, подставляя их значение и сокращая на γ и $\sin \alpha$, получим:

$$l_0 \cdot \omega \cdot l_\Delta = \int (l_0 + \lambda)^2 \cdot d\omega = l_0^2 \int d\omega + 2l_0 \int \lambda d\omega + \int \lambda^2 d\omega \dots \dots (13)$$

$\int \lambda \cdot d\omega$ (как сумма моментов всех элементов площади относительно оси, проходящей через центр тяжести) равен нулю и

$$l_0 \cdot \omega \cdot l_\Delta = l_0^2 \cdot \omega + 0 + \int \lambda^2 \cdot d\omega;$$

или

$$l_0 \cdot \omega \cdot l_\Delta = l_0^2 \cdot \omega + J_0 \dots \dots \dots (14),$$

где

$J_0 = \int \lambda^2 d\omega$ и обозначает момент инерции площади относительно нейтральной оси, проходящей через центр тяжести смоченной фигуры.

Из (14) имеем:

$$l_\Delta = l_0 + \frac{J_0}{\omega l_0} \dots \dots \dots (15),$$

представляющее искомое расчетное ур-ние для определения местоположения центра давления и показывающее, что центр давления всегда расположен ниже (глубже) центра тяжести на величину $\frac{J_0}{\omega l_0}$.

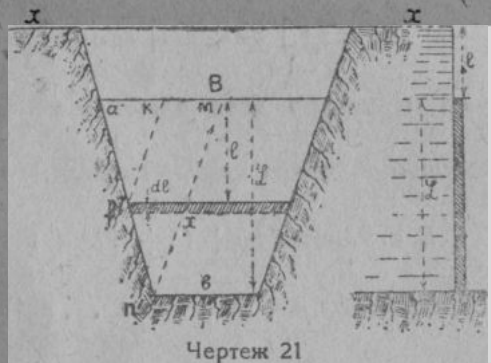
Точка приложения равнодействующей давления жидкости— центр давления—расположена ниже центра тяжести (считая по наклону стенки) на величину отношения момента инерции J_0 площади по нейтральной оси к статическому моменту ωl_0 той же площади относительно уровня жидкости.

Момент инерции J_x , относительно произвольной оси параллельной нейтральной, как известно, выражается: $J_x = J_0 + \omega l_0^2$ и поэтому уравнение (15) может применяться и в виде:

$$l_0 = \frac{J_x}{\omega l_0} \dots \dots \dots (16),$$

где, согласно принятым ранее обозначениям, J_x следует назвать моментом инерции смоченной площади относительно линии пересечения плоскости стенки со свободной поверхностью жидкости.

Типичные случаи давления Остановимся на практическом применении ур-ний (15) и (16) для случаев стенок, наиболее часто встречающихся в гидротехнике.



Рассмотрим трапециoidalную стенку с верхним основанием „B“, нижнем „b“ и высотой L, погруженную под уровень жидкости (находящейся в относительном покое) на глубину—e. Определим J_x —момент инерции площади трапеции относительно оси XX, лежащей на свободной поверхности жидкости, как интеграл моментов инерции отдельных элементарных площадок шириною x и б. м. высотой dl на расстоянии l' от верхнего основания.

$$j_x = \int (x \cdot dl) \cdot (l+e)^2 \dots \dots \dots (17)$$

Для выполнения интегрирования нужно выразить x функцией от l, что можно сделать из соотношения элементов треугольников amn и akf.

Имеем: $am = B - b$; $ak = B - x$, откуда $\frac{B-b}{B-x} = \frac{L}{l}$

и $x = B - (B-b) \frac{l}{L} \dots \dots \dots (18)$

Подставляя найденное значение x по (18) в ур-ние момента инерции (17), получим:

$$j_x = \int \left[B - (B-b) \frac{l}{L} \right] (l+e)^2 dl$$

с переменной величиной l, изменяющейся, в данном случае, от l=0 до l=L. Интегрируя в упомянутых пределах, найдем:

$$j_x = B \int_0^L (l+e)^2 dl - \frac{B-b}{L} \int_0^L l(l+e)^2 dl,$$

или окончательно

$$j_x = \frac{BL}{3} (3e^2 + 3eL + L^2) - \frac{L(B-b)}{12} (6e^2 + 8eL + 3L^2).$$

Так как момент инерции вычислен нами относительно оси вне центра тяжести, то следует пользоваться для нахождения l_0 ур-нием (16), в знаменатель которого входят значения ω —площадь фигуры и l_0 расстояние от уровня жидкости до центра тяжести.

Для трапеции:

$$\omega = \frac{B+b}{2} \cdot L;$$

расстояние до центра тяжести, считая от большего основания—

$$l_0 = \frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{L}{3}$$

а так как большее основание отстоит, в данном случае, от уровня жидкости на величину e и следов $l_0 = l_0' + e$, то ур-ние (16) напишется так.

$$l_p = \frac{j_x}{\omega l_0} = \frac{\frac{BL}{3} (3e^2 + 3eL + L^2) - \frac{L(B-b)}{12} (6e^2 + 8eL + 3L^2)}{(B+b) \frac{L}{2} \cdot \left(\frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{L}{3} + e \right)} \quad (19)$$

Ур-ние (19) оставим без дальнейших преобразований, т. к. рассмотренный нами случай трапециoidalной стенки, погруженной под уровень практически не интересен и уравнение (19) выведено нами лишь потому, что от него удобно (без специальных вычислений) перейти на ряд практически часто применяемых стенок.

Из таких частных случаев, обобщаемых ур-нием (19), рассмотрим:

1. Трапециодальную стенку с большим основанием в уровень со свободной поверхностью. Принимая в ур-нии (19) $e=0$, получим расчетное ур-ние для центра давления:

$$l_d = \frac{L}{2} \cdot \frac{B+3b}{B+2b} \dots \dots \dots (19-a)$$

2. Прямоугольную стенку в уровень со свободной поверхностью. Рассматриваем прямоугольник как трапецию с равными основаниями и потому полагаем в уравнении (19) $B=b$ и $e=0$. Найдем для рассматриваемого случая:

$$l_d = \frac{2}{3} L \dots \dots \dots (19-б)$$

3. Прямоугольную стенку, с верхним основанием на глубине $=e$. Согласно предыдущему подставляем в (19) значения $B=b$ и $e=e$; имеем:

$$l_d = \frac{6e^2 + 6eL + 2L^2}{3(L+2e)} = \frac{(6e^2 + 3eL) + (3eL + 2L^2)}{3(L+2e)} = e + \frac{L}{3} \cdot \frac{3e+2L}{2e+L} \dots \dots \dots (19-в)$$

4. Треугольную стенку (вершиной вниз) в уровень со свободной поверхностью.

Рассматриваем треугольник как трапецию с меньшим основанием, равным нулю. Тогда, полагая $b=0$ и $e=0$, находим по (19)

$$l_d = \frac{L}{2} \dots \dots \dots (19-г)$$

5. Треугольную стенку (вершиной вниз) с верхним основанием на глубине $=e$. Полагая $b=0$ и $e=e$, находим:

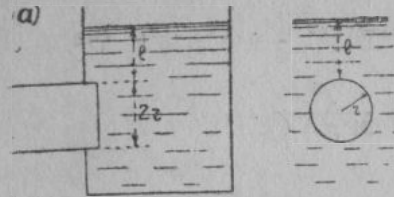
$$l_d = e + \frac{L}{2} \cdot \frac{L+2e}{L+3e} \dots \dots \dots (19-д)$$

Напомним, что во всех формулах типа (19) значение L измеряется по смоченной стенке.

Кроме рассмотренных частных случаев ур-ния (19), выведем расчетные ур-ния для определения центра давления при стенках:

а) круглой, погруженной в жидкость на глубину $=e$ над верхним краем и б) полукруглой с диаметром на уровне жидкости.

Стенка круглая, столб жидкости над верхним краем $=e$ (черт. 22-а). Для любого б. малого элемента площади круга $d\omega$ (черт. 22-б) имеем выражение момента инерции к оси XX



$$j_x = d\omega \cdot x^2,$$

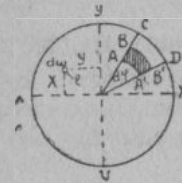
то же по оси yy $\dots j = d\omega \cdot y^2$.

Легко заметить, что полярный момент инерции j_p по отношению к полюсу O равный

$$j_p = d\omega \cdot \rho^2$$

может быть выражен, при замене ρ^2 его значением $(x^2 + y^2)$ в виде

$$j_p = j_x + j_y$$



Чертеж 22

При расчете моментов инерции для всего круга, очевидно, что $j_x = j_y$ и тогда $j_p = 2j_x$

или

$$j_x = \frac{1}{2} j_p \dots \dots \dots (20)$$

Найдем j_p полярный момент площади круга.

Обозначим:

$OA = \rho$; б. малый отрезок $AB = d\rho$; б. м. дуга $AA' = \rho \cdot d\varphi$ и площадь б. м. элемента $ABB'A' = d\rho \cdot \rho \cdot d\varphi$.

Полярный момент инерции для этого б. м. элемента площади выразится, как произведение этой площади на квадрат ее расстояния (ρ) от полюса, в виде: $\rho^3 \cdot d\rho \cdot d\varphi$.

Интегрируя записанное выраженное элементарного момента инерции в пределах всей площади круга (т.е. при непрерывном изменении ρ от $\rho=0$ до $\rho=r$, а φ от $\varphi=0$ до $\varphi=2\pi$), получим полярный момент инерции круга—

$$j_p = \int_{\varphi=0}^{\varphi=2\pi} \int_{\rho=0}^{\rho=r} \rho^3 d\rho \cdot d\varphi = \frac{\pi r^4}{2}$$

или на основании (20)

$$j_x = j_y = \frac{\pi r^4}{4} \dots \dots \dots (21).$$

По моменту инерции (21) для оси проходящей через центр тяжести круга, рассчитаем положение центра давления, пользуясь ур-нием (15)

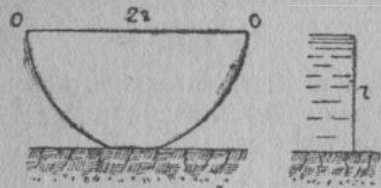
$$l_0 = l_0 + \frac{j_0}{\omega l_0} \dots \dots \dots (15).$$

Подставим значение j_0 по (21), $\omega = \pi r^2$ и $l_0 = r + e$ (черт. 22) и тогда

$$l_0 = r + e + \frac{\pi r^4}{4\pi r^2(r+e)} = e + r + \frac{r^2}{4(r+e)} \dots \dots \dots (22)$$

для рассматриваемого круга.

Стенка полукруглая с диаметром на уровне жидкости (черт 23).



Чертеж 23

Центр тяжести полукруга, как известно, находится на среднем радиусе на расстоянии

$$l_0 = \frac{4r}{3\pi} \text{ от центра.}$$

Момент инерции площади полукруга относительно диаметра должен составить поло-

вину экваториального момента j_0 всего круга, т.е. для полу-

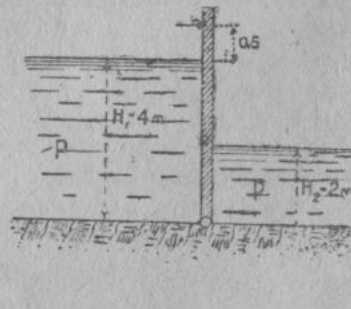
$$\text{круга } j_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi r^4}{4} \right).$$

Момент инерции полукруга обозначен j_x , а не j_0 , т. к. для полукруга ось OO не проходит через центр тяжести; по этой же причине для нахождения l_0 воспользуемся уравнением (16), а не (15).

Найдем:

$$l_0 = \frac{j_x}{\omega l_0} = \frac{\pi r^4 \cdot 2 \cdot 3\pi}{2 \cdot \pi r^2 \cdot 4r} = \frac{3}{16} \pi r \dots \dots \dots (23).$$

Задача № 20. Прямоугольный щит шириною $b = 2$ м имеет горизонтальную ось дна сооружения, вверху поддерживается крюком. Перед щитом глубина во $H_1 = 4$ м, и за щитом $H_2 = 2$ м. Отделить реакцию шарнира и реакции крюков R_k (черт 24).



Чертеж 24

Определяем величину суммарного давления и точку ее приложения с каждой стороны щита.

$$P_1 = \gamma h_0 \omega_1 = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} \cdot \frac{H_1}{2} \text{ м} \cdot (H_1 \cdot b) \text{ м}^2 = 1.2.8 = 18 \text{ тонн}$$

$$l'_0 = \frac{2}{3} L_1 = \frac{2}{3} \cdot H_1 = \frac{2}{3} \cdot 4 = 2,67 \text{ метра от уровня жидкости слева или } 4 - 2,67 = 1,33 \text{ м от дна и, соответственно,}$$

$$P_2 = \gamma h''_0 \omega_2 = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} \cdot \frac{H_2}{2} \text{ м} \cdot (H_2 \cdot b) \text{ м}^2 = 4 \text{ т.}$$

$$l''_0 = \frac{2}{3} H_2 = \frac{2}{3} \cdot 2 = 1,33 \text{ м от уровня воды справа или } 0,67 \text{ м от дна.}$$

Давление на щит P_1 и P_2 направлены перпендикулярно плоскости щита в противоположные стороны и щит находится под действием их равнодействующей $-P = P_1 - P_2 = 16\text{т} - 4\text{т} = 12$ тонн, которую и должны принять на себя шарнир и крюки.

$$R_{ш} + R_k = 12 \text{ т.}$$

Для расчета отдельно одной реакции, составим уравнение моментов сил относительно другой точки.

Из уравнения моментов относительно шарнира:

$$P_1 \frac{H_1}{3} - R_k (H_1 + 0,5) - P_2 \cdot \frac{H_2}{3} = 0$$

$$\text{определим } R_k = 4,14 \text{ тонны.}$$

Из уравнения моментов относительно крюка:

$$P_1 \left(H_1 + 0,5 - \frac{H_1}{3} \right) - P_2 \left(H_1 + 0,5 - \frac{H_2}{3} \right) = R_{ш} (H_1 + 0,5) = 0$$

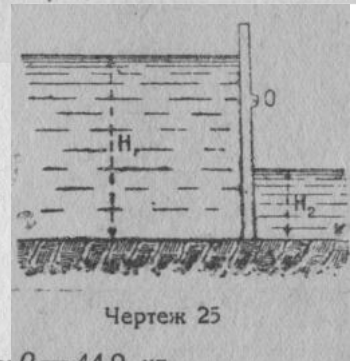
$$\text{определим } R_{ш} = 7,86 \text{ тонны.}$$

Проверяя, получаем: $R_k + R_{ш} = 4,14 \text{ т} + 7,86 \text{ т} = 12$ тонн.

Задача № 21. Вододержательная стенка состоит из ряда забитых нижними концами в землю свай на взаимном расстоянии между центрами их $b = 1,5$ м и поперечной односторонней досчатой обшивки. Стенка удерживает слой воды высотой $H = 3$ м.

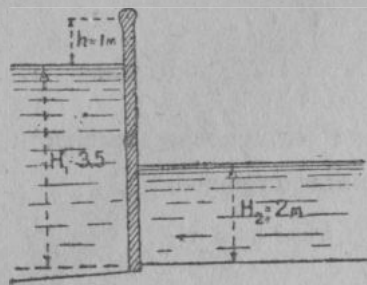
Определить: а) выворачивающий момент для свай и б) давление на 1 см по ширине доски наиболее нагруженной.

$$\text{Ответ: } M = 6,75 \text{ т. м } P = 44 \text{ г. кг} \dots$$



Чертеж 25

Задача № 22*. Катастрофический щит шириной $b=1,5$ м должен опрокидываться вокруг горизонтальной оси 0-0, как



Чертеж 26

только глубина воды перед ним превзойдет 3 метра, при чем за щитом имеется постоянная глубина $H_2=0,8$ м.

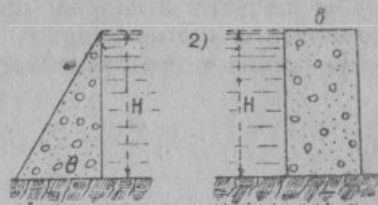
Определить на каком расстоянии от дна нужно расположить ось 0-0 (черт. 25).

Ответ: 1,05 м.

Задача № 23*. Плотина Таверниер. Система плоских щитов, поддерживаемых вращающимися стойками, перегораживает реку. Определить давление на щит и реакции шарнира А и порога В, если расстояние между стойками равно $b=2$ м, а остальные размеры по чертежу № 26.

Ответ: $P=8,25$ т; $R_a=2,63$ т и $R_b=5,62$ т.

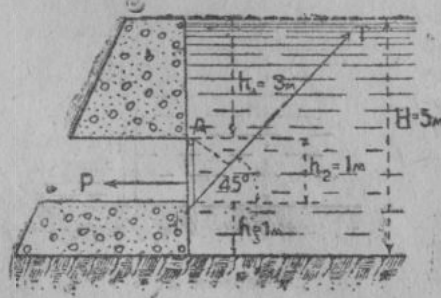
Задача № 24*. Определить ширину в основании стенки водохранилища высотой H так, чтобы коэффициент устойчивости на опрокидывание $\beta=2$, если удельный вес воды γ_1 , а удельный вес материала стенки γ_2 . Рассмотреть два случая: 1) профиль стенки прямоугольный треугольник, 2) профиль стенки прямоугольник и сравнить вес стенок в обоих случаях (черт. 27).



Чертеж 27

Ответ: $b = H \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma_2}}$; $b_2 = H \sqrt{\frac{2\gamma_1}{3\gamma_2} \cdot \frac{G_2}{G_1}} = 1,63$.

Задача № 25. Трапециoidalный канал глубиной 2 м, шириною по дну $b=3$ м с одинарными откосами, закрыт по всему поперечному сечению вододерживающей стенкой. Определить давление на стенку при наполнении канала и опрокидывающий момент по оси дна поперечного сечения.



Чертеж 28

Ответ: $P=10$ т. $M_P=7,7$ т.м.

Задача № 26. Определить с каким напряжением (T) необ-

ходимо тянуть трос, прикрепленный к нижней кромке прямоугольного затвора размерами 2×1 кв. м, закрывающего отверстие в плотине при данных черт. 28.

Определим давление P на затвор и точку его приложения:

$$1) P = \gamma \cdot \omega \cdot h_0 = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}} \cdot 2 \text{ м} \cdot 3,5 \text{ м} = 7 \text{ тонн.}$$

$$2) L_0 = (\text{по 19в}) = e + \frac{L}{3} \cdot \frac{3e + 2L}{2e + L} = 3 + \frac{1}{3} \cdot \frac{9 + 2}{6 + 1} = 3,524 \text{ м}$$

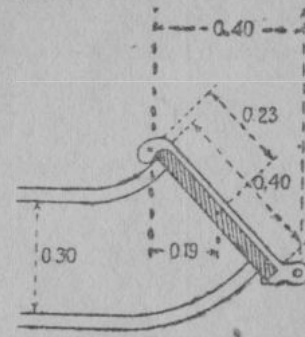
от уровня воды или 0,524 м от шарнира А.

Составим уравнение моментов сил относительно оси А.

$$\left. \begin{aligned} P(L_0 - 3 \text{ м.}) &= T \cdot \cos 45^\circ \cdot h_2 \\ 7 \cdot 0,524 &= T \cdot 0,7071 \cdot 1 \end{aligned} \right\}$$

Откуда $T=5,19$ тонны

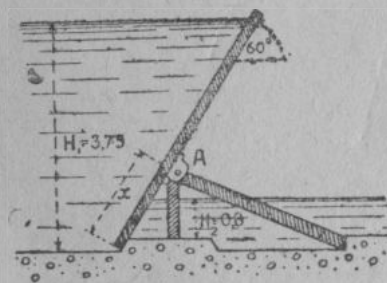
Задача № 27. В нефтяном резервуаре устроена сточная труба внутреннего диаметра $d=30$ см, входное отверстие которой захлопывается клапаном в форме круга диаметром $D=40$ см, центр которого на $h_0=1,8$ метра ниже уровня нефти. Клапан вращается на горизонтальной оси А и имеет неуравновешенный относительно нее собственный вес $G=16$ кг.



Чертеж 29

Определить силу T , необходимую для подъема клапана при размерах, обозначенных на черт. 29 (уд. вес нефтяных остатков $\gamma_n=0,93$).

Ответ: $T=130,6$ кг.



Чертеж 30

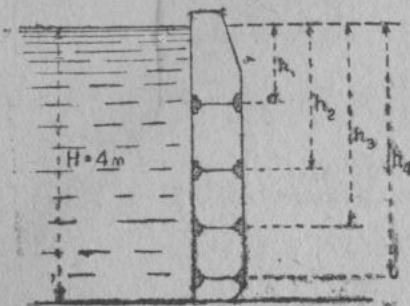
Задача № 28. Плоский прямоугольный щит плотины Шапои́не'a может вращаться около горизонтальной оси А, расположенной на неподвижных ковах (черт. 30).

Закрытый щит образует с горизонтом угол $\alpha=60^\circ$ и должен удерживать воду глубиной $H_1=3,75$ м, при слое воды в отводящем русле $H_2=0,8$ м. Найти на каком расстоянии X следует установить ось вращения щита, чтобы по-

стоянии X следует установить ось вращения щита, чтобы по-

следний автоматически опрокидывался при повышении горизонта воды перед щитом $H_1 = 3.75$ м.

Ответ: $X = 1,5$ м.



Чертеж 31

Задача № 29*. Плоский металлический щит (Stoney'я) имеет размеры: ширина $b=5$ м и высота $H=4$ м. С одной стороны вода стоит в уровне со щитом, с другой воды нет. Остов щита предполагается составить из 4-х одинаковых ферм. Найти расположение ферм из того условия, чтобы все они были нагружены одинаково (черт. 31).

Ответ: $h_1 = 1,33$ м; $h_2 = 2,44$ м; $h_3 = 3,15$ м и $h_4 = 3,73$ м.

ГИДРОДИНАМИКА

ГЛАВА II

Уравнение Бернулли

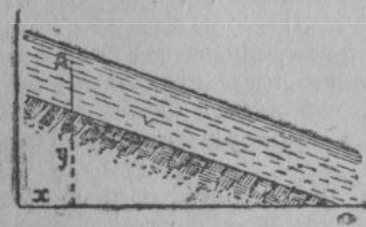
Гидродинамика в данном руководстве рассматривается как отдел инженерной гидравлики, ставящий своей целью выяснение основных законов и явлений, имеющих место при движении капельной жидкости по тому или иному руслу.

Задачей гидродинамики является освещение упомянутых законов и явлений с достаточной полнотой и строгостью, удовлетворяющей практические запросы производства на данном этапе развития науки и техники.

В ряде случаев, не поддающихся строгому математическому анализу, гидравлика (как уже упомянуто) становится широко на экспериментальный путь и добывается практически приемлемых обобщений.

Рассматриваемые виды движения жидкости

При движении жидкости из механических элементов, свойственных каждой отдельной частице ее, кроме напряжения (давления), испытываемого со стороны окружающей массы жидкости и со стороны внешних сил (напряжение это в отличие от гидростатического, назовем гидродинамическим), введем в круг нашего рассмотрения также и скорость (v) движения этой частицы.



Чертеж 32

Рассмотрим некоторую точку A , определяемую координатами (X, Y, Z) .

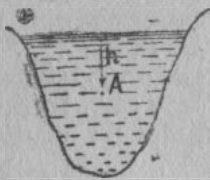
При движении жидкости через эту точку (черт. 32), сменяя одна другую, пробегают последовательно и непрерывно частицы жидкости.

Приходя в точку A , частица жидкости будет обладать определенным гидродинамиче-

ским напряжением (P_a) и определенной скоростью ($v_a \frac{м}{сек.}$). Каждая следующая частица жидкости к моменту прихода ее в ту же точку A может иметь, в зависимости от условий движения, или те же значения P_a и v_a , что и предыдущая частица или новые.

Первый случай движения жидкости, когда напряжение и скорость движения частиц жидкости в данной точке пространства остаются неизменными независимо от времени, носит название установившегося движения.

Установившееся движение, следовательно характеризуется постоянством механических свойств жидкости в данной точке пространства, определяемой координатами (X, Y, Z) . До прихода в данную точку A и после ухода из нее частица жидкости может иметь другие механические показатели ρ и v .



Чертеж 33

Нетрудно заметить, что постоянство напряжения (давления) — ρ в данной точке A приводит нас к постоянству глубины (h) погружения (черт. 33) этой точки под уровень жидкости, что равносильно постоянству площади поперечного сечения, включающего точку A (ω_a) и, при постоянной скорости отдельных частиц жидкости, к постоянству расхода (Q) в данном сечении.

$$\omega_a \cdot v_a = Q_a = \text{Const.}$$

Так как каждое следующее сечение пропускает через себя то же количество жидкости, которое предварительно прошло через предыдущее сечение, то, принимая во внимание неразрывность движения жидкости, мы должны прийти к выводу, что установившееся движение должно характеризоваться, вообще, постоянством расхода жидкости в единицу времени, что можно выразить в виде:

$$\omega_a v_a = \omega_2 v_2 \dots = \omega \cdot v = Q = \text{Const.} \dots (24)$$

Очевидно, что при установившемся движении всякое изменение в площади живого сечения (ω) должно сопровождаться обязательным изменением скорости (v) так, что расход $Q = \omega \cdot v$ сохраняется постоянным (скорости обратно пропорциональны площади сечения).

Движение жидкости, при котором не сохраняются отмеченные особенности, при котором в различные моменты времени (t) частицы жидкости проходят точку A (черт. 33) не с постоянными значениями ρ и v , а с различными, называется неустановившимся движением.

Возвращаясь к установившемуся движению жидкости, отметим, что, при движении жидкости по руслу постоянного сечения (например, по трубе определенного диаметра), скорость движения должна быть также постоянной.

$$v = \text{Const.} \dots (25)$$

и налицо тогда частный случай установившегося движения — равномерное движение.

Таким образом движение жидкости подразделим на:

I) Неустановившееся $\omega \neq \text{Const}$, $v \neq \text{Const}$; $\omega \cdot v \neq \text{Const}$

и II) Установившееся, при чем последнее мыслится в виде или:

а) установившегося равномерного движения $\omega = \text{Const}$, $v = \text{Const}$, $\omega \cdot v = \text{Const}$, или б) установившегося неравномерного движения $\omega \neq \text{Const}$, $v \neq \text{Const}$, $\omega \cdot v = \text{Const}$.

В дальнейшем изложении мы будем касаться, главным образом, движения жидкости установившегося; при чем изучение материала в части общих положений проведем по 3-м темам:

I) Установившееся движение идеальной жидкости (уравнение Даниила Бернулли).

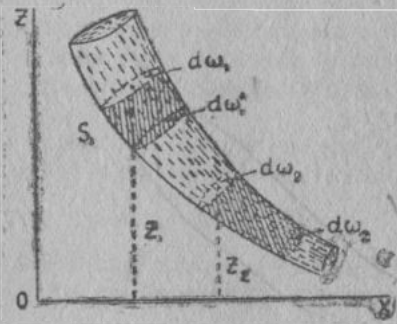
II) Установившееся движение реальной жидкости.

III) Сопrotivления движению жидкости.

1. Установившееся движение идеальной жидкости

Уравнение Бернулли для элементарной струйки идеальной жидкости

Пусть имеем (черт. 34) элементарную струйку, выделенную из движущегося потока, следуя траекториям частиц жидкости, начиная с некоторого б. м. сечения $d\omega_1$, до б. малого же сечения $d\omega_2$ траекториям движения. Зафиксированная между бесконечно малыми сечениями масса жидкости (отсек жидкости) через б. малый промежуток времени dt переместится из прежнего положения в другое, имеющее уже концевые площадки $d\omega'_1$ и $d\omega'_2$. В силу установившегося характера движения объем жидкости, прошедший за время dt через сечение $d\omega$, равен объему жидкости, прошедшему за то же время через сечение $d\omega_2$, при чем каждое из этих сечений жидкость проходит с определенными скоростями v_1 и v_2 в секунду.



Чертеж 34

Через сечение $d\omega_1$ за время dt , при скорости v_1 в секунду, пройдет объем жидкости $d\omega_1 v_1 dt = qdt$, масса которого выра-

жаются в виде $\frac{\gamma}{g} q dt$ (I), где γ — вес единицы объема, а g — ускорение силы тяжести. Через сечение $d\omega_2$ за то же время пройдет объем $d\omega_2 \cdot v_2 dt = qdt$ с массой

$$\frac{\gamma}{g} qdt \quad (II)$$

где $q = d\omega_1 v_1 = d\omega_2 v_2$ — расход жидкости в единицу времени через сечение.

При этом живая сила массы (I) и (II) соответственно равна:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{g} qdt \right) v_1^2 \quad \text{и} \quad \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{g} qdt \right) v_2^2,$$

а приращение живой силы — рассмотренной нами движущейся системы материальных точек будет:

$$\left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \gamma qdt \dots (26)$$

Но, как известно, приращение живой силы движущейся системы материальных точек за некоторый промежуток времени равно сумме работ всех сил, действовавших на эту систему за тот же промежуток времени, и поэтому займемся определением всех сил имеющихся налицо и их работы, чтобы приравнять их значение выражению (26).

Из сил, действующих на выделенный нами отсек жидкости, имеем:

- а) силы давления на грани $d\omega_1$ и $d\omega_2$;
- б) силы давления на боковую поверхность;
- в) силы тяжести или веса.

Рассмотрим работу этих сил в направлении траекторий движения.

1) Сила давления на грань $d\omega_1$ равна $p_1 \cdot d\omega_1$ (если через p_1 обозначить напряжение в точках этого сечения) и дает работу

$$P_1 d\omega_1 S_1 = P_1 qdt, \quad \text{т. к. } d\omega_1 S_1 = qdt.$$

2) Аналогично сила давления на грань $d\omega_2$ дает работу (направленную против течения).

$$p_2 d\omega_2 S_2 = -p_2 qdt$$

3) Силы давления на боковую поверхность как перпендикулярные траектории движения дадут работу равную нулю.

4) Работа силы тяжести равносильна работе по перемещению объема жидкости qdt из начального положения с высотой Z_1 в

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{const.}$$

положение с высотой Z_2 над некоторой горизонтальной плоскостью и потому равна:

$$\gamma qdt (Z_1 - Z_2).$$

Других сил дающих работу, для случая идеальной жидкости, не имеется и общая сумма работ сил будет:

$$p_1 qdt - p_2 qdt + \gamma qdt (Z_1 - Z_2) \dots (27).$$

Теперь приравняем выражения (26) и (27)

$$\text{имеем } \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \gamma qdt = p_1 qdt - p_2 qdt + \gamma qdt (Z_1 - Z_2)$$

или, сокращая на γqdt и группируя в одну сторону члены с одинаковым указателем,

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \dots (28)$$

Так как сечения $d\omega_1$ и $d\omega_2$ брались нами произвольно, то равенство (28), очевидно, будет справедливо для любых двух сечений данной струйки, что равносильно выражению:

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{const} \dots (28-a)$$

для любых точек струи.

Ур-ние (28-a) и есть т. н. ур-ние Даниила Бернулли, являющееся одним из наиболее важных положений, на которых строится современная гидравлика.

Сущность ур-ния Бернулли Остановимся на более детальном освещении (интерпретации) сущности отдельных слагаемых ур-ния (28-a) Бернулли и на его графическом начертании.

Первый член ур-ния Z геометрически представляет собою высоту положения рассматриваемой точки жидкости над произвольно выбранной горизонтальной плоскостью. Единица веса жидкости, падая с этой высоты, произвела бы работу:

$$1. Z = Z \text{ ед. работы.}$$

Второй член ур-ния $\frac{p}{\gamma}$, как это можно судить из ур-ния

(4-a) и задачи № 2, представляет собою численно некоторую высоту H столба жидкости, который произвел бы в данной точке давление, равное имеющемуся гидродинамическому.

Единица веса жидкости, падая с этой высоты H , произвела бы работу:

$$1 \times \frac{\rho}{\gamma} = \frac{\rho}{\gamma} \text{ ед. работы.}$$

Сумма первых двух членов $\left(Z + \frac{\rho}{\gamma} \right)$ представляет собою, та-

ким образом, потенциальную энергию, заключающуюся в единице веса жидкости, находящейся под гидродинамическим давлением p на высоте Z над некоторой горизонтальной плоскостью.

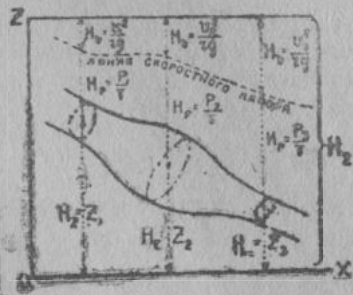
Третий член $\frac{v^2}{2g}$, как известно из механики, представляет ту высоту H_2 , с которой свободно падающее тело приобретает скорость v . Кроме того, не трудно убедиться, что $\frac{v^2}{2g}$ составляет кинетическую энергию одной единицы веса.

Следовательно, все три члена ур-ния Бернулли в сумме дают полную энергию (и потенциальную, и кинетическую) в одной единице веса данной жидкости по отношению к выбранной горизонтальной оси сравнения.

Сохранение постоянства суммы 3-х членов ур-ния (28-а), конечно, не требует постоянства отдельных его слагаемых, и очевидно, что изменение одного из них влечет обязательно изменение другого в соответствующую сторону.

Ур-ние Бернулли дает нам частный случай закона сохранения энергии в природе и иллюстрирует наглядно переход количества в новое качество: так, скажем, уменьшение (количества) скорости в данном сечении вызовет обязательно увеличение давления (новое качество) в этом же сечении.

Графическое изображение ур-ния Бернулли



Чертеж 35

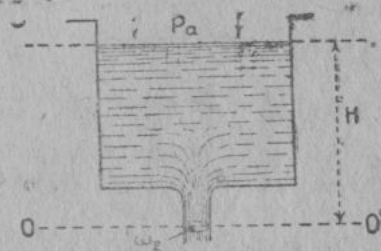
Откладывая в изучаемых точках струи идеальной жидкости (от выбранной оси) значения трех членов ур-ния Бернулли, мы (независимо от точек, даваемых отдельными членами) получим концы суммарно отложенных векторов на одной прямой линии (черт. 35), параллельной оси OX и называемой напорной линией.

Линия, соединяющая концы векторов $\frac{p}{\gamma}$ т. н. пьезометрическая линия, может получиться и криволинейной. Сумма трех вы-

сот (высоты положения, высоты давления и скоростного напора) равная $Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$ графически изображается общей высотой H_2 (черт. 35), показывающей т. н. полный или гидродинамический напор.

Ур-ние (28, 28-а) и последующие рассуждения относятся к случаю движения идеальной жидкости и потому практического значения (непосредственного в таком виде) не имеет. Однако для уяснения сущности явления, характера компонентов ур-ния Бернулли и техники его применения, приводим нижеследующие задачи для фиктивных условий движения идеальной жидкости.

Задача № 30. Определить скорость истечения идеальной жидкости из отверстия сосуда ω_2 и ее расход при условии, что: 1) уровень жидкости в сосуде поддерживается постоянно на высоте H над выходным отверстием, 2) площадь сечения самого сосуда $= \Omega$, 3) жидкость в сосуде находится под давлением атмосферы.



Чертеж 36

Выберем две точки жидкости: одну на свободной поверхности и другую в выходном отверстии.

Обозначим через:

v_1 — скорость движения жидкости в пределах самого сосуда по пути к отверстию, т. н. „скорость подхода“.

v_2 — искомая скорость в выходном отверстии и напишем уравнение Бернулли для выбранных 2-х точек, приняв за ось сравнения OO' (черт. 36),

$$H + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = 0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g};$$

откуда

$$v_2 = \sqrt{2g \left(H + \frac{v_1^2}{2g} \right)} \dots \dots \dots (29)$$

Если площадь сосуда Ω достаточно велика, то жидкость притекающая к отверстию, не будет вызывать практически заметной скорости на свободной поверхности, уровень которой; как уже упоминалось, поддерживается на постоянной высоте.

Тогда $v_1 \approx 0$ и ур-ние (29) перепишется в виде:

$$v_2 = \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (29-а)$$

т. н. ф-ла Торичелли, полученная последним опытным путем в XVII столетии (1643 г.)

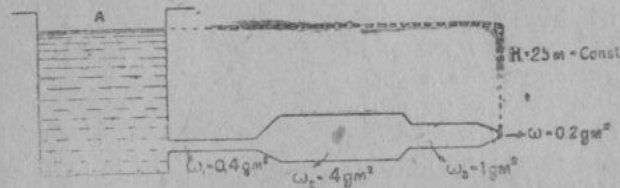
Секундный расход идеальной жидкости (Q) через отверстие ω_2 получим как произведение площади вытекающей струи на ее скорость в этом сечении, т. е.:

$$Q = \omega_2 v_2 = \omega_2 \sqrt{2g \left(H + \frac{v_1^2}{2g} \right)}$$

а, при $v_1 = 0$

$$Q = \omega_2 \sqrt{2gh}$$

Задача № 31* Идеальная жидкость под постоянным напором $H = 25$ м вытекает из резервуара A через трубу переменного сечения, указанного на чертеже 37.

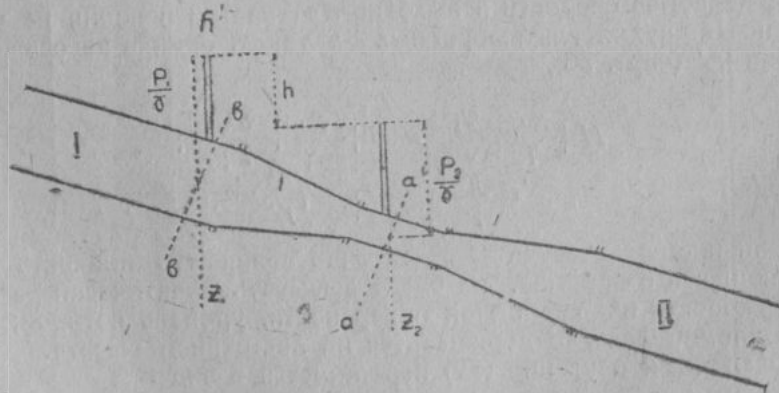


Чертеж 37.

Определить скорость истечения, и построить напорную и пьезометрическую линии.

Ответ: $v_1 = 22,15 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$; $Q = 44,3 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$

Задача № 32. Ознакомиться с действием водомера Вентури.



Чертеж 38

Между трубами I и II вставлена более узкая трубка A , при чем переход как с I-й трубы в узкую трубку A так и из последней во II-ю трубу осуществлен плавный.

Напишем ур-ние Бернулли для 2-х сечений bb' и aa' с площадями Ω в первом и ω во втором случае:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Обозначив расход по трубе $= Q$, имеем:

$$v_1 = \frac{Q}{\Omega} \quad \text{и} \quad v_2 = \frac{Q}{\omega}$$

Ур-ние Бернулли при сделанных обозначениях, замечая по

чертежу, что $\left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = h$, перепишем так:

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega^2} - \frac{1}{\Omega^2} \right)$$

Откуда

$$Q = \sqrt{\frac{2g\Omega^2\omega^2}{\Omega^2 - \omega^2}} \cdot \sqrt{h}$$

или обозначая $\sqrt{\frac{2g\Omega^2\omega^2}{\Omega^2 - \omega^2}} = K$ имеем $Q = K\sqrt{h}$

Легко заметить, что в состав значения $K = \sqrt{\frac{2g\Omega^2\omega^2}{\Omega^2 - \omega^2}}$ входят

лишь постоянные элементы, присущие данному размеру труб, из которых устроен водомер.

Тогда достаточно фиксировать лишь разность высот (h) показаний 2-х пьезометров, вставленных до сужения трубы и в самой узкой части, чтобы, умножением на постоянный коэффициент K , узнавать количество протекаемой воды.

В действительности при реальных условиях количество протекающей в единицу времени жидкости будет несколько иное из-за наличия сил трения. Вид же формулы $Q = K\sqrt{h}$ сохранится, но в коэффициент водомера K придется вводить некоторую поправку.

§ 2. Установившееся движение реальной жидкости

Особенности движения реальной жидкости. Режим движений

Как уже было отмечено во введении, движение реальной жидкости существенно отличается от движения идеальной жидкости наличием сил трения как между частицами жидкости внутри струи,

так и по всей поверхности соприкосновения жидкости с окружающими ее стенками русла.

Выводы, сделанные для струйки идеальной жидкости, поэтому могут быть применяемы в реальных условиях только при условии введения в уравнения каких-то поправок, учитывающих новый фактор—внутреннее и внешнее трение. Определение сущности и размера этих сил трения является одной из важнейших задач гидравлики.

При движении жидкости частицы ее, непосредственно прилегающие к стенкам, обволакивают последние (прилипают) благодаря вязкости жидкости; скорость этих частиц равна нулю. Ближе лежащие частицы испытывают от них некоторое тормозящее действие, ослабевающее по мере удаления от этих стенок.

Движение жидкости в разных расстояниях от стенок поэтому должно происходить с различной скоростью и по поверхности соприкосновения слоев жидкости, обладающих разной скоростью, развиваются силы трения или вязкости, при чем напряжения сил внутреннего трения по данным опытов, при прочих равных условиях, пропорциональны относительной скорости перемещения слоев жидкости.

Если обозначим скорость двух бесконечно близких слоев жидкости, отстоящих на расстоянии dn друг от друга, соответственно через u и $u+du$, то относительное изменение скорости будет равно $\frac{du}{dn}$ и высказанное выше положение о пропорциональности напряжения сил трения и относительной скорости может быть записано в виде:

$$\tau = \mu \frac{du}{dn}$$

Где τ —напряжение сил трения или сила трения на единице поверхности; $\frac{du}{dn}$ —относительное изменение скорости или градиент скорости, а μ —некоторый коэффициент пропорциональности.

Очевидно, что коэффициент μ должен отражать свойства самой жидкости проявлять силы трения. Это свойство принято называть вязкостью и поэтому коэффициент μ называют коэффициентом вязкости, характеризующим данную жидкость в определенных условиях (температура и прочее).

Наиболее тщательно изучены значения коэффициента вязкости для воды блестящими опытами Пуазейля (*Poiseuille*). Из его опытов можно получить выражение коэффициента вязкости в виде

$$\mu = \frac{0,0178\rho^2}{1+0,0337.T+0,000221.T^2} \frac{\text{динна сек}}{\text{см}^2}$$

где ρ —плотность воды при данной температуре, а T —температура воды в градусах Цельсия.

Назовем отношение коэффициента вязкости к плотности—кинематической вязкостью и обозначим ее

$$\frac{\mu}{\rho} = \nu$$

Тогда для коэффициента кинематической вязкости получим выражение

$$\nu = \frac{0,0178\rho}{1+0,0337.T+0,000221.T^2} \frac{\text{см}^2}{\text{сек}}$$

Можно привести следующую табличку значений ν для воды при различной температуре*.

T^0	$\nu \left(\frac{\text{см}^2}{\text{сек}} \right)$	T^0	$\nu \left(\frac{\text{см}^2}{\text{сек}} \right)$	T^0	$\nu \left(\frac{\text{см}^2}{\text{сек}} \right)$
0	0,0178	12	0,0124	30	0,0081
5	0,0152	15	0,0114	40	0,0066
10	0,0131	20	0,0101	50	0,0055

Изучение условий протекания реальной жидкости рядом исследователей и, в особенности, тщательные наблюдения английского физика Осборн-Рейнольдса (1883 г.), впоследствии многократно проверенные, приводят к заключению о наличии двух типов движения реальной жидкости.

Один тип характеризуется тем, что частицы жидкости движутся в виде отдельных не перемешивающихся между собою струек; тип параллельно-струйчатого или т. н. ламинарного движения.

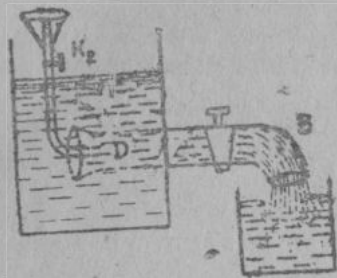
Второй тип характеризуется постоянным перемешиванием частиц при движении, наличием вихрей, водоворотов; это тип беспорядочного, вихревого, или т. н. турбулентного движения.

Для более ясного представления обоих типов движения приведем схематическое изложение опытов Рейнольдса (черт. 39).

Из резервуара вода может выливаться через трубу AB с краем K . Вода в резервуаре поддерживается все время на одном уровне.

Открывая выходной кран K на различную величину, можно получать в трубе AB движение с различной скоростью. В трубу

* См. Проф. Павловский Н. Н. „Гидравлика“, ч. 1.



Чертеж 39

AB, через воронку *C* с подводящей трубочкой, может вводиться какое-либо красящее вещество, подача которого регулируется краном K_2 .

Наблюдения показывают, что при малых скоростях движения воды (малое открытие крана K) пускаемая из сопла D в трубу AB струйка краски проходит на всем протяжении трубы до выхода в виде ясно заметной отдельной струйки, не смешиваясь (не окрашивая) с остальной массой воды.

Такое положение наблюдается и при дальнейшем открывании крана K (увеличение скорости), но до некоторого определенного момента, после которого характер движения резко меняется: пущенная из сопла струйка краски получает неправильные вихреобразные движения и вскоре вся жидкость в трубе AB равномерно окрашивается.

В результате своих наблюдений над течением жидкости в гладких трубах, Рейнольдс пришел к выводу, что тот или иной режим движения в основном зависит от следующих главных факторов:

а) от диаметра— d , б) от средней скорости— v и в) от кинематической вязкости жидкости— ν , при чем увеличением первых двух факторов или уменьшением третьего создаются условия для перехода от ламинарного режима к турбулентному.

Таким образом мы видим, что с увеличением численного значения выражения:

$$\frac{v \cdot d}{\nu}$$

создаются условия для турбулентного режима в гладких трубах, а с уменьшением его для ламинарного.

Число и критерий Рейнольдса

Упомянутое выражение, называемое числом Рейнольдса, обозначим:

$$N = \frac{v \cdot d}{\nu}$$

при чем заметим, что это число N является безразмерным, т. к.

числитель имеет размерность $\frac{\text{см. см.}}{\text{сек.}}$ а знаменатель $\frac{\text{см}^2}{\text{сек.}}$

Опытами же установлено, что поток, находившийся в условиях ламинарного режима, с увеличением числа Рейнольдса N до некоторого вполне определенного предела продолжает оста-

ваться ламинарным, а при переходе значения N через некоторую границу режим становится не ламинарным.

Это значение числа Рейнольдса, при котором ламинарный режим переходит в турбулентный, назовем критическим числом Рейнольдса (нижним) и будем его обозначать $N_{кр}$.

При уменьшении числа N в потоке с турбулентным режимом также наступает некоторая граница, после которой режим меняется на ламинарный, это значение назовем верхним критическим числом $N'_{кр}$.

Критические числа Рейнольдса $N_{кр}$ и $N'_{кр}$ —не совпадают, что позволяет сделать следующие выводы:

- 1) при $N > N'_{кр}$ — налицо устойчиво турбулентный режим;
- 2) при $N < N_{кр}$ — налицо устойчиво ламинарный режим
- и 3) при $N_{кр} < N < N'_{кр}$ режим — неустойчив и может быть и турбулентным и ламинарным, сохраняя, так сказать, по инерции свое положение до этого момента.

Численные значения критических чисел Рейнольдса по его опытам равны для круглых гладких труб

$$N_{кр} \cong 500$$

$$N'_{кр} \cong 3000,$$

Для гладких весьма широких каналов по опытам Порфа $N_{кр} \cong 300$.

Вполне понятно, что тот или иной режим движения жидкости будет сопровождаться далеко неодинаковым проявлением сил трения.

В этом отношении турбулентный режим, характерный беспорядочным (вихревым) движением частиц, безусловно, должен вызвать заметно большие силы трения, чем ламинарный.

Очевидно, что для каждого из этих режимов в отдельности следует рассмотреть вопрос и установить пути к расчету количественного выражения сил трения при движении.

Но в виду того, что в практической гидротехнике мы почти исключительно имеем дело с турбулентным режимом, мы в дальнейшем останавливаемся лишь на последнем режиме*.

Наличие турбулентного режима значительно осложняет и затрудняет поставленную выше задачу выражения характера, сущности и количественного выражения сил внутреннего и внешнего трения.

К сожалению теоретическая изученность этого вопроса совершенно ничтожна и прикладная гидравлика в этой части построена почти исключительно на эмпирических данных.

* Последние работы проф. Прандля показывают большую сложность режима движения жидкости и, в частности, допускают наличие одновременно и турбулентного режима и ламинарного (у стенок). В русской литературе подробнее с этим вопросом можно ознакомиться в трудах проф. Н. Н. Павловского.

Не останавливаясь пока на достигнутых результатах опытных работ, рассмотрим применение ур-ния Бернулли для струйки реальной жидкости в общем виде.

Ур-ние Бернулли для струйки реальной жидкости

рической интерпретации) к постоянству гидродинамического напора N_r (черт. 36).

При движении реальной струи, движении преодолевающим возникающие силы трения, запас удельной энергии, который мы застаем у струйки в каком-либо ее сечении и фиксируемый определенным значением полного напора N_r , не может остаться без изменения при переходе жидкости в другое сечение. Часть этого запаса, неизбежно будет затрачена на преодоление всех сил трения как внутренних, так и внешних, возникающих по пути движения струи.

Часть гидродинамического напора (N_r), которая будет затрачена на преодоление трения, обозначим $\Sigma h_{тр.}$ (сумма потерь на сопротивление) и будем называть „потерянный напор“.

На основе высказанных соображений, правая часть ур-ния (28), примененного к реальной жидкости, не будет уже равна левой части, а будет меньше ее как раз на введенную нами величину потерянного напора.

Очевидно, что, прибавляя к правой части ур-ния (28) член $\Sigma h_{тр.}$, мы равенство сохраним и получим:

для условий движения струи реальной жидкости ур-ние Бернулли в виде:

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{тр.} \dots (30)$$

Ур-ние Бернулли для целого потока

ующие трудности:

1. Вследствие вязкости жидкости частицы ее у стен русла движутся несколько замедленно; дальше от стенок замедляющее действие отсутствует и таким образом в разных точках сечения скорости (местные)—различны.

2. Скорости определенных струек между собою не всегда будут параллельны, что особенно заметно будет при резких расширениях, сужениях, при крутых поворотах и т. д.

Естественно, что применять ур-ние Бернулли к целому потоку можно только в том случае, если (в пределах тех мест, где мы берем поперечное сечение) движение носит характер параллельных струй.

Ур-ние (28) для струйки идеальной жидкости привело нас к постоянству удельной энергии струйки в любом ее сечении или (в геомет-

рической интерпретации) к постоянству гидродинамического напора N_r (черт. 36).

При движении реальной струи, движении преодолевающим возникающие силы трения, запас удельной энергии, который мы застаем у струйки в каком-либо ее сечении и фиксируемый определенным значением полного напора N_r , не может остаться без изменения при переходе жидкости в другое сечение. Часть этого запаса, неизбежно будет затрачена на преодоление всех сил трения как внутренних, так и внешних, возникающих по пути движения струи.

Часть гидродинамического напора (N_r), которая будет затрачена на преодоление трения, обозначим $\Sigma h_{тр.}$ (сумма потерь на сопротивление) и будем называть „потерянный напор“.

На основе высказанных соображений, правая часть ур-ния (28), примененного к реальной жидкости, не будет уже равна левой части, а будет меньше ее как раз на введенную нами величину потерянного напора.

Очевидно, что, прибавляя к правой части ур-ния (28) член $\Sigma h_{тр.}$, мы равенство сохраним и получим:

для условий движения струи реальной жидкости ур-ние Бернулли в виде:

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{тр.} \dots (30)$$

Ур-ние Бернулли для целого потока

ующие трудности:

1. Вследствие вязкости жидкости частицы ее у стен русла движутся несколько замедленно; дальше от стенок замедляющее действие отсутствует и таким образом в разных точках сечения скорости (местные)—различны.

2. Скорости определенных струек между собою не всегда будут параллельны, что особенно заметно будет при резких расширениях, сужениях, при крутых поворотах и т. д.

Естественно, что применять ур-ние Бернулли к целому потоку можно только в том случае, если (в пределах тех мест, где мы берем поперечное сечение) движение носит характер параллельных струй.

Что касается неодинаковости скоростей движения в отдельных точках в пределах одного и того же сечения, то выход из этого положения находят, оперируя с так называемой средней скоростью данного сечения.

Под средней скоростью при этом полагают такую скорость движения, при которой через данное поперечное сечение ω обеспечивается тот же расход, который имеется при наличии разных скоростей v в отдельных элементах площади сечения ($d\omega$), т. е. полагают:

$$\Sigma d\omega v = \omega \cdot v_{cp.} = Q \dots (31)$$

Однако замена отдельных скоростей v через среднюю скорость $v_{cp.}$ для всего сечения ведет к ошибке в вычислении живой силы, которая была положена в основу общего вывода ур-ния Бернулли.

В самом деле, за время dt при скорости $v_{cp.}$ в секунду через сечение ω пройдет объем $Q = \omega \cdot v_{cp.} \cdot dt$. Живая сила его массы есть:

$$\frac{\gamma}{g} \omega \cdot v_{cp.} \cdot dt \cdot \frac{v_{cp.}^2}{2} = \frac{\gamma \cdot dt}{2g} \omega \cdot v_{cp.}^3 \dots (32)$$

На самом же деле живую силу нужно бы вычислять, как сумму живых сил масс жидкости, проходящих за то же время dt через элементы площади со своей скоростью v , в виде:

$$\Sigma \frac{\gamma}{g} d\omega \cdot v \cdot dt \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{\gamma \cdot dt}{2g} \cdot \Sigma d\omega \cdot v^3 \dots (33)$$

где v скорость в данном элементе площади, отличающаяся в ту или иную сторону от значения $v_{cp.}$ на величину Δv , т. е.

$$v = v_{cp.} + \Delta v$$

Преобразуем (33).

$$\begin{aligned} \frac{\gamma \cdot dt}{2g} \Sigma d\omega \cdot v^3 &= \frac{\gamma \cdot dt}{2g} \Sigma (v_{cp.} + \Delta v)^3 \cdot d\omega = \\ \frac{\gamma \cdot dt}{2g} [\Sigma v_{cp.}^3 \cdot d\omega + 3 \Sigma v_{cp.}^2 \cdot \Delta v \cdot d\omega + 3 \Sigma v_{cp.} \cdot \Delta v^2 \cdot d\omega + \Sigma \Delta v^3 \cdot d\omega] &= \\ = \frac{\gamma \cdot dt}{2g} [v_{cp.}^3 \cdot \Sigma d\omega + S] &= \frac{\gamma \cdot dt}{2g} (v_{cp.}^3 \omega + S) \dots (34) \end{aligned}$$

где значением S показана сумма последних 3-х членов в квадратных скобках.

Сравнивая (32) с (34) видим, что значения живой силы, обозначаемые обоими уравнениями, были-бы одинаковы только при условии $S=0$.

На самом же деле $S=3 \Sigma v_{cp.}^2 \cdot \Delta v \cdot d\omega + 3 \Sigma v_{cp.} \cdot \Delta v^2 \cdot d\omega + \Sigma \Delta v^3 \cdot d\omega$, нулю не равно, а всегда равно некоторой положительной величине.

Следовательно, вычисляя живую силу по средней скорости v_{cp} , мы получаем ее значение преуменьшенным против действительного, а потому, для получения правильных результатов, оно будет нуждаться в умножении на некоторый коэффициент (корректив) — α больше единицы.*

Выражение удельной живой силы (отнесенное к 1 кг) в ур-нии Бернулли $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ для целого потока примет вид $\alpha \cdot \frac{v_{cp}^2}{2g}$, а все ур-ние будет:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha \frac{v_{1cp}^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha \frac{v_{2cp}^2}{2g} + \Sigma h_{mp} \dots (35)$$

где Z и $\frac{p}{\gamma}$ в обеих частях ур-ния нужно брать для однородных точек, например, для центров тяжести каждого из поперечных сечений.

§ 3. Сопротивления движению

Имея установленными ур-ния (30) и (35) для движения реальной струи жидкости и целого потока плавно изменяющегося, займемся выяснением практических путей для вычисления значения члена Σh_{mp} — напора потерянного на преодоление трения.

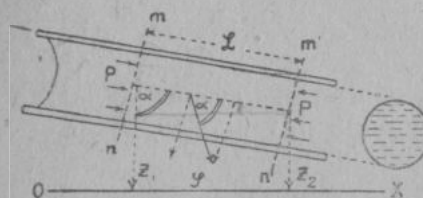
По характеру трения можно выделить два вида потерь напора: а) потери систематические, сопутствующие процессу движения жидкости на всем протяжении пути, на каждой единице этого пути, например, потери напора на преодоление трения воды о стенки трубопровода. Будем такие потери называть „путевыми потерями“ и обозначать $h_{пут.}$

б) потери местные, возникающие только в каком-либо локализованном месте, при прохождении жидкостью какого либо местного препятствия: скажем, потери при проходе жидкости через колено трубы, через клапан, через фильтрующую сетку, через внезапное (резкое) изменение русла и т. д. Такие потери напора будем называть „местными потерями“ и обозначать также буквой h с соответствующим при ней указателем. Например, потерю напора в кране обозначим $h_{кр.}$ и т. п.

Путевые потери напора при равномерном движении жидкости Равномерное движение есть частный случай установившегося движения, когда средняя скорость является постоянной во всех поперечных сечениях русла, что имеет место при установившемся дви-

* Опытные данные дают численное значение корректива α около 1,1.

жении жидкости на участках русла равного поперечного сечения.



Чертеж 40

Выделенный отсек жидкости находится под действием следующих сил:

Действующие силы:

1. Гидродинамические давления на площадь ω поперечного сечения mn и $m'n'$ равные $p_0'\omega - p_0''\omega$.
2. Собственный вес отсека

$$G = \gamma \cdot \omega \cdot L,$$

направленный вертикально вниз и составляющий с осью угол α .

3. Трение жидкости по всей поверхности соприкосновения со стенками (смоченная поверхность), равное

$$\tau \cdot \chi \cdot L$$

где τ — сила трения на единице поверхности, χ — периметр поперечного смоченного сечения, $\chi \cdot L$ — смоченная поверхность.

Воздействие стенок на жидкость в виде реакции на давление жидкости не вводит в расчет, как направленные \perp стенкам, а следовательно и \perp оси движения.

Напишем равенство нулю проекций сил:

$$(p_0' - p_0'') \cdot \omega + \gamma \cdot \omega (z_1 - z_2) - \tau \cdot \chi \cdot L = 0,$$

или

$$\left(\frac{p_0'}{\gamma} + z_1\right) - \left(\frac{p_0''}{\gamma} + z_2\right) = \frac{\tau \cdot \chi}{\gamma \cdot \omega} \cdot L \dots (36).$$

Рассмотрим (черт. 40) некоторый объем жидкости (отсек) между двумя поперечными сечениями mn и $m'n'$ протяжением L по оси движения потока.

Так как выделенный отсек жидкости находится в равномерном движении, то, следовательно, приложенные к нему силы уравниваются и проекции сил на любую ось будут равны нулю.

Выделенный отсек жидкости находится под действием следующих сил:

Их проекции на ось движения:

1. Проектируются на всю величину силы

$$p_0'\omega - p_0''\omega = (p_0' - p_0'')\omega.$$

2. Проекция силы веса G дает составляющую силу по оси движения

$$\gamma \omega \cdot L \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot \omega \cdot L \cdot \frac{z_1 - z_2}{L} = \gamma \cdot \omega \cdot (z_1 - z_2)$$

3. Силы трения в конечном итоге направлены прямопротивоположно движению и проекция их будет

$$-\tau \cdot \chi \cdot L.$$

Имея ур-ние (36), сравним его с ур-нием Бернулли, которое напишем для рассматриваемого случая (черт. 40) в виде:

$$Z_1 + \frac{p_0'}{\gamma} + \frac{v_{ср.}^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_0''}{\gamma} + \frac{v_{ср.}^2}{2g} + \Sigma h_{тр.}$$

или
$$\left(z_1 + \frac{p_0'}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_0''}{\gamma} \right) = \Sigma h_{тр.} \dots \dots \dots (37).$$

Это сравнение дает нам право, по равенству левых частей записать равенство правых частей ур-ний и, таким образом, получить выражение для путевых потерь напора

$$\Sigma h_{тр.} = \frac{\tau}{\gamma} \cdot \frac{\chi}{\omega} L \dots \dots \dots (38),$$

а для значения силы сопротивления движению

$$\frac{\tau}{\gamma} = \frac{\omega}{\chi} \cdot \frac{\Sigma h_{тр.}}{L} \dots \dots \dots (39)$$

Первый сомножитель последнего ур-ния $\frac{\omega}{\chi}$ представляет собой

отношение площади живого сечения ω к смоченному периметру χ , которое называется гидравлическим радиусом— R .

$$\frac{\omega}{\chi} = R$$

второй сомножитель $\frac{\Sigma h_{тр.}}{L}$ дает

отношение потеряннго напора к длине пути движения и называется гидравлическим уклоном— i .

$$\frac{\Sigma h_{тр.}}{L} = i.$$

Выяснение зависимости $\frac{\tau}{\gamma}$ от условий движения жидкости стало предметом многочисленных опытных исследований. В результате экспериментальных наблюдений французского инженера Дагсу над трубами парижского водопровода (1849—1851 г. г.) и ряда последующих опытов (Лампе, Смита, Мерчинга и др.), установлено, что, при разных скоростях, имевших место при постановке опытов и соответствовавших турбулентному режиму, сила трения примерно пропорциональна в **второй** степени (квадрату) средней скорости движения.

Выразим результат упомянутых опытов в виде зависимости

$$\frac{\tau}{\gamma} = b \cdot v^2 \dots \dots \dots (40)$$

где b — некоторый коэффициент пропорциональности, различный для различных типов трущихся поверхностей.

Известный гидравлик-экспериментатор Weisbach предложил для определения величины потеряннго напора пользоваться ур-нием (38) с заменой $\frac{\tau}{\gamma}$ по (40) со следующим его преобразованием.

$$\Sigma h_{тр.} = b \cdot v^2 \cdot \frac{\chi}{\omega} L = b \cdot v^2 \cdot \frac{L}{R}; \dots \dots \dots (41);$$

умножаем и делим правую часть на $8g$

$$\Sigma h_{тр.} = 8gb \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} = \lambda \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} = \xi \frac{v^2}{2g},$$

где $\lambda = 8gb$, а $\xi = \frac{\lambda \cdot L}{4R}$;

ур-ние Weisbach'a

$$\Sigma h_{тр.} = \lambda \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} = \xi \frac{v^2}{2g}; \dots \dots \dots (42)$$

очень удобно для вычисления потеряннго напора в виду прямой зависимости от скоростного напора $\frac{v^2}{2g}$ через некоторый коэффициент ξ , который получил название коэффициента сопротивления.

Не останавливаясь пока на других, кроме Weisbach'a, выражениях для вычисления потеряннго напора (которым более подробно займемся в последующих заданиях), приспособим ур-ние (42) для частного случая—движения жидкости по круглой трубе с заполнением всего ее поперечного сечения.

В этом случае для круглой трубы имеем:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4}; \chi = \pi d; R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi d^2}{4 \cdot \pi d} = \frac{d}{4}.$$

Подставим значение $R = \frac{1}{4} d$ в ур-ние (42) и получим:

$$\Sigma h_{тр.} = \lambda \cdot \frac{L}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} = \lambda \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (43).$$

Итак, по Вейсбаху:

Потерянный напор при движении жидкости по круглому сечению

$$h_{пут.} = \lambda \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

и коэффициент сопротивления при этом

$$\xi_{пут.} = \lambda \cdot \frac{L}{d}$$

Дарсу, на основе своих многочисленных опытов над движением воды в чистых чугунных трубах, дает для определения λ формулу

$$\lambda = 0,02 \left(1 + \frac{1}{40d} \right) \dots \dots \dots (44)$$

где d — диаметр трубы в метрах.

Сонпе, изучая влияние загрязнения стенок труб от употребления на характер трения, ввел поправочные коэффициенты σ , зависящие от диаметра, на которые при трубах загрязненных нужно умножить λ из ф-лы (44).

Следующая табличка дает значения λ для чистых чугунных труб по Дарсу и для труб, бывших в употреблении с поправкой Сонпе.

d_m	$\lambda_{\text{чист.}}$	σ	$\lambda_{\text{грязн.}}$
0.10	0.0250	2.0	0.0500
0.15	0.0232	1.9	0.0441
0.20	0.0224	1.8	0.0403
0.30	0.0216	1.7	0.0367
0.40	0.0213	1.6	0.0341
0.50	0.0210	1.5	0.0315

Из этой таблички видно, что $\lambda_{\text{чист.}}$ по Дарсу с точностью до второго десятичного знака устойчиво равно 0,02 и потому при расчетах, удовлетворяющихся этой точностью, можно будет пользоваться этим округленным изменением $\lambda = 0,02$.

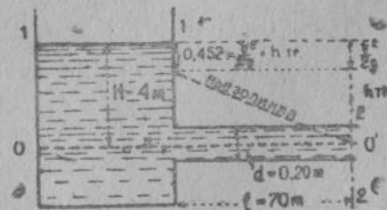
Так как опыты Дарси ограничились лишь трубами с диаметром не более 0,5 метра, то распространять его эмпирическую формулу (44) на большие диаметры нет достаточных оснований.

Отметим, что для труб большего диаметра проф. Бахметев принимает:

$\lambda = 0.025$ для клепанных железных труб.

$\lambda = 0.020$ для чугунных и бетонных.

Задача № 33. Из бака с постоянным напором H по новому прямому трубопроводу постоянного диаметра d вода выливается в атмосферу. Определить скорость истечения воды, секундный расход и построить пьезометрическую линию. Местными потерями пренебрегать. Размеры по черт. № 41.



Чертеж 41

$H + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = 0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{\text{пут}}$; (p_a — атмосфер. давление). Скорость на поверхности сосуда при достаточных его размерах по сравнению с выходным отверстием можно считать близкой к нулю и в расчет не принимать. Тогда:

$$H = \frac{v_2^2}{2g} + h_{\text{пут}} = \frac{v_2^2}{2g} + \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{v_2^2}{2g} = (1 + \zeta) \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\text{и } v_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \zeta}} = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} \cdot \sqrt{2gH}$$

Определим для данного случая численное значение коэффициента сопротивления путевых потерь $\zeta_{\text{пут}}$. Принимая, при данном размер труб, $\lambda = 0.0224$ (см. табл. Дарсу), имеем:

$$\zeta_{\text{пут}} = \lambda \frac{L}{d} = \frac{0,0224 \cdot 70}{0,20} = 7.84.$$

Подставим численные данные и получим скорость истечения

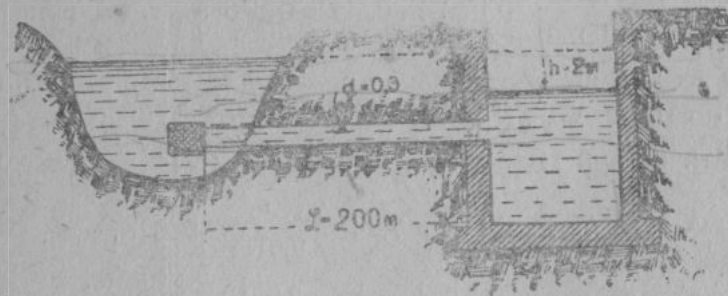
$$v = \sqrt{\frac{1}{1 + 7.84}} \cdot \sqrt{19,624} = 2.98 \text{ м/с.}$$

Площадь выходного отверстия $\omega = \pi r^2 = 3,14 \times 0,10^2 = 0,0314 \text{ м}^2$; через него вода проходит с найденной выше скоростью 2,98 м/с. Тогда найдем секунд. расход:

$$Q = \omega \cdot v = 0,0314 \text{ м}^2 \cdot 2,98 \frac{\text{м}}{\text{сек.}} = 0,0936 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} = 93,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Напомним, что местные потери при решении задачи не учитывались, что, конечно, внесло неточность в решение.

Задача № 34. Пренебрегая местными сопротивлениями (сетка, выход из трубы), определить какое количество воды в секунду



Чертеж 42.

(какой расход) поступает из реки в колодез (черт. 42) в момент, когда разность уровней реки и колодца $h = 2$ м. Размеры на чертеже. Трубы чистые.

Ответ: $v = 1,65 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$; $Q = 116,6 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

За ось сравнения принять уровень воды в колодце. Скоростями на поверхности реки и колодца пренебречь по малости.

Задача № 35. Построить пьезометрическую линию для условий задачи № 33. Напишем уравнение Бернулли для сечений (1—1) и какого-либо любого сечения ($x-x$) трубы (черт. 41)

$$z' + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_x + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{\text{тр.}}$$

или: $H + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{\text{тр.}}$

Т. к. $v_x = v_2$, в виду равного сечения трубы, то последнее равенство перепишем так:

$$\frac{p_x - p_a}{\gamma} = H - \left(\frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{\text{тр.}} \right) \dots \dots \dots (45)$$

где $\Sigma h_{\text{тр.}}$ учитывает путевые потери от резервуара до сечения ($x-x$). Это равенство справедливо для любого сечения трубы. Примем его для места входа и выхода из трубы.

При входе в трубу, т.е. перед началом движения, путевых потерь еще не накопилось (а местные мы пока не принимаем в расчет) и потому к этому сечению $\Sigma h_{\text{тр.}} = 0$ и мы получим по

(45) высоту давления при входе, считая $v_2 = 2,98 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$

$$\frac{p_x - p_a}{\gamma} = 4 - \left(\frac{2,98^2}{19,62} + 0 \right) = 4 - 0,452 = 3,548 \text{ м. т. е. при входе}$$

в трубу из имевшегося напора в 4 м часть его, а именно 0,452 м, затрачена на создание скорости движения.

Аналогично при выходе получим, считая

$$h_{\text{пут.}} = \frac{v^2}{2g} = 7,84 \frac{2,98^2}{29,81} = 3,548 \text{ м,}$$

$$\frac{p - p_a}{\gamma} = 4 - \left(\frac{2,98^2}{19,62} + 7,84 \frac{2,98^2}{19,62} \right) = 0, \text{ т.е.}$$

давление при выходе в атмосферу равно атмосферному.

Таким образом, к концу трубы весь напор израсходован.

Так как труба между входом и выходом совершенно однообразна (в данном случае), то, следовательно, достаточно определение только двух конечных точек пьезолинии.

Откладываем от напорного горизонта (1—1) значения $\left(\frac{v^2}{2g} + \Sigma h_{\text{тр.}} \right)$

в выбранных точках и проводим пьезометрическую линию (черт. 41).

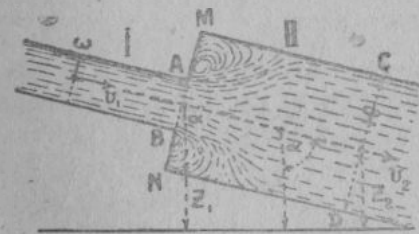
По отрезкам от оси трубы до пьезолинии в любой точке можем судить о гидродинамическом давлении в данном месте трубы

Местные сопротивления

Кроме систематических путевых потерь на трение при движении реальной жидкости, всякое местное изменение условий движения будет также вызывать какую то потерю напора. Из числа причин, вызывающих местные потери, отметим, как наиболее часто могущие встретиться в практике, нижеследующие:

1. Внезапное расширение струи (черт. 43)

Потерю напора при внезапном переходе жидкости из трубы с сечением ω , где она движется со средней скоростью v_1 в трубу с сечением Ω , где она будет двигаться, в виду увеличения сечения, с меньшей скоростью v_2 — можно определить и аналитическим путем.



Чертеж 43

Рассмотрим объем жидкости $MCDNM$ между сечениями AB , где движение сохраняет еще характер движения в трубе первой и сечения CD , где жидкость уже приняла устойчивые формы движения по трубе II-й. (Сечения на расстоянии $Mc=l$). Запишем выражения для гидродинамических давлений, передаваемых со стороны жидкости на объем жидкости $MCDNM = \Omega \cdot l$.

Имеем со стороны сечения AB давление $P_1 = p_1 \Omega$ и со стороны сечения CD $P_2 = p_2 \Omega$, а в итоге $P = (p_1 - p_2) \Omega$, действующая в направлении движения.

Из других сил, действующих в том же направлении для объема Ωl , имеем слагающую силы его веса, как проекцию на ось трубы, равную:

$$G \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot \Omega \cdot l \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot \Omega \cdot (z_1 - z_2).$$

Применим теорему теоретической механики:

Проекция приращения количества движения на какое-либо направление равна сумме импульсов сил, действующих по тому же направлению.

Определим приращение количества движения для объема $NMCDN$.

Через любое поперечное сечение трубы в единицу времени протекает постоянный расход Q , который в сечении AB проходит со скоростью v_1 , а в сечении CD со скоростью v_2 .

Приращение количества движения и проекция его на ось движения, следовательно, будет:

$$\frac{\gamma Q}{g} v_2 - \frac{\gamma Q}{g} v_1 = \frac{\gamma Q}{g} (v_2 - v_1).$$

Теперь приравняем последнее выражение сумме импульсов действующих сил, рассмотренных выше.

Получаем:

$$\frac{\gamma Q}{g} (v_2 - v_1) = (p_1 - p_2) \Omega + \gamma \Omega (z_1 - z_2)$$

или, замечая, что $\Omega = \frac{Q}{v_2}$,

$$\frac{v_2 (v_2 - v_1)}{g} = \frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 \dots \dots \dots (46).$$

Т. к. $v_2 (v_2 - v_1)$ можно представить в виде: $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2} + \frac{(v_1 - v_2)^2}{2}$,

то ур-ние (46) переписывается так:

$$\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} + \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + z_1 - z_2$$

или

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \dots \dots (47).$$

Сравнивая же последнее уравнение с общим ур-нием Бернулли для реальной жидкости, приходим к выводу, что:

$$h_{расш.} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \dots \dots \dots (48)$$

Иначе говоря,

при внезапном увеличении сечения потеря напора на удар равняется напору, соответствующему потерянной скорости.

Высказанное положение носит название теоремы Борда, аналогичной теореме Карно, высказанной последним позднее для потери живой силы при ударе твердых тел.

Ур-ние (48) $h_{расш.} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$ можно переписать в виде:

$$h_{расш.} = \left(\frac{v_2 v_1}{2g v_2} - 1 \right)^2 = \zeta_{расш.} \cdot \frac{v_2^2}{2g} \dots \dots \dots (49)$$

или

$$66 \quad h_{расш.} = \frac{v_1^2}{2g} \left(1 - \frac{v_2}{v_1} \right)^2 = \zeta_{расш.} \cdot \frac{v_1^2}{2g} \dots \dots \dots (49-а)$$

где коэффициент сопротивления $\zeta_{расш.} = \left(\frac{v_1}{v_2} - 1 \right)^2 = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right)^2$ и соответственно $\zeta'_{расш.} \left(1 - \frac{\omega}{\Omega} \right)^2$, т. к. отношение скоростей — обратно пропорционально отношению площадей.

Ур-нение (49) получило структуру вполне идентичную с уравнением (42) для путевых потерь по Вейсбаху, т.е. потери напора на местные сопротивления также выражаются через скоростной напор $\frac{v_2}{2g}$ и через коэффициент сопротивления ζ , значение которого, конечно, различно для разных случаев сопротивления.

2. Внезапное сужение струи (черт. 44)

Выражение как для данного типа местных потерь, так и всех последующих берется в виде уже установленного выше:

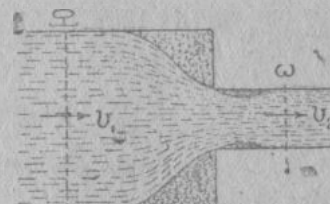
$$h_{мп} = \zeta \frac{v^2}{2g}$$

где v скорость течения непосредственно за местным сопротивлением, а ζ — коэффициент сопротивления.

Для разных типов местных сопротивлений ζ имеет свое значение, определяемое опытным путем. Поэтому, при перечислении дальнейших местных потерь, ограничимся лишь приведением схемы, указанием исследователей явления и значения коэффициента сопротивления.

(Более подробные сведения о местных сопротивлениях и потере напора интересующиеся могут найти в курсе А. И. Астрова „Гидравлика“ М. 1911 г., стр. 229—242).

При внезапном сужении трубы с сечения площадью Ω до сечения ω коэффициент $\zeta_{суж.}$ по Вейсбаху получает, в зависимости от соотношения площадей сечений, следующие значения:

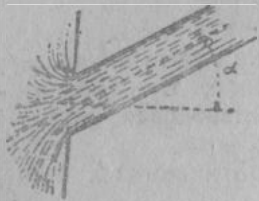


Чертеж 44

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80
$\zeta_{суж.}$	0,50	0,50	0,42	0,33	0,25	0,15

3. Вход в трубу и выход из нее

а) Цилиндрическая труба отходит под углом α (черт. 45). По Weisbach'y:



$$\zeta_{\text{входа}} = 0,505 + 0,303 \operatorname{Sn} \alpha + 0,226 \operatorname{Sn}^2 \alpha$$

б) Труба отходит \perp ; ребра входа острые (черт. 46).

$$\zeta_{\text{входа}} = 0,50.$$

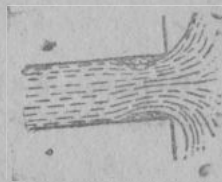
Чертеж 45

Закругление острых ребер при входе значительно понижает коэффициент со-

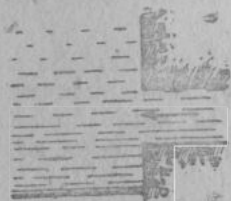
противления ζ и, в зависимости от плавности входа, $\zeta_{\text{входа}} =$ от 0,1 и до 0,04 при особо тщательном и плавном округлении.

в) Выход из трубы в спокойную массу (черт. 17).

Коэффициент сопротивления для показанного на чертеже случая можно получить, рассматривая явление как внезапное расширение струи. Тогда по Борда имеем:



Чертеж 46



Чертеж 47

$$\zeta_{\text{вых.}} = \left(1 - \frac{f}{F}\right)^2$$

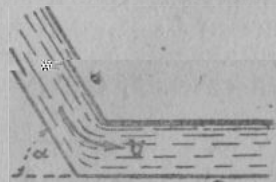
и т. к., в данном случае, F — весьма велика по сравнению с f , принимаем $\frac{f}{F} = 0$ и:

$$\zeta_{\text{выход}} = 1,0.$$

4. Колена и закругления в трубах

а) Колено без закругления (черт. 48). По Вейсбаху

$$\zeta_{\text{колена}} = 0,946 \operatorname{Sn}^2 \frac{\alpha}{2} + 2,047 \operatorname{Sn}^4 \frac{\alpha}{2}$$



Чертеж 48

Что даст для разных углов α :

α°	20	40	60	80	90	100	120	140
$\zeta_{\text{кол.}}$	0,046	0,139	0,364	0,740	0,985	1,260	1,861	2,431

Приведенные данные для ζ получены Вейсбахом в результате опытов над трубами с $d=30$ м. С увеличением диаметра значение ζ значительно уменьшается.

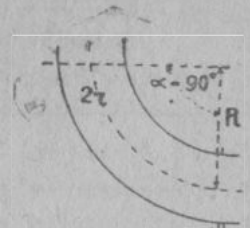
Поэтому Flamant предлагает при больших трубах принимать коэффициент сопротивления (на колене с $\alpha=90^\circ$)

$$\zeta_{\text{кол.}} = 0,25.$$

б) Колено с закруглением (черт. 49).

На основании опытов Dubuat и своих, Weisbach определяет для закругления с центральным углом $\alpha=90^\circ$

$$\zeta_{\text{закр.}} = 0,131 + 1,847 \left(\frac{r}{R}\right)^{3,5}$$



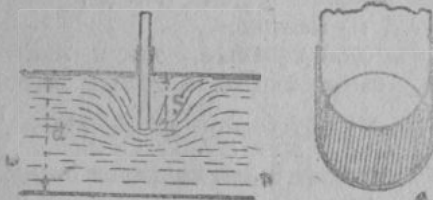
что дает для разных соотношений $\frac{r}{R}$:

Чертеж 49

$\frac{r}{R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_{\text{закр.}}$	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978

Данными этой таблички можно пользоваться и для других углов закругления $\alpha \neq 90^\circ$, умножая значение ζ в этих случаях на отношение $\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}$.

5. Задвижки, краны, клапаны, сетки



Чертеж 50

Вейсбах дает на основании опытных данных следующие значения коэффициента ζ в виде таблиц.

а) Задвижка (черт. 50)

$\frac{S}{d}$	Полное открытие	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
$\zeta_{з.дв.}$	0,00	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Отметим насколько резко возрастает величина коэффициента сопротивления ζ по мере закрытия задвижки.

б) Поворотный (горловой) клапан (черт. 51).

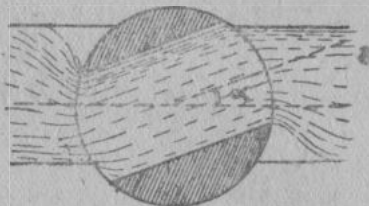


Чертеж 51

α°	5	10	20	30	40	50	60	70	90
$\zeta_{з.к.}$	0.24	0.52	1.54	3.91	10.8	32.6	118	751	∞

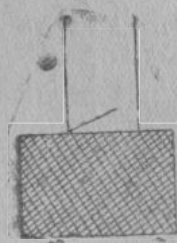
в) Кран (черт. 52).

α°	5	10	20	30	40	50	60	65	83
$\zeta_{кр.}$	0.05	0.29	1.56	5.47	17.3	52.6	206	486	∞



Чертеж 52

Примечание. При расчетах обычно принимают в среднем $\zeta_{кр.} = 7-10$.



Чертеж 53

г) Обратный клапан с сеткой (черт. 53).

Имеет место при всасывающих трубах различных насосов. Коэффициент сопротивления принимают в среднем

$$\zeta_{сетк.} = 10.$$

При сетке без обратного клапана $\zeta_c = 5-6$.

Задача № 36. Для условия задачи № 33 ввести в расчет все потери, и путевые, и местные.

Потери напора на сопротивления как путевые, так и местные, как было изложено выше, выражаются в общем виде

$$h_{тр.} = \zeta_{тр.} \cdot \frac{v^2}{2g}, \text{ где } v \text{ — скорость непосредственно за сечением,}$$

где возникает потеря напора, а ζ — коэффициент сопротивления, различный для разных типов сопротивления.

Суммарная потеря напора на всем участке движения жидкости представит сумму определенных слагаемых типа $\zeta \frac{v^2}{2g}$, т. е.

$$\Sigma h_{тр.} = \Sigma \zeta_{тр.} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (50),$$

а при трубе постоянного поперечного сечения, когда $v = Const$, член $\frac{v^2}{2g}$ можно вынести за знак суммы и тогда:

$$\Sigma h_{тр.} = \frac{v^2}{2g} \Sigma \zeta_{тр.} \dots \dots \dots (50-a)$$

В данной задаче мы должны учесть следующие сопротивления (черт. 41).

1. Вход в трубу с $\zeta_{вх.} = 0,5$
2. Путевые потери с $\zeta_{пут.} = \lambda \frac{l}{d} = 7,84;$

выход из трубы не считаем, т. к. истечение происходит не в массу жидкости, а свободно в атмосферу.

Ур-ние для нахождения скорости будет то же, что и в задаче № 33 с той же разницей, что вместо одного $\zeta_{пут.}$ уже войдет $\Sigma \zeta = \zeta_{пут.} + \zeta_{входа} = 7,84 + 0,5 = 8,34$.

Решая в остальном аналогично № 33, получаем:

$$1) v = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta}} \cdot \sqrt{2gH} = 2,90 \frac{м.}{с.}$$

$$\text{и } 2) Q = \omega \cdot v = 91,03 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

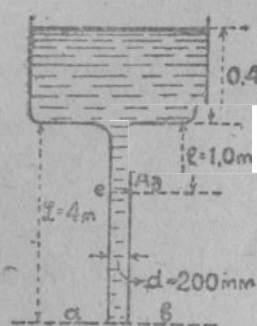
Задача № 37. Для условия задачи № 34 ввести в расчет и местные сопротивления.

$$\text{Ответ: } v = 1,35 \frac{м.}{сек.} \text{ и } Q = 95,4 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 38*. К резервуару (черт. 54) приставлена вертикальная чистая труба длиной $L = 4$ м. и $d = 200$ мм. Горизонт в резервуаре постоянен слоем 0,4 м. Вход в трубу весьма тщательно закруглен.

Определить: 1) скорость истечения и расход, если труба открыта в атмосферу и 2) давление в точке А.

Ответ: $v = 7,62 \frac{м}{сек.}$; $Q = 239 \frac{литр.}{сек.}$



Чертеж 54

Давление в точке А получим, написав уравнение Бернулли для сечений (а-в) и (с-д) относительно оси сравнения по а-в.

$$0 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + \Sigma h_{тр.} = (L-l) + \frac{p_A}{\gamma} + \frac{v^2}{2g},$$

из которого имеем:

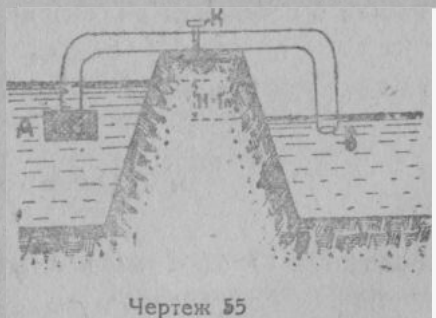
$$\frac{p_a - p_A}{\gamma} = v_{ас.} = (L-l) - \Sigma h_{тр.}$$

Проведя необходимые вычисления, узнаем, что в сечении с-д налицо вакуум в 2,02 м, то есть давление — меньше атмосферного на 2,02 м водяного столба.

Если в точке А проделать отверстие, то вода из него выливаться не будет. Наоборот, в отверстие с шипением будет проталкиваться извне воздух.

Задача № 39*. Из водоема А сифоном подается вода в водоем В, в котором уровень воды на $H = 1$ метру ниже, чем в первом (черт. 55).

Определить расход воды через сифон, если длина сифона 20 метров при d равном 0,76 м.

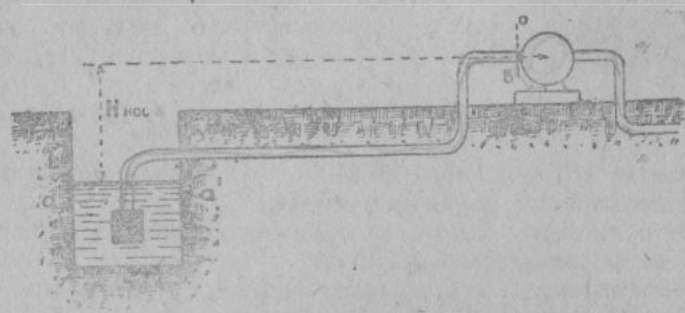


Чертеж 55

Ответ: $v = 0,99 \frac{м}{сек.}$; $Q = 450 \frac{литр.}{сек.}$

Примечание. Обратную задачу (расчет нужного диаметра сифона при заданном расходе) решают, обычно, подбором, т. е. постепенной пробой диаметров.

Задача № 40*. Центробежный насос (черт. 56) устанавливается для качания воды из колодца в количестве $Q = 200 \frac{л}{с}$. Длина всасывающей трубы $L = 50$ м; труба снабжена предохранительной сеткой и обратным клапаном.



Чертеж 56

Определить диаметр всасывающей трубы и высоту установки насоса ($H_{нас.}$) над горизонтом воды в колодце так, чтобы вакуум не превосходил 6 метров водяного столба.

1) Диаметр всасывающей трубы определяется, задаваясь желательной скоростью движения всасываемой воды по трубе.

Обычно эту скорость проектируют около $v = 0,8 - 1,25 \frac{м}{сек.}$

Примем в данном случае $v_{ас.} = 1 \frac{м}{сек}$ и тогда, исходя из равенства $Q = \omega \cdot v = \frac{\pi d^2}{4} v$ найдем:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,20}{3,14 \cdot 1}} = 0,51 \text{ м.}$$

Практически принимаем ближайший существующий сортмент труб с $d = 0,50$ м., при котором скорость всасывания будем иметь $v_{ас.} = 1,02 \frac{м}{сек.}$

2) Напишем уравнение Бернулли для сечений (а-а) и (в-в) относительно оси а-а, считая скорость на поверхности колодца $v_1 = 0$

$$0 + \frac{p_a}{\gamma} + 0 = H_{нас.} + \frac{p_{нас.}}{\gamma} + \frac{v_{ас.}}{2g} + \Sigma h_{тр.}$$

или

$$\frac{p_a - p_{нас.}}{\gamma} = H_{нас.} + \frac{v_{ас.}^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta) \dots (51)$$

Левая часть последнего уравнения показывает (линейно) превышение атмосферного давления (p_a) над давлением в трубе у входа в насос ($p_{нас.}$), которое и называется вакуумом

$$\frac{p_a - p_{нас.}}{\gamma} = V_{ас}$$

и, согласно условию равно 6 м.

Тогда имеем из (51)

$$H_{нас.} = V_{ас} - (1 + \sum \zeta) \frac{v^2}{2g} \dots \dots (51-a),$$

для решения которого нужно вычислить численное значение $\sum \zeta$.

Из сопротивлений движению имеем:

1. Сопротивление сетки и обратного клапана при входе в трубу с коэффициентом $\zeta_{сетк.} = 10$.

2. Сопротивления на трех закруглениях (считая радиус закругления $R = 0,5$ м) с $\zeta_{закр.} = 0,294$ на каждом. $\sum \zeta_{закр.} = 0,88$.

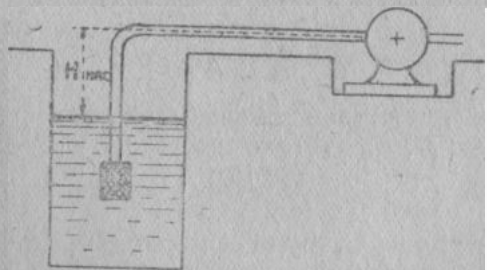
3. Сопротивления путевые по длине всей трубы

$$\zeta_{пут.} = \lambda \frac{l}{d} = \frac{0,020 \cdot 50}{0,50} = 2,00 \quad \sum \zeta_{системы} = 12,88$$

Подставим численные значения в (51) и получим:

$$H_{нас.} = 6,0 - (1 + 12,88) \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,81} \text{ м} = 5,26 \text{ м}$$

Задача № 41. Насос качает воду из колодца в количестве $Q = 120 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. Высота насоса над уровнем воды $H_{нас.} = 4,5$ м. Длина всасывающей трубы $L = 50$ м; труба имеет предохранительную сетку и обратный клапан (черт. 57.)



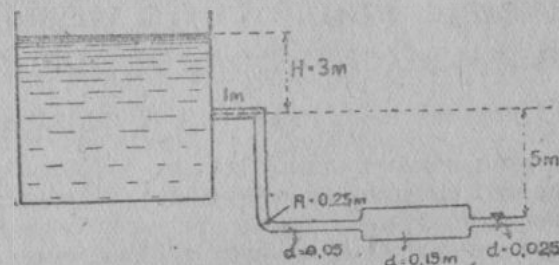
Чертеж 57

Определить диаметр всасывающей трубы так, чтобы вакуум в трубе был не более 6 м водяного столба.

Ответ: $d = 350$ мм; $v = 1,25 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$; $V_{ас} = 5,63$ м.

Задача решается задаваясь различными значениями d .

Задача № 42. Из резервуара через систему чистых чугунных трубок вода вытекает в атмосферу. Длина первой трубки диаметром $d = 0,05$ м равна $l_1 = 50$ м; второй (при $d_2 = 0,15$ м) $l_2 = 20$ м, и третьей трубки ($d_3 = 0,025$ м) $l_3 = 5$ м. Остальные размеры установки на черт. 58. Определить скорость истечения воды и расход при угле открытия крана К: 1) $\alpha = 60^\circ$ и 2) $\alpha = 0^\circ$.



Чертеж 58

Для обоих случаев построить пьезометрическую линию.

Ответ: 1) $v = 0,84 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$; $Q = 0,4 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

2) $v = 3,39 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$; $Q = 1,6 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

ГЛАВА III

Движение жидкости с малыми гидравлическими сопротивлениями

(Истечение из отверстий и насадок)

Ур-ние Бернулли и материалы (главным образом эмпирического порядка) для определения гидравлических сопротивлений — дали возможность вскрыть сущность явления установившегося движения жидкости с теми ограничительными моментами, которыми мы были связаны при аналитических выводах предыдущей главы.

Однако, отдельные случаи движения жидкости, когда гидравлические сопротивления характерны своим более или менее значительным однообразием или, в частности, сравнительно малы, позволяют практически разрешать вопросы более просто, правда, на основе того же ур-ния Бернулли.

Прежде всего остановимся на рассмотрении частных случаев истечения жидкости, когда гидравлические сопротивления — незначительны, а именно: истечение жидкости через отверстия в стенках удерживающих ее.

Рассмотрение этих частных случаев проведем изучением следующих тем:

1. Истечение из отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре.
2. Истечение из отверстий в толстой стенке при постоянном напоре.
3. Истечение из отверстий при переменном напоре.

§ 1. Истечение из отверстий в тонкой стенке при постоянном напоре

Общие замечания Мы уже знаем, что ур-ние Бернулли может применяться только для таких сечений, где можно говорить о параллельном направлении скоростей отдельных струек. Поэтому, приступая к изучению вопроса об истечении из отверстий в сосудах, необходимо прежде всего выбрать такие сечения, где можно констатировать параллелизм струй.

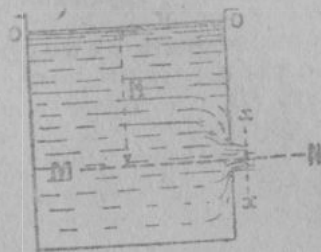
Одним из таких сечений может служить свободная поверхность в сосуде 0—0 (черт. 59), при условии, что эта поверхность до-

статочно удалена от выходного отверстия и благодаря этому на ней не заметно воронкообразных углублений в сторону движения жидкости.

При отсутствии таких воронок, можно считать, что частицы жидкости с поверхности начинают свое поступательное движение параллельно.

Выбор второго сечения сталкивается уже с некоторыми трудностями.

По мере опускания вниз от свободной поверхности, направления скоростей отдельных частиц начнут искривляться с общей ориентацией к выходному отверстию и к самому отверстию подойдут под разными углами.



Чертеж 59

Очевидно, что ни в пределах сосуда, ни в плоскости самого отверстия мы не найдем сечения с параллельно-направленными скоростями.

Параллелизм струй восстановится лишь при выходе из отверстия, когда перестанет сказываться влияние стенок.

Следовательно второе сечение должно быть нами выбрано на некотором расстоянии от выходного отверстия (сечение струи $x-x$ на черт. 59.).

Скорость истечения из малых отверстий в тонкой стенке Установивши принципиальную сторону в выборе сечений, применим к ним ур-ние Бернулли, принимая за ось сравнения MN , проходящую через центр отверстия:

$$H + \frac{\rho_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = 0 + \frac{\rho_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \zeta_{mp} \cdot \frac{v_x^2}{2g}$$

Если учесть, что как свободная поверхность, так и вытекающая струя находятся под воздействием одинакового внешнего давления (скажем, атмосферного), то $\frac{\rho_0}{\gamma} = \frac{\rho_x}{\gamma}$ и составленное ур-ние примет вид:

$$H + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_x^2}{2g} (1 + \zeta),$$

откуда

$$v_x = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} \cdot \sqrt{2g \left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)} \dots \dots \dots (52)$$

Член $\frac{v_0^2}{2g}$ представляет напор, соответствующий скорости движе-

ния жидкости в сечении (0-0) или, иначе говоря,—скорость подхода жидкости к отверстию со стороны сосуда.

Поэтому выражение $(H + \frac{v_0^2}{2g})$ под радикалом (52) принято называть напором, исправленным на скорость подхода и мы в дальнейшем изложении будем его обозначать H_0 , т. е. будем полагать

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$$

Значение поправки на скорость подхода $\frac{v_0^2}{2g}$ теряется с увеличением отношения площади поперечного сечения сосуда F к площади самого отверстия ω и для инженерной практики при $\frac{F}{\omega} > 20$ она в расчет может и не приниматься, т. к. становится ничтожно малой.

Возвращаясь к ур-нию (52), обозначим сомножитель $\sqrt{\frac{1}{1+\zeta}}$ (где ζ коэф. сопротивления при истечении) некоторой величиной φ ;

$$\varphi = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta}} \dots \dots \dots (53)$$

и перепишем ур-ние (52) в виде

$$v_x = \varphi \cdot \sqrt{2g(H + \frac{v_0^2}{2g})} = \varphi \sqrt{2gH_0} \dots \dots (54)$$

Напомним при этом, что (54) дает нам значение скорости v_x не в плоскости сечения отверстия, а в сечении (X-X) струи по выходе из отверстия.

Для случая истечения идеальной жидкости $\zeta = 0$ и тогда $\varphi = 1$, а ур-ние (54) даст нам известную уже формулу Торичелли $v_{идеал.} = \sqrt{2gh}$, как частный свой случай.

Можем, таким образом, записать из сопоставления φ -лы Торичелли и (54), что

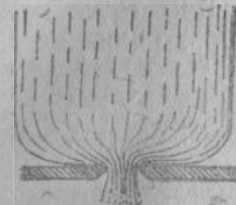
$$v_{реалн.} = \varphi v_{идеал.}$$

Откуда видим, что φ представляет собою некоторый поправочный коэффициент за отличие свойств реальной жидкости от идеальной.

Коэффициент φ , как видно из (53) для реальной жидкости (когда $\zeta > 0$) всегда будет меньше единицы; в гидравлике коэффициент φ получил название скоростного коэффициента.

Наиболее подробно экспериментальному исследованию подвергалось истечение из отверстий, при условии, что жидкость (вода) покидает стенку только прикоснувшись к ее краю и не приставая к ее протяжению по толщине.

Такой характер истечения имеет место, если отверстие не имеет закруглений своих бортов со стороны жидкости, а имеет, наоборот, острую кромку, как показано на черт. 60.



Черт. 60

При таких условиях принято говорить об истечении из тонкой стенки.

Для небольших отверстий в тонкой стенке скоростной коэффициент φ имеет (по Вейсбаху) довольно устойчивое значение в пределах 0,96—0,98 и в гидротехнической практике в среднем принимается значение

$$\varphi = 0,97.$$

При таком численном значении $\varphi = 0,97$ из ур-ния (53) найдем, что коэффициент сопротивления при истечении в тонкой стенке

$$\zeta = \frac{1}{\varphi^2} - 1 = 0,06.$$

Отметим для более полного уяснения характера скоростного коэффициента φ , что последний дает поправку не только на имеющиеся гидравлические сопротивления в реальной жидкости, но и на неравенство скоростей у отдельных точек жидкости в сечении струи. Чем больше размеры отверстия по вертикали, тем больше и разность в напоре и в скоростях у отдельных точек струи и тем осторожнее, следовательно, нужно подходить к оперированию общей средней скоростью.

Поэтому приведенное значение $\varphi = 0,97$ отмечено как относящееся к отверстиям малым.

Таким образом можно формулировать, что:

Скорость истечения жидкости из малых отверстий в тонкой стенке равна скорости свободно падающего тела с высоты напора H , умноженной на поправочный скоростной коэффициент $\varphi = 0,97$.

Ф-лу (54) для практического применения можно, подставляя значение $\varphi = 0,97$ и $\sqrt{2g} = \sqrt{2 \cdot 9,81} = 4,43$, записать в виде:

$$V_x = 4,3\sqrt{H_0} \dots \dots (54-a)$$

Расход из малых отверстий в тонкой стенке

Расход жидкости из отверстий, т.е. количество вытекающей жидкости в одну секунду, мы должны получить как произведение площади поперечного сечения на скорость движения жидкости в этом же сечении.

$$Q = \omega \cdot v.$$

Для изучаемого случая, поскольку скорость нами выше определена для сечения $x-x$ за плоскостью отверстия, необходимо определение площади сечения не самого отверстия, а площади сечения струи тоже в сечении $x-x$.

Выше было отмечено, что направления скоростей отдельных струек пересекаются у отверстия под разными углами. Естественно, что это обстоятельство схождения струй должно дать некоторое сжатие поперечного сечения вытекающей струи.

Опытное изучение вытекающей струи, действительно, подтверждает высказанное и мы можем говорить о т.н. сжатом сечении струи, площадь которого (ω_c) составляет некоторую часть α от площади самого отверстия (ω).

Следовательно, площадь поперечного сечения струи после выхода из отверстия обозначим:

$$\omega_c = \alpha \cdot \omega \dots \dots \dots (55),$$

где α характеризует сжатие струи и носит название коэффициента сжатия струи.

Не останавливаясь пока на численном значении коэффициента сжатия α , вернемся в определению расхода.

Имеем согласно (54) скорость в сечении $x-x$

$$V_x = \varphi \sqrt{2gH}$$

и согласно (55) площадь этого же сечения

$$\omega_c = \alpha \cdot \omega,$$

отсюда

$$Q = v_x \cdot \omega_c = \alpha \cdot \varphi \cdot \omega \sqrt{2gH}$$

Обозначив произведение обоих поправочных коэффициентов α и φ в виде общего коэффициента μ , получим:

$$Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (56)$$

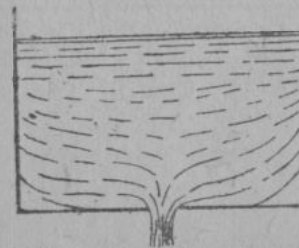
с поправочным расходным коэффициентом μ .

Различные виды сжатия струи

Для разрешения различных производственных вопросов наиболее существенное значение имеет коэффициент расхода μ . Но так как его составной частью является коэффициент сжатия α , то мы и займемся рассмотрением последнего.

Степень сжатия струи в значительной мере зависит от взаиморасположения стенок сосуда и отверстия.

Рассмотрим (черт. 61) в разрезе расположение отверстия по отношению к стенкам сосуда и проследим траекторию движения частиц у стенок сосуда.



Чертеж 61

Сначала частица жидкости опускается вдоль стенки и затем по некоторой кривой движется к отверстию. Если отверстие отстоит достаточно далеко от стенки, то частично жидкость пройдет путь в плоскости сечения отверстия в направлении \perp оси струи и в этом случае будет наблюдаться наибольшее сжатие струи.

Чем ближе будет отверстие к стенке, тем с меньшей кривизной будут траектории движения частиц и тем менее будет наблюдаться сжатие струи со стороны близкой стенки.

Наконец, когда отверстие будет вплотную у стенки, то частицы жидкости вдоль этой стенки, очевидно, будут проходить в отверстие прямо, и струя, в этой части своего периметра, сжатия не получит.

Гидравлики-исследователи поэтому различают сжатие:

а) полное, когда струя по всему своему периметру получает то или иное сжимающее воздействие;

б) неполное, когда часть периметра отверстия непосредственно примыкает к стенкам; когда стенки, следовательно, являются как бы направляющими плоскостями для струек жидкости.

Полное сжатие в свою очередь может быть совершенным, когда отверстие находится от стенок на расстоянии не меньше тройного своего поперечного размера и несовершенным при более близком расположении.

Опытные данные

На основании многочисленных опытов можно принять для малых круглых и квадратных отверстий в тонкой стенке при совершенном сжатии средние значения:

$$\alpha = 0,64 \quad \text{и} \quad \mu = \alpha \varphi = 0,64) \cdot (0,97 = 0,62.$$

В большинстве случаев гидротехнической практики бывает достаточно оперировать при расчете малых отверстий со значением $\mu_0 = 0,62$.

Однако, для уяснения закономерности и характера изменения величины коэффициента расхода μ приводятся нижеследующие две таблицы. Из этих таблиц, в частности, можно подбирать для аналогичных случаев значения коэффициента μ при более точных расчетах.

I. Коэффициенты расхода μ в квадратных отверстиях в вертикальной тонкой стенке по Hamilton Smith¹

Напор в центре отверстия в метрах	При стороне квадрата в метрах					
	0,0091	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

II. Коэффициенты расхода μ через круглые отверстия в вертикальной тонкой стенке по Hamilton Smith¹

Напор в центре отверстия в метрах	При диаметрах 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	—

Напор в центре отверстия в метрах	При диаметрах в метрах					
	0,0061	0,0152	0,0304	0,0608	0,182	0,304
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

Для полного, но несовершенного сжатия Вейсбах приводит следующую эмпирическую формулу:

$$\mu_{\text{чисов.}} = \mu_0 (1 + l) \dots \dots \dots (57)$$

где $\mu_0 = 0,62$ коэффициент расхода при совершенном сжатии, а l полученные опытом величины в зависимости от отношения площади отверстия к площади сосуда $\frac{\omega}{Q}$.

Значение l для круглых отверстий (l_0) и для прямоугольных (l') даны Вейсбахом для сосуда с отверстием концентрическим сечению самого сосуда, в виде следующей таблички¹:

$\frac{\omega}{Q}$	0,1	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
l_0	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
l'	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

¹ Таблицы опытных величин, приведенные в этом разделе, заимствованы из курса проф. А. И. Астрова „Гидравлика“ 1911 г.

Для неполного сжатия Bidone на основе своих опытов дает эмпирическую формулу для определения расходного коэффициента в виде

$$\mu_{\text{неполн.}} = \mu_0 \left(1 + b \cdot \frac{n}{p}\right) \dots \dots \dots (58)$$

где p — полный периметр отверстия, n — часть периметра, где сжатие отсутствует, а b — численный множитель равный для круглых отверстий $b_0 = 0,128$ и для прямоугольных отверстий $b' = 0,152$.

Попутно отметим, что Вейсбах для больших прямоугольных отверстий (истечение из щелей рассматривается ниже) дает значение $b' = 0,157$.

Истечение из больших отверстий

Большие отверстия представляют значительный интерес для практики. При расчете отверстий шлюзов, плотин, проходе воды под затворами — мы имеем дело с отверстиями большими.



Чертеж 62

Рассмотрим как можно подойти к структуре формулы для расхода воды через большое отверстие.

Пусть в стенке сосуда (черт. 62) имеем отверстие размерами $a \times b$; жидкость вытекает из отверстия под напором h_1 над верхним краем отверстия и h_2 над нижним краем.

Выделим на некоторой глубине h б. м. полосу в плоскости отверстия размерами $b \times dh$. Если временно допустить, что истечение через выделенную мысленно полосу можно рассматривать как истечение из малого отверстия, то элементарный расход через такую полосу будет:

$$dQ = \mu_0 (b \cdot dh) \sqrt{2gh}$$

Весь же расход через большое отверстие запишем как сумму элементарных расходов отдельных полосок, напоры коих изменяются в пределах от $h = h_1$ до $h = h_2$, в виде:

$$Q = \int dQ = \int_{h_1}^{h_2} \mu_0 b dh \sqrt{2gh}$$

или
$$Q = \int_{h_1}^{h_2} \mu_0 b \sqrt{2g} h^{0,5} dh = \mu_0 b \sqrt{2g} \left[\frac{h^{1,5}}{1,5} \right]_{h_1}^{h_2}$$

откуда
$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 b \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \dots \dots \dots (59)$$

Введем в расчет глубину погружения центра тяжести отверстия H_0 , заменив, согласно черт. 62,

$$h_2 = H_0 + \frac{a}{2} \quad \text{и} \quad h_1 = H_0 - \frac{a}{2}$$

Согласно последних обозначений, ур-ние (59) примет вид:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \left[\left(1 + \frac{a}{2H_0}\right)^{3/2} - \left(1 - \frac{a}{2H_0}\right)^{3/2} \right] \dots \dots \dots (60)$$

Разложим оба бинома, стоящих в квадратных скобках, по формуле Ньютона $(1+x)^m = 1 + m \cdot x + \frac{m(m-1)}{1 \cdot 2} x^2 + \frac{m(m-1)(m-2)}{1 \cdot 2 \cdot 3} x^3$ и т. д. и тогда не трудно убедиться, что (ограничиваясь только третьими степенями разложения) выражение:

$$\left(1 + \frac{a}{2H_0}\right)^{3/2} - \left(1 - \frac{a}{2H_0}\right)^{3/2} = \frac{3a}{2H_0} \left(1 - \frac{1}{96} \frac{a^2}{H_0^2}\right)$$

а все ур-ние (60) переписится так:

$$Q = \mu_0 \left(1 - \frac{1}{96} \frac{a^2}{H_0^2}\right) ba \sqrt{2gH_0} \dots \dots \dots (61)$$

Обозначим выражение $\mu_0 \left(1 - \frac{1}{96} \frac{a^2}{H_0^2}\right)$ через некоторый общий коэффициент большого отверстия μ и перепишем (61), приняв во внимание, что $b \cdot a = \omega$, в виде:

$$Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_0} \dots \dots \dots (62)$$

Расчетное ур-ние для расхода из большого отверстия, как видим, получилось совершенно аналогичной структуры с (56) для малого отверстия.

В ур-нии (62) $\mu = \mu_0 \left(1 - \frac{1}{96} \frac{a^2}{H_0^2}\right)$ и, если-бы наше допущение, о приравнивании расхода из выделенной б. м. полоски расходу

из малого отверстия в стенке, было достаточно обосновано, то значение коэффициента расхода большого отверстия можно было бы вычислять по записанному выражению для μ , подставляя вместо μ_0 известные уже нам коэффициенты малых отверстий.

Между тем, очевидно, что б. м. полоска, ограниченная сверху и снизу другими слоями жидкости, уже по одному этому обстоятельству находится в условиях отличных от малого отверстия и, следовательно, коэффициент расхода его также отличен от μ_0 для малого отверстия.

Поэтому нужно считать необходимым экспериментальное изучение и определение численного значения сразу для всего коэффициента расхода μ для большого отверстия.

Опытные материалы для μ сравнительно скудны. Для назначения величины μ при практических расчетах, можно сделать следующие указания:

1) Можно пользоваться последними графами вышеприведенных таблиц по опытам Hamilton—Smith'a, подбирая среди них подходящие к рассматриваемому случаю соотношения.

2) В случаях совершенного сжатия, обычно, принимают, в среднем, $\mu=0,60$.

3) Можно находить значения μ из опытных данных, приводимых в гидравлических справочниках.

В частности, для случаев расчета шлюзовых и др. отверстий в гидротехнических сооружениях, отметим нижеследующие значения μ , приводимые в справочниках:

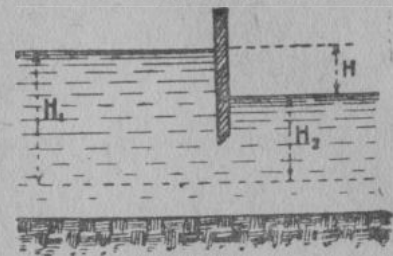
№№	Тип истечения из большого отверстия	μ
1	Отверстия больших размеров с полным, но несовершенным сжатием, в среднем	0,70
2	Отверстия с умеренным боковым сжатием, но без донного порога, т. е. без сжатия по дну	0,80
3	Большие отверстия с плавным боковым подходом и без сжатия по дну	0,85—0,90
4	Большие отверстия в плотинах и шлюзах, при ширине в 5—6 м и более, без сжатия по дну и с плавным боковым подходом (с незначительным боковым сжатием)	0,95

В заключение отметим, что все приведенные значения опытных коэффициентов относятся к истечению из отверстий воды.

Истечение под уровень

При рассмотрении вышеупомянутых случаев истечения из отверстий, жидкость изливалась свободно в атмосферу. На практике часто приходится располагать выходные отверстия так, что выходное отверстие оказывается затопленным с низовой стороны и истечение, как говорят, происходит под уровень (черт. 63).

Рассматривая при истечении под уровень любую точку в плоскости сечения отверстия, можно заметить, что все точки, находясь под некоторым напором с верховой стороны, испытывают и некоторое обратное давление со стороны низовой, что равносильно в итоге давлению некоторого напора $H_r = H_1 - H_2$, имеющего одинаковое значение для всех точек.

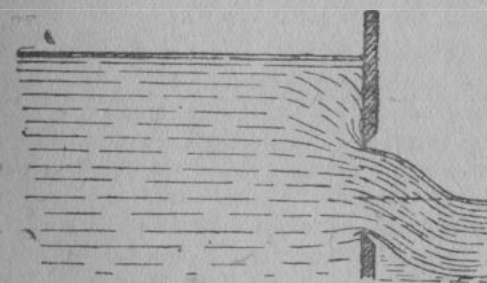


Чертеж 63

Фактически, следовательно, жидкость находится под воздействием, именно, разности уровней верхнего и нижнего б'ефов. Эту разность $H_r = H_1 - H_2$ назовем „рабочим напором“.¹

Очевидно, что все формулы, полученные при рассмотрении свободного истечения в атмосферу, могут быть полностью применены и к истечению под уровень, но с тем, что напор, входящий в ур-ния, должен в данном случае мыслиться как результирующий „рабочий напор“.

Отметим, что, при истечении под уровень, ввиду постоянства рабочего напора для всех точек сечения отверстия, следует ожидать большего единства опытных коэффициентов для больших и малых отверстий.



Чертеж 64

Если отверстие затоплено снизу не целиком, а лишь частично (черт. 64), вычисление расходов проводят, рассматривая отверстие из двух частей—незатопленного и полностью затопленного, и весь расход—как сумму двух расходов из упомянутых частей отверстия (см. пункт на чертеже 64).

Однако, этот прием следует, пожалуй, признать до некоторой степени искусст-

¹ При истечении из-под щита энергия вытекающей струи при некоторых условиях может оказаться в состоянии отогнать от щита воду нижнего б'ефа и т. о. дать свободное истечение.

Законы и условия такого движения изучаются в гидравлике неравномерного движения и потому выходят за рамки данного курса.

венным и недостаточно обоснованным. Поэтому будем пока (до разработки этого вопроса) проводить необходимые расчеты, исходя из рабочего напора в центре тяжести отверстия. В частности, если низовой уровень не затопляет центра отверстия, будем рассматривать истечение как свободное.

Задача № 43*. Определить расход круглого отверстия, устроенного в дне вертикальной трубы, если глубина воды в трубе $H=6$ м, площадь дна трубы $F=6,3$ дм² и площадь отверстия $\omega=1,6$ дм².

Так как $\frac{\omega}{F} = \frac{1,36}{6,3} = 0,2 > \frac{1}{20}$, то имеет место несовершенное сжатие. Коэффициент расхода в этом случае находим по ф-ле (57), пользуясь табличкой данных Вейсбаха.

$\mu = \mu_0 (1 + l_0) = 0,62 (1 + 0,034) = 0,641$

и, следовательно, расход по (56)

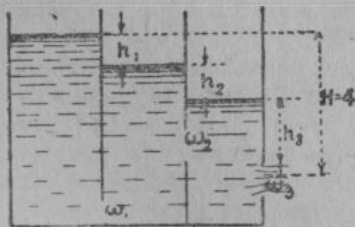
$$Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gh} = 0,641 \cdot 1,36 \sqrt{196 \cdot 2,60} = 94,5 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Задача № 44. Определить расход через квадратное отверстие в тонкой стенке, если площадь отверстия $\omega=36$ см² и напор $H=2$ м. Расположение отверстия обеспечивает совершенное сжатие.

Ответ: $Q = 13,63 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Задача № 45. В боковой стенке сосуда имеется отверстие площадью $\omega=50$ см² на глубине $H=2,5$ м. Определить расход: 1) если отверстие круглое и 2) если оно квадратное.

Ответ: $Q_1 = 2,09 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ $Q_2 = 2,11 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$



Чертеж 65

Задача № 46. Резервуар имеет две перегородки (черт. 65), в которых устроены одно квадратное и два круглых отверстия в тонкой стенке. Квадратное отверстие $\omega_1=1$ дм² расположено одной стороной непосредственно у дна; круглые отверстия с совершенным сжатием $\omega_2=2,5$ дм² и $\omega_3=4$ дм².

Определить расход и расположение уровней, если вода в первом

сосуде поддерживается все время на одном уровне, а истечение из выходного отверстия происходит свободно в атмосферу.

В данном случае имеем установившееся движение и расход Q во всех отверстиях проходит одинаковый. По (56) для каждого отверстия имеем свой рабочий напор в виде:

$$h = \frac{Q^2}{\mu^2 \omega^2 2g} \dots \dots \dots (A)$$

В сумме отдельные напоры у всех отверстий равны, согласно чертежа, $H=4$ м.

$$h_1 + h_2 + h_3 = 4 \text{ м,}$$

$$\text{или } \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu_1^2 \omega_1^2} + \frac{1}{\mu_2^2 \omega_2^2} + \frac{1}{\mu_3^2 \omega_3^2} \right) = 4 \text{ м. } \dots (B)$$

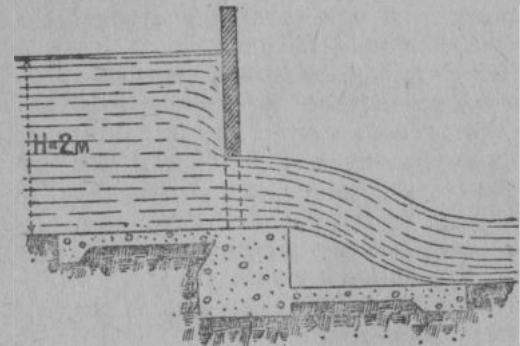
Коэффициенты расхода для последних двух круглых отверстий при совершенном сжатии примем: $\mu_2 = \mu_3 = 0,62$, а μ_1 для первого отверстия, находящегося в условиях неполного сжатия, определится по Bidon'у (58)

$$\mu_{\text{неполн.}} = 0,62 \left(1 + 0,152 \frac{0,70}{2} \right) = 0,64.$$

Подставим значения μ и ω для всех отверстий в (B) и найдем $Q = 16,13 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$ Зная же Q , из ур-ний типа (A) найдем:

$$h_1 = 32,27 \text{ дм.; } h_2 = 5,56 \text{ дм. и } h_3 = 2,17 \text{ дм.}$$

Задача № 47. Канал перегороден вертикальной стенкой, в которой устроен прямоугольный щит шириною 2 мет. Перед щитом глубина воды постоянна: $H=2$ м. Определить расход через щитовое отверстие при под'еме щита на 1 метр. Низовой уровень воды, благодаря устойчивому перепаду, не влияет на истечение; боковое сжатие—незначительное (черт. 66).



Чертеж 66

Ответ: $Q = 8,68 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Задача № 48. Поднятием щита, перегородивающего прямоугольный канал шириною $b=1$ м, на некоторую высоту X (черт. 67), необходимо обеспечить пропуск по каналу расхода $Q=3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Определить высоту поднятия щита, если глубина воды перед щитом $H_1 = 2$ м, а бытовая глубина за щитом $H_2 = 1,5$ м.

Ответ: $X = 1,35$ метра.

При решении задачи выразить через X коэффициент расхода с неполным сжатием и живое сечение отверстия.

§ 2. Истечение в толстой стенке при постоянном напоре

При истечении из тонкой стенки жидкость оставляет сосуд только коснувшись кромки выходного отверстия. Если отверстие будет сделано в более толстой стенке, то следует ожидать, что жидкость, при протекании через стенку, будет уже соприкасаться со стенками и, при достаточной длине канала отверстия в стенке, заполнит все сечение канала и стенки последнего будут служить направляющим для движения.

Очевидно, что изложенное сохраняет силу не только когда

сама стенка достаточной толщины, но и в тонкой стенке, когда к отверстию приставляется отводящая трубка некоторой длины, так называемый насадок.

При входе жидкости в отверстие стенки, вследствие резкой перемены направления струй, будет налично сжатое сечение $X-X$ (черт. 68); оставлять же стенку в сечении $a-b$ жидкость будет полным сечением, т. к. направление струй будет совпадать с направлением стенок.

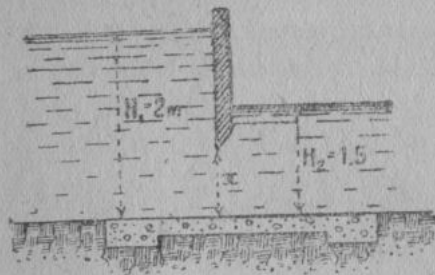
Коэффициент сжатия α в таких случаях равен единице

$$\alpha = 1$$

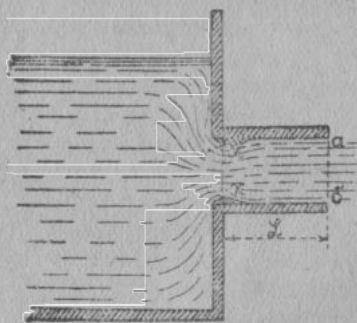
и, следовательно, $\mu\varphi = \alpha$ должен быть равен скоростному коэффициенту φ

Рассматривая вывод ур. (53), по которому

$$\varphi = \mu = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}}$$



Чертеж 67



Чертеж 68

замечаем, что выражение для φ принципиально не изменится и при истечении в толстой стенке. Разницу следует ожидать лишь в численном значении члена ζ : в то время как для тонкой стенки коэффициент сопротивления ζ учитывал весьма незначительные потери в толстой стенке мы а priori должны ожидать большего значения ζ . При истечении в толстой стенке можем иметь и различные типы сопротивлений, например, сопротивление при входе, при поворотах канала в стенке, трение по длине хода и т. д.

Поэтому будет уместно в выражение для φ при истечении в толстой стенке вместо ζ писать $\Sigma\zeta$.

Следовательно, для истечения в толстой стенке имеем:

$$\alpha = 1$$

$$\varphi = \mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta}} \dots \dots \dots (63),$$

где $\Sigma\zeta$ обозначает сумму всех коэффициентов сопротивления, имеющих место до выходного сечения.

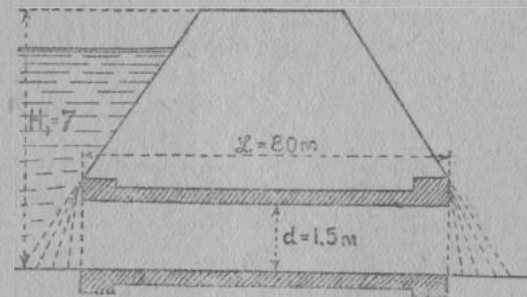
Определение скорости истечения и расхода воды при толстой стенке, т. о., можно проводить по установленным положениям для тонкой стенки, но вводя значения φ и μ в каждом отдельном случае по (63).

Задача № 49. Определить скорость и расход через железную клепаную трубу под насыпью, если полная высота насыпи $H = 7$ м, уровень воды от гребня насыпи на расстоянии $h = 1$ м. Размеры трубы на черт. 69. В выходном отверстии подпора нет.

Рассматриваем как истечение в толстой стенке и по (63) определяем скоростной и расходный коэффициенты всей данной системы ($\varphi_{с.}, \mu_{с.}$)

имеем: $\Sigma\zeta = \zeta_{вх} + \zeta_{пот.} = 0,5 + 0,02 \cdot \frac{80}{1,5} = 1,57.$

$$\varphi = \mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta}} = \frac{1}{\sqrt{2,57}} =$$



Чертеж 69

Теперь можем найти или скорость v по (54) и тогда расход $Q = \omega \cdot v$, или расход по (56) и скорость как $v = \frac{Q}{\omega}$

В данном случае: $Q = 11,12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ и $v = 6,32 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$

Задача № 50. Определить расход и скорость для условий предыдущей задачи, если к тому же вода в отводящем канале имеет глубину $h_2 = 1$ метру.

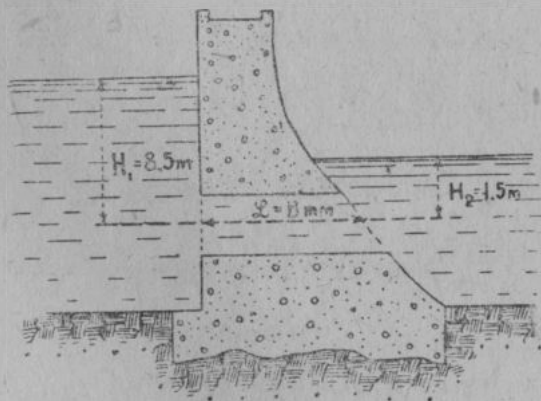
Так как центр трубы затоплен снизу, то истечение следует расценивать как не свободное, происходящее под рабочим напором:

$$H_r = H_1 - h_2 = 6 - 1 = 5 \text{ м.}$$

Коэффициенты системы μ_c и μ_c остаются те же, т. к. коэффициенты сопротивления берем до выходного отверстия и потому коэффициент сопротивления на выход под уровень не вводим. Следовательно имеем: $\mu_c = \mu_c = 0,623$.

$$Q = \mu_c \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_r} = 0,623 \frac{3,14 \cdot 1,5^3}{4} \cdot 4,43 \sqrt{5} = 10,85 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

и $v = 6,17 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$



Чертеж 70

являются μ_c и ω , выражающиеся через величины в виде:

$$\mu_c \cdot \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH_r}}$$

Задача № 51. Определить диаметр затопленного водоспуска в плотине (черт. 70) для пропуска расхода $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, при глубинах воды над осью трубы $H_1 = 8,5$ м перед плотиной и $H_2 = 1,5$ м за плотиной. Длина водоспуска $L = 8$ м.

В ф-ле расхода $Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_r}$ величинами, зависящими от диаметра трубы, остальные постоянные

Наша задача, следовательно, заключается в подборе такого диаметра, при котором, в данном случае:

$$\mu_c \cdot \omega = \frac{10}{4,43 \sqrt{7}} = 0,853$$

Отдельно можем написать:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = 0,785 d^2 \quad \text{и} \quad \mu_c = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,5 + 0,02 \frac{8}{d})}}$$

Задаваясь разными значениями d , находим соответствующие им значения ω , μ_c и выбираем то значение d , при котором произведение $\mu_c \cdot \omega = 0,853$.

Данные вычисления располагаем в виде таблички:

$d, \text{м}$	$\omega, \text{м}^2$	$\sqrt{1 + \Sigma \zeta}$	μ_c	$\mu_c \cdot \omega, \text{м}^2$
1	0,785	1,288	0,776	0,609
1,25	1,225	1,276	0,784	0,960

По табличке видно, что искомое значение диаметра находится между 1 и 1,25 метра, а коэффициент расхода системы μ_c между 0,776 и 0,784.

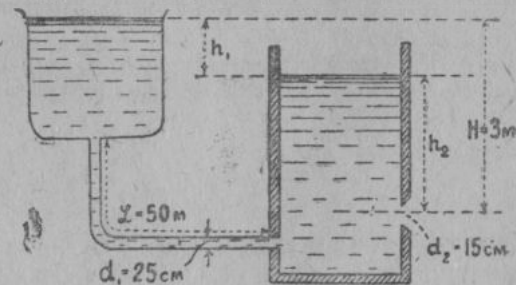
Принимаем среднее значение $\mu_c = 0,78$ и находим:

$$\mu_c \cdot \omega = 0,78 \cdot \omega = 0,853$$

$$\text{или } \omega = \frac{0,853}{0,78} = 1,094 \text{ м}^2 = 0,785 d^2,$$

откуда $d = 1,18$ метра или кругло $d = 1,2$ метра.

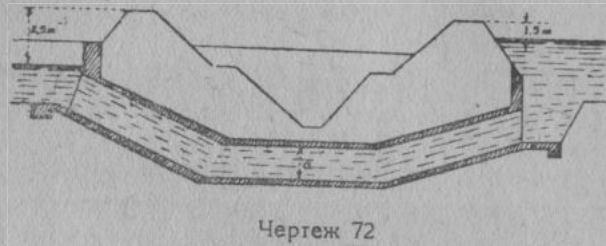
Задача № 52*. Из бака с постоянным уровнем вода подается трубой в ящик, из которого она вытекает через круглое отверстие в атмосферу. Определить по размерам, приведенным на чертеже 71, расход Q и высоту стояния воды в ящике — h_2



Чертеж 71

Ответ: $Q \cong 70 \frac{\text{лит.}}{\text{с}}$; $h_2 = \text{ветра}$.

Задача № 53*. Определить диаметр железобетонного дюкера длиной $L = 50$ м для пропуска расхода $Q = 15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ под судоходным каналом; наивысший допустимый горизонт с напорной стороны при этом должен быть ниже бровки насыпи на 1,5 м; уровень низовой воды (по выходе из дюкера) можно допустить на 3,5 м ниже насыпи (черт. 72).



Чертеж 72

Ответ: $d \cong 2,1$ м.

Задача № 54*. Определить диаметр железобетонной трубы, заложеной под насыпью для пропуска расхода $Q = 4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ так, чтобы при размерах, показанных на черт. 73, скорость истечения не превысила $6 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$, т. е. $V \leq 6 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$, а уровень воды перед насыпью не подымался выше 5 м.



Чертеж 73

Ответ: $d \cong 1,0$ м.

Истечение через насадки В гидравлике под насадком в узком смысле имеют в виду такую приставку к отверстию в тонкой стенке, длина которой (в зависимости от диаметра) обеспечивает истечение жидкости во все

сечение выходного отверстия, но вместе с тем, не вызывает сколько-нибудь заметных гидравлических сопротивлений от трения по пути.

Целым рядом опытов и исследований (Venturi, Eytelwein, Weisbach и др.) установлено, что длина насадка, удовлетворяющего поставленным требованиям, должна быть от 3,5 до 4 диаметров отверстия. При меньшей длине струя, сжавшись у кромки отверстия, не успевает заполнить трубки и выходить, не прикоснувшись к стенкам; при большей длине, пренебрежение путевыми потерями может уже отразиться на точности результата.

Изучение истечения через различного типа насадки практически интересно в том отношении, что числовые значения расчетных коэффициентов получают сравнительно устойчивое положение, а характер истечения становится зависящим от типа насадка. Рассмотрим следующие характерные насадки:

Наружный цилиндрический насадок Вентури Применим к изучению условий протекания жидкости через насадок Вентури (черт. 68) общее уравнение скорости истечения из выходного отверстия:

$$V = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}} \sqrt{2gH},$$

которое легко получить, составив уравнение Бернулли для 2-х сечений: а) по поверхности уровня в сосуде и б) в плоскости выходного отверстия.

Скоростной коэффициент $\varphi = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \zeta}}$ мы найдем, установивши какие виды гидравлических сопротивлений имеются налицо.

Не считая сопротивлений на трение по длине насадка, согласно ранее высказанного требования к длине насадка ($l \leq 4d$), мы должны учесть гидравлические сопротивления:

а) при огибании жидкостью кромки в стенке, при чем это сопротивление характеризуется (см. истечение в тонкой стенке) коэффициентом сопротивления $\zeta = 0,06$ для скорости в сжатом сечении (которое составляет 0,64 полного сечения). Применительно же к скорости выходного отверстия этот коэффициент сопротив-

ления выразится в виде $\zeta' = \zeta \cdot \frac{1}{0,64^2} = 0,06 \times 2,441 = 0,146$;

б) при внезапном расширении жидкости от сжатого сечения $x-x$ при входе в насадок до сплошного заполнения сечения насадка. Коэффициент сопротивления при этом по теореме Борда

$$\zeta_{расш.} = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right)^2 \text{ или, в виду того, что } \frac{\Omega}{\omega} = \frac{1}{0,64} = 1,56, \zeta_{расш.} = 0,316.$$

Зная коэффициент сопротивления, найдем численное значение φ для насадка Вентури:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,462}} = 0,827$$

Опытные данные по истечению через насадок Вентури дают вполне устойчивое значение скоростного коэффициента

$$\varphi_{вентури} = 0,82,$$

что почти совпадает с выведенным теоретическим значением коэффициента.

Ведя дальнейшие суждения относительно выходного отверстия, где струя выходит по направлению стенок насадка без сжатия, можем записать, что коэффициент сжатия $\alpha = 1$ и, следовательно, коэффициент расхода $\mu = \alpha \varphi$, или:

$$\mu_{вентури} = 0,82.$$

Сравним теперь истечение из насадка Вентури с истечением из такого же отверстия в тонкой стенке.

В сравнение включим коэффициент ζ , φ , μ и живую силу вытекающей воды.

Коэффициент сопротивления ζ при тонкой стенке мы имели равным 0,06, а в насадке Вентури $\zeta = 0,462 \cong 0,5$, т. е. коэффициент сопротивления в насадке Вентури оказывается почти в 10 раз больше.

Скорость истечения, естественно, в насадке оказалась меньше, чем в тонкой стенке, что характеризуется скоростным коэффициентом $\varphi = 0,82$ для насадка и $\varphi = 0,97$ для отверстия в тонкой стенке,

Что же касается расхода, то, несмотря на уменьшение скорости течения, расход через насадок оказывается больше почти на 30 проц. $\left(\frac{\mu_{вент.}}{\mu_{отв.}} = \frac{0,82}{0,62} \cong 1,3 \right)$, т. к. насадок работает полным несжатым сечением.

Наконец сравним соотношение живой силы вытекающей массы жидкости в обоих случаях. Имеем (учитывая, что отношение масс равно отношению расходных коэффициентов μ , а отношение квадратов скоростей — отношению квадратов скоростных коэффициентов) отношение живых сил в виде:

$$\frac{\mu_{вент.} \cdot \varphi_{вент.}^2}{\mu \cdot \varphi^2} = \frac{0,82 \cdot 0,82^2}{0,62 \cdot 0,97^2} = 0,94.$$

Мы видим, что наличие насадка вызвало потерю в живой силе струи около 6 проц.

При истечении через насадок в сжатом сечении, где скорость больше чем в выходном сечении, должно наблюдаться пониженное давление против атмосферного давления при выходе струи.

Опытные наблюдения в действительности и подтверждают наличие вакуума в сжатом сечении. Если к сжатому сечению приставить обратный пьезометр, опущенный нижним концом в жидкость, то последняя подымается в пьезометре (присасывается) на высоту около 0,75—0,80 от действующего напора:

$$V_{ас} = 0,8 H.$$

Максимальная теоретически возможная величина вакуума равна 10,33 м водяного столба. Такого значения $V_{ас}$ достигнет при

$$\text{напоре } H = \frac{10,33}{0,8} = 13 \text{ м.}$$

При большем напоре, очевидно, должен произойти „срыв“ вакуума, струя уже не будет прикасаться к стенкам и истечение будет как-бы в тонкой стенке.

Практически во избежание срыва вакуума необходимо, чтобы последний не превосходил 7—7,5 метров водяного столба.

Отметим в заключение, что округление кромок выходного отверстия насадка Вентури несколько повышает расход и коэффициенты получают значение:

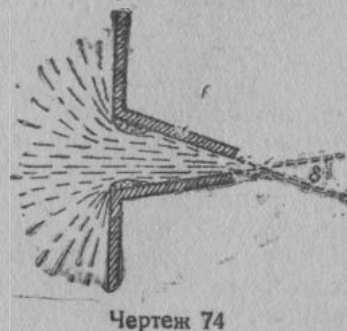
$$\varphi = \mu = 0,90.$$

Конические насадки

На чертеже 74 показаны конические сходящиеся насадки. Подробные исследования работы конически сходящихся насадок дали d' Aubuisson и Castel.

По данным их опытов коэффициенты φ и μ меняются с изменением угла схождения конуса (δ).

Наибольший расход получался при $\delta = 13^\circ 24'$.



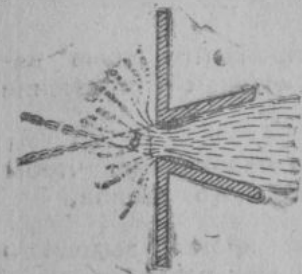
Чертеж 74

Опытные данные упомянутых исследователей, отнесенные к выходному отверстию, приводятся в следующей табличке:

δ°	0°00'	3°10'	5°26'	7°52'	10°20'	12°04'	13°24'	14°28'	19°28'	23°00'	40°20'	48°50'
μ	0.829	0.895	0.924	0.930	0.938	0.942	0.946	0.941	0.924	0.914	0.870	0.847
φ	0.829	0.894	0.919	0.932	0.951	0.955	0.963	0.966	0.970	0.974	0.980	0.984

К коническим насадкам относятся и пожарные бранспойты. Испытания их, проведенные Фриманом, дали максимальное значение коэффициента расхода $\mu = 0,98$ при угле $\delta = 5^\circ$.

Конически сходящиеся насадки с округленными входными кромками и очерченные по профилю сжатой струи дают наибольшие коэффициенты расхода и скорости. Их применение целесообразно, когда желательна наибольшая живая сила выбрасываемой струи. Для гидротехнической практики особенно интересны конически-расходящиеся насадки (черт. 75), дающие небольшую выходную скорость при большом расходе.



Чертеж 75

Основные характеристики расходящихся насадков мы имеем из опытов Eytelwein'a и Venturi. При угле сходимости $\delta \leq 8^\circ$, коэффициент расхода для входного сечения в среднем $\mu = 0,95$, при чем округление кромок входного отверстия значительно повышает расход и в этом случае коэффициент $\mu = 1,50$, т. е. в этом случае расход в $\frac{1,5}{0,62} = 2,4$ раза больше, чем в тонкой стенке.

Относя коэффициент расхода к выходному сечению при $\delta = 5^\circ - 8^\circ$, получаем значения μ , а, следовательно и φ равным по 0,45

$$\varphi = \mu = 0,45,$$

т.е. жидкость выходит из насадка со скоростью значительно меньшей, чем из отверстия в тонкой стенке, где $\varphi = 0,97$.

При больших углах схождения (δ) или при больших напорах, струя отрывается от стенок насадка и тогда истечение происходит свободно как из отверстия в тонкой стенке с $\mu = 0,62$, т. е. наличие насадка ничем не сказывается на характер истечения. Поэтому нужно быть осторожным при устройстве расходящихся насадков, не назначая больших углов δ .

Сводка расчетных данных

Сводя, для сравнения между собою и с отверстием в тонкой стенке, а также для удобства пользования, расчетные данные для разных насадков, учтем также и живую силу струи в этих случаях.

Общее выражение для живой силы, как половина произведения массы на квадрат скорости, для случаев истечения жидкости

$$\text{дает: } Ж. С. = \frac{\gamma \cdot Q}{g} \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{\gamma}{g} \mu \omega \sqrt{2gH} \cdot \frac{1}{2} (\varphi \sqrt{2gH})^2;$$

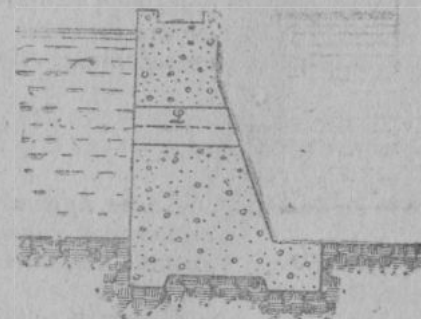
$$Ж. С. = \mu \varphi^2 \cdot \gamma \omega H \cdot \sqrt{2gH} = \mu \cdot \varphi^2 A.$$

При данном отверстии в стенке и данном напоре $\gamma \cdot \omega H \sqrt{2gH}$, обозначенное для краткости через A , является величиной постоянной, а произведение $\mu \varphi^2$ будет изменяться в зависимости от типов насадков, приставленных к отверстию. Величина $\mu \varphi^2$ и может служить для сравнения живой силы отдельных случаев истечения.

Сводка

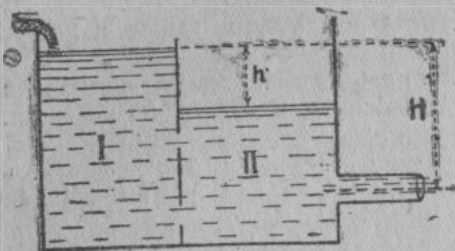
№№	ТИП ОТВЕРСТИЯ	α	φ	μ	ζ	$\mu \cdot \varphi^2 \cdot A$
1	Малое отверстие в тонкой стенке	0.64	0.97	0.62	0.06	0.590 A
2	Насадок Вентури	1.00	0.82	0.82	0.50	0.551 A
3	Тоже с закруглением	1.00	0.90	0.90	0.25	0.729 A
4	Конически сходящ. насадок $\delta = 13^\circ$	0.98	0.97	0.95	0.06	0.894 A
5	Конoidalный насадок (по форме сжатой струи)	1.00	0.98	0.98	0.04	0.941 A
6	Конически расходящийся насадок при $\delta = 5 - 8^\circ$	1.00	0.45	0.45	3.94	0.091 A

Задача № 55. Определить: 1) пропускную способность (Q) трубы, заложенной в теле плиты (черт. 76) при следующих данных: диаметр трубы $d = 2$ м, длина трубы $L = 5$ м, напор над центром сечения трубы $H = 7$ метров; 2) как изменится Q , если закруглить края входного отверстия?



Чертеж 76

Ответ: $Q_1 = 22,82 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $Q_2 = 34,97 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$



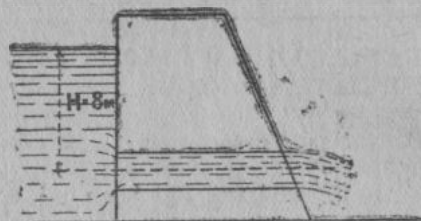
Чертеж 77

верстия поддерживается постоянный напор $H=2$ м (черт. 77).

Определить расход и разность уровней воды в обоих отделениях.

Ответ: $Q = 55,5 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$; $h = 1,7$ м.

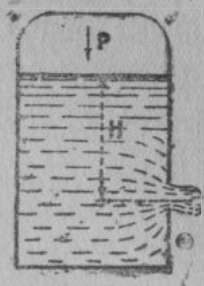
Задача № 57*. В плотине имеется круглый водоспуск диаметром $d=0,4$ м; длина его около 4-х диаметров. Определить расход Q и абсолютное напряжение внутри отверстия, если напор над центром отверстия $H=8$ м (черт. 78).



Чертеж 78

Ответ: $Q = 1,29 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$;

$p = 0,36 \frac{\text{кгр.}}{\text{см}^2}$.



Чертеж 79

Задача № 58. Из замкнутого сосуда с керосином ($\gamma = 0,85$) необходимо через насадок по форме сжатой струи с диаметром выходного отверстия $d=20$ мм обеспечить расход

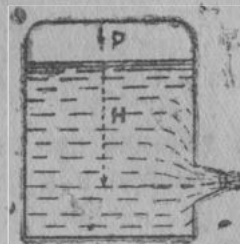
$Q = 4,92 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$.

Какое нужно поддерживать в сосуде манометрическое давление p , если высота уровня керосина над отверстием $H=1,5$ м (черт. 79).

Ответ: $p = 0,99$ атмосфер.

Задача № 59. Определить расход Q смазочного масла ($\gamma = 0,9 \frac{\text{гр.}}{\text{см}^3}$) из сосуда через конически сходящуюся насадку, если

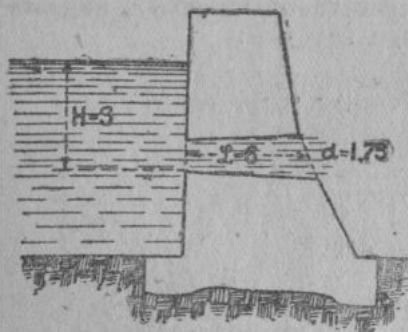
манометрическое давление в сосуде $p=2$ атм.; высота стояния масла над центром отверстия $H=1$ м, диаметр выходного отверстия $d=2,5$ см и угол схождения насадка $\delta=13^\circ$ (чертеж 80).



Чертеж 80

Ответ: $Q = 9,91 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Задача № 60. В водоудерживающей плотине (черт. 81) заложен водоспуск длиной 6 м в виде расходящейся трубы. Угол схождения -6° . Диаметр выходной части $d=1,75$ м. Определить расход Q через трубу, если напор над нижним краем входного отверстия $H=3$ м и сравнить скорость течения при входе и выходе из трубы.



Чертеж 81

Ответ: $Q = 7,46 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$;

$V_1 = 3,11 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ и $V_2 = 7,56 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$

§ III. Истечение из отверстий при переменном напоре

Истечение жидкости из сосуда при переменном напоре имеет место в тех случаях, когда уровень жидкости в сосуде не поддерживается на постоянной высоте.

Если в сосуде во время истечения из него жидкости притока совсем нет или если он и есть, но в количестве меньшем расхода, то, очевидно, сто уровень жидкости в сосуде будет постепенно опускаться до некоторого предела и, наоборот, если приток больше расхода.

В том и другом случае в каждую последующую единицу времени рабочий напор изменяется, и, следовательно, меняется и расход, т. е.

$Q \neq \text{Const.}$

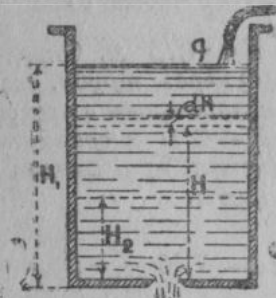
Имеем, таким образом, неустановившееся движение, которое, вообще, не входило в задачу курса.

Однако довольно часто в гидротехнической практике приходится сталкиваться с истечением при переменном напоре, например, при расчете шлюзовых камер, при наполнении цистерн из питательных баков и т. д.

Поэтому мы останавливаемся на изучении этой темы, но только в части некоторых отдельных вопросов, требующих разрешения в производстве.

Истечение при переменном напоре и постоянном притоке

Из сосуда с отверстием ω происходит истечение жидкости, при чем в сосуд в каждую единицу времени одновременно и поступает постоянное количество жидкости q_0 .



Чертеж 82

Для того, чтобы из отверстия ω в единицу времени вытекало точно такое же количество жидкости q_0 , необходимо иметь в сосуде такой напор H_0 над отверстием, при котором:

$$q_0 = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_0},$$

т. е. напор должен бы равняться:

$$H_0 = \frac{q_0^2}{2g\mu^2\omega^2} \dots \dots \dots (64)$$

Если в сосуде в данный момент имеется не H_0 по (64), а некоторый другой напор H_1 (черт. 82), то будет наблюдаться:

а) при $H_1 < H_0$, фактический расход из отверстия — меньше q_0 ; жидкость в сосуде постепенно прибывает, напор H_1 увеличивается и когда он сравняется с H_0 по (64), очевидно, расход будет равен притоку и движение жидкости станет установившимся с постоянным расходом $Q = q_0$;

б) при $H_1 > H_0$, по аналогии, уровень постепенно понижается пока напор не уменьшится с H_1 до H_0 и движение снова установится $Q = q_0$ и, наконец, в) если H_1 уже равно H_0 , то уровень жидкости остается постоянным $Q = q_0$.

Проследим аналитически процесс истечения изложенного типа во времени.

Рассмотрим весь процесс за бесконечно малый промежуток времени dt .

За время dt в сосуд прибавится приток $q_0 \cdot dt$ и в это же время из отверстия выльется расход

$$dQ = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH} \cdot dt$$

и кубатура жидкости в сосуде изменится на величину:

$$q \cdot dt - dt - \mu \omega \sqrt{2gH} dt = (q_0 - \mu \omega \sqrt{2gH}) \cdot dt.$$

В результате изменения кубатуры уровень жидкости в сосуде также изменится в ту или иную сторону на б. м. высоту dH .

Если мы обозначим площадь поперечного сечения сосуда на уровне H через F , то должно существовать равенство:

$$F \cdot dH = (q_0 - \mu \omega \sqrt{2gH}) dt,$$

откуда, учитывая (64)

$$dt = \frac{F \cdot dH}{q_0 - \mu \omega \sqrt{2gH}} = \frac{F}{\mu \omega \sqrt{2gH}} \cdot \frac{dH}{\sqrt{H_0} - \sqrt{H}} \dots \dots \dots (65)$$

Интегрируя уравнение (65) в пределах от $H = H_1$ до $H = H_2$, мы узнаем время t , в течение которого уровень жидкости в сосуде замеченный в положении H_1 изменится в положение H_2 .

Чтобы выполнить интегрирование, заменим в (65) выражение $\sqrt{H_0} - \sqrt{H}$ через новую переменную y , полагая:

$$\sqrt{H_0} - \sqrt{H} = y$$

и, следовательно, $-\frac{1}{2} H^{-0.5} dH = dy;$

откуда $dH = -2 dy \sqrt{H} = -2 dy (\sqrt{H_0} - y),$

при чем для новой переменной пределы интегрирования будут:

$$y_1 = \sqrt{H_0} - \sqrt{H_1} \text{ и } y_2 = \sqrt{H_0} - \sqrt{H_2}$$

Делаем приведенную подстановку в (65) и интегрируем.

Получаем:

$$t = \frac{1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_{(\sqrt{H_0} - \sqrt{H_1})}^{(\sqrt{H_0} - \sqrt{H_2})} \frac{1}{2 \cdot \omega} \left(1 - \frac{\sqrt{H_0}}{y} \right) dy \dots \dots (66)$$

Подинтегральное выражение (66) содержит, кроме введенного переменного y , в общем случае еще и переменное F и потому интегрирование будет возможно, если выразить F в виде функции y .

В данном же случае будем полагать сосуд призматиче-

ским; тогда $F = \text{Const}$ вынесем за знак интеграла и возьмем интеграл (66)

$$t = \frac{2F}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int_{(\sqrt{H_0} - \sqrt{H_1})}^{(\sqrt{H_0} - \sqrt{H_2})} \left(1 - \frac{\sqrt{H_0}}{y}\right) \cdot dy$$

или

$$t = \frac{2F}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_0} \cdot \ln \frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{H_2}} \right) \dots (67)$$

Ур-ние (67) дает возможность определить время, в течение которого уровень жидкости в сосуде с напором над центром отверстия H_1 , изменится на другой с напором H_2 при наличии притока q_0 .

Это уравнение справедливо и для случая опускания и для случая под'ема уровня.

Истечение при переменном напоре в атмосферу и истечение при постоянном напоре под переменный уровень

На черт. 83-а истечение жидкости показано при отсутствии притока в сосуд, при чем истечение происходит свободно в атмосферу.

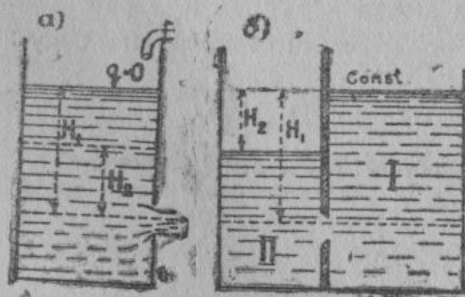
Рабочий напор в процессе истечения постепенно и неразрывно идет на убыль, а количество и скорость вытекающей жидкости затухает.

Совершенно одинакова сущность истечения из сосуда I с постоянным уровнем в II-й сосуд (черт. 83-б), т. к. и в этом случае рабочий напор — разность уровней в обоих сосудах — будет по мере истечения жидкости постепенно убывать из-за встречного под'ема воды во II-м сосуде.

Поэтому оба случая черт. 83-го можно бы охарактеризовать как истечение при

отсутствии притока с переменным рабочим напором и, следовательно, рассматривать как частный случай истечения, представленного выше уравнением (67) при $q_0 = 0$.

Расчетное ур-ние времени изменения рабочего напора с величины H_1 до H_2 мы получим из (67), полагая в нем $H_0 = 0$, что следует из (64) при $q_0 = 0$.



Чертеж 83

Получаем:

$$t = \frac{2F}{\mu\omega\sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}) \dots \dots \dots (68).$$

Полагая теперь в последнем ур-нии $H_2 = 0$ мы, очевидно получим время полного опорожнения сосуда 83-а или — время полного уравнивания горизонтов обоих сосудов 83-б в виде:

$$= \frac{2F}{\mu\omega} \frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{2g}} \dots \dots \dots (69).$$

Напомним, что последние ур-ния (68) и (69) как и (67) относятся к сосудам призматическим.

За время t опорожнения призматического сосуда из последнего через выходное отверстие вытекает кубатура жидкости в объеме сосуда от центра отверстия до уровня H_1 т. е.

$$Q_t = F \cdot H_1 \dots \dots \dots (70).$$

При постоянном напоре H_1 расход из выходного отверстия в единицу времени мы имеем $Q = \mu\omega\sqrt{2gH_1}$, а за время t —

$$Q_t = \mu\omega\sqrt{2gH_1} \cdot t,$$

или подставляя значение t по (69)

$$Q_t = \mu\omega\sqrt{2gH_1} \frac{2F}{\mu\omega\sqrt{2g}} \frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{2g}} = 2F \cdot H_1 \dots \dots \dots (71).$$

Из сравнения (70) и (71) заключаем, что:

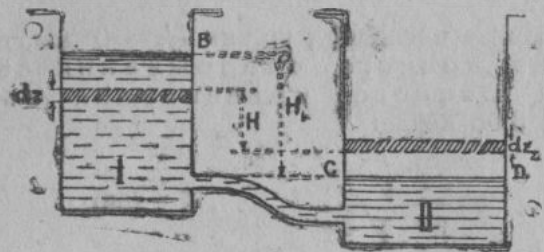
при переменном напоре и отсутствии притока опорожнение сосуда происходит в два раза медленнее, чем вытекание такого же количества жидкости при постоянном напоре.

Истечение при переменном напоре под переменный же уровень

Рассмотрим два резервуара (черт. 84), в которых в некоторый момент уровни жидкости распо-

ложены по AB и CD . Из резервуара I, с площадью поперечного сечения F_1 , жидкость истекает в резервуар II, с площадью поперечного сечения F_2 , через соединяющую трубку сечения F . Уровень жидкости в I резервуаре понижается, а во II-м повышается; в результате рабочий напор равный в начальный момент H ,

постепенно уменьшается и в конечном итоге, когда уровни в обоих сосудах сравняются, рабочий напор равен нулю и истечение прекращается.



Чертеж 84

В любой момент, когда рабочий напор равен H , можно в течение бесконечно малого промежутка времени dt считать, что истечение происходит под напором H , постоянным для этого б. м. промежутка времени.

Тогда за время dt через выходное сечение трубки ω из 1-го сосуда во II-ой перейдет количество жидкости—

$$dQ = \mu_c \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH} \cdot dt,$$

где μ_c —расходный коэффициент системы с учетом всех потерь при течении жидкости по трубке.

В I сосуде, при этом, уровень изменится на $-dz_1$, а во втором на $+dz_2$, так, что изменения в кубатуре жидкости в обоих сосудах—одинаковы и равны, конечно, расходу жидкости, прошедшему через трубку за это время, т. е. имеем:

$$-F_1 dz_1 = F_2 dz_2 = dQ \dots \dots \dots (72).$$

Изменение уровней жидкости в сосудах отразится, естественно, на рабочем напоре H в размере—

$$dH = dz_1 - dz_2 \dots \dots \dots (73).$$

Напишем равенство расхода по трубке за б. м. время dt изменению кубатуры жидкости в любом из сосудов, скажем в I-м:

$$\mu_c \omega \sqrt{2gH} \cdot dt = -F \cdot dz,$$

откуда

$$dt = -\frac{1}{\mu_c \omega \sqrt{2g}} \cdot \frac{F_1}{\sqrt{H}} dz_1,$$

а время t в виде неопределенного интеграла

$$t = -\frac{1}{\mu_c \omega \sqrt{2g}} \int \frac{F_1}{\sqrt{H}} \cdot dz_1 \dots \dots (74).$$

Взять написанный интеграл можно, если выразить dz_1 и F_1 в виде функций от H , а для сосудов призматического сечения, ввиду $F = Const$, достаточно лишь найти для dz_1 выражение через H , чем и займемся.

Найдем из (72) $dz_2 = -\frac{F_1}{F_2} dz_1$ и, подставляя найденное значение вместо dz_2 в (73), получим:

$$dH = dz_1 + \frac{F_1}{F_2} \cdot dz_1 = \left(1 + \frac{F_1}{F_2}\right) dz_1 = \left(\frac{F_1 + F_2}{F_2}\right) \cdot dz_1,$$

откуда:

$$dz_1 = \frac{F_2}{F_1 + F_2} \cdot dH \dots \dots \dots (75),$$

где, опять таки, для призматических сечений F_1 и F_2 суть величины постоянные, а dz_1 , следовательно, получено только функцией напора H .

Теперь поставим себе задачей определить время t , по истечении которого разность уровней в сосудах (рабочий напор), изменится от значения $H=H_1$ до значения $H=H_2$, а для этого проведем интегрирование (74-го) в упомянутых границах значения переменной H , при чем, предварительно заменивши dz_1 , по (75) и рассматривая $F = Const$.

Имеем для призматического сосуда:

$$t = -\frac{1}{\mu_c \omega \sqrt{2g}} \int_{H_1}^{H_2} \frac{F_1}{\sqrt{H}} \cdot \frac{F_2}{F_1 + F_2} dH =$$

$$= \frac{F_1 \cdot F_2}{(F_1 + F_2)} \cdot \frac{1}{\mu_c \omega \sqrt{2g}} \int_{H_1}^{H_2} \frac{dH}{\sqrt{H}},$$

или, взявши интеграл и подставив пределы,

$$t = \frac{2F_1 \cdot F_2 (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2})}{(F_1 + F_2) \mu_c \omega \sqrt{2g}} \dots \dots (76)$$

Принимая в ур-нии (76) $H_2 = 0$, получим время, по истечении которого жидкость в обоих резервуарах установится на одном общем уровне, равное:

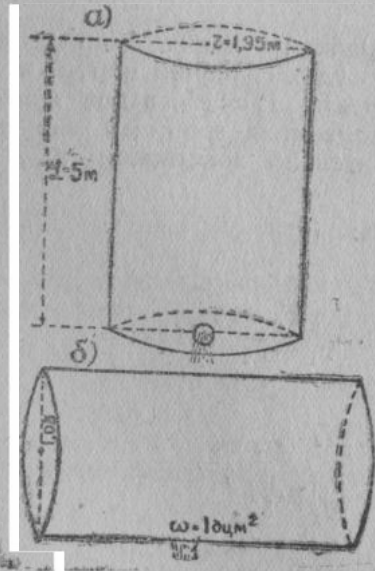
$$t = \frac{2F_1 \cdot F_2 \sqrt{H_1}}{(F_1 + F_2) \mu \omega \sqrt{2g}} \dots \dots \dots (77).$$

Отметим попутно, исходя из (75), что изменение рабочего напора на величину $\Delta H = (H_1' - H_2')$ сопровождается изменением начальных уровней жидкости в первом сосуде на

$$\left. \begin{aligned} \Delta z_1 &= \frac{F_2}{F_1 + F_2} \cdot \Delta H, \\ \Delta z_2 &= \frac{F_1}{F_1 + F_2} \cdot \Delta H \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (78).$$

а во втором на

Наконец обратим внимание на то, что, если один из резервуаров весьма велик по сравнению с другим, то уравнение (77) превратится в (69).



Чертеж 85

Задача № 61. Определить: а) время опорожнения цилиндрической бочки, поставленной вертикально из отверстия в дне $\omega = 1 \text{ д.см}^2$, при размерах по черт. 85 и б) как изменится время опорожнения этой бочки, если ее положить горизонтально с отверстием того же размера на боковой поверхности.

В обоих случаях в самой высшей точке полагать отверстие для свободного доступа воздуха. В первом случае мы имеем истечение под переменным напором из сосуда цилиндрического, т. е. с постоянным поперечным сечением $F = \pi r^2$, не зависящим от изменения напора. Следовательно, можем в данном случае применить сразу уравнение (69).

$$t = \frac{2F \cdot \sqrt{H}}{\mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g}} \cdot$$

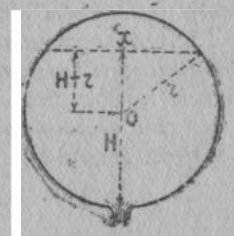
Находим $F = \pi r^2 = 3,14 \cdot 1,05^2 = 3,46 \text{ м}^2$; принимаем μ для тонкой стенки равным 0,62 и, при данных задачи, имеем:

$$t = \frac{2 \cdot 3,46 \cdot \sqrt{5}}{0,62 \cdot 0,01 \cdot 4,43} \approx 563 \text{ сек.} = 9 \text{ мин. } 23 \text{ сек.}$$

Во втором случае применение уравнения (69) уже невозможно, так как F является уже величиной переменной и зависящей от высоты напора. Поэтому будем исходить из уравнения (65), справедливого для всякой формы сосуда, и находить интересующее нас время истечения как интеграл (65), но считая в нем $q_0 = 0$, за отсутствием в данном случае притока.

$$dt = - \frac{F}{\mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g}} \cdot \frac{dH}{\sqrt{H}} \quad (\text{из 65-го}).$$

Прежде чем приступить к интегрированию необходимо выразить переменную F , как функцию от H . Пусть в некоторый момент уровень жидкости в бочке стоит на высоте H над отверстием (черт. 86-й). Очевидно, что свободная поверхность жидкости представляет собою четырехугольники постоянной длины $L = 5 \text{ м}$ и переменной ширины x , которая вначале увеличивается до $x = 2r$, а затем, при дальнейшем понижении уровня ниже центра O , снова уменьшается до нуля.



Чертеж 86

В общем виде, следовательно, имеем:

$$F = x \cdot L.$$

Как видно из чертежа 86, $x = 2 \sqrt{r^2 - (H-r)^2} = 2 \sqrt{H \sqrt{2r-H}}$ и, таким образом,

$$F = 2L \sqrt{H} \sqrt{2r-H} = f(H).$$

Имея $F = f(H)$, подставим его значение в (65)

$$dt = - \frac{2L \sqrt{H} \sqrt{2r-H}}{\mu \omega \sqrt{2g}} \cdot \frac{dH}{\sqrt{H}} = - \frac{2L}{\mu \omega \sqrt{2g}} \cdot \sqrt{2r-H} \cdot dH$$

и напишем интеграл в пределах от $H_1 = 2r$ до $H_2 = 0$, в виде:

$$t = - \frac{2L}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_{2r}^0 \sqrt{2r-H} \cdot dH \dots \dots (79).$$

Введем новую переменную $2r - H = y$, откуда $-dH = dy$ и интегрирование (79) проведем с новой переменной в пределах уже от $y_1 = 0$ до $y_2 = 2r$

$$t = \frac{2L}{\mu\omega\sqrt{2g}} \int_0^{2r} \sqrt{y} dy = \frac{2L}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left| \frac{2}{3} y^{3/2} \right|_{y=0}^{y=2r} = d$$

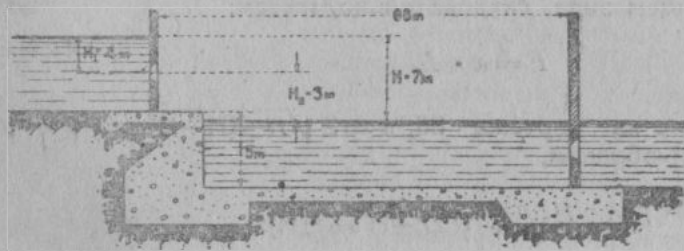
или подставляя пределы

$$t = \frac{4Ld\sqrt{d}}{3\mu\omega\sqrt{2g}} \dots \dots \dots (80).$$

Для численных значений данной задачи получаем

$$t = \frac{4 \cdot 5 \cdot 2,1 \cdot \sqrt{2,1}}{3 \cdot 0,62 \cdot 0,01 \cdot 4,43} \approx 739 \text{ сек.} = 12 \text{ м. } 19 \text{ сек.}$$

Задача № 62*. Определить время наполнения и опорожнения шлюзовой камеры при следующих данных: ширина камеры 12 м, длина камеры 68 м, площадь водопропускных отверстий (верхних и нижних) $\omega = 3,2 \text{ м}^2$, центр тяжести верхних отверстий находится на глубине $H_1 = 4 \text{ м}$, разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов составляет $H = 7 \text{ м}$. В камере устроена стенка падения высотой 5 м (черт. 87).



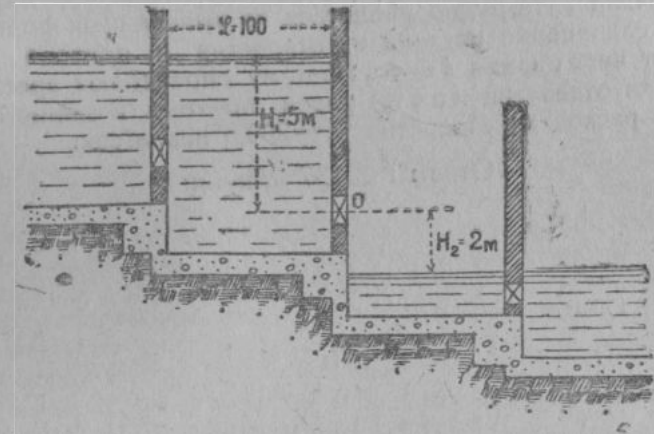
Чертеж 87

Ответ: Время наполнения камеры $t_1 = 528 \text{ сек.}$

Время опорожнения камеры $t_2 = 508 \text{ сек.}$

Задача № 63*. Определить время t , потребное на сравнение горизонтов в камерах двухкамерного шлюза (черт. 88), если для обеих камер: длина $L = 100 \text{ м}$, ширина $b = 12 \text{ м}$; $H_1 = 5 \text{ м}$; $H_2 = 2 \text{ м}$ и площадь отверстия $\omega = 7 \text{ м}^2$.

Ответ: $t = 2 \text{ мин. } 56 \text{ сек.}$

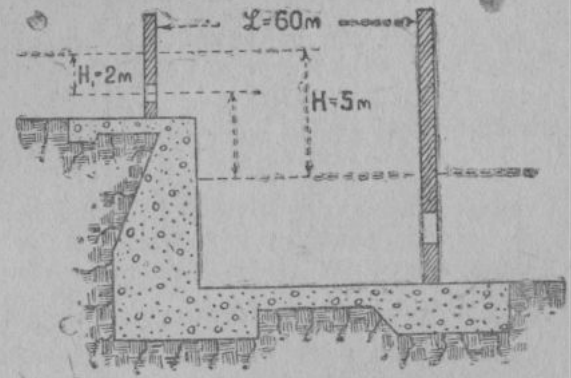


Чертеж 88

Задача № 64*. Шлюзовая камера имеет ширину $b = 6 \text{ м}$ и длину $L = 60 \text{ м}$. Разность горизонтов бьефов составляет $H = 5 \text{ м}$. Верхние отверстия в количестве 2 х находятся на $H_1 = 2 \text{ м}$ ниже уровня верхнего бьефа.

В камере имеется стенка падения (чертеж 89).

Расчитать размеры верхних отверстий, если камера должна наполниться в 10 минут и определить время опорожнения камеры, если нижние отверстия сделать равными верхним.



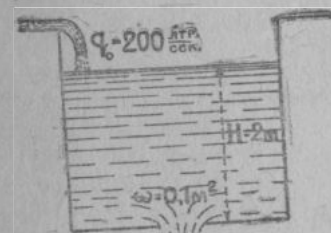
Чертеж 89

Ответ: $\omega = 0,56 \text{ м}^2$ и $t = 9 \text{ мин. } 1 \text{ сек.}$

Задача № 65. В сосуд с выходным отверстием в тонкой стенке $\omega = 0,1 \text{ м}^2$ поступает постоянный приток

$$q_0 = 200 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

Напор над выходным отверстием в момент наблюдения составлял $H = 2 \text{ м}$. Определить, через сколько секунд после



Чертеж 90

наблюдения истечение примет почти установившийся характер.

Примечание. Нетрудно убедиться из выведенных формул, что полное совпадение расхода из отверстия и притока в сосуд поступит через время $t = \infty$. Поэтому определяют время, когда расход из отверстия почти равен притоку. В данном случае принять расход из отверстия $Q = 200,5$ литра/сек.

Ответ: $t \cong 137$ секунд.

ГЛАВА IV

Истечение через водосливы

Если поток жидкости преграждается какой либо подпорной стенкой, то жидкость, уровень которой перед стенкой постепенно повышается, начнет переливаться через верхнее ребро (гребень, порог) сооружения по всей его ширине между берегами, или, при наличии в стенке специального выреза достаточных размеров, через порог этого выреза.

Сооружение в той его части, где жидкость переливается через гребень, носит название водослива.

Водослив является весьма ответственной частью гидротехнических сооружений, частью, на которую возлагается задача отвести (пропустить) избыточные воды, скопляющиеся у сооружения и могущие угрожать устойчивости последнего при несвоевременном пропуске.

Постройка плотин для увеличения энергической базы Союза, сооружение водохранилищ для удовлетворения растущих потребностей социалистического сектора сельского хозяйства, устройство водоподъемных плотин на реках в целях орошения и т. д., требует обязательного устройства водосливов для пропуска воды.

Гидротехническое строительство получило громадный размах в плане великих работ социалистической стройки и требует тщательного подхода и умелого оперирования с соответствующими данными науки и техники.

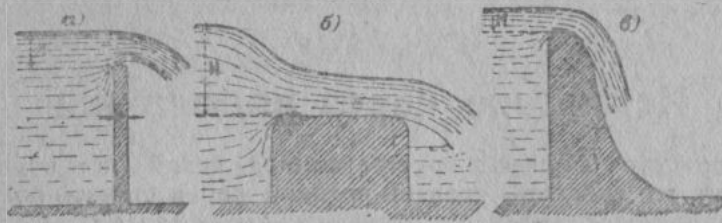
В связи с этим рассмотрение истечения жидкости через водосливы выделено в самостоятельное задание, хотя, по существу, водослив является частным случаем истечения из отверстий в стенках (при отсутствии верхнего ребра отверстия).

Основная классификация водосливов

Изучение истечения через водосливы проведем из учета условий создаваемых ими для движения жидкости. Классификацию водосливов установим по виду порога в направлении движения воды, схематически показанном на черт. 91, а именно:

1) Водослив с тонкой стенкой (черт. 91-а), когда длина (толщина) порога l — не велика и струя жидкости, прикоснувшись к внутренней кромке порога, переливается не „смачивая“ порог.

Весьма тщательные опыты Базена (Bazin) показывают, что „несмачивание“ порога имеет место пока напор водослива H — не менее двойной длины порога ($H \geq 2l$).



Чертеж 91

Напором водослива (при всех типах) называют разность отметок уровня воды до его понижения и гребня водослива. Отметим при этом, что понижение уровня воды перед водосливом практически уже незаметно на расстоянии 2-х—3-х метров от порога.

2) Водослив с широким порогом (над толстой стенкой), когда длина l порога такова, что струя протекает предварительно по всему порогу и лишь после этого сливается на низовой бьеф (черт. 91-б). Обычно требуют, чтобы $l \geq$ от 3-х до 4-х H .

и 3) Водослив практического профиля, особенно часто встречающийся в современных гидротехнических сооружениях и характерный довольно пологой и плавной поверхностью низового ската, часто осуществляемой по профилю падающей струи (черт. 91-в).

Во всех рассмотренных типах размер водослива, в направлении перпендикулярном плоскости черт. 91, будем называть шириной водослива — b .

В частном случае ширина водослива „ b^* “ может занимать всю ширину водостока „ B “ и тогда говорят о водосливе без бокового сжатия. Если же $b < B$, то водослив будет с тем или иным боковым сжатием.

Задачей изучения водосливов мы поставим нахождение расчетного уравнения для расхода Q через водослив.

Рассматривая упомянутые типы водосливов, можно прийти к заключению, что только при водосливе с широким порогом (черт. 91-б) можно в пределах порога говорить об участке с параллельноструйным движением и применять основное уравнение Бернулли.

Поэтому займемся идейной стороной водослива с широким порогом.

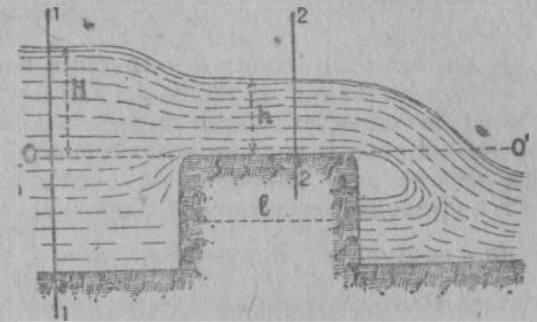
§ 1. Водослив с широким порогом

Расчетное уравнение расхода водослива

торых одно (1—1) — в пределах самого потока с непониженным еще уровнем, а другое (2—2) на пороге водослива, где струи уже успели выравняться.

Для точек, лежащих на свободной поверхности обоих сечений, имеем, приняв за плоскость сравнения поверхность порога (O—O):

Применим уравнение Бернулли к двум сечениям при водосливе с широким порогом (черт. 92), из ко-



Чертеж 92

$$H + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = h + \frac{p_a}{\gamma} + (1 + \varphi) \frac{v_2^2}{2g}$$

где H — напор водослива, h — высота слоя воды на его пороге, а $\frac{p_a}{\gamma}$ — напряжение давления внешней среды (атмосферное давление), одинаковое для обоих сечений.

Обозначая $H + \frac{v_1^2}{2g}$ через H' (напор, исправленный на скорость подхода), определим скорость v_2 течения воды на пороге водослива.

$$v_2 = \sqrt{\frac{1}{1 + \varphi} \cdot \sqrt{2g(H' - h)}} = \varphi \sqrt{2g(H' - h)} \dots (81)$$

Обычно поперечное сечение потока в русле перед водосливом весьма велико по сравнению с поперечным сечением потока на пороге и значение $\frac{v_1^2}{2g}$ получается ничтожно малым, в связи с чем отпадает необходимость исправления напора на скорость подхода. Уравнение (81) в этих случаях, очевидно, напишется без значка „прим“ при H , и таким будем его применять ниже.

Поперечное сечение потока на пороге водослива при ширине порога b (на чертеже) будет:

$$Q = b \cdot h \cdot v \quad (82)$$

и расход через водослив запишем так:

$$Q = \alpha \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2g(H-h)} \quad (83)$$

В уравнении (82) входит h — глубина воды на пороге водослива.

Еще в половине прошлого столетия Белянже (B'elanger) выдвинул без доказательства положение (постулат), что высота воды на пороге h должна устанавливаться такою, какая при данном напоре дает наибольший расход воды.

Не приводя рассуждений Белянже, заметим, что как следствие постулата получается $h = \frac{2}{3}H$, т. е. на пороге должна устанавливаться глубина в размере двух третей напора, независимо от сопротивлений, созданных порогом.

Критическая глубина

Позднее (1912 г.) проф. Бахметьев дал теоретический анализ моментов, определяющих значение h на широком пороге. На принципе проф. Бахметьева построим дальнейшие рассуждения.

Рассмотрим поперечное сечение русла потока с глубиной h и определим количество энергии, которою обладает единица веса (1 кг) в данном сечении по отношению к нижней точке дна.

Нам уже известно, что сумма 3-х членов уравнения Бернулли дает полную энергию единицы веса жидкости. Поэтому возьмем единицу веса жидкости в точке A сечения (черт. 92-а) и напишем для нас уравнение Бернулли относительно оси mm'

(Количество энергии в единице веса)

Если точка A погружена под уровень жидкости на величину t , то мы можем записать $\frac{P_A}{\rho} = \gamma t$, а $\frac{P_A}{\rho} = \rho g z_n - h$ и поэтому

$$E = \frac{v^2}{2g} + z_n - h \quad (84)$$

Где E количество энергии, заключающееся в одной единице веса жидкости (1 кг) по отношению к нижней точке дна. Величину E назовем удельной энергией поперечного сечения потока.

Легко заметить, что выражение (84) остается постоянным для данного поперечного сечения с данной скоростью течения в нем независимо от того, в каком месте сечения мы рассматриваем точку A .

В самом деле выбор положения точки A отражается на величинах t , z_n , при чем изменения этих 2-х величин постоянно взаимно компенсируются. Говоря о всем сечении нужно лишь в скоростной член ввести поправочный множитель α на первоначальное распределение скоростей и писать $E = \frac{\alpha v^2}{2g} + z_n - h \quad (84-a)$.

Пропуская определенный расход воды через то или иное по-

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \cdot b = 0,$$

найдем, что минимальная удельная энергия получится тогда,

$$\text{когда} \quad \frac{\omega^3}{b} = \frac{\alpha Q^2}{g} \dots (85).$$

Глубина потока, при которой достигается равенство (85), приводит к наименьшей удельной энергии. Назовем ее „критической глубиной“ — $h_{кр}$.

Пропуск того же расхода через то же поперечное сечение, как глубинами большими $h_{кр}$, так и с меньшими глубинами, будет характеризоваться большими количествами удельной энергии.

Более подробное изучение и анализ удельной энергии даются в спец. части гидравлики по разделу неравномерного движения и поэтому сейчас ограничимся лишь установленными понятиями, достаточными для уяснения теории водослива с широким порогом.

Так как форма поперечного сечения водослива, как правило, прямоугольная, то преобразуем уравнение (85) для частного случая прямоугольного русла, у которого

$$\omega = bh.$$

При таком значении ω можем (85) переписать так:

$$\frac{b^3 h_{кр}^3}{b} = \frac{\alpha Q^2}{g}; \quad b^2 h_{кр}^3 = \frac{\alpha Q^2}{g},$$

откуда имеем для прямоугольного русла:

$$\left. \begin{aligned} h_{кр}^3 &= \frac{\alpha Q^2}{g b^2} \\ \text{и} \\ h_{кр} &= \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \end{aligned} \right\} \dots (86)$$

Из предыдущих рассуждений очевидно, что глубина в прямоугольном русле опустится ниже значения

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

без добавления энергии извне не может, что нам и важно было установить.

Дальше, принимая во внимание, что всякое тяжелое тело (в том числе и вода) из всех возможных положений должно занять самое низкое, и, учитывая, что ниже значения $h_{кр}$ вода на пороге водослива не может установиться, ибо дальнейшее понижение глубины потребует добавления удельной энергии, мы должны сделать вывод, что:

На пороге водослива с широким порогом, движение воды должно происходить слоем глубиной $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$ и поперечным сечением $= b \cdot h_{кр}$.

Для критической глубины дадим еще одно выражение, преобразуя (86).

$$\text{Имеем:} \quad h_{кр}^3 = \frac{Q^2}{b^2 g} = \frac{b^2 h_{кр}^2 \cdot v^2}{b^2 g},$$

$$\text{откуда} \quad h_{кр} = \frac{v^2}{g} \dots (87).$$

Теперь вернемся к уравнению расхода через изучаемый водослив, полученному ранее в форме (83). Перепишем его уже со значением $h_{кр}$, вместо неопределенного ранее h , в виде

$$Q = \varphi \cdot b h_{кр} \sqrt{2g(H - h_{кр})}$$

и преобразуем, разделив и умножив правую часть на H .

$$\text{Получим:} \quad Q = \varphi \cdot b \frac{h_{кр}}{H} H \sqrt{2gH \left(1 - \frac{h_{кр}}{H}\right)}$$

или, обозначив отношение критической глубины $h_{кр}$ к напору H через

$$\frac{h_{кр}}{H} = K,$$

$$\text{имеем: } Q = \varphi \cdot K \sqrt{1 - K} \cdot b \sqrt{2g} \cdot H^{1.5} \dots (88).$$

Чтобы определить величину K , подставим в (86) значение Q по (88). Получаем:

$$h_{кр}^3 = \frac{\varphi^2 K^2 (1 - K) b^2 2g H^3}{b^2 g};$$

делим обе части на $H^3 \cdot K^2$ и после преобразований находим:

$$K = \frac{2\varphi^2}{1+2\varphi^2} \dots \dots \dots (89).$$

Возвращаясь к ур-нию (88), обозначим в нем

$$\varphi \cdot K \sqrt{1-K^2} = m_{ш} \dots \dots \dots (90)$$

и окончательно запишем расчетное уравнение расхода через водослив с широким порогом так:

$$Q = m_{ш} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1,5} \dots \dots \dots (91),$$

где $m_{ш}$ будем называть коэффициентом водослива с широким порогом.

Ур-ние (90) для вычисления $m_{ш}$ лучше преобразовать в виде функции только от K , подставив в (90) значение φ по (89). Тогда получим:

$$m_{ш} = \sqrt{0,5K^3} \dots \dots \dots (92).$$

Для определенного типа водослива с широким порогом $m_{ш}$ величина постоянная и тогда, перемножая ее на $\sqrt{2g}$ и называя $m_{ш} \sqrt{2g} = M$, можно расчет водослива вести по формуле

$$Q = M \cdot b \cdot H^{1,5} \dots \dots \dots (91-a).$$

При расчете водослизов, обычно, находят по (89) — K , затем по (92) — коэффициент $m_{ш}$, после чего оперируют с основным ур-нием (91).

Опытные данные

Скоростной коэффициент φ в больших, правда, пределах, но варьирует в зависимости от сопротивлений проходу воды через водослив, а сопротивления определяются главным образом характером подвода воды к порогу, т. е. степенью закругления кромок, наличием направляющих крыльев и т. д.

Достаточно детальных и разработанных опытных данных по коэффициенту φ для водослизов с широким порогом пока недостаточно. Но так как коэффициент φ колеблется все-таки сравнительно в небольших пределах, можно до накопления данных более полных брать при расчетах значение φ из следующей таблички¹.

¹ См. В. Д. Журин: „Элементарная практическая гидравлика“ 1928 г., стр. 135.

Тип	Описание	φ	K	$m_{ш}$	$M = m \sqrt{2g}$ (метры)
1	2	3	4	5	6
1	Небольшие пролеты с донным выступом при сопряжении с берегами обратными стенками без округлений в углах	0,80	0,561	0,297	1,32
2	Тоже, но при больших пролетах, или с незначительными округлениями углов в малых пролетах.	0,85	0,591	0,321	1,42
3	Большие пролеты без донного выступа, боковые стены с прямыми углами или с незначительными округлениями	0,89	0,613	0,339	1,50
4	Тоже, но с плавным подходом к отверстию в виде откосных сходящихся крыльев, вместо обратных или обратные стенки с сильно округленными углами	0,92	0,632	0,355	1,57
5	Хорошо округленные углы при незначительной разности ширины водослива и подводящего русла, или весьма плавный подход к водосливу и т. д.	0,95	0,643	0,365	1,62

Затопление порога

Все рассуждения о водосливе с широким порогом мы вели в предположении, что со стороны низового уровня (за водосливом) нет задержки в пропуске воды с водослива.

Это будет в том случае, когда уровень воды нижнего бьефа ниже уровня критической глубины.

Водослив с широким порогом в таких случаях работает как незатопленный и для него справедливы выше установленные расчетные ур-ния.

Когда же уровень нижнего бьефа выше уровня h_k , то водослив будет затоплен и над порогом его будет уже глубина $h_0 > h_k$, которую при проектировании можно получить как разность отметок низового уровня воды и порога.

Для затопленного водослива с широким порогом можно пользоваться сразу ур-нием (83).

Применение водослива с широким порогом

Теория водослива с широким порогом находит весьма важное применение для расчета отверстий

открытых мостиков и труб под насыпями, работающих неполным сечением.

В этих случаях намеченное сооружение создает некоторое стеснение русла потока. Уровень воды перед сооружением подымается и, благодаря добавочному напору, прежний расход потока проходит через стесненное сечение (под мостиком) с повышенной скоростью и после выхода из сооружения снова переходит в прежние условия движения. Глубину потока, существовавшую до постройки сооружения в данном месте, называют бытовой глубиной (h_0).

Очевидно, что после постройки сооружения глубина передним против прежней увеличится, а за сооружением останется без перемены.

Нередко при расчете мостиков или труб необходимо учитывать допускаемую скорость в зависимости от характера намеченного крепления русла.

Предельные допускаемые скорости течения применительно к типу крепления приводятся в нижеследующей табличке по данным постановления экспертно-технического совета Госплана СССР (1928 г.) и др.

№№	Х а р а к т е р р у с л а	V_{maxim} (м/сек.)
1	Лесс, одиночная одерновка	0,80
2	Суглинок или супесок	0,55—0,95
3	Гравий и мелкая галька	1,25
4	Плотная твердая глина, дерновка в стенку	1,80
5	Одиночная мостовая	2,50
6	Двойная мостовая	3,50
7	Деревянное крепление	6,60

Для упрощения техники расчетов приводится также таблица значений — $H^{3/2}$

Таблица значений $H^{3/2}$

H	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0,000	0,0111	0,0316	0,0580	0,0832	0,1125	0,1443	0,1780	0,2130	0,2500
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	23,25	23,47	23,69	23,91	24,12	24,34	24,56
9	27,00	27,22	27,45	27,67	27,90	28,13	28,36	28,59	28,82	29,05
10	31,62	31,85	32,09	32,33	32,57	32,81	33,05	33,29	33,53	33,77

H	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	25,65	25,89	26,11	26,33	26,56	26,78
9	29,28	29,51	29,75	29,98	30,22	30,49	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

Задача № 66. Определить расход Q через водослив с широким порогом и сильно округленными углами, при ширине водослива $b=5$ м, напоре $H=2$ м, подходной скорости $v_1=1$ м/с, если отметка гребня водослива 10 м, а отметка уровня нижнего бьефа 11 м.

Прежде всего определяем—какой водослив будет в данном случае: затопленный или нет. Для этого узнаем величину критической глубины на пороге предварительно исправив напор на скорость подхода

$$H' = H + \frac{v_1^2}{2g} = 2 + \frac{1}{2g} = 2,05 \text{ м.}$$

Принимая $\varphi = 0,92$ (тип 4-ый таблицы) имеем $\varphi = 0,632$ и $h_k = KH' = 0,632 \cdot 2,05 = 1,30$ м.

Отметка уровня критической глубины на пороге получается $10 + 1,30 = 11,30$ м. > 11 , т.е. выше нижнего бьефа. Следовательно водослив незатоплен и расчет поэтому ведем по (91) или (91-а).

По (91-а) имеем подставляя численные значения и получая готовое значение M для данного типа из таблички:

$$Q = 1,575 \cdot 2,05^{3/2} \approx 22,9 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Скорость течения по водосливу определим как:

$$v = \frac{Q}{b \cdot h_k} = \frac{22,9}{5 \cdot 1,30} \approx 3,5 \frac{\text{м.}^3}{\text{сек.}}$$

Задача № 67. На речке с расходом $Q = 30 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ и бытовой глубиной $h_0 = 1,0$ м намечается построить мостик. Определить отверстие мостика, если перед ним возможно допустить подъем воды на $Z = 1,5$ м и подход воды к мостику намечено сделать весьма плавным. Скорость подхода мала.

Берем $\varphi = 0,95$, тогда $K = 0,643$ и $M = 1,62$.

$$h_k = K \cdot H = K(z + h_0) = 0,643 \cdot 2,5 = 1,61 \text{ м} > h_0$$

Водослив не затоплен и по (91-а)

$$30 = 1,62 \cdot b \cdot 2,5^{3/2} \text{ м}$$

откуда находим:

$$b = \frac{30}{1,62 \cdot 2,5^{1,5}} = 4,68 \text{ м.}$$

Скорость при этом определим или как в предыдущей задаче или по (87)

$$v = \sqrt{gh_k} = 3,13 \sqrt{1,61} = 3,97 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

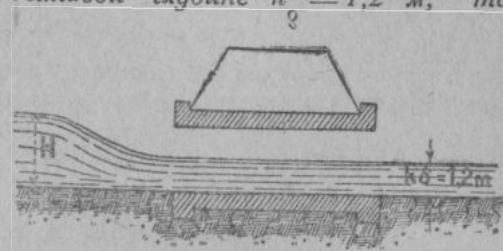
что требует уже крепления деревом.

Уменьшить скорость можно увеличением b и, следовательно понижением z .

Задача № 68*. Труба под насыпью железной дороги должна пропускать $Q = 8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при бытовой глубине $h = 1,2$ м, так чтобы глубина воды перед насыпью $H = 1,4$ м.

Определить ширину „ b “ трубы (черт. 93).

Принимаем для труб $\varphi = 0,85$; тогда (по табличке) $K = 0,591$ и, следовательно:



Чертеж 93

$$h_k = K \cdot H = 0,591 \cdot 1,4 = 0,83 \text{ м} < h_0.$$

Водослив затоплен, глубина в трубе будет равна бытовой $h_0 = 1,2$ м.

Применяем уравнение (83):

$$Q = \varphi \cdot b \cdot h_0 \cdot \sqrt{2g(H - h_0)}$$

$$8 = 0,85 \cdot b \cdot 1,2 \cdot 4,43 \sqrt{0,20},$$

откуда находим $b \approx 4$ м.

Скорость течения будет: $\frac{Q}{b \cdot h_0} = \frac{8}{4 \cdot 1,2} = 1,7 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Задача № 69*. Определить отверстие мостика, пропускающего расход $Q = 14 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при глубинах перед мостом $H = 2,0$ м и за мостом $h_0 = 1,0$ м.

Ответ: $b \approx 3,4$ м.

Задача № 70*. Определить отверстие мостика с весьма плавным подходом, пропускающего расход $Q = 7 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при глубине перед мостом $H = 1,7$ м и бытовой глубине $h_0 = 1,3$ м.

Ответ: $b \approx 2,4$ м.

Задача № 71. Определить отверстие мостика, пропускающего расход $20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при бытовой глубине $h_0 = 1$ метр., если глубину перед мостом можно допустить не более 2 метров, а крепление намечается двойной мостовой. Вход весьма плавный.

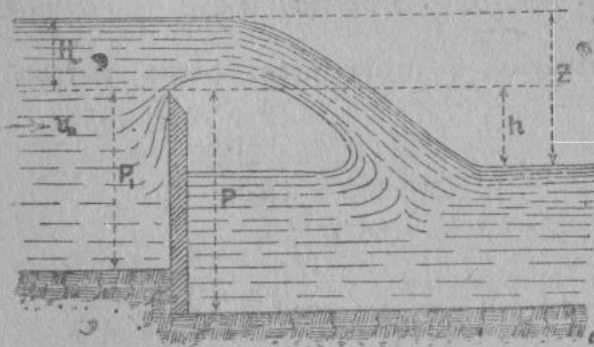
Ответ: $b \cong 5$ м при $v = 3,4 \frac{\text{м}}{\text{с.}}$ и $H = 1,82$ м.

Задача № 72. Определить отверстие трубы, пропускающей расход $Q = 20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при бытовой глубине $h_0 = 1,5$ м, глубине перед мостом не более 2-х метров, если русло в плотной глине намечается оставить без специального крепления.

Ответ: $b = 7,6$ м $v = 1,75 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$; $H = 1,72$ м.

§ II. Водосливы в тонкой стенке

При изучении водосливов в тонкой стенке будем обозначать (черт. 94): H —напор водослива; p_1 и p —высота стенок водослива со стороны разных бьефов; Z —разность отметок уровней обоих бьефов так называемый „перепад“; h —разность отметок гребня водослива и уровня нижнего бьефа.



Черт. 94

При повышении уровня нижнего бьефа h уменьшается и достигает значения $h = 0$ при стоянии уровня нижнего бьефа вровень с отметкой гребня. До этого момента низовой уровень не мешает истечению жидкости и водослив именуется полным или незаполненным в отличие от затопленного водослива, который будет налицо если низовой уровень подыметься выше гребня водослива.

Водослив в тонкой стенке, со свободной струей Основным наиболее изученным видом водослива в тонкой стенке является водослив со свободной струей (черт. 94). Так называют водослив, у которого обеспечен свободный доступ воздуха под струю и тем самым исключена возможность появления вакуума в пространстве под струей.

Очень часто водослив в тонкой стенке рассматривают как предельный случай большого отверстия при отсутствии напора над верхним его ребром.

Расход через большое отверстие был нами выше установлен ур-нием (59) в виде:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2})$$

где H_2 обозначало напор над нижним ребром отверстия, а H_1 —тоже над верхним его ребром.

Для водослива, полагая $H_1 = 0$, это ур-ние даст так называемую формулу Дюбуа:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots (93).$$

Представим (93) в форме $Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot H \sqrt{2gH}$. Из последнего равенства видно, что расход водослива рассматривается как исправленный коэффициентом $\frac{2}{3} \mu$ теоретический расход $bH \sqrt{2gH}$ из отверстия площадью $= bH$.

Последняя расшифровка ясно показывает всю теоретическую несостоятельность полного отождествления истечения через водослив и большое отверстие. В самом деле: жидкость через водослив проходит сечением, меньшим чем $v \cdot H$, и скорости, равные $\sqrt{2gH}$ могут быть лишь у самых нижних частиц жидкости на пороге.

Вполне исчерпывающей и без компромиссов теории истечения через водослив в тонкой стенке пока не дано. Но, учитывая, что в (93) входит коэффициент $\frac{2}{3} \mu$, который определяется опытным путем непосредственно, инженерная практика оперирует с ур-нием (93). При этом не строгая постановка теоретического анализа погашается эмпирическим коэффициентом.

Назовем в ф-ле Дюбуа (93) поправочный коэффициент $\frac{2}{3} \mu$ через один общий коэффициент $\frac{2}{3} \mu = m_0$ и перепишем (93) так:

$$Q = m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots (93-a).$$

Замечаем, по сравнению с (91), полную аналогию с уравнением для водослива с широким порогом, что и следовало ожидать.

Разница между расчетными ур-ниями (91) и (93) будет, следовательно, только в численной величине коэффициентов $m_{ш}$ и m_0 .

Отметим, что через m_0 обозначен коэффициент незатопленного водослива в тонкой стенке со свободной струей, который определяется опытным путем.

Опытные данные

Определение численного значения m_0 привлекло внимание целого ряда гидравликов-экспериментаторов (Лебро, Фтили, Фрезе, Базен, Ребок и ряд других) и значение коэффициента m_0 на основе полученных данных получается довольно высокой точности.

Наиболее обширными и всесторонними были тщательные опыты Базена (Bazin), который в результате обработки материалов наблюдений дает следующую эмпирическую формулу для вычисления коэффициента m_0 (в метрах) с учетом скорости подхода.

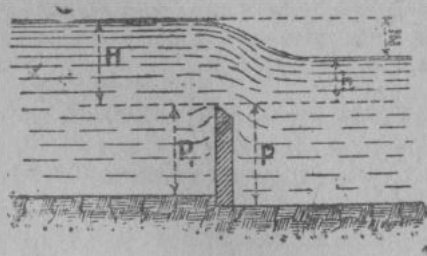
$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \cdot \left[1 + 0,55 \frac{H^2}{(H+P_1)^2} \right] \dots \dots \dots (94)$$

Если глубина водослива $(H+P_1)$ — значительно превышает величину напора H , то двучлен в квадратных скобках (94) ур-ния близок к единице и коэффициент m_0 , с достаточной для практики точностью, можно определить по:

$$m_0 = 0,405 + \frac{0,003}{H} \dots \dots \dots (94a)$$

Затопленный водослив в тонкой стенке

Затопленным водосливом мы называли такой, у которого уровень нижнего бьефа стоит выше гребня водослива (черт. 95). В затопленном водосливе, поскольку низовой уровень препятствует свободному переливанию воды, расход должен быть несколько меньше, чем в незатопленном.



Чертеж 95

Поэтому, оставляя для него то же уравнение расхода (93-а), введем лишь в него поправочный множитель σ_n — коэффициент затопления — меньший единицы. Расход, следовательно, будем определять в виде:

$$Q = \sigma_n \cdot m_0 \cdot v \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (95)$$

Т А Б Л И Ц А значений коэффициентов затопления σ_n по формуле Базена

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{P} \right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}}$$

$\frac{h}{P}$	$\frac{H}{H}$	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	0,05	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	0,10	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	0,15	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	0,20	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	0,25	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	0,30	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	0,35	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	0,40	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	0,45	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	0,50	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	0,55	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	0,60	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	0,65	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	0,70	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	0,87	0,86	0,86
	0,75																	0,87
	0,80																	0,87
	0,85																	0,87
	0,90																	0,87
	0,95																	0,87
	1,00																	0,87
	1,05																	0,87
	1,10																	0,87
	1,15																	0,87
	1,20																	0,87
	1,25																	0,87
	1,30																	0,87
	1,35																	0,87
	1,40																	0,87
	1,45																	0,87
	1,50																	0,87

Численное значение коэффициента затопления σ_n также устанавливалось опытным путем, и рядом экспериментаторов даются свои формулы для вычисления σ_n .

Из этих формул приведем ф-лу Базена, как выведенную из большого числа наблюдений:

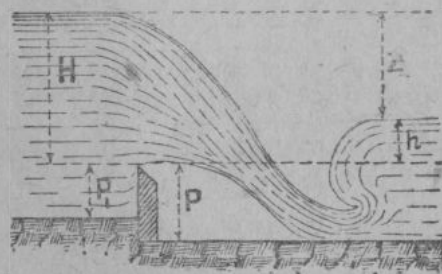
$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{p} \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{z}{H}} \dots \dots \dots (96)$$

с обозначениями согласно чертежа 94.

Численные значения коэффициента затопления σ_n , вычисленные по ф-ле Базена (96) для различных значений $\frac{h}{p}$ и $\frac{z}{H}$, приводятся в особой таблице (см. стр. 129), которой и будем пользоваться при расчетах.

При расчете затопленного водослива необходимо иметь в виду, что приведенные значения σ_n и расчетное ур-ние (95) остаются в силе до тех пор, пока $\frac{z}{p} < 0,7$.

Если же отношение $\frac{z}{p}$ становится больше 0,7, то ниспадающая с водослива струя образует т. н. „отогнанный прыжок“ (черт. 96)



Чертеж 96

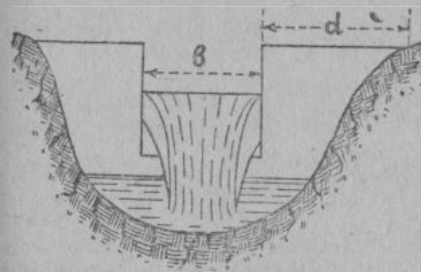
при наличии которого, несмотря на то, что низовой уровень выше гребня водослива, струя падает с водослива свободно и потому расчет в таких случаях следует производить не по (95), а по (93-а).

(Сущность явления отогнанного прыжка рассматривается в специальной части гидравлики о неравномерном движении жидкости на основе блестяще разработанной проф. Бахметьевым теории прыжка).

Влияние бокового сжатия Когда водослив занимает не всю ширину русла потока, а только часть его, то струя на пороге водослива получает некоторое боковое сжатие, в результате которого вода переливается фактически не по всей ширине водослива „b“, а по несколько уменьшенной.

Практически заметное уменьшение величины „b“ имеет место, когда расстояние вертикальных ребер водослива от берегов русла превосходит $d = 3H; d \geq 3H$ (черт. 97).

Френсис (Francis) предложил при наличии бокового сжатия вводить в расчетные ур-ния не всю величину „b“, а уменьшенную по 0,1 H с каждой стороны, где происходит сжатие струи.



Чертеж 97

Форма струи

Напомним еще раз, что вышеприведенные ф-лы даны для водослива со свободной струей.

Доступ воздуха под струю обеспечен при „b“ водослива меньшем всей ширины потока, но и в водосливе во всю ширину русла можно иметь свободную струю, устраивая с берегов вентиляционные трубы, сообщающие подструевое пространство с атмосферой.

При недостаточности притока воздуха под струю, последняя начинает принимать другие формы по внешнему виду (отжатая струя, прилипшая, подтопленная снизу и т. д.), при чем изменяется и коэффициент m .

Формы этих струй значительно менее устойчивы и практически мало учитываются. Поэтому ограничимся лишь сделанным замечанием. (Подробные сведения об этих видах струй можно почерпнуть в гидравлических справочниках и в курсах гидравлики, например: „Гидравлика“ А. И. Астрова).

Косые и боковые водосливы

Когда порог водослива поставлен к оси потока не под 90° , а под некоторым острым углом α (черт. 98), то водослив называется косым и расход через него получается несколько уменьшенным против водослива с той же шириной порога, по поставленном \perp оси потока.

Истечение через косой водослив теоретически пока не разработано и практически при расчетах пользуются теми же ур-ниями (93-а) и (95), находя, опять таки опытным путем размер необходимой поправки (в виде некоторого множителя меньше единицы).

Чертеж 98

Сравнительно небольшой опытный материал можно представить следующей табличкой:

Угол α	0°	15°	30°	45°	60°	90°
Поправочный коэффициент	0.80	0.86	0.91	0.94	0.96	1.00

Угол $\alpha=0^\circ$ мыслится, если водослив, поворачивая около точки *A*, расположить в берегу потока (*AB* черт. 98), в целях выпуска на сторону определенного количества жидкости.

В этом случае водослив называют боковыми.



Чертеж 99

Интересные опыты немецкого профессора Энгельса (Дрезден 1917) показали, что уровень потока при начале водослива (у т. *B*) понижается, образуя кривую спада, и затем, следуя по течению, ко второму краю (*A*) обратно повышается (черт. 99).

Для вычисления расхода через боковой водослив на основе своих лабораторных опытов профессор Энгельс дает следующие формулы:

для закругленного ребра порога $Q = 2,5 \sqrt[3]{b^{2,5} h}$ } . . . (97)
 для скошенного ребра $Q = 2,2 \sqrt[3]{b^{2,5} h}$ }

где „*b*“ ширина водослива (длина порога), а *h*—глубина воды над порогом водослива в конце его.

Во всех, расчетных ур-ниях мы оперировали с фактическим (геометрическим) напором *H* над порогом водослива.

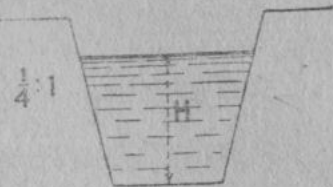
Если же скорость течения воды в русле перед водосливом *V₀* достаточно заметна ($v > 0,5 \frac{m}{c}$), то скоростной напор $\frac{V_0^2}{2g}$ конечно, усиливает действие геометрического напора и тогда в расчетных ур-ниях следует напор исправлять на скорость подхода, если поправка не вошла в „*m*“.

Практическое применение водослива в тонкой стенке

Водосливы в тонкой стенке в чистом виде, рассмотренном выше почти не применяются как часть гидротехнического сооружения. Однако, то обстоятельство, что расчетные формулы расхода для водослизов в тонкой стенке со свободной струей подвергались тщательной проверке и опытные коэффициенты их отличаются большой устойчивостью,—делает эти водосливы весьма ценными, как приспособления для измерения пропускаемых расходов воды. Особенное значение, в частности, они получают в ирригационной практике, где необходим учет воды, пропускаемой в систему, или на определенные участки.

В качестве хорошо проверенных и оправдавших свое назначение водоизмерителей, применяемых на практике, можно назвать следующие разновидности водослизов в тонкой стенке:

1) **Водослив Чиполетти**—представляет трапецидальный водослив в тонкой стенке с наклоном ребра 1/4:1 (черт. 100).

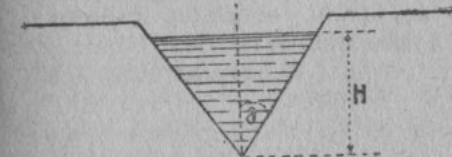


Чертеж 100

Наклон боковых ребер, давая некоторое увеличение поперечного сечения, компенсирует влияние бокового сжатия. Значение коэффициента *m₀* в ур-нии $Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{1,5}$ для этого водослива весьма устойчиво и равно $m \cong 0,42$. С таким значением *m₀* расчетное ур-ние получает вид (в метрах).

$$Q = 1,85 b \cdot H^{1,5} \dots \dots \dots (98),$$

если водослив сконструирован так, что работает незатопленным со свободной струей и без заметной скорости подхода.



Чертеж 101

2. **Водослив Томпсона**—имеет треугольный вырез в тонкой стенке с углом 2δ при вершине (черт. 101).

Если общее ур-ние для прямоугольного выреза

$$Q = m b \cdot \sqrt{2g} H^3$$

написать в виде $Q = m b H \cdot \sqrt{2g} H$ и вместо площади прямоугольника $= b \cdot H$ подставить площадь треугольника $\omega = H^2 \cdot tg \delta$, то получим ур-ние

$$Q = m \cdot tg \delta \sqrt{2g} H^{2,5}$$

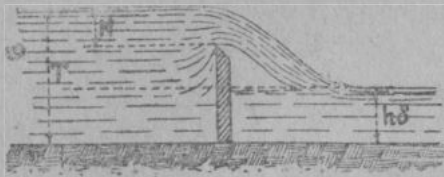
Коэффициент *m* для треугольного водослива установлен опытами равным 0,318.

Для частного случая, если вырез сделать с углом 2δ = 90°, $tg \delta = tg 45^\circ = 1$, расчетное ур-ние принимает очень простой и удобный для применения вид (в метрах)

$$Q = 1,40 \cdot H^{2,5} \dots \dots \dots (99)$$

Задача № 73*. На ручье прямоугольного сечения шириною $b = 14$ м, имеющем расход $Q = 7 \frac{m^3}{сек}$ при глубине потока $h_0 = 1,5$ м. (бытовая глубина), требуется устроить перегородивающую его стенку с таким расчетом, чтобы поднять воду выше места стенки на $Z = 1,2$ метра.

Расход ручья $\left(7 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}\right)$ после постройки подпорной стенки



Чертеж 102

проходит через гребень стенки во всю его ширину. Какую высоту P надлежит придать стенке? (черт. 102).

Для определения коэффициента расхода водослива m_0 необходимо согласно ф-лы Базена (94), зная размеры:

H —напора водослива и $T=(H+P_1)$ —глубины потока перед водосливом. В данном случае глубина потока T по условию задачи известна и равна $T=h_0+Z=1,5+1,2=2,7$ м, но значение напора H —неизвестно. Поэтому задачу приходится решать оперируя с предварительным средним значением коэффициента m_0 , принимая $m_0=\frac{2}{3}$ т. е. $\frac{2}{3} \cdot 0,62=0,42$

При таком предварительном значении $m_0=0,42$, считая рабочую ширину водослива $b_p=14$ м. (т. к. водослив строится во всю ширину потока и, потому, будет работать без бокового сжатия), напишем общее расчетное уравнение (93-а) для водослива в тонкой стенке.

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2},$$

или в числах

$$7 = 0,42 \times 14 \times 4,43 \cdot H^{3/2}$$

откуда $H^{3/2} = 0,268$

или, интерполируя по таблице значений $H^{3/2}$,

$$H = 0,416 \cong 0,42 \text{ м.}$$

Получивши предварительное значение H уточняем коэффициент m_0 по ф-ле (94)

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \frac{H^2}{T^2}\right)$$

откуда, при $H=0,416$ м. и $T=2,7$ м., находим

$$m_0 = 0,416 \cong 0,42$$

Достаточное совпадение уточненного значения $m_0=0,418$ с принятым в начале предварительным значением $m_0=0,42$, позволяет остановиться на величине напора

$$H = 0,42 \text{ м}$$

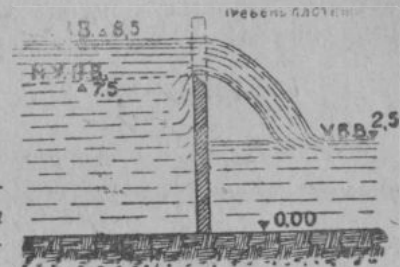
Если бы уточнение коэффициента m_0 дало более значительное расхождение по сравнению с принятым предварительно, то пришлось бы пересчитать снова значение H .

Остановившись в данном случае на $H=0,42$ м, имеем, следовательно, необходимую высоту стенки

$$P_1 = T - H = 2,70 \text{ м.} - 0,42 \text{ м.} = 2,28 \text{ м.}$$

При решении этой задачи скорость подхода учитывалась тем, что коэффициент m_0 вычислялся по полной ф-ле Базена, в которой член $\left(1 + 0,55 \frac{H^2}{T^2}\right)$ и учитывает скорость подхода.

Задача № 74. По балке без постоянного притока весений паводок проходит в намеченном для постройки перемычки месте с отметкой = 2,5 м (уровень высоких вод = 2,5 м) при максимальном секундном расходе $Q_{\text{max}} = 20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$



Чертеж 103

Отметка гребня перемычки проектируется в 9,0 м; уровень воды перед перемычкой после прохода паводка должен оставаться на отметке = 7,5 м (т. е. гребень водослива или т. наз. нормальный уровень подпертых вод имеет отметку 7,5 м.)

Определить ширину „ b “ водослива в середине перемычки, при условии, чтобы воды паводка проходили не доходя на 0,5 метра до гребня перемычки (т. е. чтобы подпертый уровень высоких вод, П.У.В.В. был на отметке $9,0 - 0,5 = 8,5$ м.), — черт. 103.

Уровень нижнего бьефа ниже порога водослива ($2,5 < 7,5$) и следовательно, мы имеем незатопленный водослив, для которого найдем коэффициент расхода по (94)

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \frac{H^2}{T^2}\right)$$

Подставляя, согласно условия, $H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 8,5 - 7,5 = 1,0$ м и $T = 8,5$ м (т. к. отметка дна равна нулю, по черт. 103), имеем:

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{1,0}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \frac{1^2}{8,5^2}\right) = 0,412$$

Теперь по основному расчетному уравнению

$$Q = m_0 b_p \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

узнаем рабочую ширину водослива

$$b_p = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}} = \frac{20}{0,412 \cdot 4,43 \cdot 1} = 10,96 \text{ м.}$$

Полную ширину водослива „b“ найдем, учитывая, что налицо должно быть двухстороннее сжатие и принимая по Франсису

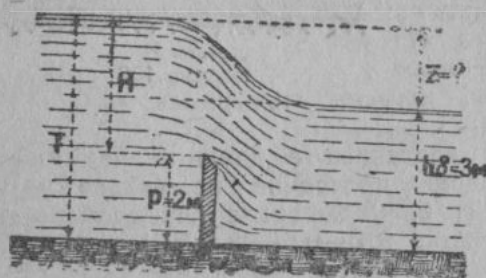
$$b = b_p + 0,1 \cdot n \cdot H_0,$$

где n —число отдельных сжатий, а H —полный напор, исправленный на скорость подхода.

В данном случае, в виду значительной глубины перед водосливом по сравнению с напором, и относительно, небольшого расхода, скоростью подхода можно пренебречь. Тогда имеем:

$$b = 10,96 + 0,1 \cdot 21 = 10,96 + 0,2 = 11,16 \cong 11,2 \text{ м.}$$

Задача № 75. В прямоугольном канале шириною $b = 4$ м. секундный расход $Q = 12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ проходит со скоростью 1 м/с. В канале ставится во всю ширину его полузапруда высотой $P = 2$ метра. Определить насколько повысится уровень воды в канале перед запрудой? (черт. 164).



Чертеж 104

ла $\omega = \frac{Q}{v} = \frac{12 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}}{1 \frac{\text{м}}{\text{с}}} = 12 \text{ м}^2$. При ширине канала $b = 4$ м. найдем бытовую глубину воды в канале $h_s = 3$ м.

Истечение над запрудой мы должны рассматривать как истечение через затопленный водослив в тонкой стенке и поэтому принимать уравнение (95).

$$Q = m_0 \sigma_n \cdot b \cdot \sqrt{2g} H^{1,5}$$

Представим это уравнение в таком виде

$$Q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot (H \cdot \sigma_n^{2/3})^{3/2}$$

и, как в предыдущей задаче, ведем расчет сначала с предварительным значением m_0 , которое примем пока равным 0,40.

Тогда имеем:

$$12 = 0,40 \cdot 4,43 \cdot 4 (H \sigma_n^{2/3})^{3/2}$$

$$\text{или } (H \sigma_n^{2/3})^{3/2} = \frac{12}{0,40 \cdot 4,43 \cdot 4} = 1,693$$

или по таблице чисел в степени $3/2$

$$H \sigma_n^{2/3} = 1,42 \dots \dots (1)$$

Для определения H из последнего равенства займемся определением коэффициента затопления σ_n . Как известно из эмпирической ф-лы Базена (96) коэффициент σ_n определяется со-

отношениями $\frac{h}{p}$ и $\frac{Z}{H}$.

В данном случае $\frac{h}{p} = \frac{1 \text{ м}}{2 \text{ м}} = 0,5$, что же касается $\frac{Z}{H}$, то его значение пока примем исходя из ориентировочного значения $H = 1,5$ м.

Имеем при $H = 1,5$ м. $Z = 0,5$ м. и $\frac{Z}{H} = 0,33$. По $\frac{h}{p} = 0,5$ и $\frac{Z}{H} = 0,33$ находим по таблице значений σ_n из опытов Базена

$$\sigma_n = 0,81$$

и подставляя в (1) имеем:

$$H \cdot 0,81^{2/3} = 1,42$$

$$\text{откуда } H = \frac{1,42}{0,87} = 1,63 \text{ м.}$$

Получив $H = 1,63$, уточняем $\frac{Z}{H} = \frac{0,63}{1,63} = 0,39$ и по упомянутой

уже таблице берем более близкое значение $\sigma_n = 0,84$ снова определяем H из (1)

$$H \cdot 0,84^{2/3} = 1,42$$

$$H = \frac{1,42}{0,89} = 1,60$$

На этом значении $H=1,60$ м. можно остановиться, т. к. расхождение с первым его ориентировочным значением $H=1,63$ получилось уже незначительным.

Однако, вспомним, что решение мы начинали с ориентировочным значением $m_0=0,40$ и потому необходимо, получивши величину H , уточнить коэффициент m_0 .

По Базену $m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left(1 + 0,55 \frac{H^2}{T^2}\right)$, что при $H=1,6$ м

и $T=H+P=1,6+2=3,6$ м дает

$$m = 0,45.$$

Делаем пересчет при новом значении $m_0=0,45$

$$Q = m_0 \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot (H \cdot \sigma^{2/3})^{3/2}$$

$$12 = 0,45 \cdot 4,43 \cdot 4 \cdot (H \cdot \sigma^{2/3})^{3/2}$$

$$(H \sigma^{2/3})^{3/2} = \frac{12}{0,45 \cdot 4,43 \cdot 4} = 1,51$$

откуда

$$H \sigma^{2/3} = 1,32 \text{ и при } \sigma_n^{2/3} = 0,87$$

$$H = \frac{1,32}{0,87} = 1,52 \text{ м.}$$

Итак мы вычислили напор над порогом водослива $H=1,52$ м, что дает высоту под'ема воды против прежнего уровня (высоту перепада Z)

$$Z = H + P - h_2 = 1,52 \text{ м.} + 2 \text{ м.} - 3 \text{ м.} = 0,52 \text{ метра.}$$

Из предыдущих задач видно, что во всех случаях, когда напор H на водосливе неизвестен, решение проводится методом постепенного подбора, начиная с предварительных значений коэффициентов.

Задача № 76. Определить расход через водослив в тонкой стенке при следующих данных: ширина русла $B=20$ м, ширина порога водослива $b=5$ м, высота водослива $p=2$ м, напор $H=2$ м, перепад $Z=1,75$ м.

$$\text{Ответ: } Q = 32,21 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Задача № 77. Определить расход через водослив в тонкой стенке при всех данных предыдущей задачи за исключением величины перепада, которую считать $Z=1$ м.

$$\text{Ответ: } Q = 28,02 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Задача № 78.* Определить напор на пороге водослива в тонкой стенке, устроенного при водоеме со стоячей водой, если потребный расход $Q=2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, высота порога $p=1$ м, ширина $b=2$ м. Водослив незатоплен.

$$\text{Ответ: } H \approx 0,65 \text{ м.}$$

Задача № 79. Составить паспорт для водослива-водомера Томпсона при центральном угле в 90° .

Задача № 80. Определить ширину порога водослива при следующих данных: $Q=6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, $P=2$ мт. $H=1,5$ мт. $Z=1$ мт.

$$\text{Ответ: } b = 1,97 \text{ мт.}$$

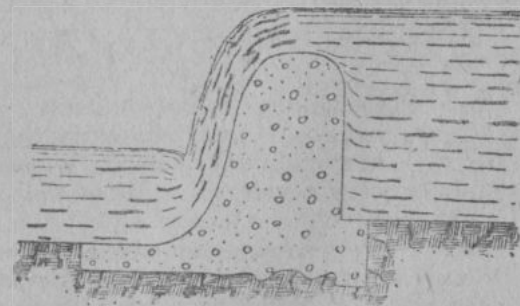
Задача № 81. В водосливе Чиполетти с шириною порога $b=0,5$ м в течение 0,5 часа поддерживается глубина слоя воды над порогом $H=0,10$ м. Определить количество пропущенной воды?

$$\text{Ответ: } Q = 52,61 \text{ м}^3.$$

§ III. Водосливы практического профиля

Общие соображения

Рассмотренные выше водосливы в тонкой стенке, как уже отмечалось, практическое значение имеют лишь в качестве водоизмерителей и в лабораторной практике. Для пропуска же излишних вод через плотины или запруды на реках и каналах, водосливные устройства имеют тот или иной сложный профиль, чаще всего, не подходящий по типу ни



Черт. еж 105

Рассмотренные выше водосливы в тонкой стенке, как уже отмеча-

к водосливу с тонкой стенкой, ни к водосливу с широким порогом (черт. 105).

Коэффициенты расхода для водосливов практических профилей должны, конечно, отличаться от коэффициентов водосливов разобранных выше, как вследствие отсутствия острых ребер на пороге водослива, так и вследствие плавности поступления и отвода воды.

Базен провел ряд исследований водосливов с разнообразной формой порога. Эти опыты показали в основном следующее:

1. Уклон передней стенки влияет на величину сжатия струи. Чем положе эта стенка, тем сжатие меньше и коэффициент расхода соответственно—больше; но при некоторой степени пологости, начинает уже сказываться влияние трения о стенку и дальнейшее увеличение пологости передней стенки влечет уменьшение коэффициента расхода.

2. Чем шире горизонтальная часть (толще порог), тем также несколько уменьшается коэффициент расхода.

3. Закругление кромок порога увеличивает коэффициент расхода, но опять таки, до известных пределов, так как дальнейшее скругление, по существу, дает увеличение ширины горизонтальной части и вызывает уменьшение коэффициента расхода.

Ряд исследований по изучению коэффициента расхода водосливов практического профиля проделаны также американцами Рафтером и Вильямсом, Кридджером (Creager) немцем Ребок (Rehbock) и рядом других¹.

Систематизация и попытка обобщения различных опытных данных проделана проф. Н. Н. Павловским в его известном „Гидравлическом справочнике“ (1924 г.), где им рассматриваются практические профили прямоугольные, трапециoidalные и криволинейные.

Проф. Н. Н. Павловский в результате упомянутой систематизации материалов и, исходя из того положения, что коэффициент расхода водослива изменяется, в основном, в зависимости от степени затопления, от формы порога, от величины (полноты) напора,—предложил также обобщенную расчетную формулу для водосливов в виде:

$$Q = m_r \cdot \sigma_n \cdot \sigma_f \cdot \sigma_n \cdot b_p \sqrt{2g} H_0^{3/2} \dots \dots \dots (100)$$

где m_r —приведенный коэффициент расхода, т. е. при $\sigma_n = \sigma_f = \sigma_n = 1$; σ_n —коэффициент затопления; σ_f —коэффициент формы; σ_n —коэффициент полноты напора; b_p —рабочая ширина водослива с учетом сжатия и H_0 —напор, исправленный на скорость подхода.

¹ Сводные таблицы данных опытов Базена, Рафтера, Вильямса и др. приведены в курсах проф. И. Г. Есьман „Гидравлика“, проф. В. Д. Журиин. „Элем. Практич. Гидравлика“ и др.

Дальнейшие исследования должны накопить материал для численного выражения отдельных коэффициентов, применительно к частным случаям практики.

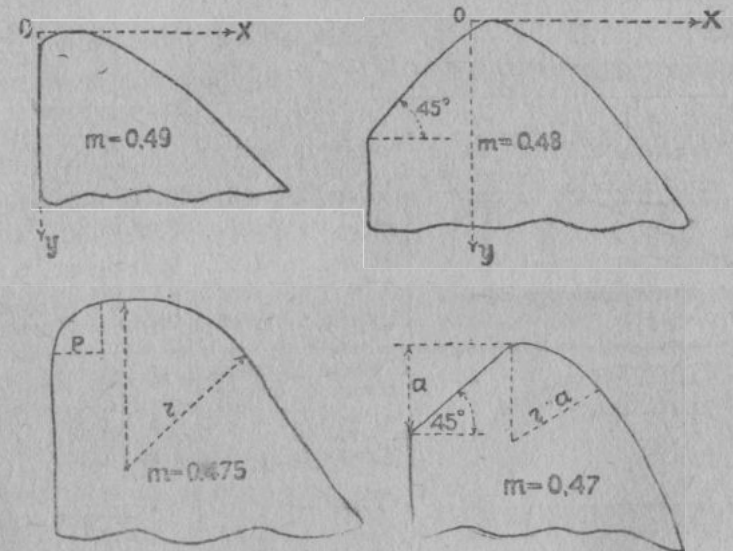
Водосливы криволинейного профиля

Не останавливаясь на данных по прямоугольным и трапециoidalным профилям водосливов и отсылая интересующихся к упомянутому труду проф. Н. Н. Павловского: „Гидравлический справочник“, приведем лишь некоторые данные для водосливов криволинейного профиля, как типа наиболее распространенного почти во всех водосливных плотинах.

Согласно проф. Н. Н. Павловскому, рассматривают водосливы криволинейного профиля трех типов:

- I) Высокие,
- II) Средние с наклонной верховой или низовой гранью.
- III) Растянутые-низкие с наклонной верховой или низовой гранью.

Коэффициент расхода водослива высокого криволинейного профиля определяется их оголовками (верхними частями).



Чертеж 106

На чертеже 106 приведены основные подтипы высоких профилей, при чем на чертежах даны и средние значения коэффициента расхода m для незаполненного водослива.

Что касается средних и растянутых профилей, то значения коэффициента расхода m для них приведены в следующей таблице, применительно к незатопленному водосливу:

Группа	Схема	Тип профиля	Тип напора			
			$\frac{H}{l} > 2$	$\frac{H}{l} \approx 1$	$\frac{H}{l} \approx \frac{1}{2}$	$\frac{H}{l} < \frac{1}{2}$
Средние профили		С наклонной верховой гранью:				Водослив с широким порогом
		а) при $tg\delta = 1$	0.46	0.44	0.42	
		б) при $tg\delta = 2$	0.45	0.43	0.41	
Средние профили		С наклонной низовой гранью				То же
		а) при $tg\delta' = 1$	0.44	0.42	0.40 - 0.39	
		б) при $tg\delta' = 2$	0.42	0.40	0.38 - 0.37	
Растянутые (низкие) профили		С развитой понурной частью				То же
		а) при $tg\delta = 3$	0.44	0.42	0.40	
		б) при $tg\delta = 4$	0.43	0.41	0.39	
		в) при $tg\delta = 5$	0.42	0.40	0.38	
		д) при $tg\delta = 10$	0.40	0.38	шир. порог	
Растянутые (низкие) профили		С развитой водосливной частью:				То же
		а) при $tg\delta = 3$	0.41	0.39	0.37	
		д) при $tg\delta' = 5$	0.39	0.37	шир. порог	
		е) при $tg\delta' = 10$	0.37	шир. порог	шир. порог	

Расчетная ф-ла для водосливов практического профиля остается структурно та же, что и для водосливов в тонкой стенке:

$$Q = m \cdot b_p \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots (101)$$

где коэффициент расхода m подбирается по приведенным выше цифровым материалам. Для предварительных расчетов можно пользоваться для высоких профилей средним значением $m = 0,45$, а для низких растянутых $m = 0,40$.

Учет бокового сжатия струи

В расчетной формуле (101) b_p представляет как и в водосливах с тонкой стенкой рабочую ширину водослива, т. е. фактическую его ширину за вычетом некоторых отрезков с каждой стороны, где происходит сжатие струи.

Выше мы уже ознакомились с предложением Френсиса для учета бокового сжатия, которое можно представить так:

$$b_p = b - 0,1 \cdot H \cdot n \dots (102)$$

где n — число отдельных сжатий; так, например, для водослива занимающего всю ширину водотока $n = 0$, для однопролетного водослива в середине плотины $n = 2$, для 4 пролетного $n = 8$ и т. д.

Однако ф-ла Френсиса справедлива лишь в тех случаях, когда отдельные элементы, разделяющие водослив на пролеты (стойки, бычки), создают достаточное „совершенное“ сжатие.

В практических условиях чаще всего упомянутые элементы сооружения вызывают „несовершенное“ сжатие, как вследствие недостаточной ширины (l) этих элементов-бычков ($l < 3H$), так и в виду того, что профиль их со стороны поступающей воды, обычно, устраивают более или менее заостренным и закругленным.

Изучавший явления сжатия в водосливах практического профиля американский инженер Creager предлагает несколько уменьшить вычитаемое в ф-ле Френсиса, умножая его на коэффициент ξ — меньший единицы.

Ф-ла расчета рабочей ширины водослива по Creager'у напишется, следовательно, в виде:

$$b_p = b - 0,1 \cdot H \cdot n \cdot \xi \dots (103)$$

Проф. Н. Н. Павловский считает возможным принимать при расчетах следующие численные значения ξ в зависимости от очертания головы опор (бычков):

1. Прямоугольное очертание $\xi = 1$
2. Полуциркульное или заостренное (равносторонний треугольник) $\xi = 0,7$.
3. Заостренное плавно-криволинейно $\xi = 0,4$.

Учет затопления порога при практических профилях водосливов

Поскольку водосливы практического профиля занимают некоторое промежуточное место между водосливами в тонкой стенке с широким порогом, постольку нужно ожидать, что и влияние затопления в водосливе практического профиля начинается не при под'еме уровня нижнего бьефа до гребня водослива, а несколько выше его.

Практика подтверждает это положение и потому учет затопления введением, как в случае тонкой стенки, коэффициента

затопления σ_n по Базену (см. ф-лу 96) приводит к заведомо преуменьшенным значениям расхода Q .

Поэтому для водосливов практического профиля точнее будет вводить численное значение коэффициента затопления σ_n не по Базену, а по данным специальных наблюдений над водосливами практического профиля.

Американские инженеры пользуются (по Криджеру) следующими значениями σ_n в зависимости от величины т. н. „относительного затопления“ $-\frac{h}{H}$ (см. черт. 24).

$\frac{h_1}{H_0}$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
σ_n	0.0	0.621	0.778	0.856	0.907	0.937	0.956	0.972	0.983	0.991	1.0
$\frac{h}{H\sigma_n^{2/3}}$	∞	1.236	0.946	0.776	0.640	0.522	0.412	0.306	0.202	0.101	0.0
$\frac{z}{H\sigma_n^{3/5}}$	0.0	0.137	0.236	0.333	0.427	0.522	0.618	0.713	0.809	0.905	1.0
$\frac{z}{H_0}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0

Расчетное у-ние для затопленного водослива практического профиля будет:

$$Q = m \cdot \sigma_n \cdot b_p \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots (104)$$

в отдельных случаях при решении задач с неизвестным напором H это у-ние целесообразнее будет писать в виде:

$$Q = m \cdot b_p \sqrt{2g} (H_0 \cdot \sigma_n^{2/3})^{3/2} \dots (104-a)$$

и с этой целью в вышеприведенной табличке даны добавочные строки значений $\frac{h}{H\sigma_n^{2/3}}$ и $\frac{z}{H\sigma_n^{3/5}}$, пользование которыми показано в задачах к данной теме.

Построение профиля водосливной грани плотин

Общий поперечный профиль водосливных плотин определяется, конечно, их статическим расчетом на сдвиг, и опрокидывание и в задачу гидравлики не входит. Что же касается, очертания водосливной грани, то для последнего же-

¹ Таблица приведена по курсу проф. А. А. Саткевич „Основной курс Гидравлики“ 1927 г.

лательно максимальное приближение к очертанию падающей с гребня водослива струи, что исключает образование вакуума под струей и увеличивает коэффициент расхода.

Проф. Н. Н. Павловский в „Гидравлическом справочнике“ приводит следующие таблички координат для построения профиля смоченной грани по Криджеру, обработавшему материалы опытов Базена.

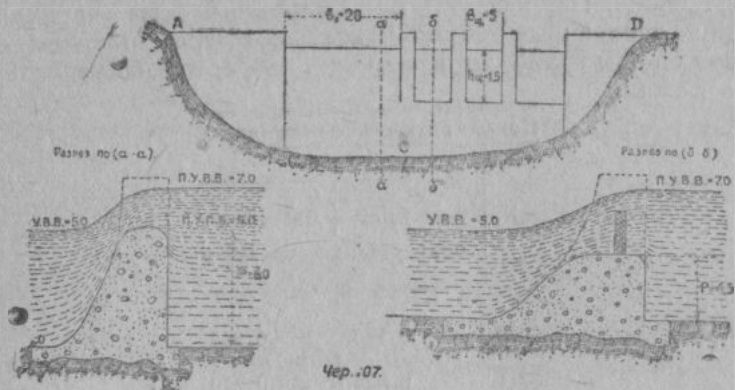
Координаты очертания кладки

X	y	
	Для типа черт. 106-а	Для типа черт. 106-в
0.0	0.126	0.043
0.1	0.036	0.010
0.2	0.007	0.000
0.3	0.000	0.005
0.4	0.007	0.023
0.6	0.060	0.090
0.8	0.142	0.189
1.0	0.257	0.321
1.2	0.397	0.480
1.4	0.565	0.665
1.7	0.870	0.992
2.0	1.22	1.377
2.5	1.96	2.14
3.0	2.82	3.06
3.5	3.82	4.08
4.0	4.93	5.24
4.5	6.22	6.58

Координаты в табличке даны в осях координат, показанных на черт. 106 при типах а) и в), при том для полного напора $H_0 = 1$ (в любых мерах). При других величинах H_0 следует все числа таблицы умножить на H_0 .

Криволинейную поверхность смоченной грани Криджер рекомендует сопрягать с дном нижнего бьефа по дуге круга.

Задача № 82. Определить расход в высокую воду через бетонную плотину (черт. 107), состоящую из водосливной части шириною $b_{\text{водосл.}} = 20$ м. и 3-х щитовых водоспусков шириною по



Чертеж 107

$b_{\text{щ}} = 5$ м и глубиною $h_{\text{щ}} = 1,5$ м. При отметке дна $= 0$, дано: нормальный уровень подпертых вод (т. е. отметка гребня) $= 6$ м; уровень высоких вод $= 5,0$; подпертый уровень высоких вод 7 м. (при открытых щитах). Площадь поперечного сечения АСД русла $\omega = 415$ м².

1) Определим расход через водосливную часть. Из сопоставления отметок П. У. В. В. и У. В. В. ($7 > 5$) видно, что водосливная часть — не затоплена и потому расход определяем по (101)

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

Имеем для расчета:

$$H = 7,0 - 6,0 = 1 \text{ м (пока без исправления на скорость}$$

подхода)

$$b_p = c - 0,1 \cdot n \cdot H \xi = 20 - 0,1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,7 = 19,86 \text{ м.}$$

$$m = 0,48 \text{ (по черт. 106b) и}$$

$$\text{расход } Q = 0,48 \cdot 19,86 \cdot 4,47 \cdot 1^{3/2} = 42,23 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

2) Определим расход через открытые щитовые затворы. В этом случае мы имеем водослив затопленный ($4,5 < 5$ и $\frac{z}{p} = \frac{2}{4,5} < 0,7$)

с превышением уровня нижнего бьефа над порогом на $h = 0,5$ м.

Напор над порогом щитовых отверстий $H = 7 - 4,5 = 2,5$ м.

Относительное затопление $\frac{h}{H} = \frac{0,5}{2,5} = 0,2$ и, следовательно, коэффициент затопления можно принять $\sigma_n = 0,983$.

Рабочая ширина одного щита составит:

$$b_p = b - 0,1 \cdot n \cdot H \xi = 5 - 0,1 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 0,7 = 4,65 \text{ м.}$$

Тогда расход через щитовое отверстие будет:

$$q = m \cdot \sigma_n \cdot b_p \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} = 0,47 \cdot 0,983 \cdot 4,65 \cdot 4,43 \cdot 3,953 = 37,62 \frac{\text{м}^3}{\text{ек}}$$

а через все три одинаковых щитовых отверстия будет пропущен расход.

$$Q = 37,62 \cdot 3 = 112,86 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Итого через сооружение обеспечен расход

$$42,23 + 112,86 = 155,09 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Теперь проверим нет ли необходимости ввести в напор поправку на скорость подхода. Полученный расход $157,49 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ подходит к водосливу через поперечное сечение $\omega = 415$ м² со скоростью

$$V_0 = \frac{Q}{\omega} = \frac{157,49}{415} = 0,38 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Поправка в напор выразится в виде

$$\frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,1444}{19,62} = 0,0073 \text{ м.,}$$

которой можно, безусловно, пренебречь ввиду малости ее. Вообще отметим, что практически скорость подхода ниже $0,5 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ в расчет можно не принимать.

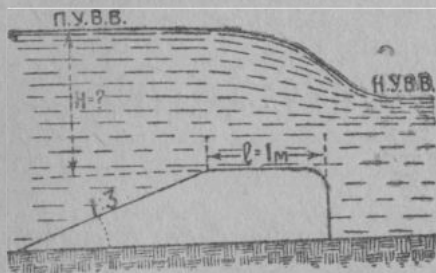
Задача № 83. Определить расход через гребень плотины с размерами предыдущей задачи при закрытых щитах.

Ответ: $Q = 42,23 + 26,67 = 68,90 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Задача № 84. В реке до устройства плотины высокие воды проходят с отметкой Н. У. В. В. = 5 м. при расходе

$$Q_{\text{вв.}} = 50 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Определить отметку уровня высоких вод, подпертых плотинной типа, показанного на черт. 108, при отметке гребня = 4 м. и ширине водослива $b = 10$ метров. Средняя ширина реки 40 м.



Чертеж 108

Водосливная плотина в данном случае должна быть отнесена к типу низких растянутых профилей, но подобрать для нее более точный коэффициент расхода m пока нельзя, т. к. напор над порогом неизвестен.

Поэтому установив лишь, что имеем дело с водосливом затопленным (если неизвестный пока напор не даст отогнанного прыжка), ведем пока расчет со средним значением $m = 0,40$ по ф-ле (104-а)

$$Q = m \cdot b_p \sqrt{2g} (H_0 \cdot \sigma_n)^{3/2},$$

пренебрегая в начале сжатием, т.е. принимая $b_p = b$.

Подставляя $Q = 50 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $m = 0,40$; $b = 10$ м., $\sqrt{2g} = 4,43 \frac{\text{м}}{\text{сек}^2}$

определяем, $(H_0 \sigma_n^{3/2})^{3/2} = \frac{50}{0,40 \cdot 10 \cdot 4,43} = 2,822$ откуда, при помощи

таблицы значений $(H_0 \sigma_n^{3/2})_{\text{наст.}}$ имеем:

$$H_0 \sigma_n^{3/2} = 2 \text{ м.}$$

Составляя отношение $\frac{h}{H_0 \sigma_n^{3/2}} = \frac{1}{2} = 0,5$, находим интерполи-

рованием по таблице, что $\frac{h}{H_0} = 0,48$, $\sigma_n = 0,941$ и (при $h = 1$)

$$H_0 = 2,08 \text{ м.}$$

Получивши приближенное значение H_0 , уточняем значения коэффициента m и величины b_p .

По таблице коэффициентов m для растянутых профилей подбираем (при $\frac{H}{l} = \frac{2,08}{1} = 2,08 \cong 2$) $m = 0,43$.

Вычисляем:

$$b_p = b - 0,1 \cdot n \cdot H_0 = 10 - 0,1 \cdot 2 \cdot 2,08 \cdot 0,7 = 9,7 \text{ м.}$$

и с вновь полученными данными снова повторяем тот же цикл вычислений.

Имеем: $(H_0 \sigma_n^{3/2})^{3/2} = \frac{50}{0,43 \cdot 9,7 \cdot 4,43} = 2,706$

$$H_0 \sigma_n^{3/2} = 1,94$$

$$\frac{h}{H_0 \sigma_n^{3/2}} = \frac{1}{1,94} = 0,515$$

по таблице находим $\frac{h}{H_0} = 0,494$

$$\text{и } H_0 = 2,02 \text{ м.}$$

Очевидно, что дальнейшая подстановка найденного значения $H_0 = 2,02$ м. не изменит уже значения m и b_p и на нем можно остановиться.

Геометрический напор H получим, введя в H_0 поправку на скорость подхода.

Площадь поперечного живого сечения перед водосливом из условий задачи ориентировочно можно определить как:

$$\omega = \frac{2}{3} 40 (4 + 2,02) \cong 160 \text{ м}^2.$$

Следовательно, расход $Q = 50 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ подходит к водосливу со

скоростью около $V_0 = \frac{50}{160} = 0,31 \frac{\text{м}}{\text{сек.}} < 0,5 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Поправка $\frac{V^2}{2g}$ получится весьма малая и потому ею пренебрегаем.

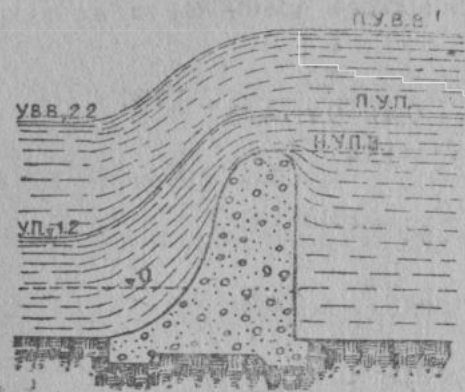
Таким образом, можно установить, что отметка подпертого уровня высоких вод будет $4 + 2,02 = 6,02$ м.

Задача № 85*. Определить отметку ребра водослива каменной плотины (черт 109), пропускающей в паводок расход $Q_n = 80 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; в высокую воду $Q = 320 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при длине рабочей ча-

сти плотины $b = 75$ м. В условных отметках от уровня меженни дано: уровень паводка = 1,2 м, уровень высоких вод = 2,2 м;

в нормальное время плотина должна подпирать воду возможно выше с тем, однако, чтобы П. У. В. $\leq 8,5$ м и П. У. В. В. $\leq 9,75$ м.

Ответ: Н. У. П. В. = 7,84 м.



Чертеж 109

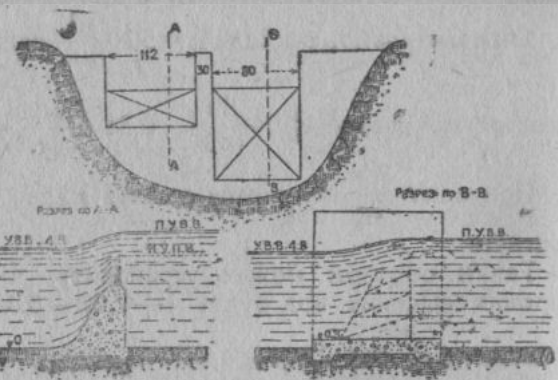
Пропуск высоких вод намечается через ряд щитовых затворов, установленных между бычками на гребне плотины, доведенном (в этой части) до отметки 2 м.

Расчитать общую ширину отверстий плотины, если бычки намечаются шириной по 1 метру с плавным криволинейным профилем, а ширина одного щита должна быть не более 5 м.

Ответ: Нужно установить 4 щита шириною по 4,77 м. Общая ширина водосливной части плотины — 21,08 метра.

Задача № 86. На реке шириною $L=50$ м. устраивается плотина среднего практического профиля с наклонной низовой гранью двойного заложения. Высокие воды с расходом $Q_{ав} = 60 \frac{м^3}{сек.}$ проходившие до устройства плотины с отметкой 2,5 м (считая отметку дна = 0), должны быть пропущены через плотину с отметкой П.У.В.В. = 3,5 м.

Пропуск высоких вод намечается через ряд щитовых затворов, установленных



Чертеж 110

Задача № 87*. Судоводная плотина (черт. 110) состоит из судового хода шириною $b_г = 80$ м. и водоспусков с общей рабочей шириной $b_{щ} = 112$ м.

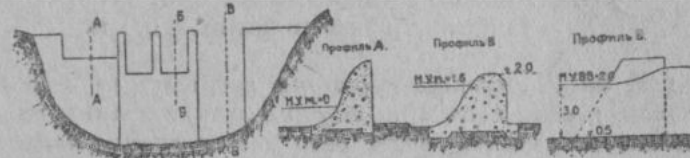
Дано: уровень высоких вод = 4,8 м; расход высоких вод $Q_{ав} = 900 \frac{м^3}{сек.}$; площадь живого сечения реки на Н.У.П.В. $\omega = 740$ м².

Определить отметку ребра водоспусков так, чтобы высокие воды проходили бы с перепадом $Z \leq 0,25$ м., со скоростью в судовом ходе $v_г \leq 2 \frac{м}{сек.}$

150

Ответ: Перепад $Z=0,165$, расход судового хода $Q = 684 \frac{м^3}{сек.}$, водоспуски пропускают остальной расход $900 - 684 = 216 \frac{м^3}{сек.}$ при отметке порога = 3,14 м.

Задача № 88*. Определить отметку гребня водослива А, пролет данного затвора В и отметку подпертого уровня паводка



Чертеж 111

(П.У.П.) при данных, приведенных на черт. 111 и таблице, считая, что меженный расход Q_m идет только через водослив А, паводок — через водослив и щиты Б, а высокие воды — через все отверстия плотины.

Данные к задаче:

Название	Отметка нормального уровня (м)	Подпертый уровень (м)	Расход $Q \frac{м^3}{сек.}$	Вид отверстия	Отметка порога	Длина в метрах
Межень	0.00	3.50	30	Водослив А . .	?	40
Паводок	1.60	?	135	Щиты Б	+ 2.00	2 × 6
Высокие воды	2.50	4.00	250	Спуск В	- 0.5	?

Ответ: 1) Отметка гребня 2,98 м.
2) Отметка П. У. П. 3,98 м.
3) Пролет В 10,6 м.

Задача № 89. Река перегораживается глухой водосливной плотиной общей длиной $L=80$ метров, с тремя щитами высотой $h_{щ} = 2,5$ м.

Определить отметку гребня плотины и ширину щитов при следующих данных:

Расход высоких вод $Q_{ав} = 300 \frac{м^3}{сек.}$
 " паводка $Q_{пав.} = 110 \frac{м^3}{сек.}$

151

До постройки плотины паводок в реке проходит с отметкой $H. У. П. = 2,0$ м., а высокие воды имеют $H. У. В. В. = 2,5$ м. (считая отметку дна $= 0$).

Высота берегов позволяет допустить проход вод после постройки плотины на отметке $= 15$ м.

Паводок пропускается при закрытых щитах через гребень плотины, а высокие воды при открытых щитах.

Бычек между щитами шириною два метра.

Ответ: Отметка гребня $= 14,22$ м.,
ширина каждого щита $\cong 6,8$ м.

Задача № 90. Постройка плотины предыдущей задачи намечается так: первая часть (по ширине реки) плотины проводится в перемычке, и высокие воды в это время пропускаются свободной частью русла; вторая часть плотины строится после окончания первой, также в перемычке, и воды в это время отводятся через временные отверстия, оставленные в первой части.

Определить: а) свободную ширину русла, которая должна быть оставлена для пропуска паводка в первый период стройки и высоту подпора Z перед перемычкой, исходя из условия, чтобы скорость течения в стесненной части русла не превосходила $V = 1,5 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$; б) размеры временных донных отверстий, которые необходимо оставить в законченной части плотины для пропуска паводка во второй период стройки, допуская глубину воды перед перемычкой до 3-х метров.

Ответ: а) В строящейся части должны быть оставлены у дна отверстия общей рабочей шириной $B_p = 12,5$ м., что, например, при 5-ти отверстиях даст с учетом сжатия полную ширину одного отверстия $b \cong 3$ м. (высота отверстия 2,5 — 3 м.); б) своб. ширина русла должна быть $\cong 37$ м.

ДВИЖЕНИЕ В ТРУБАХ

ГЛАВА V

Равномерное движение в трубопроводах

Не так давно в вопросах с./х. мелиорации и гидротехники и соответственно в специальных курсах гидравлики вопросам движения жидкости в трубопроводах уделялось сравнительно незначительное внимание и место.

Распыленное мелкое единоличное хозяйство, базировавшееся на низкой технической базе и невысоком культурном уровне масс, не могло претендовать на более или менее высокие технические сооружения и в области с./х. водоснабжения. Последнее ограничивалось устройством капающих водоснабжений (главным образом шахтных колодцев с традиционным „журавлем“) и в очень редких случаях сочеталось с элементами водопровода для подведения воды к потребляющим точкам.

Совершенно иное положение мы имеем — возможность констатировать сейчас. Бурный рост социалистического сектора с.х-ва за последние годы, развитие специализированных совхозов и колхозов, организационно-хозяйственное укрепление последних, социалистическая реконструкция всего сельского хозяйства на основе новейших достижений науки и техники, наконец, неуклонный рост культурного уровня широких масс — выдвинули ряд серьезных требований и к технике с.-х. водоснабжения.

Удельный вес трубопровода, подающего воду до отдельных производственных точек, в усадебные центры, в скотные дворы молочно-товарных ферм и т. д. и т. п., становится достаточно заметным в общем цикле мероприятий по с.-х. водоснабжению.

Если к изложенному добавить, что подача воды по трубопроводам начинает находить свое применение и в области ирригационной практики при, так называемом, искусственном дождевании, имеющем огромные перспективы, — то станет очевидным все то значение, которое должно иметь изучение движения воды по трубопроводам для специалиста по с./х. мелиорации и гидротехнике.

Настоящее задание ставит своей целью дать необходимые сведения для расчета и проектирования трубопроводов.

Задание делится на следующие темы:

- 1) Расчетные ф-лы для вычисления сопротивлений при равномерном движении жидкости и практическая оценка их.

- 2) Основные соотношения между элементами трубопровода в зависимости от расположения сети и характера водоразбора.
- 3) Расчет простых сетей.

§ I. Расчетные формулы для вычисления сопротивлений при равномерном движении жидкости и их практическая оценка

Ур-ние Шези

Во второй главе при изучении § 3: „Сопротивления движению“ были установлены уравнения (39) и (40) в следующем виде:

$$\frac{\tau}{\gamma} = \frac{\omega}{\chi} \cdot \frac{\Sigma h_{mp.}}{L}$$

и

$$\frac{\tau}{\gamma} = b \cdot V^2$$

Эти уравнения позволяют записать:

$$\frac{\omega}{\chi} \cdot \frac{\Sigma h_{mp.}}{L} = b \cdot V^2 \dots (105),$$

где (как уже отмечалось):

$$\frac{\omega}{\chi} = \frac{\text{площадь живого сечения}}{\text{смоченный периметр}} = R \text{ — гидравлический радиус}$$

$$\frac{\Sigma h_{mp.}}{L} = i \text{ — пьезометрический уклон}$$

b — некоторый неизвестный нам пока коэффициент пропорциональности.

Согласно принятым последним обозначениям перепишем (105)

в виде:

$$Ri = b \cdot V^2,$$

откуда имеем:
$$V = \frac{1}{\sqrt{b}} \cdot \sqrt{Ri} = c \cdot \sqrt{Ri},$$

где буквою c мы заменили величину $\frac{1}{\sqrt{b}}$.

Полученное ур-ние:

$$V = c \sqrt{Ri} \dots (106)$$

известно в гидравлике под названием ф-лы Шези (*Chézy*)¹ и легло в основу гидравлических расчетов при равномерном движении жидкости.

Коэффициент „ C “ ф-лы Шези явился предметом многочисленных опытных исследований, в результате которых предложены целый ряд различных эмпирических формул.

Из рассмотрения ур-ния (106) можно установить размерность коэффициента „ C “.

Действительно, из (106):

$$C = \frac{V}{\sqrt{Ri}},$$

где V измеряется в $\frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$; R , как линейное измерение в мт., а i — отвлеченное число.

Поэтому размерность „ C “ выражается в практической гидравлике в $\frac{\text{м.}}{\text{сек.} \cdot \sqrt{\frac{\text{м.}}{\text{м.}}}} = \frac{\text{м.}^{-0,5}}{\text{сек.}}$

Эмпирические формулы и опытные данные

Расчетных формул для определения численного значения коэффициента „ C “ предложено весьма большое количество. Многие из них в настоящее время представляют лишь исторический интерес. Мы остановимся лишь на главнейших из этих формул, при чем в этом задании рассмотрим лишь те эмпирические зависимости, которые установлены для трубопроводов и применяются при практических расчетах.

Ф-ла Дарси

В половине XIX столетия знаменитый исследователь Дарси (*Darcy*), оперируя с данными широко и тщательно поставленных опытов над трубопроводами из различных материалов, предложил следующую ф-лу:

$$b = \alpha + \frac{\beta}{R} \dots (107),$$

где α и β — некоторые численные коэффициенты, различные для труб из разных материалов, а $R = \frac{d}{4}$ — гидравлический радиус.

¹ Шези установил свою ф-лу (1755 г.) для скорости течения воды в каналах и полагал, что „ C “ является некоторой постоянной величиной. Однако и в общем виде (106) за ф-лой сохранилось название „Шези“.

Определяемый Дарси коэффициент „b“ связан с „C“ упомянутым выше соотношением $C = \frac{1}{\sqrt{b}}$.

Для новых чугунных труб Дарси дает численные значения:

$$\alpha = 0,000507 \text{ и } \beta = 0,00000647.$$

На практике, при расчетах по ф-ле Дарси, не вычисляют отдельно коэффициент „b“ или „C“, а исходят из ур-ния (43)

$$\Sigma h_{mp.} = \lambda \cdot \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{V^2}{2g},$$

используясь им в виде

$$\Sigma \frac{h_{mp.}}{L} = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

или (т. к. $\frac{\Sigma h_{mp.}}{L} = i$) окончательно

$$di = \lambda \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (108),$$

где λ так уже отмечалось при установлении ур-ния (41-го) равно $8gb$ и определяется в целом (а не отдельно b) по (44).

Преобразуя ур-ние (107), применительно к типу Шези, исключением V , получим:

$$V = \sqrt{\frac{di2g}{\lambda}} = \sqrt{\frac{d}{4} \cdot i \frac{8g}{\lambda}};$$

или, учитывая, что для круглых труб $\frac{d}{4} = R$,

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \cdot \sqrt{Ri} \dots \dots (109).$$

Откуда видно, что по Дарси коэффициент „C“ составляет $\sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$

Ф-ла Дарси довольно широко применяется при расчетах трубопроводов в форме ур-ний (108) и (109).

Формула Куттера Около 1869 г. швейцарским инженером (Kutter) была предложена своя формула для определения члена „C“ ур-ния Шези.

$$C = \frac{100}{1 + \frac{\kappa}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (110),$$

где „K“ учитывает шероховатость стенок русла.

Применительно к различному материалу внутренней (смоченной) поверхности русла устанавливаются численные значения коэффициента шероховатости „K“.

Не приводя здесь численных значений „K“¹, отметим лишь, что формула Куттера получила распространение в водопроводном деле и при расчетах канализационных труб со значением $\eta = 0,25$ для нормальных труб, т. е. прослуживших некоторое время, но без заметной инкрустации.

Формула Маннинга Весьма удобной структурно следует признать т. н. формулу Маннинга (Manning), данной последним в Америке (1890 г.)

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots \dots \dots (111),$$

где n — опять таки т. н. коэффициент шероховатости.

Данные численных значений n в формуле Маннинга соответствуют данным раньше него установленной ф-лы Гангилье-Куттера. Подробная таблица значений n приводится ниже в следующем задании; здесь лишь отметим, что для водопроводной практики проф. Б. А. Бахметьев рекомендует принимать метровых размерах:

$$\frac{1}{n} = 91 \text{ для чистых труб,}$$

$$\frac{1}{n} = 80 \text{ для нормальных труб}$$

$$\text{и } \frac{1}{n} = 70 \text{ для грязных труб.}$$

¹ См. Н. Н. Павловский „Гидравлический справочник“.

Прочие ф-лы, применяемые при расчете трубопроводов

Из обширного ряда других эмпирических ф-ул приведем, кроме перечисленных, следующие:

Ф-ла Морица (Moritz)

$$V = C_0 R^{0.7} i^{0.555} \dots (112)$$

где (в метровом исчислении)

$C_0 = 144$ для деревянных труб (бочарной клепки).

$C_0 = 131$ для бетонных труб.

$C_0 = 125$ для клепанных железных труб.

Ф-ла Сковея (Scobey)

$$V = C_0 R^{0.95} \cdot i^{0.595} \dots (113)$$

с численным значением $C_0 = 122$ для деревянных труб.

Ф-ла Флямана (Flamant) для трубопроводов имеет довольно широкое распространение на европейском континенте в следующем виде:

$$i = a \cdot \frac{V^{1.75}}{d^{2.5}} \dots (114)$$

при чем численное значение „a“ при метровом исчислении принимается в среднем:

для бывших в употреблении труб $a = 0,00092$,

для новых чугунных труб $a = 0,00074$.

Ф-ла Лямпе (Lampe).

Наконец приведем ф-лу Лямпе для гладких чугунных труб в виде

$$V = 77,68 d^{0.94} \cdot i^{0.555} \dots (115)$$

Выбор расчетной ф-лы для трубопроводов

Самое многообразие перечисленных ф-ул (а мы привели далеко не все из них) показывает, что вопрос пока еще не получил достаточного полного теоретического разрешения и не вышел из стадии нащупывания эмпирическим путем необходимых соотношений.

Прежде всего следует отметить, что вышеперечисленные ф-лы как и всякая эмпирическая ф-ла, более тесно отражают природу явления в пределах того круга частных случаев, данные по которым послужили материалом для обработки и уравнивания при выводе ф-лы.

Поэтому, вообще говоря, распространение эмпирической формулы на более широкие условия требует уже большей осторожности в применении численных коэффициентов.

1. Достоверность формулы тем выше, чем больший количественно и чем выше качественно материал лег в основу вычисления ф-лы.

2. Эмпирическая формула отвечает своему назначению, если данные расчета по ней дают в натуре практически допустимые отклонения (скажем, в пределах не более 10 проц).

3. Ценность эмпирической формулы значительно повышается, если, не в ущерб точности вычислений, структура ф-лы проста и не вызывает необходимости в сложных вычислениях.

С этой точки зрения можно вполне согласиться с мнением проф. Б. А. Бахметьева, считающего возможным оставаться пока на ф-ле Маннинга, как на основной при расчете трубопроводов.

В отношении труб малых диаметров наиболее достоверными считаются данные Дарси.

Для труб не металлических, опытных данных вообще накоплено очень мало и при расчетах деревянных трубопроводов, начинающих получать заметное распространение, пока будем пользоваться формулами Морица и Сковея.

Остальные формулы, хотя и имеют в отдельных случаях довольно широкое употребление (часто в силу привычки и инертности инженерно-технических кругов) при расчетах вводить не будем, чтобы не создавать излишнего многообразия.

В случаях особо ответственных расчетов нередко прибегают к вычислениям необходимых элементов по нескольким формулам, оценивая результаты по степени их сходимости.

Необходимо, наконец, подчеркнуть, что все упомянутые формулы имеют в виду лишь систематические потери напора на трение по длине трубопровода, не учитывая местных потерь. При более или менее длинном трубопроводе путевые потери настолько превалируют над отдельными местными потерями, что значение последних по сравнению с первыми становится ничтожно малым и при расчетах поэтому упускается.

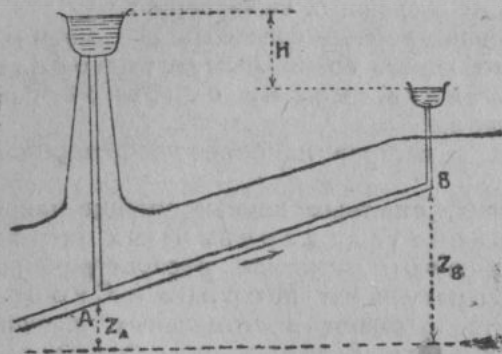
В отдельных случаях местные потери в трубопроводе учитываются суммарно определенной надбавкой к общим потерям напора 10—12% этих потерь.

§ II. Основные соотношения элементов трубопровода

При решении вопросов связанных с трубопроводами, введем следующие обозначения для отдельных элементов (черт. 112)

H_A — напор в данной точке А,

L — длина трубопровода АВ.
 d — диаметр внутреннего сечения трубы,
 Q — секундный расход жидкости по трубопроводу,
 V — средняя скорость течения,
 $i = \frac{H}{L}$ — пьезометрический уклон.



Чертеж 112

сечения $R = \frac{\pi d^2}{4 \cdot \pi d} = \frac{d}{4}$.

Расход жидкости через сечение трубопровода площадью ω при скорости v будет, очевидно, равен:

$$Q = \omega \cdot v = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (116)$$

Модуль расхода

Для трубопровода определенного диаметра d и из определенного материала (скажем, чугунные или деревянные трубы) отдельные члены уравнения (116) приобретают константное значение, а именно ω , C и R , так как ω и R являются функциями только диаметра, а C , в конечном итоге, — зависит от гидравлического радиуса и шероховатости материала внутренней поверхности трубы.

Объединяя эти три члена, постоянные для данного сечения русла, и обозначая их произведение через K

$$K = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R} \dots \dots \dots (117)$$

будем пользоваться при расчетах ур-нием (116) в следующем обозначении:

$$Q = K \sqrt{i} \dots \dots \dots (116')$$

В предыдущей теме было получено общее ур-ние (106) для средней скорости равномерного движения жидкости в виде:

$$V = C \sqrt{R} \cdot \sqrt{i}$$

где C — коэффициент, определяемый по одной из эмпирических ф-ул предыдущей темы.

R — гидравлический радиус, представляющий отношение площади живого сечения к смоченному периметру (для круглого

В этом уравнении $i = \frac{H}{L}$ — число отвлеченное и потому „ K “ должно иметь размерность расхода. Легко видеть из (116'), что K представляет собою расход жидкости в трубопроводе при уклоне i равном единице.

Величину $K = \omega C \sqrt{R}$ называют расходной характеристикой трубы или Модулем расхода трубы.

Численные значения расходной характеристики K , для разных диаметров водопроводных труб легко вычислить по (117) под-

ставляя $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$, $R = \frac{d}{4}$ и „ C “ по одной из формул предыдущей

темы, на которых мы остановились как на более распространенных и удобных для расчета трубопроводов (Маннинга, Дарси и других).

Для расчетов по формуле Маннинга приводится ниже таблица готовых вычисленных значений, расходной характеристики K для стандартных размеров труб по их диаметру.

Расходная характеристика для круглых труб по Маннингу выразится так:

$$K = \omega \cdot C \sqrt{R} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{R} = 0.785 \frac{1}{n} d^2 \left(\frac{d}{4}\right)^{0.67},$$

что при подстановке приведенных выше численных значений $\frac{1}{n}$, даст в метрах:

$$\left. \begin{array}{l} \text{для чистых труб } K = 20,35 \cdot d^{2.67} \\ \text{„ нормальных } K = 24,92 \cdot d^{2.6} \\ \text{и „ грязных } K = 21,81 \cdot d^{2.6} \end{array} \right\} (117')$$

По последним выражениям и вычислены значения расходной характеристики, приводимые в таблице. (см. ст. 164)

Удельное сопротивление трубопровода

Подставим в уравнение (116') значение $i = \frac{H}{L}$, где L — длиной

провода, а H — напор, затрачиваемый на поддержание движения жидкости по трубопроводу.

$$\text{Получим: } Q = K \cdot \sqrt{\frac{H}{L}} \quad \text{или } Q^2 = K^2 \cdot \frac{H}{L}$$

откуда имеем уравнение для вычисления необходимого напора

Т А Б скоростных и расходных хара

Диаметр		Нормальные $C_0=80$				Чис
Дюймы	Миллиметры	$S \frac{mt}{сек.}$	$K \frac{лит.}{сек.}$	$\frac{K^2}{1000}$	$\frac{1000}{K^2}$	
1,5	40	3,713	4,666	0,022	45,93	4,424
2	50	4,550	8,460	0,072	13,97	5,175
3	75	5,646	24,94	0,622	1,607	6,423
4	100	6,826	53,72	2,886	0,353	7,771
5	125	7,930	97,40	9,487	0,105	9,030
6	150	8,954	158,4	25,09	0,0400	10,186
7	175	9,938	238,9	57,08	0,0175	11,342
8	200	10,859	341,0	116,4	0,0086	12,353
9	225	11,744	467,0	218,1	0,0046	13,359
10	250	12,605	618,5	382,5	0,0026	14,332
12	300	14,224	1006	1011	0,00098	16,248
14	350	15,766	1517	2301	0,00043	17,934
16	400	17,240	2166	4691	0,00021	19,643
18	450	18,642	2965	8792	0,00011	21,207
20	500	20,003	3927	15410	0,00006	22,756
24	600	22,574	6386	40780	0,0000246	25,717
28	700	25,019	9632	92780	0,0000108	28,535
30	750	26,205	11580	134100	0,0000075	29,808
32	800	27,369	13750	189100	0,0000053	31,172
36	900	29,591	18830	354500	0,0000028	33,664
40	1000	31,750	24930	621700	0,0000016	36,120

$$H_m = Q^2 \left(\frac{лит}{сек}\right)^2 \cdot \frac{L_m}{K^2 \left(\frac{лит}{сек}\right)^2} \dots \dots \dots (118)$$

Член $\frac{L}{K^2}$, при $Q=1$, численного равен H , т. е. показывает ве-

Л И Ц А ктеристик по ф-ле Маннинга

ые $C=90$			Грязные $C_0=70$			
$K \frac{лит.}{сек.}$	$\frac{K^2}{1000}$	$\frac{1000}{K^2}$	$S \frac{mt}{сек.}$	$K \frac{лит.}{сек.}$	$\frac{K^2}{1000}$	$\frac{1000}{K^2}$
5,308	0,028	35,50	3,249	4,083	0,017	59,99
9,624	0,092	10,80	3,981	7,403	0,055	18,25
28,37	0,805	1,242	4,941	21,83	0,476	2,099
61,11	3,734	0,269	5,973	47,01	2,209	0,455
110,8	12,280	0,0813	6,945	85,23	7,264	0,138
180,2	32,460	0,0309	7,834	138,6	19,21	0,0526
271,8	73,86	0,0134	8,695	209,0	43,70	0,0224
388,0	150,6	0,0066	9,501	298,5	89,08	0,0112
531,2	282,2	0,0035	10,276	408,6	167,0	0,0060
703,5	494,9	0,0023	11,029	541,2	292,8	0,0034
1144	1309	0,00076	12,445	880	774,4	0,0013
1726	2978	0,00034	13,796	1327	1762	0,00057
2464	6070	0,00016	15,085	1895	3592	0,00028
3373	11380	0,00009	16,314	2594	6731	0,00015
4467	19950	0,00005	17,501	3436	11810	0,00008
7264	52760	0,0000189	19,744	5587	31220	0,0000392
10960	120100	0,0000083	21,883	8428	71040	0,0000141
13170	173400	0,0000058	22,932	10130	102600	0,0000097
15640	244700	0,0000041	23,933	12030	144800	0,0000069
21420	458600	0,0000022	25,882	16470	271400	0,0000037
28360	801500	0,0000012	27,780	21820	476000	0,0000021

личину необходимого напора для преодоления сопротивлений в трубопроводе при расходе равном единице.

Будем поэтому называть $\frac{L}{K^2}$ удельным сопротивлением

трубопровода. В таблицах значений расходной характеристики приведены и численные данные для K^2 .

Соотношения (116') и (118)

$$Q = K \sqrt{i}$$

$$H_m = Q^2 \cdot L_{\text{килом}} \frac{1000}{K^2}$$

дают возможность решать ряд задач по расчету простого водопровода с постоянным диаметром труб по всей его длине.

Основными вопросами при этом могут быть:

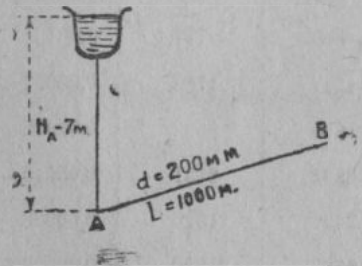
а) Определение расхода Q при заданных размерах труб, заданном напоре H и длине трубопровода L ,

б) определение необходимого напора H для пропускания заданного расхода через трубопровод заданной длины L при диаметре его d ,

в) определение нужного диаметра труб (d) для пропускания заданного расхода Q при длине трубопровода L и наличии напора H .

Разрешение данных вопросов проследим на отдельных задачах.

Задача № 89. Определить расход через трубопровод, показанных на черт. 113 размеров, если условная отметка точки A равна 10 м., а точки B —12 м. Трубы нормальные-бывшие в употреблении.



Чертеж 113

ственно.

Находим пьезометрический уклон как отношение разности высот жидкости (в напорном баке и в месте выхода ее) к длине пути. В данном случае:

$$i = \frac{H}{L} = \frac{(10+7)-12}{1000} = 0,005$$

При диаметре $d=200$ мм. для чистых труб, найдем по таблице значений расходных характеристик по ф-ле Маннинга

$$K = 341 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$$

Подставляя в (117) значение C по Куттеру имеем $K=332 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

а заменяя C по Дарси со значением $\lambda=0,031$, $K=351 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Чтобы получить расход трубопровода остается лишь согласно (116') умножить Модуль расхода на \sqrt{i} .

Тогда имеем:

$$Q = K \sqrt{i} = 351 \cdot \sqrt{0,005} = 24,82 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}} \text{ по Дарси}$$

$$Q = K \sqrt{i} = 332 \cdot \sqrt{0,005} = 23,48 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}} \text{ по Куттеру и}$$

$$Q = K \sqrt{i} = 341 \cdot \sqrt{0,005} = 24,11 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}} \text{ по Маннингу}$$

Значения Q получились по всем 3-м формулам близкими и особенно по Дарси и Маннингу.

По формуле Флямана (114) находим скорость течения:

$$v = \sqrt[1.75]{\frac{d^{1.25}}{a} \cdot i} = \sqrt[1.75]{\frac{0,2^{1.25} \cdot 0,005}{0,00092}} = 0,83 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

и следовательно расход:

$$Q = v \cdot \omega = \frac{\pi d^2}{4} \cdot v = 0,785 d^2 v = 0,785 \cdot 0,2^2 \cdot 0,83 = 0,0260 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} = 26,06 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$$

Отклонение результата по Фляману от вышеизложенных получилось уже заметное.

Задача № 90. Определить набор необходимый для пропускания через трубопровод, с размерами предыдущей задачи (черт. 113),

расхода $Q = 50 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Пользуемся уравнением (118)

$$H_m = Q^2 \cdot L_{\text{км.}} \cdot \frac{1000}{K^2},$$

подставляя $Q = 50 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$; $L = 1000 \text{ м.} = 1 \text{ км.}$ и выписывая $\frac{1000}{K^2} \left(\frac{\text{сек.}}{\text{лит.}} \right)^2$

из соответствующей колонки таблиц расходных характеристик для $d = 0,2$ м.

Расчет данной задачи и последующих будем вести по ф-ле Маннинга.

Имеем для нормальных труб при $d = 0,2 \text{ м} = 200 \text{ мм.}$

$$\frac{100}{K^2} = 0,0086 \left(\frac{\text{сек.}}{\text{лит.}} \right)^2$$

$$\text{и } H_m = 50^2 \cdot 1 \cdot 0,0086 = 21,5 \text{ м.}$$

Высота напорного бака при отметках задачи № 89 должна быть $H_a = 21,5 + (12 - 10) = 23,5 \text{ м.}$

Задача № 91. Каков будет необходимый напор для условий предыдущей задачи, если диаметр трубы увеличить и взять $d = 250 \text{ мм}$ вместо $d = 200$.

$$H_m = 50^2 \cdot 1 \cdot 0,0026 = 6,5 \text{ м.}$$

Отметим насколько чувствительна величина необходимого рабочего напора на увеличение диаметра трубопровода.

Задача № 92. Определить диаметр трубопровода, рассчитываемого на пропуск расхода $250 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, при следующих данных о трубопроводе: длина его $L = 2500 \text{ метров}$, рабочий напор $H = 30 \text{ метров}$, трубы-водопроводные новые.

При дальнейшей работе трубопровода произойдет некоторое загрязнение стенок и потому расчет, обычно, ведут по данным для нормальных труб, а для трубопроводов, работающих в неблагоприятных условиях для грязных труб.

Как мы видели выше каждому ассортименту труб (по величине d) соответствует свойственная ему расходная характеристика K и обратно, следовательно, данному значению K соответствует некоторый конкретный диаметр трубопровода.

Поэтому практически расчет диаметра трубопровода сводится к нахождению модуля расхода K и, затем, установлению по таблице соответствующего значения d .

Для условий данной задачи имеем:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{250 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}}{\sqrt{\frac{30}{2500}}} = \frac{250 \text{ лит.}}{0,1095 \text{ сек.}} = 2283 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$$

По таблице составленной по формуле Маннинга видно, что необходимое нам значение $K = 2283 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ находится между $K_1 = 2170 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

для $d_1 = 400 \text{ мм.}$ и $K_2 = 2965 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ для $d_2 = 450 \text{ м. м.}$

Нужный диаметр трубопровода, следовательно, должен быть:

$$d_2 > d > d_1$$

т. е.

между $d_1 = 400$ и $d_2 = 450$ миллиметров.

При $d_1 = 400 \text{ мм.}$ потребуется напор $H > 30 \text{ мт.,}$ а при $d_2 = 450 \text{ мм}$ потребуется напор $H < 30 \text{ мт.}$

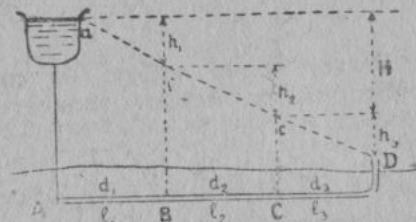
При необходимости же использовать напор H равный именно 30 м. нужно (в виду отсутствия выпуска труб промежуточного диаметра) делать трубопровод составным из обоих размеров диаметра d_1 и d_2 , что приводит к т. н. последовательному соединению труб, рассматриваемому ниже.

Трубопровод из труб разных диаметров, последовательно соединенных

Пусть имеется налицо трубопровод из системы труб разных длин и диаметров (черт. 114) через которую пропускается расход Q .

Означенный расход Q проходит последовательно через все участки трубопровода, каждый из которых характеризуется как своей пропускной способностью K_n (в зависимости от своего диаметра), так и своим удельным сопротивлением $\frac{L_n}{K_n^2}$.

Для продвижения расхода Q через любой из участков трубопровода необходимо затратить некоторую часть напора



Чертеж 114

$$hn = Q^2 \frac{L_n}{K_n^2}$$

где значек n — указатель номера участка трубопровода. Через весь трубопровод расход Q пройдет с затратой напора:

$$H = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \Sigma h_n$$

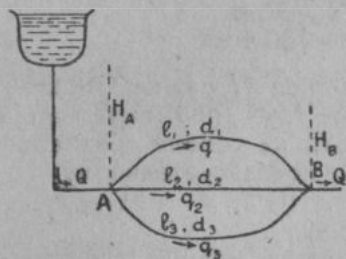
Так как в выражении для h_n , независимо от участка, величина Q является постоянной, общей для всего трубопровода, то можно записать:

$$H = Q^2 \Sigma \frac{L_n}{K_n^2} \dots \dots \dots (119)$$

т. е.

При последовательном соединении труб необходимый рабочий напор равен произведению квадрата расхода на сумму удельных соотношений всех отдельных участков.

Параллельные соединения трубопроводов



Между точками трубопроводов А и В с пьезометрическими напорами в них H_A и H_B проходит несколько линий труб, образуя т. н. параллельное соединение.

Точки А и В являются общими для каждой из отдельных линий и поэтому движение по любой линии происходит под одинаковой разностью напоров в начальной и конечной точке

$$H = H_A - H_B,$$

но с различными пьезометрическими уклонами в зависимости от длины линии l_n равными:

$$l_n = \frac{H_A - H_B}{i_n} = \frac{H}{i_n}$$

Расход через любую из соединяющих точек А и В линий трубопровода можем записать на общих основаниях в виде:

$$q_n = K_n \sqrt{\frac{H}{l_n}} \dots \dots \dots (A)$$

при чем для n соединяющих линий можно написать n уравнений типа (А).

Кроме того, можно записать, что сумма расходов q по отдельным линиям равна расходу Q подводимому к точке А, т. е.

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n = \Sigma_n q_n \dots \dots (B)$$

Уравнения типа (А) и (В) дают всего $n + 1$ уравнений, что дает возможность определить $n + 1$ неизвестных, которыми обычно являются H — напор затрачиваемый на прохождение через параллельные линии труб и n отдельных расходов q_i каждой линии.

Для случая 3-х линий показанных на черт. (115) эти ур-ния будут:

$$1) q_1 = K_1 \sqrt{\frac{H}{l_1}} \quad \text{или} \quad H = q_1^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2}$$

$$2) q_2 = K_2 \sqrt{\frac{H}{l_2}} \quad \text{„} \quad H = q_2^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2}$$

$$3) q_3 = K_3 \sqrt{\frac{H}{l_3}} \quad \text{или} \quad H = q_3^2 \cdot \frac{l_3}{K_3^2}$$

$$4) q_1 + q_2 + q_3 = Q$$

Из первых трех ур-ний (справа), приравнявая второе и третье первому, выразим q_2 и q_3 через q_1 . При этом получим:

$$\left. \begin{aligned} q_2 &= q_1 \frac{K_2}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_2}} \\ q_3 &= q_1 \frac{K_3}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_3}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (120)$$

$$\left(\text{и вообще } q_n = q_1 \cdot \frac{K_n}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_n}} \right)$$

Подставим полученные значения q_n по (120) в четвертое ур-ние общего расхода и найдем:

$$Q = q_1 \left(1 + \frac{K_2}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_2}} + \frac{K_3}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_3}} + \dots + \frac{K_n}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_n}} \right) (121)$$

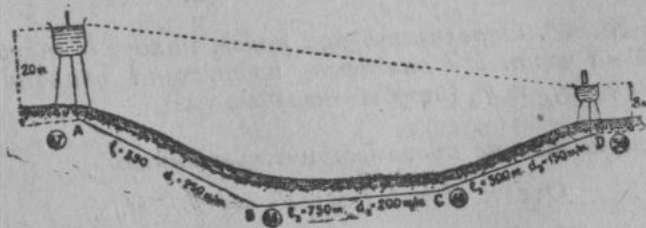
откуда найдем величину q_1 , а подставляя последнюю в исходные ур-ния, и все остальные неизвестные.

Задача № 93. Из точки А необходимо подать воду в количестве $Q = 60 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ на расстояние $L = 1800$ мт. В распоряжении имеются трубы: 750 пог. мт. с $d_1 = 200$ мм. и остальные с $d_2 = 250$ мм.

Определить, какой напор необходим для обеспечения пропускания упомянутого расхода. (Трубы считать нормальные).

Ответ: $H = 33,16$ м.

Задача № 94. Два резервуара соединены последовательно трубами. При размерах, поставленных на черт. 116.



Чертеж 116

Определить расход Q (Трубы грязные). Условные отметки точек трубопровода в мтр. показаны в кружках.

Ответ: $Q = 23,59 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$

Задача № 95. Построить для условий предыдущей задачи пьезометрическую линию.

Начало пьезометрической линии лежит на уровне жидкости в резервуаре I, а конец — на уровне жидкости в резервуаре II-м.

При трубопроводе одинакового диаметра на всем протяжении потери были бы равномерны на каждой единице длины и пьезометрическая линия представляла бы одну прямую линию между уровнями жидкости в резервуарах.

Однако мы имеем три участка разного диаметра и потому равномерность падения пьезометрической линии будет только в пределах каждого отдельного участка. Вся же пьезолиния представит ломаную линию, меняющую свой уклон в местах перемены диаметров, т.е. в данном случае в В и С.

Для нанесения пьезометрической линии определяем потери напора на каждом отдельном участке.

Имеем:

$$h_{AB} = Q^2 \cdot \frac{l_1}{k_1^2} = 23,59^2 \cdot \frac{350}{293 \text{ тыс.}} = 0,66 \text{ м.}$$

$$h_{BC} = Q^2 \cdot \frac{l_2}{k_2^2} = 23,59^2 \cdot \frac{750}{89 \text{ тыс.}} = 4,69 \text{ м.}$$

$$h_{CD} = Q^2 \cdot \frac{l_3}{k_3^2} = 23,59^2 \cdot \frac{500}{19 \text{ тыс.}} = 14,65 \text{ м.}$$

(При вычислении имеем контроль $\Sigma h = H = 20 \text{ м.}$)

Далее по отметкам точек вычерчиваем профиль трубопровода и на нем, от линии уровня жидкости в I-м резервуаре, откладываем на вертикалях (вниз) в точках В и С величины потерянных напоров на пути движения до этой точки и соединяем уровни жидкости через отложенные точки.

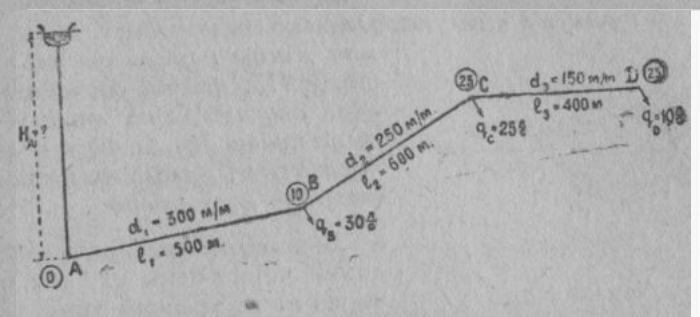
Задача № 96*. Определить при каком напоре H трубопровод, указанных на черт. 117 размеров, пропустит указанные там же расходы q_B , q_C и q_D (трубы — нормальные).

Построить так же пьезометрическую линию.

Ответ: $H = 5,7 \text{ м.}; U_A = 30,7 \text{ м.}$

Задача № 97. Расчитать трубопровод по условию задачи № 92 с тем, чтобы был использован напор точно в 30 метров.

При решении задачи № 92 было установлено, что диаметр трубопровода должен быть от 400 до 450 мм.



Чертеж 117

Чтобы напор соответствовал ровно 30 метрам нужно сделать трубопровод из последовательно соединенных труб обоих вышеупомянутых диаметров. Нашей задачей и является установить каков должен быть метраж каждого размера труб из общего протяжения $L = 2500 \text{ м.}$

Обозначим длину труб с $d_1 = 400 \text{ мм.}$ через x , а следовательно, длину труб с $d_2 = 450 \text{ мм.}$ через $(L - x) \text{ метр.}$

Тогда уравнение (118) для последовательно соединенного трубопровода напишется так:

$$H = Q^2 \left(\frac{x}{k_1^2} + \frac{L-x}{k_2^2} \right) \dots \dots \dots (118')$$

или, подставляя численные значения данной задачи:

$$30 = 250^2 \cdot \left(\frac{x}{4710 \text{ т.}} + \frac{2500-x}{8790 \text{ т.}} \right)$$

Решаем последнее уравнение относительно x

$$0,00615 x = 12,225 \text{ м.}$$

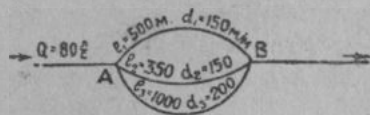
$$x = 1988 \text{ м.}$$

Следовательно труб диаметром 400 мм. должно быть уложено 1988 м., а диаметром 450 мм. $2500 - 1988 = 512 \text{ м.}$

Задача № 98. Определить диаметр трубопровода, пропускающего расход $Q = 800 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$, если длина трубопровода $L = 900 \text{ м.}$ и напор $H = 58 \text{ м.}$

Ответ: 780 п. м. с $d_1 = 450$ мм. и 120 п. м. с $d_3 = 500$ мм.

Задача № 99. Расход $Q = 80 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ протекает по трубопроводу, имею щему пучек из трех параллельно соединенных труб. Принимая длины и размеры труб по чертежу 118, найти распределение общего расхода Q по отдельным линиям пучка (q_1, q_2, q_3) и потерю напора между узловыми точками H_{AB} (трубы — нормальные).



Чертеж 118

Имеем: расход левой линии q_1

• сред. лин. $q_2 = q_1 \frac{k_2}{k_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_2}} = q_1 \cdot \frac{158}{158} \cdot \sqrt{\frac{500}{300}} = 1.195 q_1$

• правой • $q_3 = q_1 \frac{k_3}{k_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_3}} = q_1 \cdot \frac{341}{158} \cdot \sqrt{\frac{500}{1000}} = 1.526 q_1$

Расход всей системы $Q = 80 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}} = \dots 3.721 q_1$

Откуда:

$q_1 = 21,50 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

$q_2 = 1,195 q_1 = 25,69 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

$q_3 = 1,526 q_1 = 32,81 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Потерю напора между условными точками $A B$ можем определить по любой из линий пучка из ур-ния:

$$H = Q^2 \frac{L}{K^2}$$

Например, по первой (левой) линии пучка получим:

$H_{AB} = 21,5^2 \cdot \frac{500}{25000} = 9,245 \text{ м.}$

Такое же значение H_{AB} получается и по данным остальных линий.

Задача № 100. Определить расход через трубопровод с размерами труб по черт. 119 при напоре $H = 20$ м.; установить

распределение расхода по отдельным линиям пучка и построить пьезометрическую линию.

Ответ: $Q = 78.1 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$;
 $q_1 = 21.0 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$; $q_2 = 25,1 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$
 и $q_3 = 32 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

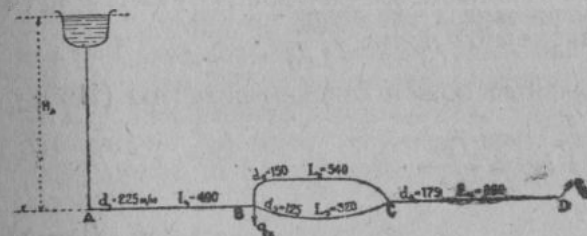
Задача № 101*. Трубопровод с размерами по черт. 120 обеспечивает сосредоточенные расходы $q_B = 35 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ и $q_D = 48 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. Определить при каком напоре H трубопровод пропустит необходимые расходы?

Ответ: $H_A = 58,5$ мм.

Непрерывная раздача по пути и транзитный расход

В предыдущих рассуждениях и при решении изложенных выше задач, расход по трубопроводу производился сосредоточенно в конце того или иного участка трубопровода (например, в задаче № 96, черт. 117, водоразбор происходит сосредоточенно в точках ВСД. По всему участку трубопровода между двумя точками водоразбора проходит некоторый по стоянный расход Q .

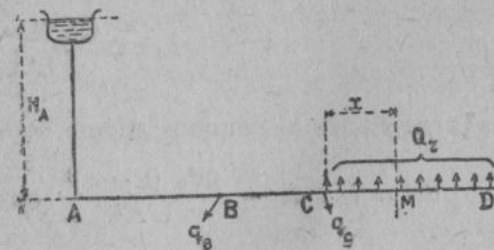
В таких случаях говорят, что расход Q проходит по участку транзитом и самый расход называют транзитным.



Чертеж 120

Все установленные выше расчетные формулы для трубопроводов относятся, следовательно, к трубопроводам с наличием только транзитных расходов.

В практике часто точки водоразбора распределяются по длине участка трубопровода настолько часто, что можно говорить о равномерной непрерывной раздаче расхода по пути (участок CD черт. 121).



Чертеж 121

На участке CD с непрерывной раздачей по пути, расход Q_u , вступивший в начале участка, по мере движения по трубопроводу от C к D постепенно и равномерно уменьшается, в связи с раздачей воды на каждой единице пути по $\frac{Q_u}{L_{CD}}$ лит. сек.

Расчетные соотношения при непрерывной раздаче Заранее можно ожидать, что потеря на участке CD при непрерывной раздаче некоторого расхода должна быть меньше чем в том случае, когда через весь участок CD проводился бы тот же расход от начала до конца транзитом.

Для установления аналитического выражения потери напора при непрерывной раздаче по пути, рассмотрим условия движения на участке CD .

В сечении M взятом на произвольном расстоянии X от начала участка CD (черт. 121), расход Q_m будет меньше расхода Q_u , вступившего в начале участка на величину распределенной уже воды по пути x ;

$$Q_m = Q_u - \frac{Q_u}{L_{CD}} \cdot x = \frac{Q_u}{L_{CD}} (L_{CD} - x).$$

Иначе говоря, в сечении M трубопровод несет расход, достаточный для раздачи на остающемся до конца участка пути $(L - x)$ по той же равномерной норме $\frac{Q_u}{L_{CD}}$.

Пьезометрический уклон во всяком сечении равен по (116'):

$$i_m = \frac{Q^2}{K^2}$$

Подставляя значение расходов в сечении M равное $\frac{Q_u (L - x)}{L}$ получим пьезометрический уклон для него:

$$i_m = \frac{Q_u^2 (L - x)^2}{L^2 K^2}$$

Тогда падение напора вдоль б. м. элемента пути dx будет:

$$dH = i_m \cdot dx = \frac{Q_u^2 (L - x)^2}{L^2 K^2} dx \dots \dots \dots (122)$$

Очевидно, что, интегрируя это выражение в пределах всей длины участка CD , т. е. от $X=0$ до $X=L$, мы получим потерю напора на всем участке с непрерывной раздачей.

Имеем:

$$H_{cd} = \int_0^L \frac{Q_u^2 (L - x)^2}{L^2 \cdot K^2} dx = \frac{Q_u^2}{L^2 K^2} \int_0^L (L - x)^2 dx$$

$$H_{cd} = \frac{Q_u^2}{L^2 K^2} \left[L^2 x - Lx^2 + \frac{1}{3} x^3 \right]_0^L \dots \dots \dots (123)$$

или:

$$H_{cd} = \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_u^2 \cdot L}{K^2} \dots \dots \dots (124)$$

Сравнивая полученное ур-ние (124) с ур-нием (118) для потери напора при транзитном расходе, видим, что:

При непрерывной раздаче по пути требуется напор в три раза меньше, чем при транзите того же расхода.

Представим ур-ние (124) в виде

$$Q_u = \sqrt[3]{3} \cdot K \cdot \sqrt{\frac{H}{L}} = \sqrt[3]{3} \cdot K \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (124')$$

и, из сравнения с ур-нием (116'), отметим, что:

Один и тот же напор при непрерывной раздаче подает воды в $\sqrt[3]{3}$ раза больше, чем при транзитной подаче.

Уравнение (123), при верхнем пределе, равно не всей длине L , а некоторому расстоянию l , — дает потерю напора h на протяжении l и может служить для построения пьезометрической линии по точкам взятым на разных расстояниях li от начала участка.

Расчет трубопровода с транзитным расходом и одновременной непрерывной раздачей по пути

Рассмотрим тот же участок CD трубопровода (черт. 121), поставив дополнительное условие, чтобы, кроме непрерывной раздачи по пути, участок CD пропускал и

некоторый транзитный расход Q_t , забираемый сосредоточенно в конце участка ($q_d = Q_t$).

В этом случае в сечении M трубопровод должен пропускать расход:

$$Q_m = \frac{Q_r}{L} (L - x) + Q_t = Q_r + Q_t - \frac{Q_r x}{L}$$

Урав-ние (122) падения напора вдоль элемента dx напишется так:

$$dH = i_m dx = \frac{Q_m^2 \cdot dx}{K^2} = \left[\frac{(Q_r + Q_t)}{K^2} - \frac{Q_r x}{L} \right]^2 \cdot dx;$$

$$dH = \left[\frac{(Q_r + Q_t)^2}{K^2} - \frac{2Q_r(Q_r + Q_t)}{LK^2} x + \frac{Q_r^2}{L^2 K^2} x^2 \right] dx.$$

Интегрируя последнее равенство в пределах от 0 до L, получим расчетное ур-ние для потери напора на всем участке длиной L

$$H = \int_0^L \left[\frac{(Q_r + Q_t)^2}{K^2} - \frac{2Q_r(Q_r + Q_t)}{LK^2} x + \frac{Q_r^2}{L^2 K^2} x^2 \right] dx$$

$$H = \left[\frac{(Q_r + Q_t)^2}{K^2} x - \frac{Q_r(Q_r + Q_t)}{LK^2} x^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_r^2}{L^2 K^2} x^3 \right]_0^L \dots \dots (125)$$

Или окончательно:

$$H = \frac{L}{K^2} \left[Q_t^2 + Q_t \cdot Q_r + \frac{1}{3} Q_r^2 \dots \dots \dots (126) \right]$$

Легко видеть, что ур-ние (124) является частным случаем (126) при $Q_t = 0$.

Ур-ние (125) при замене x произвольным значением li дает возможность строить пьезометрическую линию по точкам.

Расчетное ур-ние (126) для практического пользования преобразуем, вынеся за скобку величину Q_t^2 .

Получим:

$$H = \frac{L}{K^2} Q_t^2 \left[1 + \frac{Q_r}{Q_t} + \frac{1}{3} \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (127)$$

или, обозначая трехчлен в квадратных скобках

$$\left[1 + \frac{Q_r}{Q_t} + \frac{1}{3} \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)^2 \right] = \psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)$$

$$H = \frac{L}{K^2} Q_t^2 \cdot \psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right) \dots \dots \dots (127')$$

Последним равенством будем пользоваться при расчетах, получая численные значения $\psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)$ из нижеприведенной таблички, вычисленной для разных значений $\frac{Q_r}{Q_t}$

Таблица значений $\psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)$

$\frac{Q_r}{Q_t}$.00	.02	.05	.08	.10	.20	.30	.40	.50	.60	.70	.80	.90
0	1.00	1.02	1.05	1.08	1.10	1.24	1.33	1.45	1.58	1.72	1.86	2.01	
1	2.33	2.37	2.42	2.47	2.50	2.68	2.86	3.05	3.25	3.95	3.66	3.88	4.10
2	4.33	4.38	4.45	4.52	4.57	4.81	5.06	5.32	5.58	5.85	6.13	6.41	6.70
3	7.00	7.06	7.15	7.24	7.30	7.61	7.93	8.25	8.58	8.92	9.26	9.61	9.97
4	10.33	10.41	10.48	10.63	10.70	11.08	11.46	11.85	12.25	12.65	13.06	13.48	13.90
5	14.33	14.42	14.55	14.68	14.77	15.21	15.66	16.12	16.58	17.05	17.53	18.01	18.50

Уравнение (126) можно преобразовать и в таком виде

$$H = \frac{L}{K^2} \left[Q_t^2 + Q_t \cdot Q_r + 0,25 Q_r^2 + 0,08 Q_r^2 \right] = \frac{L}{K^2} \left[(Q_t + 0,5 Q_r)^2 + 0,08 Q_r^2 \right]$$

Если считать что член $0,08 Q_r^2$ весьма мал по сравнению с первым членом и потому его отбросить, то можно пользоваться при расчетах ур-нием

$$H = \frac{L}{K^2} (Q_t + 0,5 Q_r)^2 \dots \dots \dots (127'')$$

При дальнейшем решении задач мы все же предпочитаем пользоваться ур-нием (127), не представляющим затруднений при вычислениях, в особенности при наличии готовой таблички

$$\psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)$$

Задача № 102. В трубопровод АВ поступает расход $Q_r = 100 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, который равномерно распределяется на всем протяжении трубопровода $L = 1500$ м. Определить необходимый напор H при диаметре труб $d = 300$ мм в предположении, что: 1) трубы чугунные, 2) трубы деревянные.

Ответ: для чугунных труб $H = 4,9$ м.

Для случая деревянных труб пользуемся формулой Морица (112) с $C_0 = 144$.

$$v = 144 R^{0,7} i^{0,25}$$

При заданном $d = 0,3$ м площадь сечения трубы $\omega = 0,0785$ м² и расход в $100 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ проходит через нее (транзитом) со скоростью

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0 \cdot 1 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}}{0,07065 \text{ м}^2} = 1,42 \frac{\text{метр}}{\text{сек}}$$

Тогда ур-ние Морица дает

$$1,42 = 144 R^{0,7} i^{0,25} = 144 \left(\frac{0 \cdot 3}{4} \right)^{0,7} i^{0,25}$$

откуда определяем $i = 0,00609$.

$$\text{Учитывая, что } i = \frac{H}{L} = \frac{H}{1500} = 0,00609,$$

находим $H = 9,135$ м.

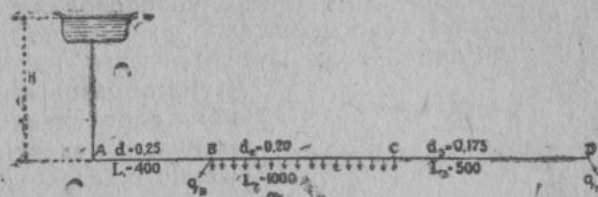
Такой необходим напор для транзитного расхода в $100 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$; для непрерывной же раздачи напора, как известно, нужен в три раза меньший и поэтому имеем для условий данной задачи, при деревянных трубах $H = 3,05$ м.

Из решения задачи замечаем, что деревянные трубопроводы создают меньше сопротивлений движению жидкости.

Задача № 103. Трубопровод из чугунных труб $d = 250$ м. м. длиной $L = 1750$ м раздает равномерно по пути расход $Q_r = 50 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ и кроме того обеспечивает в конце сосредоточенный расход в $25 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Определить необходимый напор.

Ответ: $H = 12,37$ м

Задача № 104. Система трех последовательно соединенных труб, с размерами, показанными на чертеже 122, имеет сосре-



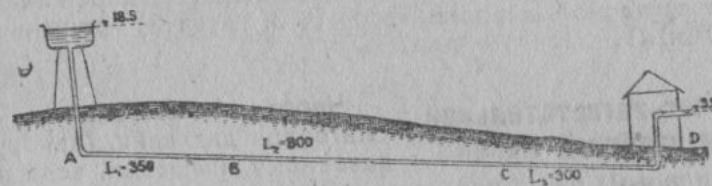
Чертеж 122

доточенные расходы в точках В и D соответственно $q_B = 10 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ и $q_D = 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, а вдоль ВС происходит непрерывная раздача $Q_R = 30 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$.

Определить необходимый напор.

Ответ: $H = 47,33$ м.

Задача № 105. Из водонапорного бака с отметкой уровня воды $= 18,5$ м подается вода по трубопроводу ABCD. Участок BC осуществляет равномерную раздачу $Q_r = 50 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$.



Чертеж 123

В точке D (с отметкой $= 3,5$ м) производится сосредоточенный расход $q_D = 5 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Определить необходимый диаметр трубопровода (если весь участок устроить из труб одного размера).

Ответ: $K^2 = 130190$; при нормальных трубах $250 \text{ м} > d > 200 \text{ мм}$.

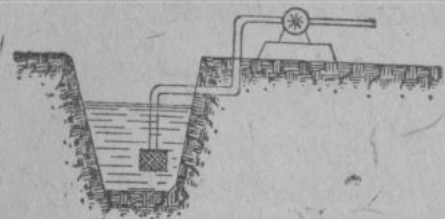
§ 3. Расчет простых водопроводных сетей

Водопроводную сеть, с точки зрения гидравлического расчета, можно разделить на следующие основные части:

- всасывающая линия,
- нагнетательная линия и
- распределительная сеть.

Расчет всасывающей линии водопровода

Всасывающая линия водопровода представляет, обычно, очень короткий трубопровод от места забора воды в источнике водоснабжения до насосной установки (черт. 124). По этой линии вода „присасывается“ насосом, вследствие образования в последнем определенного разрежения, определенного пониженного давления—вакуума.



Чертеж 124

В отношении гидравлического расчета всасывающей линии нужно сделать следующие замечания:

1) В виду небольшой длины таких линий местные потери начинают занимать заметное место и потому в этом случае неприемлемы формулы, построенные на учете только путевых потерь, а необходимо вычислять все потери, имеющиеся налицо.

2) Исходными положениями для гидравлического расчета являются: а) средняя скорость подачи воды по всасывающей линии к насосам и б) величина вакуума, практически допустимая при работе насоса.

3) Техника гидравлического расчета всасывающей линии проводится согласно выполненного (§ 3, глава 2) решения задач №№ 40 и 41.

Расчет нагнетательной или напорной линии

Через нагнетательную линию, благодаря давлению (напору), создаваемому насосами, вода подается в напорный бак, для дальнейшего распределения самотеком (под напором бака) по водопроводной сети.

Расчет нагнетательной линии, т. е. определение необходимого диаметра труб, с точки зрения чисто гидравлической, является задачей неопределенной.

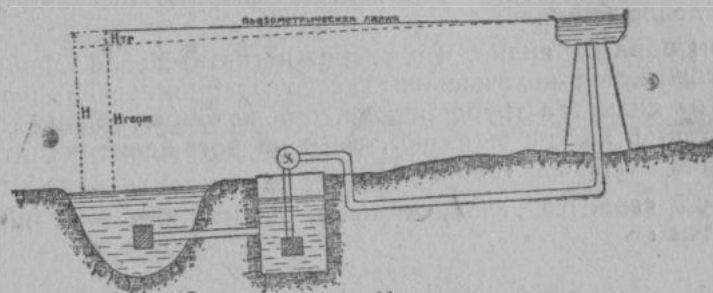
Строго говоря, нужное количество воды может быть пропущено через трубу любого диаметра, если обеспечен соответствующий напор.

Определенность в решение задачи вносят следующие соображения:

Насосная установка должна производить работу по под'ему расхода Q на геометрическую высоту $H_{г.м.}$ (черт. 125) и, кроме того, преодолевать сопротивления движению, создаваемые трением по длине трубопровода и характеризующиеся высотой потеряннного напора $H_{тр.}$

Работа насосной установки равносильна, следовательно, подаче воды на высоту $H_{г.м.} + H_{тр.} = H$.

Если расход Q выражать в $\frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ (т. е. в килограммах), высоту полного напора H в метрах и обозначить коэффициент полезного действия насоса через $\eta_{нас.}$, а коэффициент полезного дей-



Чертеж 125

ствия двигателя через $\eta_{дв.}$, то мощность необходимой энергетической установки будет:

$$N_{нас.} = \frac{Q (H_{д.} + H_{тр.})}{\eta_{нас.} \cdot \eta_{дв.} \cdot 75} \text{ лошадиных сил HP}$$

или

$$N_{нас.} = \frac{Q (H_{д.} + H_{тр.})}{\eta_{нас.} \cdot \eta_{дв.} \cdot 75 \cdot 1,36} \text{ KW (киловатт) (128)}$$

Часть этой мощности

$$N_1 = \frac{Q}{\eta_{нас.} \cdot \eta_{дв.} \cdot 75} \cdot H_{г.м.} \text{ (лош. сил)}$$

расходуется для под'ема воды на геометрическую высоту $H_{г.м.}$ определяемую разностью отметок уровней воды в источнике водоснабжения и напорном баке.

Эта часть N_1 , очевидно, не зависит от размера труб, которые будут положены от насосов к баку.

Другая часть полной мощности:

$$N_2 = \frac{Q}{\eta_{нас.} \cdot \eta_{дв.} \cdot 75} \cdot H_{тр.} \text{ (лош. сил)}$$

расходуется на преодоление трения в трубах и с изменением диаметра труб, будет потребна в большем или меньшем количестве.

С увеличением диаметра трубопровода потери напора на трение $H_{тр.}$ сильно уменьшаются и, следовательно, чем больше

диаметр труб, тем меньшая мощность N_2 расходуется на подачу воды.

Однако с увеличением диаметра увеличиваются единовременные капиталовложения в устройства трубопровода и соответственно увеличиваются и ежегодные затраты по амортизации капиталовложений.

Таким образом видно, что расчет нагнетательной линии должен сводиться к нахождению такого «экономически наиболее выгодного» диаметра трубопровода, при котором общие ежегодные затраты, как на энергию, так и на погашение капитальных вложений, были бы минимальными.

Вопрос сводится, следовательно, к нахождению минимума выражения:

$$S = S_1 + \rho S_2 \dots \dots \dots (129)$$

где S_1 назовем годичную стоимость энергии, затрачиваемой на преодоление трения в трубопроводе; S_2 — сумма капиталовложений по устройству трубопровода, зависящих от диаметра его, а ρ — процент ежегодного погашения капитальных затрат.

S_1 — стоимость энергии в год — получим, обозначив через t число часов годичной работы установки и через s_1 стоимость одной лошадиной силы в час, в виде:

$$S_1 = \frac{Q \cdot H_{mp.}}{\eta \cdot 75} \cdot t \cdot S_1 \dots \dots \dots (130),$$

где $\eta = \eta_{мас.} \cdot \eta_{дв.}$ — коэффициент полезного действия всей установки.

Подставляя в (130) значение $H_{mp.} = \frac{Q^2 L}{K^2}$ по (118), запишем:

$$S_1 = \frac{s_2 \cdot t}{\eta \cdot 75} \cdot \frac{Q^3 \cdot L}{K^2} \dots \dots \dots (131).$$

Величину K^2 по Маннингу можно, согласно (117'), представить в виде

$$K^2 = A^2 d^{5.34}$$

при чем, так как Q вошло в ур-ние в килограмм (литрах), то K^2 должно быть выражено в $\left(\frac{литр}{сек.}\right)^2$. Поэтому в ф-ле $K^2 = A^2 \cdot d^{5.34}$ будем брать d в дециметрах и A представляющее пропускную способность трубы с $d = 1$ дцм. будем считать (округляя) равным:

Для чистых труб $A = 60$
 „ нормальных труб $A = 54$
 „ грязных труб $A = 47$

Подставляя в (131) значение $K^2 = A^2 \cdot d^{5.34}$ находим:

$$S_1 = \frac{s_1 \cdot t}{\eta \cdot 75 \cdot A^2} Q^3 L d^{-5.34} \dots$$

Что касается второго члена (129), то, обозначая через s_2 — стоимость 1 п. м. трубы диаметром равным единице и считая стоимость трубы, примерно, пропорциональной диаметру, можно его выразить в виде.

$$S_2 = \rho \cdot s_2 \cdot d \cdot L.$$

Подставим записанные значения S_1 и S_2 в (129) и получим

$$S = \frac{s_1 \cdot t}{\eta \cdot 75 \cdot A^2} Q^3 L d^{-5.34} + \rho \cdot s_2 \cdot d \cdot L \dots \dots (132).$$

Теперь определим при каком значении диаметра d мы будем иметь минимум годичных затрат S .

Для этого решим ур-ние $\frac{\partial S}{\partial d} = 0$

Находим (дифференцируя 132)

$$\frac{\partial S}{\partial d} = - \frac{5.34}{75 A^2} \frac{s_1 t}{\eta} \cdot Q^3 L d^{-6.34} + \rho s_2 L = 0;$$

$$\frac{0.07}{A^2} \frac{s_1 t}{\eta} Q^3 d^{-6.34} = \rho s_2$$

откуда:

$$d = \sqrt[6.34]{\frac{0.07}{A^2}} \cdot \sqrt[6.34]{\frac{Q^3 \cdot t \cdot s_1}{\rho \cdot s_2 \eta}} \dots \dots \dots (133)$$

Первый множитель $\sqrt[6.34]{\frac{0.07}{A^2}}$, при численном значении A для разных типов труб, получает следующие значения:

$$\text{для чистых труб} \dots \dots \dots \sqrt[6.34]{\frac{0.07}{A^2}} = \sqrt[6.34]{\frac{0.07}{60^2}} \dots = 0.181$$

для нормальных труб . . . $\sqrt[6.31]{\frac{0.07}{A^2}} = \sqrt[6.34]{\frac{0.07}{54^2}} . . . = 0,187$

для грязных труб $\dots = \sqrt[6.34]{\frac{0.07}{47^2}} . . . = 0,195$

Уравнение (133) может служить для определения диаметра близкого к экономически наивыгоднейшему.

Часто определение диаметра нагнетательной линии производят постепенным подбором, определяя каждый раз сумму затрат $S_1 + S_2 = S$ и выбирая из них наименьшее. Технику такого подбора рассмотрим при решении задач.

Кроме изложенного, некоторой придержкой при расчете трубопроводов является вопрос о „допускаемых“ в трубопроводе скоростях движения воды.

Слишком малые скорости движения воды в трубопроводах, в особенности, при наличии в воде взвешенных наносов, могут послужить причиной оседания частиц по стенкам трубопровода.

Слишком большие скорости могут уже вызывать некоторое стирание стенок водовода и, в особенности, требуют осторожности, в связи с возможностью т. н. гидравлических ударов, при внезапном уменьшении скорости движения, например, вследствие закрытия задвижки, крана и т. п.

Вопрос этот в части детального выяснения численных значений крайних пределов скоростей, могущих быть допускаемыми при расчетах, без опасения оседания наносов или повреждения труб, далеко еще не разработан применительно к различным сочетаниям отдельных условий работы трубопровода.

В практических расчетах пока приходится пользоваться сравнительно скудными сведениями и обобщениями специалистов, прибегая, конечно, к данным наиболее известных авторитетов в данной области.

В практике водопроводного дела часто пользуются данными, рекомендованными Фляманом в качестве допустимых предельных скоростей и приведенными ниже в табличке¹ для водопроводных труб разного диаметра.

Отметим попутно чрезвычайно досадное явление, имеющее место в широких производственных кругах.

Эмпирические данные в частности и приводимая ниже таблица предельных скоростей, чаще всего принимаются как законченный материал, как готовая истина, без должного критического подхода. Более того, сравнительно редко после постройки сооружения (на основе тех или иных расчетных коэффициен-

тов) на нем фиксируется степень совпадения и соответствия полученных фактически результатов с расчетными предположениями.

ТАБЛИЦА
допустимых предельных скоростей

$d_{м.м.}$	Допустимая предельная скорость V ($\frac{мт.}{сек.}$)	Расход при предельной скорости Q ($\frac{лит.}{сек.}$)	$d_{м.м.}$
60	0,70	2	60
100	0,75	6	100
150	0,80	14	150
200	0,90	28	200
250	1,00	49	250
300	1,10	78	300
400	1,25	157	400
500	1,40	275	500
600	1,60	453	600
800	1,80	905	800
1000	2,00	1571	1000
1100	2,20	2093	1100

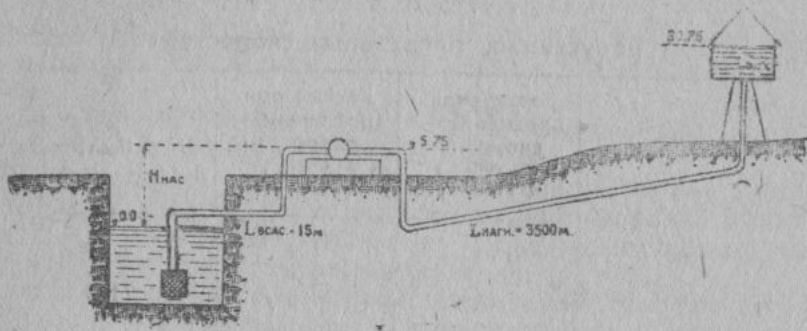
Между тем, именно, мобилизация внимания широких кругов специалистов вокруг отдельных вопросов могла бы дать ценнейшие материалы для уточнения отдельных расчетных данных и эмпирических коэффициентов.

Задача № 106. Произвести расчет трубопровода от источника водоснабжения до напорного резервуара, при следующих данных:

1. Вода подается поршневым насосом с электромотором в течение 20 часов в сутки по $50 \frac{лит.}{сек.}$
2. Коэффициент полезного действия насоса $\eta_{наст.} = 85\%$, а для электромотора $\eta_{эв.} = 90\%$.
3. Стоимость одной тонны труб — 200 руб., а стоимость 1 kWh электроэнергии — 5 копеек.
4. Ежегодное погашение капитальных затрат (амортизация, ремонт, процент на затраченный капитал и др.) $\rho = 10\%$.

¹ Проф. И. Г. Есьман, „Гидравлика“ стр. 165. Изд. 1926 г.

5. Отметки поверхности и линейные размеры—по черт. 126. Рассчитаем отдельно всасывающую и нагнетательную линию: Всасывающая линия. Примем скорость всасывания



Чертеж 126

$v \cong 1 \frac{м}{сек}$; тогда имеем $Q = 0,785 d^2 \cdot v$

$$\text{или } d = \sqrt{\frac{Q}{0,785 v}} = \sqrt{\frac{50 \frac{дцм^3}{сек}}{0,785 \cdot 1 \frac{дцм}{сек}}} = 2,52 \text{ дцм.} = 252 \text{ мм.}$$

Остановимся на ближайшем сорimente труб $d = 250$ мм., при котором фактическая скорость всасывания расхода Q будет:

$$v = \sqrt{\frac{Q}{0,785 d^2}} = \sqrt{\frac{50}{0,785 \cdot 2,5^2}} = 1,02 \frac{мм}{сек.}$$

Проверим вакуум во всасывающей трубе по (51)

$$V_{ас.} = H_{нас.} + \frac{v^2}{2g} (1 + \Sigma \zeta)$$

где $\Sigma \zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления во всасывающей трубе, как путей, так и местных. В данном случае

$$\Sigma \zeta = \zeta_{сетки} + 3\zeta_{закр.} + \zeta_{нут.} = 10 + 3 \cdot 0,294 + 0,022 \frac{15}{0,25} = 12,20$$

(Радиус закруглений принят $R = 250$ мм.)

Тогда: $V_{ас.} = 5,75 + \frac{1,02^2}{19,62} \cdot 13,20 = 6,45 \text{ м.}$

Разрежение получилось допустимое (меньше 7-8 мт.) и потому на принятом размере $d = 250$ мм. останавливаемся.

$$\eta_{тр (всас.)} = \frac{V^2}{2g} \Sigma = \frac{1,02^2}{19,62} \cdot 12,20 = 0,65 \text{ м.}$$

Нагнетательная линия. При расчете нагнетательной линии приходится пользоваться сведениями о весе пог. метра труб разных диаметров, для чего приводим справочную таблицу:

СПРАВОЧНАЯ ТАБЛИЦА

веса водопроводных чугунных труб по русскому нормальному сортаменту

Внутр. диаметр		Вес в килограммах			
Дюймы	Миллиметры	Одной трубы		пог. метра трубы	
		с растру-бом	с флянца-ми	с растру-бом	с флянца-ми
1,5	40	19,50	20,89	9,75	10,44
2	50	23,35	25,11	11,68	12,55
3	75	50,39	38,83	16,77	19,17
4	100	69,57	73,07	23,19	24,66
5	125	90,48	94,86	30,16	31,62
6	150	113,9	118,4	37,78	39,43
7	175	138,3	145,1	46,09	48,36
8	200	165,0	172,4	54,98	57,46
9	225	193,7	202,8	64,50	67,60
10	250	223,8	233,6	74,58	77,85
12	300	290,7	307,4	96,89	102,5
14	350	433,0	373,4	115,5	124,2
16	400	531,6	455,4	141,8	151,8
18	450	640,4	555,2	170,8	185,1
20	500	758,4	656,1	202,2	218,7
24	600	1024	881,9	273,2	294,0
28	700	1327	1162	353,9	387,3
30	750	1496	1303	399,0	434,3
32	800	1671	1474	445,7	491,3
36	900	2054	1809	547,7	602,9
40	1000	2478	2183	680,9	727,7
48	1200	3444	3081	918,4	1027

Расчет нагнетательной линии проведем вначале по (133), считая трубы нормальными:

$$d = 0,187 \sqrt[6.34]{\frac{Q^3 \cdot t \cdot s_1}{p s_2 \eta}}$$

Для условий данной задачи имеем:

$$Q^3 = 50^3 = 125000; \quad t = 20 \cdot 365 = 7300 \text{ часов в год.}$$

$$s_1 \text{ — стоимость одной НР в час} = 0,05 \cdot 1,36 = 0,068 \text{ руб.}$$

$$p \text{ — согласно условия} = 0,10$$

$$\eta = \eta_{нас} \cdot \eta_{дв} = 0,85 \cdot 0,90 = 0,765$$

s_2 — стоимость 1 п. м. трубы диаметром в 1 дцм. получим, замечая по справочной таблице, что вес 1 п. м. такой трубы с расходом = 23,19 кгр. и полагая по условию цену тонны в 200 р.

$$s_2 = 200 \cdot 0,02319 = 4,638 \text{ руб.}$$

и

$$d = 0,187 \sqrt[6.34]{\frac{125000 \cdot 0,068 \cdot 7300}{0,10 \cdot 4,638 \cdot 0,765}} \approx 2,6 \text{ дцм.} = 260 \text{ мм}$$

За отсутствием такого сортамента труб останавливаемся на ближайшем большем диаметре

$$d = 300 \text{ мм.}$$

Расчет нагнетательной линии подбором производим располагая все вычисления по следующей схеме;

$d_{м.м.}$	$\frac{1000}{K^2}$	$H_{мп.} = Q^2 L_{н.м.} \frac{1000}{K^2}$	$N_2 = \frac{Q \cdot H_{мп.}}{\eta \cdot 75 \cdot 1,36} \text{ кВт}$	$S_1 = N_2 \cdot t \cdot s_1$	$p S_2 = (L \cdot s_2 \tau) d$	$S_1 + p S_2$
225	0.0046	40.25	25.79	9413	4515	13928
250	0.0026	22.75	14.58	5322	5221	10543
300	0.00098	8.57	5.49	2004	6782	8786
350	0.00043	3.76	2.41	880	8081	8961

В этой схеме τ обозначает вес пог. метра трубы испытываемого диаметра.

По последней колонке схемы замечаем, что экономически наивыгоднейшим диаметром будет

$$d = 300 \text{ мм. ,}$$

т. к. для условий рассматриваемой задачи, как увеличение, так и уменьшение диаметра влечет за собою рост годовых затрат ($S_1 + p S_2$)

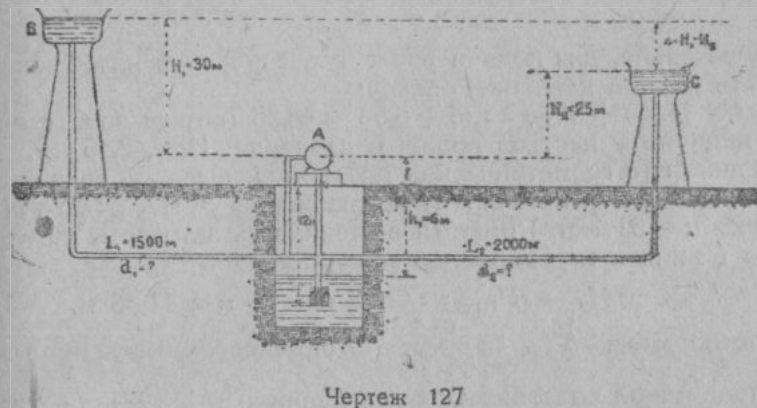
Остановившись на этом диаметре, определяем необходимую полную мощность установки:

$$N = \frac{Q}{\eta \cdot 75 \cdot 1,36} (H_{геом} + H_{мп.}) \text{ кВт}$$

или

$$N = \frac{50}{0,765 \cdot 75 \cdot 1,36} (30, 75 + 0,65 + 8,57) \approx 25,6 \text{ кВт}$$

Задача № 107. * Вода из колодца А (черт. 127) подается насосами одновременно в В и в С. Расход в В : $Q = 41 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, расход в С : $Q_2 = 61,6 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. Число часов качки в год 7200. При показанных на чертеже размерах определить:



Чертеж 127

а) наивыгоднейшие диаметры труб d_1 и d_2 и б) мощность двигателя у насоса.

Дано: стоимость труб 18,3 коп. за 1 килограмм, ремонт и погашение — 90%. Насосы центробежные ($\eta_{нас} = 0,7$); двигатель электромотор ($\eta_{дв} = 0,9$). Стоимость энергии — 6 коп. за 1 кВтч.

Развиваемое насосом манометрическое давление передается во все стороны с одинаковой силой. Если для одной из нагнетательных линий (скажем АВ). Задать диаметр и определить необходимый напор, то тем самым уже предопределяется и диаметр второй нагнетательной линии, т. к. при заданном напоре пропускная способность K_2 , определяющая диаметр, связана с напором уравнением:

$$h'_{мп.} = \frac{Q_2^2 \cdot L_2}{K_2^2}$$

Диаметр нагнетательного трубопровода может потребоваться и составным (см. зад. № 97).

В виду оказавшейся зависимости между диаметрами обеих нагнетательных линий, аналитическое выражение годовых затрат получается весьма сложным и, поэтому, решение задачи лучше проводить путем подбора, сравнением нескольких вариантов.

Будем вести расчет левой линии и, в зависимости от потребного для нее полного напора, устанавливаем размеры правой.

Начнем расчет с $d = 250$ мм, как с ближайшего диаметра обеспечивающего расход $Q_1 = 41 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ с допустимой предельной скоростью (согласно таблички допустимых скоростей).

Пропуск расхода $Q_1 = 41 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ через трубу диаметра 250 мм вызовет потерю напора (для нормальных труб) в размере:

$$h'_{\text{тр.}} = \frac{Q_1^2 L_{\text{н.м.}} 1000}{K_1^2} = 41^2 \cdot 1,5 \cdot 0,0026 = 6,56 \text{ м.}$$

и, следовательно, для подачи воды в резервуар в насос должен развивать полное давление, равное:

$$H_p = (h_1 + H_1) + h'_{\text{тр.}} = 36 + 6,56 = 42,56 \text{ метрам вод. столба.}$$

При наличии у насосов полного давления $H = 42,56$ м., для второй линии (с геометрической разностью высот уровней воды в резервуаре С и в источнике водоснабжения А, $H''_2 = h^1 + H^2 = 6,56 + 25 \text{ м} = 31$ метр) имеется возможность затратить на преодоление трения в трубопроводе величину.

$$h''_{\text{тр.}} = H_p - H''_{\text{geom}} = 42,56 \text{ м} - 31 \text{ м} = 11,56 \text{ м.}$$

Из соотношения $h''_{\text{тр.}} = \frac{Q_2^2 \cdot L_2}{K_2^2}$ определяем численное значение пропускной способности правой линии (K_2), при котором на трение будет использовано полностью $h''_{\text{тр.}} = 11,56$ м. Имеем:

$$K_2^2 = \frac{Q_2^2 \cdot L_2}{h''_{\text{тр.}}} = \frac{61,6^2 \cdot 2000}{11,56} \cong 656 \cdot 10^3 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \right)^2$$

Обращаясь к таблице расходных характеристик (по Маннингу) замечаем, что найденному значению K_2^2 соответствует диаметр труб между 250 мм и 300 мм.

Если заданные расходы нужно выдержать точно, то, считаясь с соответствующим сортаментом труб, необходимо часть правой линии (x метров) уложить трубами с $d'_2 = 300$ мм, а остальную часть ($L_2 - x$) — трубами с $d''_2 = 250$ мм.

По (118') приведенному в задаче № 97 в виде:

$$H_{\text{тр.}} = Q^2 \left(\frac{x}{K_1^2} + \frac{L-x}{K_2^2} \right)$$

и имеющему, при подстановке данных настоящей задачи, вид

$$11,56 = 61,6^2 \left(\frac{x}{1020 \cdot 10^3} + \frac{2000-x}{383 \cdot 10^3} \right)$$

находим длину части трубопровода с $d'_2 = 300$ м/м.

$$x = 1336 \text{ метров}$$

и с трубами в 250 м/м. $L - x = 664$ метра.

Таким образом мы установили, что если левую напорную линию уложить трубами с $d_1 = 250$ м/м, то для обеспечения требований условия задачи правая линия должна быть из последовательно соединенных 2-х участков, из которых один в 1336 метров с $d'_2 = 300$ м/м, а второй в 664 метра с $d''_2 = 250$ м/м.

Теперь определим какие ежегодные затраты, связанные с диаметром трубопроводов, потребуются при таком варианте.

Независимо от диаметра трубопроводов на высоту более высокого резервуара вода так или иначе должна быть подана и, следовательно, от размеров труб может изменяться лишь часть полного напора сверх упомянутой. В данном случае — высота подема воды, зависящая от диаметра трубопроводов, равна $h'_{\text{тр.}} = 6,56$ м.

При подаче насосами полного расхода $Q = Q_1 + Q_2 = 102,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ получим „потерянную“ мощность

$$N_2 = \frac{Q \cdot h'_{\text{тр.}}}{75 \cdot 1,36 \cdot \eta_{\text{нас}} \eta_{\text{дв}}} = \frac{102,6 \cdot 6,56}{102 \cdot 0,63} = 10,47 \text{ кВт,}$$

что, при годичной работе в течение 7200 часов и при цене 6 к. за киловатчас, даст годичный расход.

$$S_1 = N_2 \cdot t \cdot s_1 = 10,47 \cdot 7200 \cdot 0,06 = 4523 \text{ руб.}$$

Что касается погашения капитальных затрат на приобретение труб (остальные капитал. затраты считаем мало зависящими от d), то их можно получить, исходя из общего веса всех потребных труб.

Зная вес пог. метра труб (τ) из приведенной выше справочной таблицы веса труб и зная протяжение отдельных участков трубопровода, имеем общий вес труб (считая трубы с фланцами)

$$G = L_1 \tau_1 + x \tau_2 + (L - x) \tau_3 = 1500 \cdot 77,85 + 1336 \cdot 102,50 + 664 \cdot 77,85 = 305407 \text{ кг.}$$

что при цене 18,3 коп. за килограммы составит

$$S_2 = 0,183 \cdot 305407 = 55889 \text{ руб.}$$

и при 9 проц. ежегодного погашения даст

$$p \cdot S_2 = 55889 \cdot 0,09 = 5030 \text{ руб.}$$

Общая сумма ежегодных затрат, связанных с диаметром трубопроводов, составит

$$S = S_1 + pS_2 = 4523 \text{ р.} + 5030 \text{ р.} = 9553 \text{ руб.}$$

Аналогично проведенному расчету вычисляются и другие варианты, для установления между ними экономически наилучшего.

Вычисления полезно проводить по нижеприводимой схеме, по которой закончено решение и данной задачи.

d_1	$\frac{Q^2 L_1}{K^2} = \frac{Q^2 L_1}{K^2}$	$h'_{mp} = h'_{mp} + \Delta$	$K^2 = \frac{Q^2 L_1^2}{h'_{mp}}$	Элементы второй линии				N_2	S_1	Вес труб (кг)	pS_2	$S_1 + pS_2$
				d_2'	x	d_2''	$L_2 - x$					
250	6,56	11,56	656 т.	300	1336	250	664	10,47	4523	305407	5030	9553
300	2,47	7,47	1016 т.	350	17	300	1983	3,94	1702	350119	5915	7617
350	1,09	6,09	1246 т.	350	673	300	1327	1,74	752	405904	6685	7437
400	0,53	5,53	1372 т.	350	939	300	1061	0,85	367	453076	7462	7829
450	0,29	5,29	1435 т.	350	1053	300	947	0,46	199	505500	8326	8525

Сопоставление чисел последней колонки показывает, что наиболее выгодным является третий вариант и потому принимаем для левой линии $d_1 = 350$ м/м, а правую линию составляем из 673 метров 350 м/м труб и 1327 метров 300 м/м труб.

Теперь рассчитаем всасывающую трубу длиной $L = 12$ м на пропуск всего расхода Q с заданной по соображению скоростью $V \approx 1 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$

Находим:

диаметр всасывающей трубы $d = 350$ м/м.
 скорость всасывающая $v = 1,07$ м/сек.
 потери напора в ней $h_{mp} = 0,64$ м.
 вакуум по всасыв. трубе $v_{ac} = 6,7$ м.

При выбранном варианте насос должен развивать давление, равное столбу

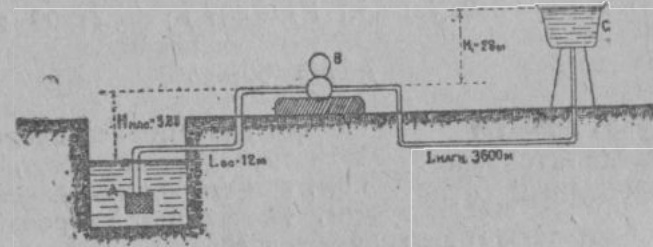
$$H_p = H_1 + h_t + h'_{mp} = 30 + 6 + 1,09 \text{ м} = 37,09 \text{ м}$$

и потому для подачи насосом расхода $Q = 102,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$, к нему необходимо электродвигатель мощностью

$$N = \frac{Q \cdot H_p}{102 \cdot \eta} = \frac{102,6 \cdot 37 \cdot 0,9}{102 \cdot 0,63} \approx 60 \text{ кВт}$$

Задача № 108*. Из колодца А поршневым насосом В вода подается в резервуар С в течение 18 часов в сутки по $47,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$

Коэффициент полезного действия насоса $\eta_{нас} = 85\%$, а коэффициент полезного действия электродвигателя $\eta_{дв} = 91\%$.



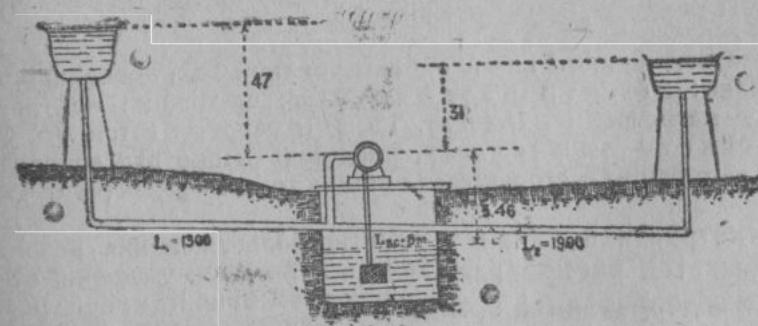
Чертеж 128

Стоимость одной тонны труб 183 рубля. Стоимость электроэнергии 6 коп. за киловатчас. Суммарный процент ежегодных отчислений $p = 10\%$.

Определить: 1) диаметр всасывающей трубы — d_1
 2) диаметр напорного трубопровода — d_2
 3) мощность необходимого двигателя — N ,
 принимая все размеры по черт. 128.

Ответ: $d_1 = 250$ м.м.; $d_2 = 300$ мм; $N = 23$ кВт.

Задача № 109*. Из колодца А центробежным насосом вода подается одновременно в резервуары В и С в течение 20 часов в



Чертеж 129

сутки по $37,6 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ в резервуар В и по $78,6 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ в резервуар С. Коэффициент полезного действия насоса 70% , а коэффициент полезного действия электромотора — 91% . Стоимость килограмма труб 18 коп. Стоимость электроэнергии за 1 киловатчас — 12 коп. Суммарный процент на затраченный капитал $p = 11,5\%$. Размеры по черт. 129.

Определить: 1) диаметры ветвей напорного трубопровода, 2) диаметр всасывающей трубы, 3) мощность насосной станции.

Ответ: $d_1 = 350$ мм; $d'_2 = 300$ мм; при $l'_2 = 1413$ м.

$d''_2 = 250$ мм при $l''_2 = 487$ м; $d_{вс.} = 400$ мм.

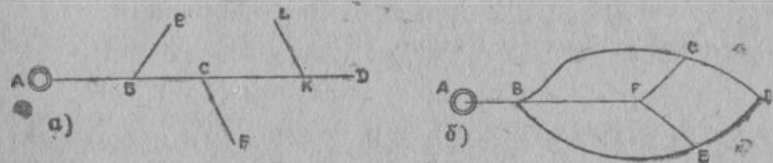
$N = 88$ кв.

Расчет простых распределительных водопроводных сетей

При расчете распределительной сети трубопровода могут, в основном, встретиться два случая:

1. Расчет новой проектируемой сети, когда отсутствует заранее обусловленный напор (отметка напорного бака) и

2. Расчет распределительной сети с учетом уже существующего того или иного напора в трубопроводе, что имеет место при готовых сооружениях под напорный бак или при включении новых линий в существующий водопровод и т. д.



Чертеж 130

Кроме изложенного, при проектировании водопроводной сети различают: а) сети разомкнутые, состоящие из главной линии — магистрали AD (черт. 130-а) и боковых веток BE, CF и др. и б) сети замкнутые, представляющие ряд водоводных линий, выходящих и сходящихся в общих точках — узлах (черт. 130-б).

Магистральная линия — это линия, по которой распределяется вода от напорной башни к каждой боковой линии.

Магистральная линия разомкнутой сети по мере удаления от водонапорной башни имеет расход, уменьшающийся после ответвления

Магистральная линия, следовательно, должна рассматриваться как трубопровод, состоящий из отдельных последовательно соединенных участков (AB, BC, , KD. черт. 130), с определенным расходом Q_i на протяжении L_i каждого участка.

Для случая расчета новой сети (расчета без заданного напора) проектировщику известны: гипсометрические данные местности, необходимые к пропуску через отдельные участки трубопровода расходы и длины отдельных участков сети.

Как уже упоминалось выше, отсутствие заданного напора делает решение вопроса неопределенным и потому, при расчетах, обычно, исходят из положения, что трубопровод должен быть запроектирован по предельно-допускаемой скорости течения воды, в целях возможно большего уменьшения расчетного диаметра труб.

Если принять за основу данные о допускаемых в трубопроводах предельных скоростях, приведенные при расчете нагнетательной линии, то расчет магистральной линии распределительной сети сведется к весьма простой операции подбора диаметра труб для отдельных участков магистрали для заданных на этих участках расходов воды по упомянутой табличке.

Когда скоро диаметры отдельных участков будут выбраны, мы можем определять потери напора, ожидаемые на каждом из участков трубопровода по ур-нию (118) как

$$h_{тр} = \frac{Q_i^2 L_i}{K_i^5}$$

и весь необходимый напор H — как сумму потерь напора по всей длине магистрали:

$$H = \sum \frac{Q_i^2 L_i}{K_i^5}$$

Для случая расчета магистрали, включаемой в существующую уже сеть, с определенным напором в начале проектируемой линии, приведенные выше соображения полностью не могут быть применены.

В этом случае проектировщик располагает на все протяжении магистрали L определенным напором H и, следовательно, связан некоторым средним пьезометрическим уклоном всей линии

$$i = \frac{H}{L}$$

Каждый участок магистрали для пропуска заданного расхода Q_i , при пьезометрическом уклоне i , требует труб такого диамет-

ра, который характеризуется пропускной способностью K , определяемой соотношением (116)

$$K^2_i = \frac{Q^2_i}{i}$$

Каждому найденному значению пропускной способности K_i соответствует и определенный диаметр труб на каждом отдельном участке магистрали.

Но среди выпускаемых заводами стандартных assortиментов труб может не быть точно таких диаметров, которые соответствуют значению K_i и практически, при обращении к таблице расходных характеристик, в последней будем иметь два значения K , ближайших по величине к нужной K_i , причем одно из них

$$K'_i < K_i \text{ и соответствующее } d'_i < d_i$$

и второе

$$K''_i > K_i \text{ и соответствующее } d''_i > d_i$$

Если на всех участках магистральной линии принять трубы с $K'_i < K_i$, то при этом мы, будем иметь наименьший расход металла на трубы, но имеющегося налицо напора H не хватит для преодоления потерь в трубопроводе, т. к. легко убедиться, что

$$\sum \frac{Q^2_i \cdot L_i}{K'^2_i} < \sum \frac{Q^2_i \cdot L_i}{(K_i)^2}$$

Если же на всех участках остановится на трубах с $K''_i > K_i$, то имеющегося напора H вполне хватит (часть его останется неиспользованной), но т. к. на всех участках диаметры труб будут с запасом, то расход металла будет излишне велик.

Очевидно, что практически решение вопроса должно сводиться к назначению диаметра труб на одних участках с $K'_i < K_i$, а на других с $K''_i > K_i$, но так, чтобы в общем итоге иметь вариант, при котором максимально используется имеющийся напор с минимальной затратой металла на трубы.

Можно считать, что количество металла на трубы, примерно, пропорционально произведению диаметра трубы, на ее длину ($L \cdot d$) и тогда можно говорить, что проектирование должно быть проведено с соблюдением 2-х условий.

$$1) \sum \frac{Q^2_i \cdot L_i}{K^2_i} \leq H$$

и

$$2) \sum L_i \cdot d_i = \text{minimum}$$

Практическое проведение расчета с соблюдением поставленных условий рассмотрим ниже при решении конкретных задач.

Боковые ветки распределительной сети

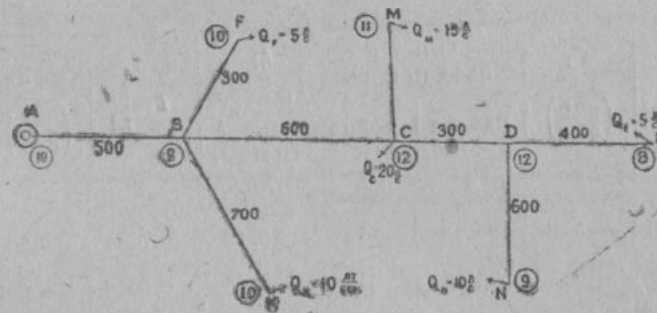
Имея законченным расчет магистральной линии (независимо от рассмотренных выше двух случаев), мы знаем не только напор в начальной точке магистральной линии, но и потери напора на каждом из отдельных ее участков.

В местах ответвления боковой линии от магистрали (точки B, C, K черт. 130-а) напор будет равен начальному напору H за вычетом суммы потерь напора на отдельных участках магистрали, предшествующих данному ответвлению.

При расчете отдельной ветки, при данной точке A магистрали, следовательно, вопрос будет сводиться к определению диаметра труб при заданной длине ветки L , расходе через нее Q и напоре H_A в точке A .

Такой расчет не представляет затруднений и был уже нами рассмотрен, в частности, при решении задач № 89 и 97.

Задача № 110. *Расчитать диаметры новой разомкнутой распределительной сети согласно данных черт. 131, при условии сохранения в концах всех линий свободного напора $h \geq 5$ метр.*



Чертеж 131

Трубы считать нормальные. Цифры в кружках обозначают гилсометрические отметки точек трубопровода.

Определяем какие расходы должны пропускаться через отдельные участки трубопровода, считая для удобства подсчетов с конца магистрали; применительно к этим расходам по таблице предельных скоростей назначаем диаметры труб отдельных участков; подсчитываем величины потерь напора на отдельных участках и напоры в местах ответвлений.

Вычисления располагаем по такой схеме:

Точки	Участки магистр.	L_i (килом.)	Q_i (лит./сек.)	d_i (миллиметры)	$\frac{1000}{K^2_i}$	$h_{тр.}$ (метры)	Отметка пьезометр. линий
A	AB	0.5	65	300	0.00098	2.09	25.22
B	BC	0.6	50	250	0.0026	3.90	23.13
C	CD	0.3	15	150	0.040	2.70	19.23
D	DE	0.4	5	100	0.353	3.53	16.53
E						$\Sigma h_{тр.} = 12.22$	13.00

Колонка значений отметок пьезометрической линии получена из расчета, что отметка пьезометрической линии в конечном пункте E должна быть равна $8 + 5 = 13$ метрам (8 м. отметка точки E и 5 м.—свободный напор в конце по условию задачи), а остальные отметки возрастают на величину потерянного напора на последующем участке.

Напор в начальной точке A или, иначе говоря, необходимая высота напорного бака $H_A = 25,22 - 10 = 15,22$ м.

Расчет веток проведем по следующей схеме:

Ветки	L_i (мет.)	Q_i (лит./сек.)	Отметки пьезометрич.		h_i потеря напора (метры)	$i = \frac{h_i}{L_i}$	$K^2 \cdot 10^{-3}$ (лит./сек.) ²	d_i (миллиметры)
			начала (метры)	конца (метры)				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
B	300	5	23.13	15	8.13	0.0271	0.922	100
BK	700	10	23.13	15	8.13	0.0116	8.621	125
CM	250	15	19.23	16	3.23	0.0129	17.442	150
A	600	10	16.53	14	2.53	0.0042	23.809	150

Значения d_i в колонке 9 записаны как соответствующие ближайшим большим величинам $K^2 \cdot 10^{-3}$ по таблице расходных характеристик труб.

При этом, конечно, фактические потери напора на ветках будут несколько меньше значений колонки 6-ой и потому свободный напор в концах веток будет больше 5 метров.

Если бы по условию задачи была необходимость дать свободный напор ровно в 5 метров, то пришлось бы прибегнуть к

составлению ветки из двух последовательно соединенных участков труб с разными диаметрами (см. задачу № 97).

Задача № 111. *Расчитать диаметры разомкнутой распределительной сети по данным задачи № 110 и чертежа 131, при дополнительном условии, что в начальной точке A сети имеется готовый водонапорный бак высотой 12 м.*

Отметка пьезометрической линии в начальной точке A согласно условия равна $10 \text{ м.} + 12 \text{ м.} = 22 \text{ м.}$, а в конечной точке E — $8 \text{ м.} + 5 \text{ м.} = 13 \text{ метрам.}$

На протяжении всего трубопровода AE длиной $L = 1800$ м. имеем возможность использовать напор $H = 22 - 13 = 9$ метров, что дает пьезометрический уклон

$$i = \frac{H}{L} = \frac{9}{1800} = 0,005$$

Применительно к полученному пьезометрическому уклону, определяем расходную характеристику труб для отдельных участков магистрали в зависимости от расхода воды на участке по ф-ле

$$K^2_i = \frac{Q^2_i}{i}$$

Далее выбираем из таблицы расходных характеристик труб ближайшие большие и меньшие значения K''_i и K'_i и вычисляем потери напора на каждом участке для обоих взятых из таблиц значения K.

Вычисления проводим по следующей схеме:

Участки	L_i (кил.)	Q_i (лит./сек.)	Q^2_i	$\frac{1000}{K^2_i}$	Данные для станд. расходн. характеристик.					
					Ближайш. меньшей			Ближайш. большей		
					$\frac{1000}{(K'_i)^2}$	d'_i	$h'_{тр.}$	$\frac{1000}{(K''_i)^2}$	d''_i	$h''_{тр.}$
AB	0.5	65	4225	0.0012	0.0026	250	5.49	0.00098	300	2.07
BC	0.6	50	2500	0.0020	0.0026	250	3.90	0.00098	300	1.47
CD	0.3	15	225	0.0222	0.0400	150	2.70	0.0175	175	1.18
DE	0.4	5	25	0.2000	0.353	100	3.53	0.105	125	1.05

На каждом участке магистрали мы имеем возможность брать одно из двух значений диаметра d'_i или d''_i , зная что потери на участке будут при этом равны вычисленным в схеме значениям $h'_{тр.}$ или соответственно $h''_{тр.}$

Для выбора более удачного варианта составляем все возможные комбинации различных диаметров.

Если число отдельных участков обозначим через n , то, имея на каждом из них выбор из двух значений диаметра, общее количество всех комбинаций будет 2^n .

Для условий рассматриваемой задачи можно составить $2^4=16$ комбинаций, которые рассмотрим в следующей табличке:

№№ по порядку	Диаметры участков				Потери напора на участках				$\Sigma h_{mp.}$
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE	
1	250	250	150	100	5.49	3.90	2.70	3.53	15.62
2	300	250	150	100	2.07	3.90	2.70	3.53	12.20
3	250	300	150	100	5.49	1.47	2.70	3.53	13.19
4	250	250	175	100	5.49	3.90	1.18	3.53	14.10
5	250	250	150	125	5.49	3.90	2.70	1.05	13.14
6	300	300	150	100	2.07	1.47	2.70	3.53	9.77
7	300	250	175	100	2.07	3.90	1.18	3.53	10.68
8	300	250	150	125	2.07	3.90	2.70	1.05	9.72
9	250	300	175	100	5.49	1.47	1.18	3.53	11.67
10	250	300	150	125	5.49	1.47	2.70	1.05	10.71
11	250	250	175	125	5.49	3.90	1.18	1.05	11.62
12	300	300	175	100	2.07	1.47	1.18	3.53	8.25
13	300	300	150	125	2.07	1.47	2.70	1.05	7.29
14	300	250	175	125	2.07	3.90	1.18	1.05	8.20
15	250	300	175	125	5.49	1.47	1.18	1.05	9.19
16	300	300	175	125	2.07	1.47	1.18	1.05	5.77

Рассматривая все варианты по сумме потерь напора, замечаем, что приемлемыми являются только №№ 12, 13, 14 и 16, а все остальные отпадают, как требующие напора большего чем мы располагаем ($\Sigma h_{mp.} > 9$ метров).

Из отмеченных четырех вариантов, приемлемых по $\Sigma h_{mp.}$, по полноте использования имеющегося напора на первом месте стоит вариант № 12.

Прежде чем остановиться окончательно на одном из вариантов посмотрим их показатели в части затраты материала на трубы.

Имеем:

№№ вариантов	Участки магистрали								$\Sigma L d_i$
	AB		BC		CD		DE		
	L	d_i	L	d_i	L	d_i	L	d_i	
12		300		300		175		100	422500
13		300		300		150		125	425000
14	500	300	600	250	300	175	400	125	402500
16		300		300		175		125	432500

Откуда заключаем, что по второму признаку выделяется вариант № 14.

Выбор между вариантами № 12 и № 14 можно будет сделать лишь на основе расчета веток применительно к обоим вариантам. Для этого установим отметки пьезометрической линии по магистрали для обоих вариантов.

Точки	Участки	Потери напора на участках при вариантах		Отметки точек пьезометрической линии при вариантах	
		№ 12	№ 14	№ 12	№ 14
A	AB	2.07	2.07	22.00	22.00
B	BC	1.47	3.90	19.93	19.93
C	CD	1.18	1.18	18.46	16.03
D	DE	3.53	1.05	17.28	14.85
E		8.25	8.20	13.75	13.80

и проведем расчет боковых веток по следующей схеме:

К варианту № 12

Вет-ки	L	Q	Пьезомет. отметки ветки		H	$\frac{1}{i} = \frac{L}{H} K^2 \cdot 10^{-3}$	d	Ld	
			Начала	конца					
BF	300	5	19,93	15	4,93	60,85	1,521	100	30000
BK	700	10	19,93	15	4,93	141,99	14,199	150	105000
CM	250	15	18,46	16	2,46	101,63	22,867	150	37500
DN	600	10	17,28	14	3,28	182,93	18,293	150	90000
									262500

К варианту № 14

Вет-ки	L _i	Q _i	Пьезометр. отметки ветки		H _i	$\frac{1}{i} = \frac{L}{H} K^2 \cdot 10^{-3}$	d	Ld	
			Начала	конца					
BF	300	5	19,93	15	4,93	60,85	1,521	100	30000
BK	700	10	19,93	15	4,93	141,99	14,199	150	105000
CM	250	15	16,03	16	0,03	8333,33	1875,0	350	87500
DN	600	10	14,85	14	0,85	705,88	70,588	200	120000
									342500

Сравним теперь общую сумму членов ΣLd как по магистрали, так и веткам. Находим:

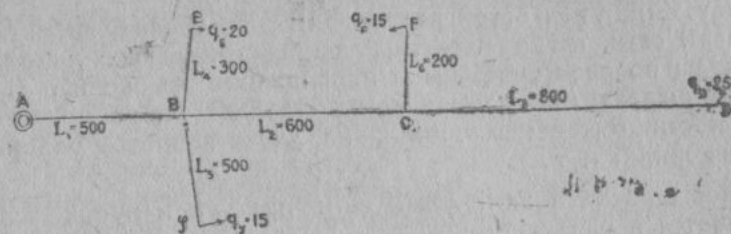
Для варианта № 12 $\Sigma Ld = 422500 + 262500 = 685000$

" " " " 14 $\Sigma Ld = 402500 + 342500 = 745000$

Откуда и делаем окончательное заключение в пользу варианта № 12, который и должен быть принят.

Задача № 112* Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на черт. 132 и давление в начальной точке А сети, так, чтобы давления в конечных пунктах D, F, E и G были бы не меньше 0,5 атм., расходы указаны в лит. длины — в метрах.

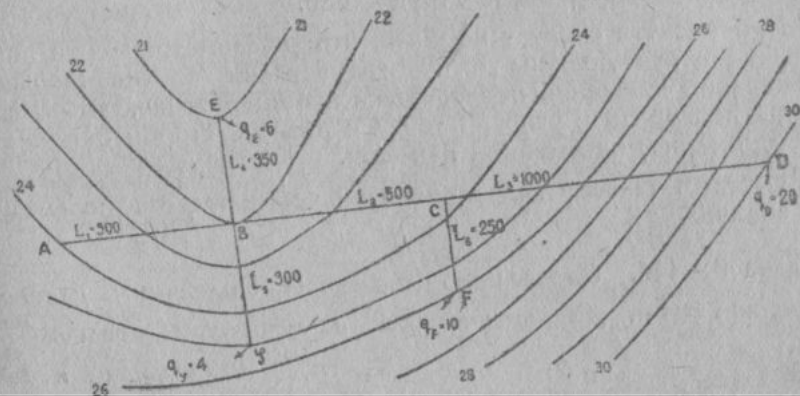
Ответ: $d_1 = 300$; $d_2 = 250$, $d_3 = 200$;
диаметры всех веток $d = 150$ (в миллиметрах).



Чертеж 132

Задача № 113* Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на черт. 133, при заданном давлении в начальной точке А в 3,5 атмосферы, так, чтобы давления в конечных точках были бы не < 10 м. (Отметки горизонталей в метрах).

Ответ: $d_1 = 200$; $d_2 = 200$; $d_3 = 175$; $d_4 = d_5 = 75$ и $d_6 = 100$



Чертеж 133

Замкнутая или кольцевая водопроводная сеть Замкнутая сеть (черт. 130-б) в плане представляет собою ряд замкнутых многоугольников (колец), по отдельным элементам длины которых в том или ином направлении (последовательно или встречно) могут подаваться те или иные расходы.

В практике водопроводного дела замкнутые сети имеют большее распространение, в особенности потому, что замкнутая сеть позволяет, в случае необходимости, выключать отдельные

ее участки (скажем, для ремонта и др. целей), не нарушая подачи воды в остальную сеть.

Расчет замкнутых сетей рассмотрим для случая проектирования новой сети, когда известны длины отдельных линий, расходы воды по всем участкам и направление движения. Последнее назначается из соображений большей равномерности нагруженности отдельных линий, из учета запросов района проложения линий и т. д.

Сущность расчета замкнутой сети при упомянутых условиях заключается в следующем:

1. Наметив направления расходов по разным линиям, выбираем звено трубопровода от напорного бака с одинаковым направлением движения (до места встречного расхода), рассматриваем его как магистральную линию разомкнутого трубопровода и проводим расчет приведенными выше приемами.

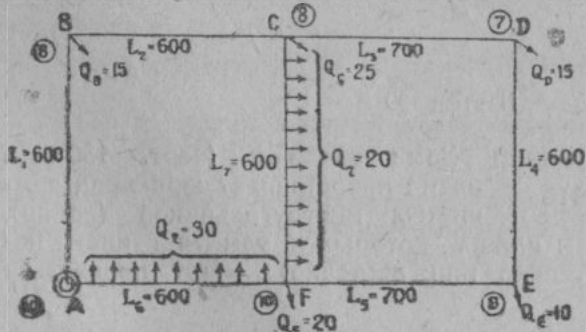
При этом будут получены отметки пьезометрической линии в узловых точках.

2. Остальные звенья сети будут представлять собою (после расчета выбранной магистрали) линии водопровода с известными конечными напорами, длинами и расходами, расчет которых не представляет особых трудностей.

3. При расчете следует помнить, что пьезометрические линии разных звеньев должны в пунктах встречи противоположных направлений движения пересекаться в общей точке, т. е. вода должна подходить к узловой точке с разных сторон с одинаковым (примерно) остаточным напором.

Рассмотрим технику гидравлической части расчета на следующих задачах.

Задача № 114. Определить диаметры отдельных участков замкнутой сети. Длины участков в метрах, расходы в $\frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$



Чертеж 134

и отметки в метрах даны на черт. 134.

Давление в начальной точке А равно 3 атмосферы, минимальное давление в конечных пунктах требуется 20 метров.

Возьмем наиболее удаленную от А точку D и в ней мысленно разомкнем сеть. Будем считать направление тока

воды от А в двух направлениях по ABCD и AFED, при чем расход необходимый в точке D ($15 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$) будем подводить по $10 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$ по CD и $5 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$ по ED.

Что же касается расхода для непрерывной раздачи по FC, то будем считать, что целесообразнее его направить по ближайшему пути, т. е. по направлению AFC.

Наметив, таким образом, направление движения воды, будем иметь следующие расходы на отдельных участках.

№№ участ.	1	2	3	4	5	6	7	Примечание
Название участка	AB	BC	CD	ED	FE	AF	FC	
Расход	50	35	10	5	15	35 + (30)	(20)	Расходы, непрерывно раздаваемые по пути показаны в ().

Рассчитываем линию ABCD как разомкнутую магистраль, полагая отметку пьезолинии в точке А = $10 + 30 = 40$ м. и в точке D = $7 + 20 = 27$ метров, т. е. располагая напором $H = 40 - 27 = 13$ м. на протяжении ABCD равном $L = 1900$ м. ($i = 0,006842$).

Участки	Li Квлом.	Qi Лит. сек.	Qi ²	$\frac{1000}{Ki^2}$	Данные для стандарт. характер.					
					Ближайш. меньшей			Ближайш. больш.		
					$\frac{1000}{(K'i)^2}$	d' i	h' mp.	$\frac{1000}{(K''i)^2}$	di''	h'' mp.
AB	0,6	50	2500	0,0027	0,0027	250	4,05	0,0027	250	4,05
BC	0,6	35	1225	0,0055	0,0086	200	6,32	0,0027	250	1,98
CD	0,7	10	100	0,0684	0,105	125	7,35	0,040	150	2,80
							17,72			8,83

Составляем варианты:

№№ в/п	Диаметры участ.			Потери напора на участ.			$\Sigma h_{mp.}$
	AB	BC	CD	AB	BC	CD	
1	250	200	125	4,05	6,32	7,35	17,72
2	250	250	125	4,05	1,98	7,35	13,38
3	250	200	150	4,05	6,32	2,80	13,17
4	250	250	150	4,05	1,98	2,80	8,83

Приемлемым является только один 4-й вариант с потерей напора в 8,83 м. При этом пьезометрические отметки в характерных точках будут равны:

- 1) в начальной точке $A \quad (H+Z)_A = 10 + 30 = 40$ м.
- 2) в точке $B \quad (H+Z)_B = 40 - 4,05 = 35,95$ м.
- 3) в точке $C \quad (H+Z)_C = 35,95 - 1,98 = 33,97$ м.
- 4) в точке $D \quad (H+Z)_D = 33,97 - 2,80 = 31,17$ м.

Свободный напор в точке D будет $31,17 - 7 = 24,17$, что не противоречит условию задачи ($24,17 > 20$).

Перейдем к расчету линии $AFED$ длиной $L = 1900$ м. Имея уже определившиеся конечные отметки пьезолинии, необходимо вести расчет с общим пьезометрическим уклоном

$$i = \frac{40 - 31,17}{1900} = 0,004647 \text{ и потерей напора } H = 8,83 \text{ м.}$$

На линии $AFED$ участок AF несет смешанный расход, а именно, транзитом $Q_t = 20 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ и с непрерывной раздачей $Q_r = 30 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. Расходную характеристику труб и потерю напора участка AF нужно рассчитать по (127') в виде:

$$K^2 i = \frac{Q_t^2}{l} \cdot \psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right) = \frac{35^2}{0,004647} \cdot 2,1 = 553583$$

$$\text{и } h_{mp} = \frac{L}{K^2} Q_t^2 \psi \left(\frac{Q_r}{Q_t} \right)$$

Остальные участки не требуют особых замечаний. Имеем:

Участки	L (км)	Q_t ($\frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$)	Q_t^2	$\frac{1000}{K^2 i}$	Данные стандартн. характеристик.					
					ближайш. меньш.		ближ. большей			
					$\frac{1000}{(K^2 i)^2}$	d'_i	h'_{mp}	$\frac{1000}{(K'' i)^2}$	d''_i	h''_{mp}
AF	0,6	35 + (30)	2572,5	0,00181	0,0026	250	4,01	0,000981	300	1,51
FE	0,7	15	225	0,0207	0,040	150	6,30	0,0175	175	2,76
ED	0,6	5	25	0,186	0,353	100	0,30	0,105	125	1,58
							15,61			5,65

Составляем возможные комбинации

№ п/п	Диаметры участков			Потери на участках			Σh_{mp}
	AF	FE	ED	AF	FE	ED	
1	250	150	100	4,01	6,30	5,30	15,61
2	300	150	100	1,51	6,30	5,30	13,11
3	250	175	100	4,01	2,76	5,30	12,07
4	250	150	125	4,01	6,30	1,58	11,89
5	300	175	100	1,51	2,76	5,30	9,57
6	300	150	125	1,51	6,30	1,58	9,39
7	250	175	125	4,01	2,76	1,58	8,35
8	300	175	125	1,51	2,76	1,58	5,65

Чтобы получить совпадение остаточных напоров в точке D , по обоим направлениям, необходимо остановиться на варианте 7-м, как дающем $\Sigma h_{mp} = 8,35$ м., ближайшем к нужной нам $\Sigma h_{mp} = 8,83$ м.

Расхождение $8,83 - 8,35 = 0,48$ м. можно уничтожить, увеличив потери напора на одном из участков (хотя в данном случае разностью 0,48 по малости можно бы и пренебречь).

Увеличение потерь можно получить, хотя бы на уч-ке ED , сделав его составным, т. е. уложив его трубами двух диаметров: на протяжении X метр. с $d_1 = 125$ м. м. и на остальном протяжении $(L-x)$ метров с $d_2 = 100$ м. м. при чем протяжение отдельных диаметров найдем по (118¹), задаваясь потерей напора на участке $h = 1,58 + 0,48 = 2,06$ м.

$$\text{Имеем: } 2,06 = 25 \left(\frac{x}{9,49 \cdot 10^3} + \frac{600-x}{2,83 \cdot 10^3} \right)$$

откуда $x = 523$ метра с $d_1 = 125$ м. м.

$$L - x = 77 \text{ метров с } d_2 = 100 \text{ м. м.}$$

Наконец переходим к расчету последней линии—поперечной FC , исходя из пьезометрических отметок концов ее. В точке F отметка пьезометрической линии $(H+Z)_F = (H+Z)_A - h_{mp}(AF) = (30 + 10) - 4,01 = 35,99$ м.; для точки C нами ранее уже было установлено $(H+Z)_C = 33,97$ м.

Таким образом на линии FC мы располагаем и должны использовать напор $(H+Z)_F = (H+Z)_C = 2.02$ м., иначе говоря линия FC должна быть запроектирована с пьезометрическим уклоном $i = \frac{2.02}{600} = 0,003367$

На линии FC имеем только непрерывную раздачу $Q_2 = 20 \frac{\text{лит}}{\text{сек}}$, применяя ур-ние (124), получим

$$2,02 = \frac{1}{3} \cdot \frac{20^2 \cdot 600}{K^2}$$

откуда найдем

$$K^2 \cdot 10^{-3} = \frac{K_r^2 \cdot L \text{ км.}}{3 \cdot N} = \frac{400 \cdot 0,6}{3 \cdot 2,02} = 39,6 \left(\frac{\text{лит}}{\text{сек.}} \right)^2$$

Обращаясь к справочной таблице расходных характеристик труб, замечаем, что среди стандартных размеров имеются трубы с характеристиками:

$$K_1 = 25 < 39,6 \text{ соответствующий } d_1 = 150 \text{ м. м.}$$

$$\text{и } K_2 = 57 > 39,6 \text{ — „ — } d_2 = 175 \text{ м. м.}$$

Чтобы полностью использовать напор 2.02 мт., проектируем линию FC состоящей из x метров труб 175 м. м. и $(600-x)$ метров 150 м. м.

На протяжении x метров отрезка линии FC (считая от F) имеем непрерывную раздачу $q_r = \frac{Q_r x}{L}$ и кроме того, через этот же участок транзитом проходит расход для последующей непрерывной раздачи на остатке линии FC , т. е.

$$q_{t1} = q_{t2} = \frac{Q_r (L-x)}{L}$$

Тогда по (124) и (127'') потеря напора по FC выразится в виде

$$H = \frac{x}{K_1^2} \left[\frac{Q_r (L-x)}{L} + 0,5 \frac{Q_r x}{L} \right]^2 + \frac{1}{3} \left[\frac{Q_r (L-x)}{L} \right]^2 \frac{L-x}{K^2}$$

или, подставляя численные значения:

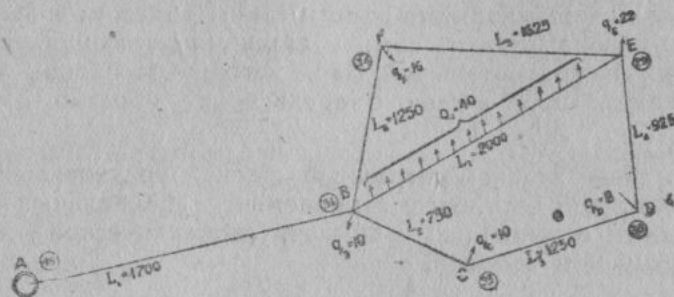
$$2,02 = \frac{x}{57 \cdot 10^3} \left[\frac{20(600-x)}{600} + 0,5 \frac{20x}{600} \right]^2 +$$

$$+ \frac{1}{3} \left[\frac{20(600-x)}{600} \right]^2 \frac{600-x}{25 \cdot 10^3}$$

Решая это ур-ние получим:

$$\begin{aligned} x &= \text{метров} & \text{с } d_2 &= 175 \text{ м. м.} \\ \text{и } L-x &= \text{метров} & \text{с } d_1 &= 150 \text{ м. м.} \end{aligned}$$

Задача № 115*. Определить диаметр отдельных участков замкнутой сети, изображенной на черт. 135, так чтобы давле-



Чертеж 135

ния в узловых точках сети были бы не < 15 м., если давление в начальной точке A сети $= 4$ атм.

В узлах имеются сосредоточенные расходы $q_i \frac{\text{лит}}{\text{сек.}}$ участок BE несет непрерывный равномерный расход $Q_r = 40 \frac{\text{лит}}{\text{сек.}}$

Цифры в кружках указывают отметки точек в метрах. Длины участков даны также в метрах.

Расчет произвести в предположении, что узел E с общим расходом $q_E = 22 \frac{\text{лит}}{\text{сек}}$ питается с трех сторон: со стороны

$E-10 \frac{\text{лит}}{\text{сек}}$; со стороны $D-8 \frac{\text{лит}}{\text{сек}}$ и со стороны $B-4 \frac{\text{лит}}{\text{сек}}$,

Кроме того, считать, что напор в точке E должен быть равен ровно 15 м.

Ответ. Линия $ABCDE$ составляется из труб диаметром: $d_1=300$, $d_2=200$, $d_3=125$; участок CD сделан составной с $d'_2=175$ мм. на длине 600 м. и $d'_3=150$ мм. по длине 650 м.

2) Линия BFE имеет $d_5=150$ мм, $d'_6=200$ мм на длине 150 м. и $d''_6=175$ мм. на длине 1100 м.

3) Линия BE имеет $d'_7 = 200$ мм на длине 295 м. и $d'_7 = 175$ мм. на длине 1705 мет.

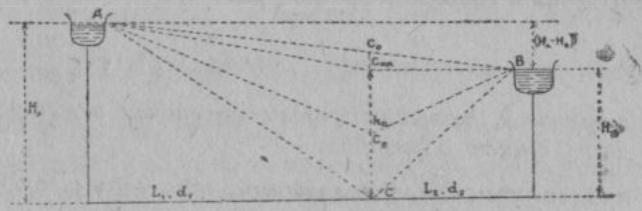
Уравнительные баки в сети. Гидравлическая сторона явления

Всякая водопроводная сеть рассчитывается, как мы видели выше, на некоторый средний секундный расход. Между тем фактически водоразбор отличается от принятого среднего расчетного, подымаясь в определенные периоды дня до некоторого максимума и достигая минимума в другие часы. Схематически задачу уравнительно бака можно характеризовать таким образом: в часы минимального водоразбора из сети излишки поступающей в нее воды подаются в уравнительный бак, который в период максимального водоразбора в свою очередь будет обратно отдавать ее в сеть.

Не ставя своей задачей детальный расчет уравнительных баков водопроводной сети, рассматриваемый в специальных курсах водоснабжения, остановимся лишь на гидравлической стороне основной сущности вопроса.

Пусть имеем два резервуара A и B (черт. 136), соединенных между собою трубопроводом, из которого в точке C происходит водоразбор в количестве q_c , изменяющемся во времени.

При отсутствии водоразбора из C (т. е. при $q_c = 0$) вода из бака A , под рабочим напором $(H_A - H_B = H)$, питает бак B и



Чертеж 136

движение ее в это время характеризуется пьезометрической линией AC_0B .

Поступление воды в бак B из A происходит в количестве

$$+q_B = -q_A = \sqrt{\frac{H_A - H_B}{L_1 + \frac{L_2}{K_2^2}}}$$

Начнем теперь водоразбор из точки C . По мере увеличения расхода q_c , растут потери напора на участке AC , ввиду чего

уменьшается остаточный напор в точке C и опускается над ней положение пьезометрической линии.

При некотором расходе (который обозначим $q_{c\text{кр.}}$ и назовем „критическим“) сумма потерь напора на участках от A до C достигнет величины $(H_A - H_B)$ и положение пьезометрической линии над точкой c окажется в один уровень с баком B (линия $AC_{\text{кр.}}B$) и, следовательно, прекратится движение воды по участку CB , за отсутствием свободного напора.

Бак B , при водоразборе из точки C в упомянутом количестве $q_{c\text{кр.}}$, совершенно инертен: он не получает ничего из сети и не подает в сеть. В точке C весь расход происходит за счет подачи из A .

Численное значение „критического“ расхода, при котором нейтрализуется бак B , определится на основе изложенного, как

$$q_{c\text{кр.}} = \sqrt{\frac{(H_A - H_B) K_{AC}^2}{L_{AC}}} = q_A \dots \dots \dots (134)$$

При всяком расходе $q_c < q_{c\text{кр.}}$ потери напора на участке AC будут меньше $(H_A - H_B)$, остаточный напор в точке C будет $h_c > H_B$ и пьезометрическая линия занимает положение промежуточное между AC_0B и $AC_{\text{кр.}}B$.

Резервуар A при этом, очевидно, питает не только точку c , но и бак B , т. е.

$$q_A = q_c + q_B$$

Аналогично при расходах $q_c > q_{c\text{кр.}}$ пьезометрическая линия примет положение типа AC_2B , из которого видно, что ток жидкости должен происходить в направлениях к точке C как со стороны A , так и со стороны B .

Точка c питается из обоих резервуаров, так что

$$q_c = q_A + q_B = K_1 \sqrt{\frac{H_A - h_c}{L_1}} + K_2 \sqrt{\frac{H_B - h_c}{L_2}}$$

Возможный забор воды из точки C достигнет своего максимума при использовании полностью всего напора обоих баков по отношению к месту выхода, что будет иметь место при свободном истечении воды при точке c в атмосферу ($h_c \cong 0$).

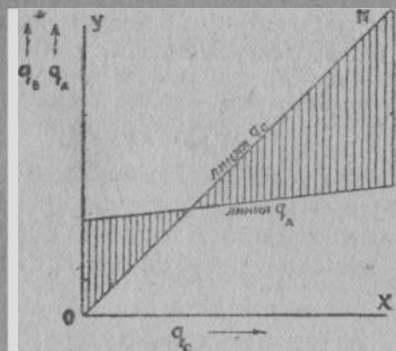
Максимальный расход в c будет характеризоваться положением пьезометрической линии ACB и работой участка AC под напором H_A , а участка BC под напором H_B .

При этом:

$$q_c \text{ max.} = K_1 \sqrt{\frac{H_A}{L_1}} + K_2 \sqrt{\frac{H_B}{L_2}} \dots (135).$$

Ход рассмотренного явления графически можно изобразить следующей диаграммой (черт. 137).

По оси абсцисс OX откладываем значение q_c , а по оси ординат OY значения $q_A \pm q_B$. Линия ON , проведенная из начала координат под углом 45° , будет, очевидно, линией q_c , как отвечающая условию $q_c = q_A \pm q_B$ ($x=y$).



Чертеж 137

q_A для нескольких значений q_c (скажем для $q_c = 0$, $q_c = q_{c \text{ кр.}}$ и $q_c = q_c \text{ max.}$ При достаточном масштабе диаграммы, распределение расходов между баками A и B возможно определять графически.

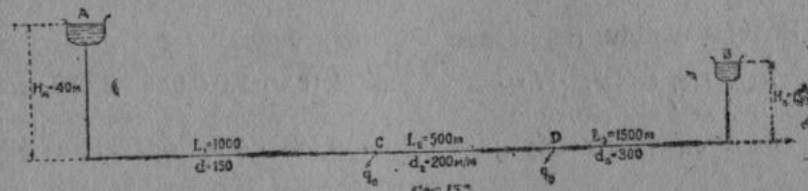
Задача № 116. Пусть, применительно к черт. 136, $L_1 = 2000$ м. $d_1 = 150$ мм.; $L_2 = 500$ м.; $d_2 = 250$ мм.; $H_A = 50$ м.; $H_B = 30$ м. Трубы грязные.

Определить условия протекания при 1) $q_c = 0$, 2) $q_c = q_{\text{крит.}}$, 3) $q_c = \text{max.}$, и 4) $q_B = 69,5 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

- Ответ: 1) Из бака A питается бак B по $q_A = 13,75 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$,
 2) Бак A питает C по $q_A = q_c = 13,87 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, $q_B = 0$,
 3) Точка C , расходует $q_c = 154,33 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, получая из точки A $q_A = 21,93 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$ и из бака B $q_B = 132,4 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$

4) По диаграмме имеем $q_A = 15,5 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$ и $q_B = 54,0 \frac{\text{л.}}{\text{с.}}$

Задача № 117. Резервуары A и B соединены трубопроводом $ACDB$ с водоразбором в двух точках C и D . Определить направление скоростей в трубах, характер работы баков и давления в точках C и D , если $q_C = 5 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, а $q_D = 10 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. Размеры системы показаны на черт. 138. Трубы — грязные.



Чертеж 138

Допустим временно, что за точкой D последний участок с баком B выключен и посмотрим с каким напором (H_D) пришла бы вода к точке D со стороны первого бака.

$$H_D = H_A - h_{\text{тр. (A C)}} - h_{\text{тр. (C D)}}$$

Так как, при сделанном предположении, по участку AC проходит расход $q_1 = q_c + q_d = 5 + 10 = 15 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$, то, при показанных на чертеже размерах труб, на этом участке будет потеря напор

$$h_{\text{тр. (A C)}} = q_1^2 \cdot L_1 (\text{км.м.}) \cdot \frac{1000}{K_1^2} = 15^2 \cdot 1,0 \cdot 0,04 = 9 \text{ м.}$$

аналогично

$$h_{\text{тр. (C D)}} = q_2^2 \cdot L_2 \cdot \frac{1000}{K_2^2} = 10^2 \cdot 0,5 \cdot 0,0086 = 0,43 \text{ м.}$$

$$H_D = 40 - 9,00 - 0,43 = 30,57 \text{ м.}$$

Напор в точке D получился больше, чем встречный со стороны бака B ($30,57 > 15$) и поэтому можем утверждать, что и при свободном заключении последнего участка будет налицо ток воды от D дальше в бак B с некоторым расходом q_B .

Величину поступления в бак B определим, исходя из соображения, что на всем трубопроводе имеется напор $H_A - H_B = 40 - 15 = 25$ метров, который затрачивается на подачу расходов

- 1) $q_C + q_D + q_B = (15 + q_B)$ на участке AC
- 2) $q_D + q_B = (10 + q_B)$ на участке CA
- 3) q_B на участке DB

Уравнение потери напора на всем трубопроводе будет

$$H_A = (15 + q_B)^2 \cdot L_{\text{км.м.}} \cdot \frac{1000}{K_1^2} + (10 + q_B)^2 \cdot L_2 \cdot \frac{1000}{K_2^2} + q_B^2 \cdot L_3 \cdot \frac{1000}{K_3^2}$$

что дает в числах

$$25 = (15 + q_B)^2 \cdot 1 \cdot 0,04 + (10 + q_B)^2 \cdot 0,5 \cdot 0,0086 + q_B^2 \cdot 1,5 \cdot 0,00098$$

или окончательно

$$q_B^2 + 28 \cdot 1 q_B - 340 = 0$$

$$\text{откуда } q_B = 9,13 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$$

Потери напора на разных участках будут

$$h_{\text{тр. AC}} = Q^2 \cdot L_1 \cdot \frac{1000}{K_1^2} = 24,13^2 \cdot 1,0 \cdot 0,04 = 23,30 \text{ м.}$$

$$h_{\text{тр. CD}} = Q^2 \cdot L_2 \cdot \frac{1000}{K_2^2} = 19,13^2 \cdot 9,5 \cdot 0,0086 = 1,58 \text{ м.}$$

$$\text{и } h_{\text{тр. DB}} = Q^2 \cdot L_3 \cdot \frac{1000}{K_3^2} = 9 \cdot 13^2 \cdot 1,5 \cdot 0,00098 = 0,12 \text{ м.}$$

$$\Sigma h_{\text{тр.}} = 25,00 \text{ м.}$$

Откуда узнаем давления:

$$\text{в точке C} \quad H_C = 40 - 23,30 = 16,70 \text{ м.}$$

$$\text{в точке D} \quad H_D = 16,70 - 1,58 = 15,12 \text{ м.}$$

Задача № 118*. Два резервуара А и В соединены трубопроводом АСДВ с двумя точками потребления С и Д. Даны три пары значений расходов в точках С и Д: 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 лит./сек. Определить для каждой заданной пары расходов в С и Д направление скоростей в каждом участке трубопровода и расходы резервуаров А и В.

Размеры элементов системы, применительно к чертежу 138, следующие: $H_A = 55$, $H_B = 20$ м.; $L_1 = 1200$ с $d_1 = 125$ м. м. $L_2 = 1000$ м. с $d_2 = 150$ м. м.; $L_3 = 1400$ м. с $d_3 = 175$ м. м.

Ответ: 1) Бак А питает всю линию с подачей в бак В $q_B = 8,41 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$; при этом $H_C = 28$ м. и $H_D = 21,75$ м.

2) Бак А питает точку С и частично точку Д; всего $q_A = 17 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$

Остальной расход точки Д поступает со стороны В в количестве $q_B = 17 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$. $H_C = 17,5$ м. и $H_D = 12,8$ м.

3) $q_A = 20 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ и питает полностью точку С. $q_B = 21 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$ и питает точку Д и частично точку С.

$$H_C = 3,1 \text{ м. и } H_D = 9,0 \text{ м.}$$

КАНАЛЫ

ГЛАВА VI

Равномерное движение в каналах

Каналы являются одним из массовых гидротехнических сооружений, задача которых—транспортирование тех или иных количеств жидкости (воды) как при с-х. мелиорации земельных угодий (осушение, орошение), так и при разрешении отдельных промышленных или чисто транспортных вопросов.

Мероприятия партии и правительства по разрешению животноводческой проблемы, по развертыванию технических культур, по борьбе с засухой, повышению урожайности и т. д. вызвали, в частности, широкое развитие мелиоративных работ по осушению избыточно-увлажненных массивов и орошению земель засушливой зоны.

Ввиду этого изучение вопросов движения воды в каналах и овладение методикой и техникой расчета этих сооружений чрезвычайно важно и имеет большое значение для работников водного хозяйства, специалистов по с-х. мелиорации.

§ 1. Основные сведения для гидравлического расчета каналов

Общие сведения

Движение жидкости в каналах, как и вообще в открытых руслах и в трубопроводах с незаполненным сечением, относится к типу, так сказать, „безнапорного“ движения, происходящего под воздействием слагающей силы веса, направленной по оси движения.

В данном курсе рассмотрение вопросов безнапорного движения жидкости ограничивается изучением равномерного движения, характеризующегося не только постоянством расхода, но и постоянством скоростей во всех поперечных сечениях русла.

Равномерное движение в открытом русле имеет место лишь при наличии определенных условий, главными из которых являются:

1. Постоянство расхода ($Q = Const$).
2. Постоянство поперечного сечения русла, а следовательно, постоянство глубины наполнения.
3. Постоянство пьезометрического уклона ($i = Const$)*.
4. Однотипность шероховатости смоченной поверхности стенок русла на изучаемом участке.

* Пьезометрический уклон в каналах при равномерном режиме, ввиду постоянства глубин, равен уклону дна русла.

5. Отсутствие местных сопротивлений.

Перечисленные условия, главным образом, имеют место в искусственных водотоках-каналах, так как последние и выполняются с учетом упомянутых условий.

Применяя в практических расчетах последующие выводы, нужно всегда иметь в виду ограничивающие условия, обеспечивающие равномерный режим.

Расчетные уравнения скорости течения В первом параграфе 5-й главы было выведено основное уравнение (106) скорости течения жидкости при равномерном движении в виде, так называемой, формулы Шези.

$$V = C \sqrt{Ri}$$

Напомним; что в этом уравнении коэффициент C характеризует конструкцию поперечного сечения водотока и степень шероховатости ложа и, что, для определения численного значения коэффициента C , предложен ряд эмпирических формул, часть которых была уже рассмотрена в разделе о трубопроводах.

Подкоренное выражение формулы Шези представлено: гидра-

влическим радиусом $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\text{площадь живого сечения}}{\text{смочен. периметр}}$

и пьезометрическим уклоном i , равным в рассматриваемом случае уклону дна русла.

Для определения коэффициента C при расчетах каналов до недавнего времени наибольшим распространением пользовались следующие эмпирические формулы:

1. Формула Базена (*Bazin*), исправленная им в 1897 г. и известная под названием „новой формулы Базена“.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (136)$$

Структурно эта формула аналогична формуле (110) Куттера, рассмотренной в разделе трубопроводов.

Коэффициент γ в формуле Базена определяется степенью шероховатости ложа и по опытам Базена (применительно к постоянным коэффициентам его формулы) имеет следующие численные значения для метрического исчисления.

№№	Х а р а к т е р л о ж а	γ
1	Очень гладки стенки (строганные доски, цементная штукатурка и т. п.)	0,06
2	Гладкие стенки (нестроганные доски, тесовая или кирпичная кладка, весьма хорошая бетонировка и т. п.)	0,16
3	Негладкие стенки (хорошая бутовая кладка, посредственная бетонировка)	0,46
4	Промежуточная категория (грубая бутовая кладка, весьма грубая бетонировка по скале, булыжная мостовая, очень правильные стенки в плотном земляном грунте, чисто высеченная скала и т. п.)	0,85
5	Земляные стенки в обычном состоянии	1,30
6	Земляные стенки при плохом содержании, значительных водорослях и т. п.	1,75

2. Аналогичной структурно формулам Куттера и Базена является также формула, предложенная инж. Горбачевым в виде:

$$C = \frac{70}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}} \dots (137)$$

при следующих значениях коэффициента шероховатости α

№№	Х а р а к т е р л о ж а	α
1	Канализационные трубы (гончарные, бетонные, кирпичные, чугунные, железные)	0,10
2	Каналы из новой правильной бутовой кладки, а также хорошо замощенные каналы	0,25
3	Каналы из старой и поврежденной бутовой кладки, а также плохо замощенные	0,50
4	Каналы с правильными землянными руслами	0,75

3. Формула Гангилье и Куттера (*Ganguillet — Kutter 1869 г.*), выведенная обработкой опытных данных Базена и полевых наблюдений Гэмфри и Аббота (*Humphrey and Abbot*) на реке Миссисипи в виде:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (138)$$

для метрового исчисления.

В этой формуле n — коэффициент шероховатости, который применительно к постоянным коэффициентам формулы (138) имеет свои численные значения, приведенные в особой таблице в конце курса.

Формула Гангиле — Куттера пользовалась большой известностью и широко применялась в производстве, особенно в Германии.

Авторы этой формулы стремились установить зависимость не только от гидравлического радиуса R и шероховатости русла, но и от пьезометрического уклона i .

Положительным моментом формулы бесспорно является довольно подробная разработанность значений коэффициента шероховатости (n) для большого ряда категорий стенок русла.

Однако, если учесть чрезмерную громоздкость формулы, не оправдываемую точностью получаемых расчетных данных при сопоставлении их с натурой, и принять во внимание ту разнохарактерность первичного материала, которым пользовались авторы формулы (138), то можно для практических гидравлических расчетов отказаться от этой громоздкой формулы.

В последние годы действительно начинают отдавать предпочтение другим более простым формулам, не уступающим по точности конечных результатов.

Так, особенно в Германии с 1925 г., эти формулы уступили свое место, так называемым, показательным или степенным формулам при расчете движения воды в открытых искусственных руслах.

4. Из степенных формул, проверенных при расчетах каналов можно привести формулу Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} R^{0,167} \dots \dots \dots (139)$$

с которой мы уже встречались при расчетах напорных трубопроводов и

5. Формулу Форхгеймера:

$$C = \frac{1}{n} R^{0,3} \dots \dots \dots (140)$$

В обеих последних формулах коэффициенты шероховатости n те же, что и в формуле Гангиле — Куттера, приведенные в упомянутой выше таблице для шестнадцати категорий стенок русла.

При определении коэффициента C по степенным формулам, уравнение Шези может быть представлено в следующем общем виде:

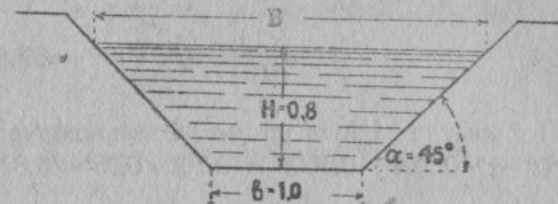
$$V = \frac{1}{n} R^{\beta} \cdot i^{\alpha} \dots \dots \dots ,$$

что в частности, например, по формуле Маннинга дает:

$$V = \frac{1}{n} R^{0,67} i^{0,5}$$

Задача № 119. Определить скорость течения воды в канале трапециoidalной формы (черт. 139) при следующих данных:

ширина канала по дну $b = 1$ метр; наклон боковых стенок к горизонту — 45° , глубина движущейся воды $H = 0,8$ м., уклон дна канала $i = 0,0009$; стенка канала — грубо бетонирована.



Чертеж 139

Определяем коэффициент C по разным формулам. Для этого вычисляем значение R и подбираем величину коэффициента шероховатости.

Имеем:

$$B = b + 2 H \operatorname{Ctg} \alpha = 1,0 + 2 \cdot 0,8 \cdot 1 = 3,6 \text{ м.}$$

$$\omega = \frac{B + b}{2} \cdot H = \frac{3,6 + 1,0}{2} \cdot 0,8 = 1,84 \text{ м}^2.$$

$$\chi = b + 2 H \sqrt{1 + \operatorname{Ctg}^2 \alpha} = 1,0 + 2 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2} = 3,26 \text{ м.}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,84}{3,26} = 0,564 \text{ м. ; } \sqrt{R} = 0,75 \text{ м.}^{0,5}$$

Коэффициент C определится по Базену, считая для данного случая $\gamma = 0,46$, в виде:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,46}{0,75}} = 53,93$$

по Горбачеву, принимая $a = 0,25$,

$$C = \frac{70}{1 + \frac{0,25}{0,75}} = 52,63$$

по Гангиле—Куттеру, считая $n = 0,017$

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0,017} + \frac{0,00155}{0,0009}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{0,0009}\right) \frac{0,017}{0,75}} = 53,54$$

по Маннингу, считая $n = 0,017$

$$C = \frac{1}{0,017} 0,564^{0,167} = 52,64$$

В формуле Шези кроме C определяем численное значение $\sqrt{Ri} = \sqrt{0,564 \cdot 0,0009} = 0,75 \cdot 0,03 = 0,0225$ и тогда имеем:

$$V = C \sqrt{Ri} = C \cdot 0,0225 \frac{м}{сек.}$$

Подставляя найденные значения C , получим:

Формула	Базена	Горбачева	Гангиле Куттера	Маннинга
Значение скорости v	1,21 м/с	1,18 м/с	1,20 м/с	1,18 м/с

Расчетные уравнения расхода

Общее уравнение расхода жидкости, как обычно, получится произведением площади живого сечения на скорость течения жидкости.

$$Q = \omega \cdot v = \omega C \sqrt{Ri} \dots \dots \dots (141)$$

В частности, при определении C по формуле Маннинга, имеем

$$Q = \omega \frac{1}{n} R^{0,67} i^{0,5} \dots \dots \dots (141-a).$$

В этом уравнении n определяется материалом стенок канала (земляной, деревянный, бетонированный и т. д.), а i определяется величиной уклона дна канала, в основном зависящем от уклона местности по линии канала.

Что же касается гидравлического радиуса R , то последний зависит от соотношения отдельных элементов площади поперечного сечения, или, иначе говоря, — от формы и конструкции поперечного сечения канала.

Форма поперечного сечения Наивыгоднейшей формой поперечного сечения канала с гидравлической точки зрения будет такая, которая при прочих равных условиях обеспечивает большую пропускную способность.

Из уравнения расхода (141) видно, что гидравлической наивыгоднейшей формой будет та, которая даст наибольшее значение $R = \frac{\omega}{x}$. При одной и той же площади ω , высказанное положение имеет место при форме сечения, имеющей минимальный смоченный периметр x .

Как известно, из всех фигур наименьшим периметром отличается круг и, следовательно, для открытого канала наивыгоднейшим сечением является полукруг.

Но каналы полукруглого профиля практически могут быть выполнены только при постройке из определенных материалов, например, железобетонные, кирпичной кладки и др.

В большинстве же случаев форма канала представляет собой трапецию с тем или иным наклоном боковых сторон (откосов) к горизонту*.

При этом степень (угол) наклона откосов к горизонту определяется не гидравлическими соображениями, а зависит от рода материала стенок канала, от их способности устойчиво сохраняться при той или иной крутизне откоса.

Степень крутизны откоса принято выражать функцией угла α (черт 139), а именно—его котангенсом. Иначе говоря, крутизна откосов определяется отношением горизонтальной проекции боковой стенки канала (заложение откоса) к ее вертикальной проекции (глубине).

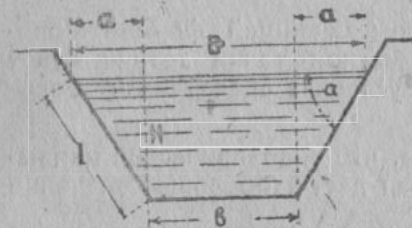
* В частности к трапециoidalным профилям должны быть отнесены и каналы прямоугольного сечения, рассматривая при этом прямоугольник, как трапецию с наклоном боковых сторон к горизонту под 90°.

Точно также треугольный профиль будем рассматривать, как трапецию с основанием равным нулю.

Уклоны откосов каналов, практикуемые в зависимости от материала стенок канала, приведены в виде справочной таблички в конце данной главы.

**Условия гидравлически
наивыгоднейшего профиля
трапециoidalной формы**

При той или иной конкретно заданной крутизне откосов может быть выполнен целый ряд вариантов трапеций одинаковой площади, отличающихся соотношением основания (ширина по дну) и высоты.



Черт. 140

- b — ширина канала по дну;
- B — ширина канала по горизонту воды;
- H — глубина наполнения канала;
- $a = H \cdot \text{Ctg } \alpha$ заложение откоса;

$\frac{a}{H} = \text{Ctg } \alpha = m$ мера крутизны откоса;

$l = \sqrt{a^2 + H^2} = H \sqrt{1 + m^2}$ смоченная длина откоса;

$\chi = b + 2l = b + 2H \sqrt{1 + m^2}$ смоченный периметр;

$\omega = bH + mH^2$ живое сечение канала;

$\frac{b}{H} = \beta$ относительная ширина канала.

При принятых обозначениях найдем какое соотношение $\beta = \frac{b}{H}$ обеспечит минимум $\chi = b + 2H \sqrt{1 + m^2}$, при заданной площади $\omega = bH + mH^2$.

Для этого, прежде всего, заменим в выражениях для χ и ω величину b равной ей βH и решим задачу на минимум.

Имеем: $\omega = \beta H^2 + mH^2 = H^2(\beta + m) = \text{Const}$

$d\omega = H^2 d\beta + (\beta + m) 2H dH = 0$

Гидравлически наивыгоднейшим вариантом из них будет имеющий наименьший смоченный периметр.

Определим при каком соотношении между шириною дна канала и глубиною воды будет налицо гидравлически наивыгоднейший профиль.

Введем для дальнейших расчетов следующие обозначения применительно к черт. 140.

$\chi = H(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})$

$d\chi = H d\beta + (\beta + 2\sqrt{1 + m^2}) dH = 0$

Определяя из последнего равенства:

$d\beta = - \frac{\beta + 2\sqrt{1 + m^2}}{H} dH$

и, подставляя найденное значение $d\beta$ в уравнение для $d\omega$, получаем:

$-\frac{H^2(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}) dH}{H} + (\beta + m) 2H dH = 0$

или сокращая на $H dH$:

$-(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}) + (\beta + m) \cdot 2 = 0,$

Откуда находим:

$\beta_{г.н.} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m)$ (142)

Нетрудно убедиться, что при наивыгоднейшем профиле гидравлический радиус получает стабильное значение для всех типов откосов.

Действительно:

$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{H^2(\beta + m)}{H(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})}$

или, при подстановке β по (142),

$R_{г.н.} = \frac{H}{2}$

Из (142) видно, что $\beta_{г.н.} = f(m)$ и, следовательно, для каждого типа откосов по крутизне $\beta_{г.н.}$ имеет постоянные значения, приведенные ниже:

Характеристика откоса $m =$	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,75	3,00
Относительная ширина канала при гидравлически наивыгод. профиле $\beta_{г.н.} =$	2,000	1,562	1,236	1,000	0,828	0,702	0,606	0,532	0,472	0,424	0,385	0,325

Для получения гидравлически наивыгоднейшего профиля трапециoidalной формы с заданным m нужно площадь трапеции построить так, чтобы отношение основания к высоте $\left(\frac{b}{H}\right)$ было равно $\beta_{г.л.}$ из составленной таблички.

Очень часто, при расчете оросительных или орошительных каналов, глубина воды в канале (H) предопределяется возлагаемыми на канал специальными мелиоративными задачами.

При заданном заранее значении H , очевидно отпадает вопрос о гидравлически наивыгоднейшем профиле.

Сведения о допустимых в каналах скоростях течения воды При проектировании и расчете каналов нельзя упускать из вида скорости течения, с которой заданный расход проходит по каналу.

Слишком большие скорости вызовут размыв и разрушение канала и наоборот, скорости ниже некоторого предела, приведут к отложению в канале взвешенных в воде наносов и к постепенному заилению его.

Верхняя граница допустимых скоростей зависит от характера материала стенок канала, от его способности противостоять размыву.

Чрезвычайное многообразие различных грунтов и искусственных креплений каналов не позволяет назвать жесткие нормативы предельных скоростей. Однако большой опыт, накопленный в результате наблюдений над каналами, все таки, дает возможность говорить о средних значениях предельных скоростей для тех или иных характерных типов материала стенок каналов.

В конце настоящей главы приведены „справочные сведения о предельных скоростях в каналах“ на основе данных наиболее авторитетных источников.

Минимальные скорости, допускаемые в каналах и обеспечивающие незаиливание последних, зависят, конечно, не от рода материала ложа канала, а от характера взвешанных в воде наносов.

Для устранения возможности отложения осадков, средняя скорость течения воды, несущей муть не должна быть меньше $0,25 \frac{м.}{сек.}$; при наличии же в воде песку средняя скорость должна быть не ниже $0,40—0,50 \frac{м.}{сек.}$

Особенное значение приобретает назначение минимальной скорости в орошительном деле. В мировой орошительной практике большим распространением пользуется специальная формула для определения V_{minim} , предложенная Kennedy в результате изучения заиления на каналах орошительных систем Индии.

В метрических мерах формула Кеннеди дает:

$$V_{minim} = 0,55 H^{0,64} \frac{м.}{сек.}$$

Как для всякой эмпирической формулы, необходимо указать при каких условиях выведена формула Кеннеди.

Исследования Кеннеди проводились на каналах с крупностью наносов $0,25—0,70$ мм., шириною по дну $4,5—26$ метров, глубиною воды $0,6—2,1$ мт. и при коэффициенте шероховатости $n=0,0225$.

Для пользования формулой Кеннеди при других условиях можно сделать следующие замечания:

При очень мутной воде и крупных наносах значение V_{minim} следует увеличивать на $10—30\%$, вводя в формулу поправочный множитель $1,1—1,3$; для очень светлой воды значение V_{minim} можно уменьшить на $10—20\%$.

При большей шероховатости также следует соответственно увеличивать значение V_{minim} .

Типы задач при расчете каналов В основном все гидравлические расчеты по каналам могут быть сведены к двум классам задач.

1. Гидравлические расчеты для существующих каналов с заданными размерами и характером ложа. В этом случае известны: профиль поперечного сечения и его линейные размеры, род материала ложа канала и, следовательно, значение коэффициента шероховатости и продольный уклон дна канала.

Расчету подлежит или возможный к пропуску расход Q при той или иной глубине наполнения H , или глубина наполнения канала при пропуске определенного расхода.

2. Гидравлические расчеты при проектировании новых каналов. Исходными данными при этом являются: необходимый к пропуску по каналу расход Q , уклон местности по оси канала, характер грунта или намечаемой искусственной одежды канала (последние определяют характеристику откоса m и коэффициент шероховатости n).

Глубина наполнения канала H может быть или предопределена, более или менее, жестко условиями работы канала, или же выбором глубины H проектировщик может быть не связан.

Расчету в этом случае подлежат размеры поперечного сечения канала, определяемого величинами b и H .

При этом очевидно, что в тех случаях, когда проектировщик не связан выбором значения H , возможна постановка о гидравлически наивыгоднейшем профиле, удовлетворяющем условию (142).

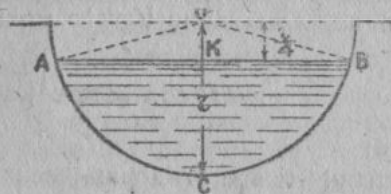
§ 2-й. Гидравлический расчет каналов

Определение расхода в данном канале при известном наполнении — Общее уравнение расхода (141)

$$Q = \omega c \sqrt{Ri}$$

при данной постановке вопроса, имеет известными все члены правой части. Поэтому определение расхода Q сведется к вычислению и подстановке всех членов правой части в отдельности, что и рассмотрим в следующей задаче.

Задача № 120. Определить расход, который может пропустить канал полукруглой формы радиуса $r=2$ метра с гладкобетонированным ложем и уклоном $i=0,0004$, при наполнении его на $\frac{3}{4}$ ч (черт. 141)



Чертеж 141

Живое сечение канала — круговой сегмент с центральным углом $\varphi = \angle AOB$. Определим площадь живого сечения, смоченный периметр и гидравлический радиус

$$\cos \frac{\varphi}{2} = \frac{Ok}{AO} = \frac{0,5}{2} = 0,25; \quad \frac{\varphi}{2} = 75^\circ 31'; \quad \varphi = 151^\circ 02' = 151,03^\circ$$

$$\text{длина дуги } \overset{\frown}{ACB} = \frac{\pi r \cdot \varphi^\circ}{180} = 5,27 \text{ м.} = \chi$$

$$\text{площадь сегмента} = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi^\circ \pi}{180} - \sin \varphi \right) = 4,30 \text{ м}^2. = \omega$$

$$\text{гидравлический радиус } R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{4,30}{5,27} = 0,816 \text{ м.}$$

Имея найденным значение R , определим коэффициент C по соответствующим эмпирическим формулам. В данном случае исчисление проведем по нескольким формулам для сравнения. Получим:

Название формулы	Базена (136)	Гангилье-Куттера (138)	Маннинга (139)	Примечание
Полученное значение C	73,9	74,1	74,2	Коэффициенты шероховатости приняты $\gamma=0,16, n=0,013$

Скорость течения воды и расход, соответственно найденным значениям C , выразятся так:

$$V = C \sqrt{Ri} = C \cdot \sqrt{0,82 \cdot 0,0004} = C \cdot 0,0181$$

и $Q = \omega v = 4,30 \cdot v$

или, подставляя C , будем иметь:

	$v \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$	$Q \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$
по Базену	1,338	5,753
по Гангилье-Куттеру	1,341	5,766
по Маннингу	1,343	5,775

Задача № 121.* Определить скорость и расход в земляном канале трапециoidalного сечения с основанием $b=2,0$ м., наполнением $H=1,5$ м., двойными откосами ($m=2$), Уклон $i=0,0006$, Расчет вести по Базену и Маннингу.

Ответ: по Базену — $v=0,822 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ и $Q \cong 6,17 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

по Маннингу — $v=0,806 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ и $Q \cong 6,04 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Задача № 122. Определить по Маннингу расход и скорость в канале формы трапеции покрытом булыжной мостовой при следующих данных: $b=1,69$ м, $H=2,04$ м, $m=1,0$, $i=0,0013$

Ответ: $v=1,83 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ и $Q=13,9 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Задача № 123* Определить уклон i трапециoidalного канала пропускающего расход $Q=20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $H=2,5$ м, $b=4,8$ м, $m=0,75$. Канал грубо бетонирован. Расчет провести по Базену Гангилье-Куттеру и Маннингу.

Ответ: По Базену $i=0,00238$
По Г.-Куттеру $i=0,00243$
По Маннингу $i=0,00241$

Определение наполнения в заданном канале Уравнение $Q = \omega c \sqrt{Ri}$ можно переписать в виде: $\frac{Q}{\sqrt{i}} =$

$$= \omega c \sqrt{R} \text{ или } K = \omega c \sqrt{R} \dots \dots \dots (143),$$

где $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$ представляет расходную характеристику данного канала.

Все члены правой части уравнения (143) могут быть выражены в функции от глубины наполнения H и тогда (143) превратится в уравнение с одним неизвестным H .

$$K = f(H).$$

Однако выражение $f(H)$ получается чрезмерно сложным и аналитическое решение уравнения весьма затруднительно. В практической гидравлике поэтому вместо прямого решения уравнения (143) становятся на путь решения „подбором“.

Метод подбора заключается в том, что задаваясь некоторым произвольным значением глубины наполнения H , вычисляют ω_1 и \sqrt{R} и по (143) определяют K_1 , соответствующее взятому значению H_1 .

Найденное значение K_1 будет отличаться от $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$ в ту или иную сторону. Тогда, задаваясь другим значением H_2 , снова находят соответствующее ему значение K_2 более близкое к требуемому K и т. д., постепенно приближаясь к искомой величине наполнения.

Ясно, что при всей своей простоте метод постепенного подбора является весьма кропотливым и часто длительным.

Некоторое сокращение вычислительного процесса может быть достигнуто переходом к вспомогательному графическому построению кривой $K_n = f(H_n)$ по нескольким (3-м — 4-м) вычисленным точкам и нахождению по кривой искомой величины H .

Рассмотрим технику вычисления на следующем:

Задача № 124. Определить при каком наполнении земляной канал пропустит расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при $b = 3 \text{ м}$, $m = 1,5$ и $i = 0,0009$.

$$\begin{aligned} \text{Пропускная характеристика канала } K &= \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{10}{\sqrt{0,03}} = \\ &= 333,3 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} \end{aligned}$$

Зададимся глубиной наполнения $H_1 = 1 \text{ м}$.

При условиях задачи $H_1 = 1 \text{ м}$, имеем:

$$\omega_1 = bH + mH^2 = 3 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1 = 4,50 \text{ м}^2$$

$$\chi_1 = b + 2H \sqrt{1 + m^2} = 3 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1 + 1,5^2} = 6,61 \text{ м}$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{4,50 \text{ м}^2}{6,61 \text{ м}} = 0,68 \text{ м}$$

$$C_1 = 34,1$$

(по Маннингу при $n = 0,0275$)

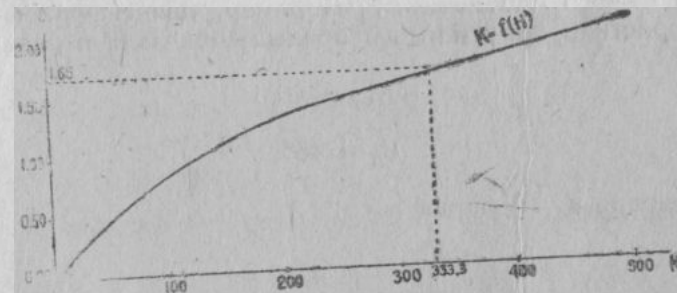
$$K_1 = \omega_1 C_1 \cdot \sqrt{R_1} = 4,5 \cdot 34,1 \cdot \sqrt{0,68} = 126,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

$K_1 = 126,6$ получилось меньше требуемого нам $K = 333,3$.

Аналогично предыдущему задаемся еще несколькими значениями $H_2 = 1,5$ метра и $H_3 = 2,0$ м., для каждого из которых вычисляем соответствующее K . По полученным данным строим кривую, откладывая H , скажем, по оси ординат, а соответствующие им K по оси абсцисс.

$H \text{ м.}$	$K \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$
1,0	126,6
1,5	275,5
2,0	485,5

По построенной кривой (чертеж 142) находим, что расходная характеристика $K = 333,3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ обеспечивается при наполнении канала $H = 1,65$ метра.



Чертеж 142

Профессор Б. А. Бахметьев установил (без аналитического доказательства), что, для русел правильной формы, между расходами при разных глубинах и самими глубинами существует зависимость вида:

$$\left(\frac{Q'}{Q''}\right)^2 = \left(\frac{H'}{H''}\right)^x = \left(\frac{K'}{K''}\right)^2 \dots \dots \dots (144)$$

Это соотношение с достаточной практически точностью наблюдается в правильной формы каналах и должно быть справедливо для любой пары глубин и соответствующих им расходов или расходных характеристик.

В уравнении (144)

K'_0 —расходная характеристика при наполнении H'

K'' — " " " " " " H''

x —некоторый показатель, зависящий от формы и размеров канала и называемый „гидравлическим показателем“ русла

Упомянутое соотношение Бахметьева позволяет несколько сократить решение предыдущей задачи и провести его полностью аналитически и без подбора.

Для упрощения расчетов одну из глубин наполнения примем равной одному метру (т. е. $H_1 = 1$ м.), тогда уравнение (144) можно написать в виде

$$K'' = K_1 H^{2.48} \dots \dots \dots (145)$$

где K_1 —расходная характеристика при наполнении $H = 1$ м.

Соотношение (145) дает, следовательно, связь между расходной характеристикой произвольной глубины наполнения и характеристикой для однометрового наполнения.

Применим полученные зависимости для решения предыдущей задачи.

Вычисляем, как и ранее, расходные характеристики, но в данном случае только две, одну для наполнения $H_1 = 1$ метру и другую для любого наполнения, например, для $H'' = 2$ метра. Эти характеристики получились в предыдущей задаче равными:

$$K_1 = 126,6$$

и

$$K_2 = 485,5.$$

Из уравнения (145) определяем:

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{K''}{K_1}}{\lg \frac{H''}{1}} \dots \dots \dots (146)$$

что, в данном случае, дает:

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{485,5}{126,6}}{\lg 2} = 1,939 = Const$$

Наконец, составляя соотношение (146) для $K_1 = 126,6$ и $K = 333,3$ в виде:

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{333,3}{126,6}}{\lg H} = 1,939$$

находим

$$\lg H = 0,2168 \text{ и } H = 1,65 \text{ метра.}$$

Задача № 125*. При каком наполнении H земляной канал пропускает расход $Q = 40 \frac{м^3}{сек.}$ Дано: $b = 10$ м., $m = 1,5$ и $i = 0,0003$. (Расчет вести по Базену).

Ответ: $H = 2,65$ м.

Проектирование новых каналов заданной глубины Расчет нового канала трапециoidalного сечения заданной глубины, главным образом, заключается в определении ширины канала по дну (b) при данных— Q , m , i и H .

Подставим в уравнение расхода канала (141)

$$Q = \omega c \sqrt{Ri}$$

выражение площади трапеции в общем виде равно

$$\omega = H^2 (\beta + m)$$

или, вводя соотношение $\frac{b}{H} = \beta$,

$$\omega = H^2 (\beta + m).$$

Получаем: $Q = H^2 (\beta + m) C \sqrt{Ri}$

или, подставляя по Маннингу $C = \frac{1}{n} R$.

$$Q = H^2 (\beta + m) \frac{1}{n} R^{0,67} \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (147)$$

Значение R в свою очередь выразим через элементы сечения трапеции.

$$\text{Имеем: } R = \frac{\omega}{x} = \frac{H^2 (\beta + m)}{H (\beta + 2\sqrt{1+m^2})} = H \cdot \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}$$

Подставим последнее выражение вместо R в (147) и тогда получим:

$$Q = \frac{1}{n} H^2 (\beta + m) \left[H \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} \right]^{0,67} \cdot \sqrt{i}$$

или

$$Q = \frac{1}{n} H^{2,67} \cdot \frac{(\beta + m)^{1,67}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0,67}} \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (148)$$

В условиях рассматриваемого вопроса уравнение (148) содержит одну неизвестную $\beta = \frac{b}{H}$, нахождение которой (при заданном H) давало бы искомую величину b .

Но уравнение (148) — настолько сложно, что практически пользование им совершенно неприемлемо. Поэтому практика гидравлического расчета канала пошла, опять таки, по пути решения методом постепенных приближений, методом подбора.

Проектировщик задается некоторым значением ширины по дну b_1 , для которого вычисляет $\omega_1, \chi_1, R_1, c_1$, и находит по (141) получающийся, при взятой ширине дна канала, расход Q_1 .

Как правило, этот расход Q_1 , окажется отличным от требуемого расхода Q и, потому, проектировщик снова задается другим, более близким значением b_2 и повторяет все вычисления, определяя расход Q_2 для новой испытываемой ширины дна и т. д., до тех пор пока найденный расход не будет совпадать (с практически приемлемым отклонением) с заданным.

В этом случае, как и при решении задач на наполнение канала, можно ограничиваться вычислением расходов для 3-х—4-х значений b , а затем, построивши кривую $K=f(b)$, по ней находить искомый размер b , соответствующий на графике заданному H .

Задача № 126. Определить профиль канала трапециoidalного сечения для пропуска $Q=5 \frac{м^3}{сек.}$ с наполнением $H=1,5$ метра при $i=0,0003$ и $m=1$. Канал намечается с цементной штукатуркой.

Расходная характеристика канала должна быть:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5}{\sqrt{0,0003}} = \frac{5}{0,01732} = 288,7 \frac{м^3}{сек.}$$

Задаемся шириною по дну равной, скажем, 2 м.

Тогда имеем: $b_1=2$ метра

$$\omega_1 = bH + mH^2 = 2 \cdot 1,5 + 1 \cdot 1,5^2 = 5,25 \text{ м}^2.$$

$$\chi_1 = b + H^2 \sqrt{1+m^2} = 2 + 1,5 \cdot 2,828 = 6,24 \text{ м.}$$

$$R_1 = \frac{5,25}{6,24} = 0,84 \text{ м.; } \sqrt{R_1} = 0,917 \text{ м}^{0,5}$$

$$C_1 = 88,3 \frac{м^{0,5}}{сек.} \text{ (по Маннингу при } n=0,011)$$

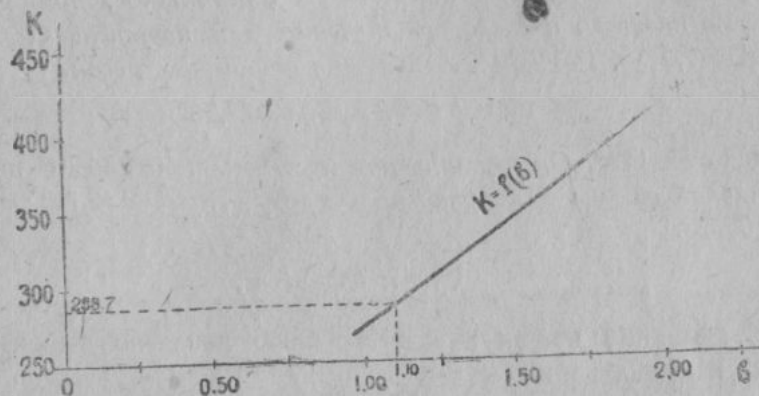
$$K_1 = \omega_1 c_1 \sqrt{R_1} = 5,25 \cdot 88,3 \cdot 0,917 = 425,1 \frac{м^3}{сек.}$$

Получилось значение $K_1 > K$ ($425,1 > 288,7$) и, потому дальнейший подбор ведем, уменьшая b .

Берем $b_2=1,5$ м. и $b_3=1$ м. и определяем для них соответствующие значения K_2 и K_3 .

Результаты вычисления сведем в таблицу:

b	ω	χ	R	C	K	Примечание
2,0	5,25	6,24	0,84	88,3	425,1	Задано: $K=288,7$
1,5	4,50	5,74	0,78	87,2	346,6	
1,0	3,75	5,24	0,72	86,1	274,0	



Чертеж 143

Строя по полученным данным график (143), находим, что ширина канала по дну должна быть равна:

$$b \cong 1,10 \text{ метра}$$

Площадь живого сечения канала, при $H=1,5$ будет:

$$\omega = bH + mH^2 = 1,10 \cdot 1,5 + 1 \cdot 1,5^2 = 3,90 \text{ м}^2.$$

и скорость течения воды

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{5}{3,90} = 1,28 \frac{м.}{сек.}$$

Задача № 127. Определить размер земляного канала и скорость v , для пропуска $Q=15 \frac{м^3}{сек.}$ с наполнением $H=2$ метра, при $i=0,0012$ и $m=1,5$.

$$\text{Ответ: } b=2,48 \text{ м.; } v=1,37 \frac{м.}{сек.}$$

Если обратиться к справочным сведениям о предельных, до пускаемых скоростях, то можно убедиться, что полученная скорость $v = 1,37 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ недопустима для земляного канала и канал будет размываться. При жестко заданных условиях задачи, полученная скорость — неизбежна и потому, в данном случае, необходимо крепление канала.

Уменьшить величину средней скорости течения возможно лишь изменением исходных данных, например, уменьшить уклон или глубину наполнения. Если такое уменьшение условиями проектировки допускается, то, конечно, проектирование нужно сделать заново при новых данных.

Задача № 128. Определить размеры деревянного лотка прямо угольного профиля и скорость течения для пропуска $Q = 4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $H = 0,5 \text{ м.}$, $i = 0,002$. Лоток — из строганных досок.

Ответ: $b = 3,39 \text{ м.}$; $v = 2,36 \text{ м.}$

Задача № 129*. Определить размеры земляного канала трапециoidalной формы для пропуска $Q = 8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, при $H = 2,1 \text{ м.}$; $m = 2$; $i = 0,00023$.

Ответ: $b \cong 1,8 \text{ м.}$

Проектирование новых каналов гидравлически наиболее выгоднейшего профиля

Как было доказано выше, при рассмотрении формы канала, гидравлически наиболее выгоднейший профиль характеризуется строго определенным для каждого типа откосов соотношением между шириной канала по дну и глубиной его наполнения, выразившемся для трапециoidalного профиля в виде:

$$\frac{b}{H} = \beta = 2 \left(\sqrt{1 + m^2} - m \right) \dots \dots \dots (142)$$

Вполне понятно, что, при заранее жестко заданной глубине отпадает вопрос о создании гидравлически наиболее выгоднейшего профиля и проектирование ведется по рассмотренному выше методу „подбора“. Если же проектировщик глубиной (H) не связан, то расчет канала возможен профилем гидравлически наиболее выгоднейшим.

В этом случае основные расчетные уравнения расхода в канале могут быть приведены к более простому виду, позволяющему стать на путь прямого решения, а не постепенного подбора.

Уравнение (148), в котором коэффициент C развернут по формуле Маннинга, при подстановке в него значения β по (142) примет вид:

$$Q = \frac{1}{n} H^{2.67} \cdot \frac{(2\sqrt{1+m^2}-m)^{1.67}}{2^{0.67}(2\sqrt{1+m^2}-m)^{0.67}} \cdot \sqrt{i} = \frac{1}{n} H^{2.67} \cdot \frac{2\sqrt{1+m^2}-m}{2^{0.67}} \sqrt{i}$$

Обозначая член $\frac{2\sqrt{1+m^2}-m}{2^{0.67}} = A$, получим

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot \sqrt{i} \cdot H^{2.67} \dots \dots \dots (149)$$

где A является голько функцией характеристики откоса m и для заданной крутизны откоса — величина постоянная, со следующими численными значениями:

m	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
β	2,000	1,562	1,236	1,000	0,828	0,702	0,606	0,532	0,472	0,424	0,385	0,325
A	1,260	1,142	1,094	1,103	1,152	1,230	1,327	1,438	1,558	1,685	1,818	2,095

Уравнение (149) содержит одну неизвестную $H^{2.67}$ и может служить для определения искомой глубины наполнения H , а вместе с тем и ширины по дну b , поскольку последнее при гидравлически наиболее выгоднейшем профиле связано с H строгим соотношением (142).

Задача № 130. Рассчитать размеры земляного канала для пропуска расхода $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $m = 1,5$ и $i = 0,0009$.

Поскольку глубина наполнения не задана, ведем расчет на гидравлически наиболее выгоднейший профиль пользуясь уравнением (149).

$$Q = \frac{1}{n} A H^{2.67} \sqrt{i}$$

Принимаем для условий данной задачи: $\frac{1}{n} = 36,4$ (по таблице Гангиле - Куттера); $A = 1,327$ для полуторного откоса и $\sqrt{i} = \sqrt{0,0009} = 0,03$.

Тогда имеем:

$$10 = 36,4 \cdot 1,327 \cdot 0,03 H^{2.67} = 1,449 H^{2.67}$$

$$H^{2.67} = \frac{10}{1,449} = 6,901$$

Откуда $H \cong 2,08 \text{ м.}$

Учитывая, что при $m=1,5$, относительная ширина $\beta=0,606$ получаем:

$$b = \beta H = 0,606 \cdot 2,08 = 1,26 \text{ м.}$$

Живое сечение канала ω при полученных размерах будет равно:

$$\omega = bH + mH^2 = \beta H^2 + mH^2 = (\beta + m)H^2.$$

или

$$\omega = (0,606 + 1,5) 2,08^2 = 9,11 \text{ м}^2$$

Заданный расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ проходит через живое сечение со скоростью

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{10}{9,11} \cong 1,1 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 131. Определить гидравлически наивыгоднейший профиль земляного канала в торфу, пропускающего расход $Q = 3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $i = 0,0004$ и $m = 1,00$.

$$\text{Ответ: } H = 1,61 \text{ м, } b = 1,33 \text{ м. и } v = 0,63 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 132. Определить размеры прямоугольного деревянного лотка для подачи воды на орошаемый участок в количестве $Q = 5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при $i = 0,002$. Лоток намечается из строганых досок.

$$\text{Ответ: } H = 0,96 \text{ м., } b = 1,92 \text{ м.; } V = 2,71 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 133. Определить профиль канала при следующих условиях: $Q = 2,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $m = 0,5$; $i = 0,00022$. Канал покрыт грубой бетонировкой.

$$\text{Ответ: } H = 1,42 \text{ м; } b = 1,76 \text{ м., } V = 0,69 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 134. Определить профиль земляного канала в плохих условиях содержания, пропускающего расход $Q = 2,15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $m = 1$ и $i = 0,0018$ с тем, чтобы глубина наполнения была в пределах от 1,25 до 1,50 метра.

Глубина наполнения в данной задаче задана не жестко; возможно, что, в установленных границах $1,25 < H < 1,50$, гидравлически наивыгоднейший профиль осуществим.

Поэтому определяем по (149) глубину наполнения для гидравлически наивыгоднейшего профиля;

$$Q = \frac{1}{n} A \sqrt{i} H^{2,67};$$

$$2,15 = 33,3 \cdot 1,152 \cdot 0,0424 H^{2,67} = 1,627 H^{2,67};$$

$$H^{2,67} = 1,321 \text{ или } H = 1,11 \text{ метра.}$$

Глубина $H = 1,11$ м получилась меньше нижнего заданного предела 1,25 м. Поэтому делаем заключение, что в данном случае невозможен гидравлически наивыгоднейший профиль.

Тогда назначаем глубину наполнения в пределах установленных границ. Принимаем, в данном случае, H равным, скажем, 1,4 м и ведем расчет по типу задач с жестко заданной глубиной, т. е. методом подбора.

$$\text{Ответ: } b \cong 0,25 \text{ м; } H = 1,4 \text{ м и } v = 0,9 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 135. Рассчитать канал для пропуска $Q = 13,9 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при наполнении не более 2,4 м ($H \leq 2,4$), если уклон $i = 0,0013$, $m = 1,0$ и канал покрыт булыжной мостовой.

Ответ: Возможен гидравлически наивыгоднейший профиль с $H = 2,04$ м и $b = 1,69$ м. При этом скорость течения $v = 1,83 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ что для мостовой допустимо.

§ 3. Гидравлический расчет каналов методом „абстрактной модели“

Из рассмотренных выше методов расчета каналов можно было убедиться, что только для случая гидравлически наивыгоднейшего профиля можно было практически провести прямое аналитическое решение.

При наличии же жестко заданной глубины, расчет сводился к постепенному подысканию искомым размеров канала путем ряда попыток; сводился к, так называемому, подбору сечения.

В последнем случае облегчение вычислений достигается вычерчиванием графика зависимости расхода и элемента размера канала, при чем, для более или менее точного построения графика, необходимо вычислить данные для 3-х—4-х точек и нанести их в приличном масштабе.

Если учесть, что при расчетах каналов для целей с.-х. мелиорации, главным образом, мы имеем дело с более или менее жестко заданной глубиной,—то станет очевидной вся кропотливость и громоздкость техники гидравлического расчета каналов.

Вполне понятно, что такое положение вещей не могло удовлетворять практических работников водного хозяйства и мы имеем целый ряд попыток, направленных к облегчению и ускорению расчета.

К числу таких попыток относится построение целого ряда графиков и номограмм, составление тех или иных таблиц для ускорения вычислений.

Из таких пособий можно упомянуть следующие:

Васильев—„Графические таблицы для расчета каналов“. С. П. 1914 г.

Гейтман—„Графики для подбора сечений осушительных и оросительных каналов“. Л. 1929 г.

Михайлов — „Таблицы для гидравлического расчета каналов“.
Кузнецов — „Таблицы гидравлического расчета каналов“.
Тифлис 1930 г. и т. д.

В этих графиках и таблицах для отдельного частного случая (определенный откос, та или иная шероховатость) сведены определенные результаты вычислений.

Эти пособия методологически грешат тем, что в них не рассматривается явление во всем его многообразии, со всей совокупностью отдельных факторов, так или иначе влияющих на изучаемое явление, а разрешаются отдельные частные случаи в отрыве от общей сущности вопроса.

В данной главе мы ставим своей задачей подойти к такому методу гидравлического расчета каналов, который упрощает и облегчает технику расчетов и дает общее решение вопроса, охватывающее вместе с тем, встречающиеся в практике сельскохозяйственной мелиорации, частные случаи.

„От живого созерцания к абстрактному мышлению и от него к практике — таков диалектический путь познания истины, путь познания объективной реальности“.

„Абстракция материи, закона природы, абстракция стоимости и т. д., одним словом, все научные (правильные, серьезные, невздорные) абстракции отражают природу глубже, вернее, полнее“, — пишет В. И. Ленин.¹

Поэтому целевой установкой данной темы является:

1) Установление закономерностей имеющих налицо при движении жидкости в открытом русле для некоторого общего абстрактного случая и

2) Отыскание перехода от созданной абстракции к конкретным случаям реальной действительности, к практике.

Понятие абстрактной модели

В трапециoidalном канале определенной формы, характеризующей коэффициентом откоса m , основными факторами, влияющими на условия протекания жидкости, являются:

- а) уклон дна канала i ,
- б) шероховатость ложка русла n и
- в) глубина наполнения, определяющая R .

Чтобы освободиться от многообразия отдельных факторов, построим мысленно некоторую абстрактную модель канала, работающую в следующих условиях:

1. Модель канала поставлена с уклоном дна $i = 1$.

2. Шероховатость ложка модели характеризуется коэффициентом $n = 1,000^2$.

¹ Ленинский сборник т. 9, изд. 1919 г., стр. 183.

² Напомним, что реальные коэффициенты шероховатости в открытых руслах по таблице Гангилье-Куттера имеют значения от $n = 0,009$ до $n = 0,05$.

3. Глубина наполнения модели $H = 1,00$ м.

Очевидно, что пропускная способность такой абстрактной модели канала с заданным откосом будет зависеть только от ширины модели по дну.

Основные соотношения для абстрактной модели

Для элементов абстрактной модели сохраним принятые ранее обозначения, присваивая им для отличия индекс нуль. То есть будем обозначать, например, площадь живого сечения модели — ω_0 , расход модели Q_0 , ширину дна модели — b_0 и т. д.

Расчетные уравнения для абстрактной модели получим из выведенных ранее соотношений для реальных каналов, подставляя в них соответственно $H = 1$, $n = 1$ и $i = 1$.

Тогда получим:

№	Уравнения реального канала	№	Уравнения абстрактной модели
1	$\beta = \frac{b}{H}$	1	$\beta_0 = \frac{b_0}{H_0} = \frac{b_0}{1} = b_0$
2	$\omega = bH + mH^2 = H^2(\beta + m)$	2	$\omega_0 = b_0 + m$
3	$R = \frac{\omega}{\chi} = H \cdot \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1 + m^2}}$	3	$R_0 = \frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1 + m^2}}$
4	$v = c\sqrt{Ri} = \frac{1}{n} R^{0.67} \sqrt{i}$	4	$v_0 = R_0^{0.67} = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1 + m^2}} \right)^{0.67}$
5	$Q = \omega \cdot v$	5	$Q_0 = \omega_0 \cdot v_0 = \frac{(b_0 + m)^{1.67}}{(b_0 + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}}$

Рассмотрим два последних уравнения для абстрактной модели:

$$v_0 = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1 + m^2}} \right)^{0.67} \dots \dots \dots (150)$$

и

$$Q_0 = \frac{(b_0 + m)^{1.67}}{(b_0 + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}} \dots \dots \dots (151)$$

Из этих уравнений видно, что, при заданном коэффициенте откоса (m), расходная и скоростная характеристика модели Q_0 и v_0 являются функциями только от b_0 .

¹ По Маннингу.

Используя уравнения (150) и (151), нетрудно для заданного откоса заранее вычислить и дать готовую таблицу значений Q_0 и v_0 , применительно к различным значениям b_0 .

Такие вычисления Q_0 и v_0 для 12 типов откосов (от вертикальных стенок до тройного заложения) сведены в таблицу III, данную в приложении¹.

Ширина модели по дну (b_0) в таблице III-й, дана от нуля до десяти метров через каждые пять сантиметров.

При наличии составленной таблицы III-й, расчет ширины по дну для модели канала заданного откоса—весьма прост и сводится к нахождению секундного расхода модели в колонке „ Q_0 “ соответствующего откоса и прочтению в найденной горизонтальной строке численного значения „ b_0 “.

Попутно имеется возможность выписать и скоростную характеристику данной модели из колонки „ v_0 “.

Переход от абстрактной модели к реальному каналу

Для установления пути перехода от абстрактной модели к реальному каналу, сопоставим общее уравнение (148), выведенное для условий

реального канала с уравнением модели (151).

$$Q = \frac{1}{n} H^{2.67} \cdot \frac{(\beta+m)^{0.67}}{(\beta+2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} \sqrt{i} \dots (148)$$

и

$$Q_0 = \frac{(b_0+m)^{1.67}}{(b_0+2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} \dots (151)$$

Из этих уравнений при условии $b_0 = \beta$, видно, что:

$$\frac{(\beta+m)^{1.67}}{(\beta+2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} = \frac{(b_0+m)^{1.67}}{(b_0+2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} = Q_0$$

и потому уравнение (148) можно переписать в виде:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot H^{2.67} \cdot Q_0 \cdot \sqrt{i}$$

откуда

$$Q_0 = Q \cdot \frac{1}{H^{2.67}} \cdot \frac{n}{\sqrt{i}} \dots (152),$$

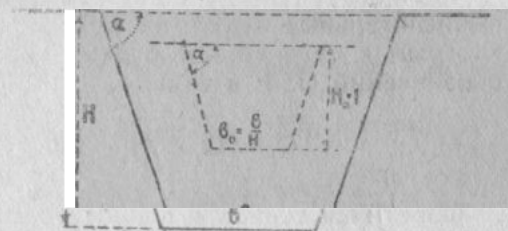
которое и дает нужную нам зависимость.

Сделанное нами допущение наличия равенства $b_0 = \beta$ возможно при условии, что профиль абстрактной модели для того или

¹ Таблица III. „Скоростные и расходные характеристики модели каналов при различных откосах“

иного конкретного канала, является геометрически подобным последнему (черт. 144).

Таким образом, модель трапециoidalного канала должна нами мыслиться с сохранением угла откоса и с линейными элементами, сжатыми в H раз и потому можем записать для дальнейшего пользования соотношение между шириной дна модели и самого канала:



Чертеж 144

$$b = b_0 \cdot H \dots (153).$$

В уравнении (152) член $\frac{n}{\sqrt{i}}$ характеризует свойства канала, являющиеся для каждого конкретного канала стабильными, а член $\frac{1}{H^{2.67}}$ для одного и того же канала может меняться с изменением глубины наполнения. Этим соображением вызвана группировка этих членов, именно, в таком виде.

Для облегчения расчетов при пользовании формулой (152), вычислим и сведем в табличную форму численные значения $\frac{1}{H^{2.67}}$ и $\frac{n}{\sqrt{i}}$ для различных H, n и \sqrt{i} ; причем для удобства введем сокращенные обозначения:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{H^{2.67}} &= M \\ \frac{n}{\sqrt{i}} &= N \end{aligned} \right\} \dots (154)$$

В таблице I¹, приведенной в приложении, даны величины $\frac{1}{H^{2.67}}$ (в колонке под литерой „ M^* “) для значений H от нуля до четырех метров через каждые два сантиметра.

В таблице II сведены значения $N = \frac{n}{\sqrt{i}}$ для восьми основных типов шероховатости ложа и для уклонов от $i = 0$ до

¹ Таблица I. „Функции глубины наполнения канала“ включает в себя кроме колонки значений $M = \frac{1}{H^{2.67}}$ еще ряд функций от глубины, встречающихся при расчете каналов.

$i = 0,01$, при чем величина N может быть легко получена и для промежуточных значений n , не представленных в таблице.

Таблица I, II и III-я дают возможность всемерно сократить вычислительные операции при пользовании уравнением (152), которым в дальнейшем будем пользоваться, с учетом принятых обозначений (154) в виде:

$$Q_0 = Q \cdot M \cdot N \dots \dots \dots (155)$$

Обратимся теперь к вопросу о соотношении скоростей течения воды в модели и канале.

Уравнение скорости течения в канале, с разворачиванием члена C по Маннингу—

$$v = \frac{1}{n} R^{0.67} \sqrt{i} = \frac{1}{n} H^{0.67} \left(\frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.67} \cdot \sqrt{i}$$

Скорость же течения в абстрактной модели—

$$v = R_0^{0.67} = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.67}$$

Сопоставление обоих уравнений позволяет записать

$$v = \frac{1}{n} H^{0.67} \cdot v_0 \cdot \sqrt{i},$$

или

$$v = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{N} \dots \dots \dots (156)$$

где $N = \frac{n}{\sqrt{i}}$ приведен в таблице II-й, а значения $H^{0.67}$ —в

одной из колонок таблицы 1-ой.

Гидравлический расчет каналов заданной глубины Применение выведенных уравнений гидравлического расчета методом абстрактной модели—достаточно просто; технику расчета рассмотрим на конкретных задачах.

Задача № 136. Определить профиль канала трапециoidalного сечения для пропуска $Q = 5 \frac{м^3}{сек.}$ с наполнением $H = 1,05$ м, при $i = 0,0003$ и $m = 1$. Канал с цементной штукатуркой (см. задачу № 126).

Пользуемся уравнением (155) и находим по таблицам численные значения его компонентов.

В таблице I по $H = 1,5$ м находим $M = 0,339$ и одновременно выписываем $H^{0.67} = 1,312$, которое потребуется при последующем вычислении скорости течения.

По таблице II для $i = 0,0003$ и $n = 0,011$ (цементная штукатурка) находим $N = 0,635^*$

Подставляя найденные значения M и N в (155), имеем:

$$Q_0 = Q \cdot M \cdot N = 5 \cdot 0,339 \cdot 0,635 = 1,076 \frac{м^3}{сек.}$$

Далее обращаемся к таблице III, где в колонке $m = 1$ устанавливаем, что $Q_0 = 1,076$ соответствует ширине модели по дну, $b_0 = 0,74$ м и попутно выписываем $v_0 = 0,619 \frac{м.}{сек.}$

И наконец, переходим от найденных величин для модели к соответствующим данным канала, через (153) и (156).

Окончательно имеем:

$$b = b_0 \cdot H = 0,74 \cdot 1,5 = 1,11 \text{ м.}$$

$$v = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{N} = \frac{0,619 \cdot 1,312}{0,635} = 1,28 \frac{м.}{сек.}$$

Задача № 137. Определить размер земляного канала и скорость v для пропуска $Q = 15 \frac{м^3}{сек.}$ с наполнением $H = 2$ метра, при $i = 0,0012$ и $m = 1,2$ (см. задачу № 127).

Выписываем данные таблиц:

Таблица I—при $H = 2$ м. $M = 0,157$; $H^{0.67} = 1,591$.

Таблица II—при $i = 0,0012$ и $n = 0,0275$ $N = 0,794$.

Вычисляем:

$$Q_0 = Q \cdot M \cdot N = 15 \cdot 0,157 \cdot 0,794 = 1,870 \frac{м^3}{сек.}$$

Находим по таблице III для $m = 1,5$ и $Q_0 = 1,870$

$$b_0 = 1,236 \text{ и } v_0 = 0,684$$

и получаем:

$$b = b_0 \cdot H = 1,236 \cdot 2 = 2,47 \text{ м.}$$

* В таблице берем N для $n = 0,010$, которое для заданного уклона равно $0,577$ и умножением на 100 лх получаем $N_x = 0,577 \cdot 1,1 = 0,635$,

$$v = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{N} = \frac{0,684 \cdot 1,591}{0,794} = 1,37 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 138. Определить расход и скорость в бетонированном канале ($n = 0,017$) при следующих данных: $H = 1,65$ м., $b = 3,55$ м., $i = 0,0002$ и $m = 0,75$.

1) Находим соответствующую данному каналу модель:

$$b_0 = \frac{b}{H} = \frac{3,55}{1,65} = 2,15 \text{ м.}$$

2) Выписываем данные из таблиц:

Таблица I—при $H = 1,65$. . . $M = 0,262$; $H^{0.67} = 1,398$ и $H^{2.67} = 3,808$.

Таблица II—при $i = 0,0002$ и $n = 0,017$. . . $N = 1,202$.

Таблица III—для $b_0 = 2,15$ и $m = 0,75$. . . $Q_0 = 1,387$ и $v_0 = 0,645$.

3) Определяем расход и скорость по (155) и (156)

$$Q = \frac{Q_0 \cdot H^{2.67}}{N} = \frac{1,387 \cdot 3,808}{1,202} = 4,39 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

и

$$v = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{N} = \frac{0,645 \cdot 1,398}{1,202} = 0,75 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 138. Определить уклон i и скорость течения v земляного канала, пропускающего расход $Q = 8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при следующих размерах: $H = 1,82$ м, $b = 5,0$ м, $m = 1,75$.

Модель канала должна быть шириною по дну

$$b_0 = \frac{b}{H} = \frac{5,0}{1,82} = 2,75 \text{ м.}$$

По (155) имеем:

$$N = \frac{Q_0}{M \cdot Q} = \frac{Q_0 \cdot H^{2.67}}{Q}$$

Подставляем значения отдельных членов, выписываемые из таблиц и получаем

$$N = \frac{3,423 \cdot 4,947}{8,0} = 2,117$$

По таблице II—в колонке $n = 0,0275$ устанавливаем, что при $N = 2,117$ уклон должен быть

$$i = 0,00017$$

Скорость течения при этом будет

$$v = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{N} = \frac{0,761 \cdot 1,494}{2,117} = 0,54 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 139. Расчитать деревянный лоток прямоугольного профиля для пропуска $Q = 1,2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при $i = 0,005$ и $H = 0,8$ м. Лоток из хорошо пригнанных нестроганных досок.

$$\text{Ответ: } b = 0,67 \text{ м. ; } v = 2,24 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 140. Определить расход бетонированного канала при следующих данных: $m = 0,5$; $b = 2,25$ м; $i = 0,0015$ и $H = 1,1$ м. Проверить скорость течения.

$$\text{Ответ: } Q = 6,44 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} ; v = 2,09 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 141. Определить уклон, необходимый для земляного канала, пропускающего $Q = 2,15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $m = 1$, $b = 0,89$ м, $H = 1,08$ м. Канал в плохих условиях содержания.

$$\text{Ответ: } i = 0,00205 ; v \cong 1 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 142. Запроектировать оросительный канал с грубой бетонировкой на пропуск $15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при $H = 1,5$ м., полуторных откосах и $i = 0,00018$.

$$\text{Ответ: } b = 9,13 \text{ м. ; } v = 0,88 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Проверим допустима ли полученная скорость, как незаиляющая по формуле Кеннеди.

Для этого пользуемся таблицей I, в которой дана специальная колонка значений скорости по Кеннеди $v_{\min} = 0,55 H^{0.64}$. В данном случае при $H = 1,5$ имеем минимальную скорость по Кеннеди

$$v_{\min} = 0,713$$

и потому полученная скорость $v = 0,88 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$ является не заиляющей.

Расчет каналов гидравлически наивыгоднейшего профиля

Гидравлически наивыгоднейший профиль (Г.Н.П.), как нам уже известно, имеет относительную ширину $\beta = \frac{b}{H}$ или (что одно и

тоже) ширину модели b_0 равной:

$$b_0 = 2(\sqrt{1+m^2} - m)^1$$

Подставим это значение b_0 в общее уравнение расхода модели (151). Получим для гидравлически наивыгоднейшего профиля:

$$Q_0 = \frac{(b_0 + m)^{1.67}}{(b_0 + 2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} = \frac{(2(\sqrt{1+m^2} - m) + m)^{1.67}}{[2(\sqrt{1+m^2} - m) + 2\sqrt{1+m^2}]^{0.67}} = \frac{2\sqrt{1+m^2} - m}{2^{0.67}} = f(m)$$

Расходная характеристика модели Г.Н.П. является функцией только крутизны откоса и потому таблица III может быть для Г.Н.П. построена значительно короче, а именно по одному численному значению для каждого типа откосов.

При решении задач на Г.Н.П. основной величиной является глубина наполнения H и потому уравнение (152) перепишем в виде:

$$H^{2.67} = Q \cdot \frac{n}{\sqrt{i}} \cdot \frac{1}{Q_0}$$

или

$$H^{2.67} = Q \cdot N \cdot \frac{1}{Q_0} \dots \dots \dots (157).$$

Преобразуем так же и уравнение скорости модели (150) подстановкой значения $b_0 = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$. Получим:

$$v_0 = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.67} = \frac{(2(\sqrt{1+m^2} - m) + m)}{(2(\sqrt{1+m^2} - m) + 2\sqrt{1+m^2})^{0.67}} = \frac{1}{2^{0.67}} = 0,6285 = Const$$

Последнее равенство показывает, что средняя скорость течения в модели Г.Н.П., независимо от крутизны, откоса, имеет постоянное значение

¹ Элементы гидравлически наивыгоднейшего профиля будем обозначать значком прим.

$$v_0 = 0,6285 \frac{м.}{сек.}$$

и потому общее уравнение скорости (156), для случая Г.Н.П. может быть написано в виде:

$$v = \frac{0,6285 \cdot H^{0.67}}{N} \dots \dots \dots (158).$$

Для ускорения практического пользования формулами (157) и (158) в приложениях дана особая таблица IV значений $\frac{1}{Q_0}$ и b_0 для откосов разной крутизны, а в таблице I введена колонка значений $0,6285 H^{0.67}$.

Задача № 143. *Расчитать канал гидравлически наивыгоднейшего профиля при следующих данных: $Q = 3 \frac{м^3}{сек}$ и $i = 0,0008$. Канал в плотной глине.*

Принимаем для плотной глины $m = 1,25$ и $n = 0,025$.

Пользуясь таблицей IV выписываем для $m = 1,25$ значения $\frac{1}{Q_0} = 0,815$ и $b_0 = 0,702$ и по таблице III-ей получаем, при $i = 0,0008$ и $n = 0,025$, $N = 0,884$.

Определяем по (157) глубину наполнения. Имеем:

$$H^{2.67} = Q \cdot N \cdot \frac{1}{Q_0} = 3 \cdot 0,884 \cdot 0,815 = 2,16$$

и по таблице I устанавливаем для $H^{2.67} = 2,16$

$$H \cong 1,34 м.$$

Одновременно для последующего определения скорости выписываем из этой же таблицы $0,6285 H^{0.67} = 0,764$.

Окончательно получаем:

$$b = b_0: H = 0,702 \cdot 1,34 = 0,94 м.$$

и

$$v = \frac{0,6285 H^{0.67}}{N} = \frac{0,764}{0,884} = 0,86 \frac{м.}{сек.}$$

Задача № 144. *Расчитать земляной канал гидравлически наивыгоднейшего профиля для пропуска $Q = 5 \frac{м^3}{сек.}$ при $m = 1,5$ и глубине наполнения $H = 1,60 м.$*

Определению в данном случае подлежат: b , i и v .
Выписываем данные из таблиц:

Таблица I—при $H = 1,6$ имеем $H^{2,67} = 3,507$ и $0,6285 H^{0,67} = 0,8611$

Таблица IV при $m = 1,5$. . . $b'_0 = 0,606$ и $\frac{1}{Q'_0} = 0,756$

Определяем из (157)

$$N = \frac{H^{2,67}}{Q \cdot \frac{1}{Q'_0}} = \frac{3,507}{5 \cdot 0,756} = 0,928, \bullet$$

что по таблице III, при $n = 0,0275$, соответствует

$$i = 0,00088.$$

Наконец, вычисляем:

$$b = b'_0 \cdot H = 0,606 \cdot 1,60 = 0,97 \text{ мет.}$$

$$v = \frac{0,6285 \cdot H^{0,67}}{N} = \frac{0,8611}{0,928} = 0,93 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 145. *Расчитать канал гидравлически наивыгоднейшего профиля, покрытый булыжной мостовой, для пропуска $Q = 3,15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при уклоне $i = 0,004$ и $m = 1$.*

$$\text{Ответ: } H = 0,97 \text{ м.; } b = 0,79 \text{ м.; } v = 1,91 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 146*. *Определить профиль земляного канала, пропускающего расход $Q = 12,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ с наполнением $H \ll 2$ м, при $i = 0,0007$ и $m = 1,5$ ($n = 0,030$).*

Так как глубина наполнения задана не жестко, посмотрим возможен ли Г. Н. П. при глубинах до 2 метров.

$$H^{2,67} = Q \cdot N \cdot \frac{1}{Q'_0} = 1,25 \cdot 1,134 \cdot 0,756 = 10,716$$

Откуда:

$$H = 2,43 \text{ м} > 2 \text{ м.}$$

Глубина наполнения при Г. Н. П. выходит за установленную условием границу, поэтому Г. Н. П. спроектировать нельзя и нужно уширять канал по дну.

Тогда выбираем наиболее желательную глубину в пределах установленной границы и проводим расчет канала при заданной глубине. В данном случае принимаем $H = 2$ м и вычисляем

$$b = 3,26 \text{ м. и } v \cong 1 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Задача № 147. *Расчитать деревянный оросительный лоток ($m = 0$, $n = 0,012$) гидравлически наивыгоднейшего профиля для пропуска $Q = 78,5 \frac{\text{лит.}}{\text{сек.}}$.*

$$\text{Ответ: } b = 0,32; i = 0,01; v = 1,534 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}; H = 0,16 \text{ м.}$$

§ 4. Гидравлический расчет каналов с учетом заданной скорости v_1

В канале определенной формы и определенным характером ложка средняя скорость течения воды определяется двумя элементами: уклоном дна i и глубиной наполнения H , при чем последняя влияет на скорость через гидравлический радиус R .

При жестко заданных i и H скорость течения уже, по существу, predetermined и в проводимых нами выше расчетах получалась, как итоговый результат расчета.

Ясно, что не исключена возможность получения, в итоге расчета канала, скорости недопустимой для условий работы канала.

Средняя скорость течения может оказаться или слишком велика и угрожающая размывом или, наоборот, может по малости своей привести к заилению канала.

В таких случаях произведенный расчет нужно признать неудовлетворяющим и требующим пересчета заново, с предварительным, конечно, изменением исходных данных (H , n , m или i) в соответствующую сторону.

Изложенные соображения выдвигают необходимость построения гидравлического расчета канала так, чтобы заранее иметь в поле зрения желательную к получению скорость и исключить возможность получения недопустимых скоростей в итоге вычислений.

При гидравлическом расчете каналов методом абстрактной модели, такая постановка вопроса возможна.

Расчет каналов Г.Н.П. с заданной скоростью

Для получения канала гидравлически наивыгоднейшего профиля с заданной скоростью, проектировщик, очевидно, должен быть свободен в назначении, как глубины наполнения, так и уклона.

Решение вопроса и будет сводиться к нахождению такого сочетания H и i , которое удовлетворяло бы поставленным условиям.

Выше нами были выведены для профиля, гидравлически наиболее выгодного, уравнения (157 и 158)

$$N_{opt} = Q \cdot L_{г} \frac{1}{Q^{0.7}} \quad (157)$$

$$v = \frac{0.6285 N^{0.67}}{N} \quad (158)$$

Решим эти два уравнения совместно относительно N и M . Из (157) имеем:

$$N = \frac{N_{opt}^{0.7} \cdot 0.1}{Q}$$

а, подставляя найденное значение N (в 158) и ставя условие получения скорости равной некоторой заданной v_i находим:

$$v = \frac{0.6285 N^{0.67} \cdot Q}{N^{0.7} \cdot Q^{0.1}}$$

Отсюда:

$$N = \frac{0.6285 v_i^{0.1}}{v_i} \cdot Q \quad (159)$$

и соответственно

$$N = \frac{0.6285 N^{0.67}}{v_i} \quad (160)$$

Уравнения (159 и 160) должны обеспечить такое сочетание N и i (через N), при котором профиль канала получится гидравлическим наиболее выгодным и, вместе с тем, расход будет проходить с заданной заранее средней скоростью.

Как частный случай изложенного можно рассмотреть расчет канала Г.Н.П. с получением средней скорости по формуле Кеннеди.

Для этого в уравнения (159) и (160) мы должны, вместо заданной скорости v_i , поставить ее частное значение согласно формулы Кеннеди, т. е. принять:

$$v_i = 0.55 N^{0.64}$$

Тогда получим:

$$N = \frac{0.6285 Q}{0.55 N^{0.64} \cdot Q^{0.1}} = 1.143 \frac{a}{N^{0.64} \cdot Q^{0.1}}$$

и

$$N = \frac{0.6285 N^{0.67}}{0.55 N^{0.64}} = 1.143 N^{0.03}$$

или окончательно:

$$N^{0.4} = 1.143 Q^{-0.1} \quad (161)$$

$$N = 1.143 N^{0.03} \quad (162)$$

Для облегчения расчета по выведенным уравнениям в таблице IV-ой даны готовые значения „0,6285 N^{0.67}“; „1,143 N^{0.03}“ и в таблицу 1-ю введены колонки „0,6285 N^{0.67}“; „1,143 N^{0.03}“ и „N“

Задача № 148 Расчет $\frac{1}{5} c > i \quad i \quad ч \quad d \quad a \quad дБ \quad) \quad c$

Расчет ведем по (161) и (162). Имеем:

$$H^{2.64} = 1,143 \frac{1}{Q_0'} \cdot Q = 0,994 \cdot 0,8 = 0,795$$

(значение $1,143 \frac{1}{Q_0'} = 0,994$ взято из таблицы IV для $m=1$).

Далее из таблицы I по $H^{2.64} = 0,795$, находим

$$H \cong 0,92 \text{ м.}$$

и попутно выписываем готовое значение:

$$N = 1,143 H^{0.03} = 1,140,$$

что соответствует согласно таблицы II-ой при $n = 0,0275$,

$$i = 0,00058.$$

Ширину канала получим, как обычно,

$$b = b_0 \cdot H = 0,828 \cdot 0,92 \cdot 0,76 \text{ м.}$$

Проверим скорость течения

$$v = \frac{0,6285 H^{0.67}}{N} = \frac{0,5944}{1,142} = 0,52 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

По таблице 1 для глубины 0,92 замечаем, что скорость по Кеннеди также равна найденному значению.

Задача № 150. Определить гидравлически наивыгоднейший профиль канала, покрытого булыжной мостовой, при следующих данных: $Q = 12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, $m = 1$ и $v_1 = 2,0$ м/сек.

Ответ: $H = 1,81$ м; $b = 1,50$ м.; $i = 0,00183$.

Задача № 151. Расчитать канал из условия предыдущей задачи с получением скорости по формуле Кеннеди.

Ответ: $H = 2,56$ м; $b = 2,12$ м.; $i = 0,00029$.

Расчет каналов, отступающих от гидравлически наивыгоднейшего профиля, с заданной скоростью

Уравнения (159) и (160), выведенные для каналов Г. Н. П. не могут быть применимы в тех случаях, когда имеется налицо жестко заданное значение глубины наполнения H или уклона i .

Поэтому рассмотрим отдельно случай проектирования канала профилем, отступающим от гидравлически наивыгоднейшего, опять таки, при условии получения заданной скорости.

Прежде всего остановимся на следующих общих соображениях о предельных значениях скоростей, которые вообще возможны при тех или иных конкретных условиях.

Нам известно, что наибольшей пропускной способностью обладает гидравлически наивыгоднейший профиль и, следовательно, заданный расход Q через канал определенного уклона i проходит при Г. Н. П. с наибольшей скоростью из всех возможных в данном случае.

Отступая от гидравлически наивыгоднейшего профиля, мы, при прежнем уклоне, можем получить скорость только ниже той, которая имела место при Г. Н. П.

Точно также легко подойти и к предельной скорости, с которой можно пропустить заданный расход при известной глубине H варьируя уклоном.

Допустим, что заданный расход Q необходимо пропускать подерживая $H = \text{Const}$. Увеличивая уклон i мы будем получать большую скорость течения и заданный расход при $H = \text{Const}$ будет проходить с меньшим b . При некотором уклоне скорость достигнет такой величины, что (при $H = \text{Const}$) расход Q пропускается при $b = Q$ т. е. треугольным сечением.

Очевидно, что сохраняя $H = \text{Const}$ большей скорости чем выше рассмотренная получить нельзя.

Таким образом, для каждого конкретного случая можно говорить о двух пределах, возможных к получению скоростей;

а) при заданном уклоне этим пределом будет скорость гидравлически наивыгоднейшего профиля.

б) при заданной глубине этим пределом будет скорость, пропускающая расход треугольным профилем.

Задача № 152. Определить возможно ли запроектировать земляной канал одностороннего откоса с уклоном $i = 0,0002$ для пропускания $Q = 2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ со скоростью $v = 0,75 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$

Максимальную скорость в данном случае можно получить в канале гидравлически наивыгоднейшего профиля. Определим его глубину наполнения и скорость течения в нем.

$$H^{2.67} = Q \cdot \frac{1}{Q_0'} \cdot N = 2 \cdot 0,870 \cdot 1,945 = 3,384$$

$$H = 1,58$$

$$v = \frac{0,6285 H^{0.67}}{N} = \frac{0,8539}{1,945} = 0,44 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Большей скорости, не изменяя уклона, получить невозможно и, следовательно, запроектировать канал при условиях задачи нельзя.

Задача № 153. С какой максимальной скоростью можно пропустить расход $Q=1 \frac{м^3}{сек.}$ через канал с одинарным откосом и глубиной наполнения $H=1,0$ м.

Наименьшее живое сечение, которое возможно при данном откосе и глубине, будет треугольный профиль с основанием (по верху канала) равным 2 м., высотой 1 м. и площадью $\omega = \frac{2 \times 1}{2} = 1 м^2$. Через это живое сечение расход $Q=1 \frac{м^3}{сек.}$ пройдет со скоростью $v = \frac{Q}{\omega} = 1 \frac{м.}{сек.}$ которая должна быть обеспечена соответствующим уклоном.

При дальнейшем увеличении уклона, конечно, скорость увеличится, но расход вместится в канал с наполнением H меньше заданного условием.

Поэтому, для поставленных в задаче условий, $v = 1 \frac{м.}{сек.}$ является максимальной из возможных.

Возвращаясь к поставленному вопросу расчета канала, отступающего от Г. Н. П. при заданной скорости, рассмотрим два случая;

а) при заданной глубине наполнения H и свободном выборе уклона i и

б) при заданном уклоне i и свободном выборе глубины наполнения H .

В первом случае неизвестна ширина канала b и уклон i .

Вспользуемся следующими соотношениями:

$$\omega = b \cdot H + mH^2 = \frac{Q}{v_1}$$

откуда — $b = \frac{Q}{v_1 H} - mH \dots \dots \dots (163)$

Далее по $\frac{b}{H} = b_0$, находим в таблице III v_0 и из уравнения (156) получаем:

$$N = \frac{v_0 H^{0.67}}{v_1} \dots \dots \dots (164),$$

которое и определяет (при заданном n) величину уклона i .

Последнее уравнение является общим видом уравнения (160), в котором скорость модели $v_0 = 0,6285 \frac{м.}{сек.}$, что является характерным для гидравлически наивыгоднейшего профиля.

Задача № 154. Расчитать земляной канал ($n = 0,0275$) с откосами 1 : 1,25 для пропуска расхода $Q = 3,25 \frac{м^3}{сек.}$ со скоростью $v_1 = 0,75 \frac{м.}{сек.}$ и глубиной наполнения $H=1,20$ м.

1) Определяем ширину по дну по (163)

$$b_0 = \frac{Q}{v_1 H} - mH = \frac{3,25}{0,75 \cdot 1,20} - 1,25 \cdot 1,20 = 2,11 \text{ м.}$$

2) Определяем ширину модели и скорость в ней

$$b_0 = \frac{b}{H} = \frac{2,11}{1,20} = 1,76 \text{ м., что при } m = 1,25 \text{ дает } v_0 = 0,716$$

3) Определяем необходимый уклон i по (164)

$$N = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{v_1} = \frac{0,716 \cdot 1,130}{0,75} = 1,079,$$

что, при $N = 0,0275$, соответствует

$$i = 0,00065.$$

Во втором случае при заданном уклоне i неизвестными величинами, подлежащими расчету, являются глубина наполнения H и ширина канала b .

Уравнения (163) и (164)

$$b = \frac{Q}{v_1 H} - mH \dots \dots \dots (163)$$

и

$$N = \frac{v_0 \cdot H^{0.67}}{v_1} \dots \dots \dots (164)$$

не могут быть использованы в таком виде, так как глубина наполнения H в рассматриваемом случае нам не известна.

Поэтому сделаем ряд преобразований.

В уравнение (163) введем относительную ширину канала

$$b_0 = \frac{b}{H}$$

Получим $b_0 = \frac{Q}{v_1 H^2} - m,$

или

$$H^2 = \frac{Q}{v_1 (b_0 + m)} \dots \dots \dots (165)$$

Определяя из (164) значение v_0 и помня, что общее выраже-

ние модельной скорости равно $v_0 = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.67}$

запишем: $v_0 = \frac{Nv_1}{H^{0.67}} = \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{0.67}$

или $\sqrt[0.67]{Nv_1} = H \left(\frac{b_0 + m}{b_0 + 2\sqrt{1+m^2}} \right) \dots \dots \dots (166)$

Подставим в (166) значение H по (165) и получим:

$$\sqrt[0.67]{Nv_1} = \sqrt{\frac{Q}{v_1(b_0+m)}} \cdot \frac{b_0+m}{b_0+2\sqrt{1+m^2}}$$

откуда

$$\frac{b_0+2\sqrt{1+m^2}}{\sqrt{b_0+m}} = \frac{\sqrt{\frac{Q}{v_1}}}{\sqrt[0.67]{Nv_1}} = A \dots (167),$$

где обозначено

$$\frac{\sqrt{\frac{Q}{v_1}}}{\sqrt[0.67]{Nv_1}} = A \dots \dots \dots (168).$$

Уравнение (167) имеет одно неизвестное b_0 , является уравнением второй степени по отношению к последнему и, следовательно, должно иметь два значения b_0 .

Иначе говоря, отступая от гидравлически наивыгоднейшего профиля мы, при заданном уклоне, можем получить заданную скорость при двух вариантах поперечного профиля.

Из предыдущих рассуждений ясно, что один из вариантов получится при отступлении от Г.Н.П. в сторону больших глубин H , а второй при отступлении в обратную сторону.

Решая уравнение (167) относительно b_0 , получим

$$b_0 = \frac{A^2}{2} - 2\sqrt{1+m^2} \pm A\sqrt{0,25A^2 - (2\sqrt{1+m^2} - m)} (169)$$

Уравнения (169) и (165) дают возможность разрешить поставленный вопрос о расчете канала с заданной скоростью течения при известном уклоне.

При вычислении члена A по (168) будем пользоваться значениями квадратов чисел и степени 0,67 из таблицы I.

Кроме того, для облегчения расчетов по (169) приводим следующую табличку значений $2\sqrt{1+m^2}$ и $2\sqrt{1+m^2} - m$

m	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
$2\sqrt{1+m^2}$	2,000	2,002	2,236	2,500	2,828	3,202	3,606	4,032	4,472	4,921	5,385	6,325
$2\sqrt{1+m^2} - m$	2,000	1,812	1,736	1,750	1,828	1,952	2,106	2,282	2,472	2,674	2,885	3,325

Задача № 155. Найти размеры бетонированного канала для пропуска расхода $Q = 3 \frac{м^3}{сек.}$ при $m = 0,75$; $i = 0,0012$, с условием получения скорости $v_1 = 1,5 \frac{м.}{сек.}$

Определению в данной задаче подлежат H и b .
Прежде всего найдем относительную ширину b_0 по уравнению (169) для чего предварительно вычислим значение A по

$$A = \frac{\sqrt{\frac{Q}{v_1}}}{\sqrt[0.67]{Nv_1}} = \frac{\sqrt{\frac{3}{1,5}}}{\sqrt[0.67]{0,404 \cdot 1,5}} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt[0.67]{0,606}} = \frac{1,414}{0,475} = 2,976$$

и подготавливая в (169)

$$b_0 = \frac{2,976^2}{2} - 2,50 \pm 2,976\sqrt{0,25 \cdot 2,976^2 - 1,75}$$

откуда находим: $b_0 = 4,13$ м. или $b_0 = 0,13$ м.
Останавливаемся на значении $b_0 = 4,13$ м. и находим глубину наполнения H по (165)

$$H^2 = \frac{Q}{v_1(b_0+m)} = \frac{3}{1,5(4,13+0,75)} = 0,41 м^2.$$

или

$$H = 0,64 м.$$

Наконец определяем $b = b_0 \cdot H = 4,13 \cdot 0,64 = 2,64$ м.

Задача № 156. *Расчитать земляной канал с минимальным уклоном при следующих данных: $Q = 2,15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $m = 1$; $n = 0,03$;*

$$1,25 < H < 1,50 \text{ м. и } v \cong 1 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$$

Минимальный уклон потребуется для канала Г.Н.П. Определим поэтому возможен ли в пределах установленных условием глубин (1,25 м. — 1,50 м.) гидравлически наивыгоднейший профиль. Последний требует глубину наполнения, удовлетворяющую ур-ние (159).

$$N^2 = \frac{0,6285}{v_1} \frac{1}{Q_0^4} Q = \frac{0,547}{1} \cdot 2,15 = 1,176$$

откуда

$$H = 1,08 \text{ м.}$$

Глубина наполнения 1,08 выходит из пределов условия. Следовательно, гидравлически наивыгоднейший профиль — не осуществим и глубину наполнения выберем $H = 1,25$ м, как ближайшую к Г.Н.П.

Задача, таким образом, свелась к расчету канала с заданной скоростью при известной глубине наполнения и потому расчет ведем по (163) и (164):

$$b = \frac{Q}{v_1 H} - m H = \frac{2,15}{1 \cdot 1,25} - 1,25 = 0,47 \text{ м.}$$

$$b = \frac{b}{H} = \frac{0,47}{1,25} = 0,376 \text{ и по таб. III имеем } v_0 = 0,57$$

$$N = \frac{v_0 \cdot H^{0,67}}{v_1} = \frac{0,57 \cdot 1,161}{1} = 0,662$$

откуда, для $n = 0,03$

$$i = 0,00205.$$

Задача № 157. *Расчитать оросительный канал на пропуск $15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $H = 1,5$ м. и $m = 1,5$. Канал грубо бетонирован. Скорость течения должна быть равна v_{min} по Кеннеди.*

$$\text{Ответ: } v = 0,713 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}; b = 11,78 \text{ м.}; i = 0,00011.$$

Задача № 158. *Для расхода откосов и шероховатости предыдущей задачи спроектировать гидравлически наивыгоднейший профиль со скоростью течения $v_1 = 2 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$*

$$\text{Ответ: } H = 1,89 \text{ м.}; b = 1,15 \text{ м.}; i = 0,00125.$$

Задача № 159. *При уклоне $i = 0,0004$ спроектировать земляной канал с $Q = 0,40 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $m = 0,75$, $n = 0,025$ и $v_1 = 0,6 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$*

Ответ: Уравнение (169) дает мнимое значение: решение — невозможно. Максимальная возможная скорость при данных задачи $v = 0,41 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$

Задача № 160. *Расчитать деревянный акведук при следующих данных: $Q = 8,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $n = 0,012$, $i = 0,002$ и при условии получения скорости течения $v \cong 2,5 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$*

Ответ: $H_1 = 0,74$ и $b_1 = 4,56$ м. или $H_2 = 2,30$ м. и $b_2 = 1,47$ м.

Задача № 160*. *Найти размеры канала, который должен пропустить $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $i = 0,0002$ так, чтобы скорость течения $v_1 = 0,8 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$. Дно и откосы канала покрыты мостовой ($m = 1,0$).*

Ответ: $H_1 = 1,70$ м., $b_1 = 5,6$ м. или $H_2 = 3,16$ м. и $b_2 = 0,79$ м.

Краткие сведения о расчетных уравнениях для естественных водотоков

Ряд гидравликов, в особенности австрийской школы, выдвинул мысль что водотоки в естественном состоянии приводят в некоторое соответствие отдельные элементы русла.

В частности Сидек (*R. Siedec*) считает, что основные геометрические элементы русла: ширина, глубина, уклон уже отражают в себе и шероховатость ложа, что изменение характера шероховатости (грунта) обязательно должно отразиться на глубине, ширине потока и его уклоне.

Упомянутая основная идея повела к построению расчетных уравнений, не включающих коэффициента шероховатости, при чем методом построения таких уравнений (как и других эмпирических) служит накопление массового материала отдельных изме-

рений скоростей и вычисление способом наименьших квадратов численных значений отдельных коэффициентов формулы, структура которой намечена по тем или иным соображениям автора.

Из таких эмпирических зависимостей, не считая формулы самого Сидека, которую не приводим из-за ее чрезмерной сложности, упомянем позднейшие формулы исследователей, следовавших методу Сидека.

Из них остановимся на двух эмпирических формулах, получивших некоторое распространение:

Формула Линдбо

В общем виде Линдбо наметил формулу такой структуры:

$$v_{cp} = k \left(m + \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^n i^x$$

где, кроме средней глубины h_{cp} , ширины реки b и уклона i , входят некоторые постоянные коэффициенты и показатели степени k , m , n и x . Эти постоянные коэффициенты, чтобы охватить возможные частные случаи, пришлось дать отдельно для разных групп русел и в результате у Линдбо получилось 12 формул, приводимых в таблице на следующей странице.

Формула Германека

С формулой Линдбо сходна по идее и формула Германека, который дает три вида формулы для трех групп русел по глубине:

При средней глубине $h_{cp} < 1,5$ м. . . $v_{cp} = 30,7 \sqrt{h_{cp}} \sqrt{h_{cp} i}$

" " " $1,5 < h_{cp} < 6$ м. . . $v_{cp} = 34 \sqrt[4]{h_{cp}} \sqrt{h_{cp} i}$

" " " $h_{cp} > 6$ м. . . . $v_{cp} = \left(50,2 + \frac{h_{cp}}{2} \right) \sqrt{h_{cp} i}$

Последняя формула Германека для $h_{cp} > 6$ м. видоизменена Форхгеймером и дает те же значения скорости в таком виде:

$$v = 44,5 h_{cp}^{0,1} \sqrt{h_{cp} i}$$

Следует отметить еще раз, что приведенные формулы Линдбо и Германека применительны лишь для естественных водотоков.

При этом этими формулами пользуются для предварительных изысканий и расчетов, а для более точного определения скоростей прибегают к непосредственным измерениям способами гидрометрии.

Формулы Линдбо для определения v_{cp} для естественных водных потоков

Глубина реки	$i < 0,0006$		$0,0006 < i < 0,005$		$-\frac{h_{cp}}{b} > 0,028$	
	Отношение глубины к ширине	$\frac{h_{cp}}{b} < 0,028$	$\frac{h_{cp}}{b} < 0,028$	$\frac{h_{cp}}{b} < 0,028$	$\frac{h_{cp}}{b} > 0,028$	$\frac{h_{cp}}{b} > 0,028$
$h_{cp} < 1,12$	$v = 23,37 \left(0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,9} i^{0,42}$	$v = 8,19 \left(2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,9} i^{0,42}$	$v = 11,86 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$	$v = 11,86 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$	$v = 11,86 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$	$v = 11,86 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$
$1,12 < h_{cp} < 3,65$	$v = 24,11 \left(0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,63} i^{0,42}$	$v = 8,45 \left(2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,63} i^{0,42}$	$v = 12,24 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$	$v = 12,24 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$	$v = 12,24 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$	$v = 12,24 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$
$h_{cp} > 3,65$	$v = 27,45 \left(0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,53} i^{0,42}$	$v = 9,62 \left(2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right) h_{cp}^{0,53} i^{0,42}$	$v = 13,94 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$	$v = 13,94 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$	$v = 13,94 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$	$v = 13,94 \left[2,293 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$
Глубина реки	$\frac{h_{cp}}{b} < 0,028$	$0,0006 < i < 0,005$	$\frac{h_{cp}}{b} < 0,028$	$0,0006 < i < 0,005$	$-\frac{h_{cp}}{b} > 0,028$	$-\frac{h_{cp}}{b} > 0,028$
$h_{cp} < 1,12$	$v = 33,86 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$		$v = 33,86 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$		$v = 33,86 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$	$v = 33,86 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,9} i^{0,47}$
$1,12 < h_{cp} < 3,65$	$v = 34,94 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$		$v = 34,94 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$		$v = 34,94 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$	$v = 34,94 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,63} i^{0,47}$
$h_{cp} > 3,65$	$v = 39,77 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$		$v = 39,77 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$		$v = 39,77 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$	$v = 39,77 \left[0,822 - \frac{h_{cp}}{b} \right] h_{cp}^{0,53} i^{0,47}$

ТАБЛИЦА I

Функции глубины наполнения канала

H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.63}$	$0.55 H^{0.64}$	H
0.10	467,73	0,2238	0,0021	0,1344	0,0100	0,0023	1,0667	0,1260	0,10
12	284,47	2416	0035	1518	0,0144	0037	0726	1416	12
14	190,48	2679	0052	1684	0,0196	0056	0775	1563	14
16	133,45	2929	0075	1841	256	0079	0818	1702	16
18	97,369	3170	0103	1992	324	0108	0857	1835	18
20	73,494	0,3402	0,0136	0,2138	0,0400	0,0143	1,0891	0,1963	20
22	56,981	3626	0176	2279	484	0184	0922	2087	22
24	45,169	3844	0221	2416	576	0231	0951	2207	24
26	36,477	4055	0274	2549	676	0286	0977	2323	26
28	29,929	4262	0334	2679	784	0347	1002	2435	28
0.30	24,894	0,4463	0,0402	0,2805	0,0900	0,0417	1,1024	0,2545	0,30
32	20,953	4661	0477	2929	1024	0494	1046	2653	32
34	17,822	4854	0561	3051	1156	0580	1066	2758	34
36	15,299	5043	0654	3170	1296	0674	1085	2860	36
38	13,243	5230	0755	3287	1444	0777	1103	2961	38
40	11,548	0,5412	0,0866	0,3401	0,1600	0,0890	1,1120	0,3060	40
42	10,137	5592	0986	3515	1764	1012	1136	3157	42
44	8,9532	5769	1117	3626	1936	1145	1152	3252	44
46	7,9513	5944	1258	3736	2116	1287	1167	3346	46
48	7,0972	6116	1409	3844	2304	1440	1181	3439	48
0.50	6,3643	0,6285	0,1571	0,3950	0,2500	0,1604	1,1195	0,3529	0,50
H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.63}$	$0.55 H^{0.64}$	H

H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.63}$	$0.55 H^{0.64}$	H
0,50	6,3643	0,6285	0,1571	0,3950	0,2500	0,1604	1,1195	0,3529	0,50
52	5,7315	6452	1745	4055	2704	1779	1208	3619	52
54	5,1821	6618	1930	4159	2916	1966	1221	3708	54
56	4,7026	6781	2126	4262	3136	2164	1233	3795	56
58	4,2820	6942	2335	4363	3364	2374	1245	3881	58
0,60	3,9115	0,7102	0,2557	0,4464	0,3600	0,2596	1,1256	0,3966	0,60
62	3,5835	7259	2791	4562	3844	2831	1267	4050	62
64	3,2923	7416	3037	4661	4096	3078	1278	4134	64
66	3,0326	7570	3298	4758	4356	3339	1288	4216	66
68	2,8003	7723	3571	4854	4624	3613	1299	4297	68
0,70	2,5917	0,7874	0,3858	0,4949	0,4900	0,3900	1,1308	0,4377	0,70
72	2,4039	8024	4160	5043	5184	4201	1318	4457	72
74	2,2343	8173	4476	5137	5476	4516	1327	4536	74
76	2,0808	8321	4806	5230	5776	4846	1336	4614	76
78	1,9414	8466	5151	5321	6084	5190	1345	4691	78
0,80	1,8145	0,8611	0,5511	0,5412	0,6400	0,5548	1,1354	0,4768	0,80
82	1,6987	8755	5887	5503	6724	5922	1362	4844	82
84	1,5923	8898	6278	5592	7066	6311	1370	4919	84
86	1,4959	9039	6675	5681	7396	6716	1378	4994	86
88	1,4068	9179	7108	5769	7744	7136	1386	5068	88
0,90	1,3249	0,9318	0,7548	0,5856	0,8100	0,7572	1,1394	0,5141	0,90
H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.63}$	$0.55 H^{0.64}$	H

H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.03}$	$0.55 H^{0.64}$	H
0.90	1,3249	0,9318	0,7548	0,5856	0,8100	0,7572	1,1394	0,514	0,90
92	1,2494	9457	8004	5944	8464	7848	1401	521	92
94	1,1796	9594	8477	6030	8836	8493	1409	529	94
96	1,1152	9730	8967	6115	9216	8978	1416	536	96
98	1,0554	9866	9475	6201	9604	9481	1423	543	98
1,00	1,0000	1,0000	1,0000	0,6285	1,0000	1,0000	1,1430	0,550	1,00
02	0,9485	0134	0543	6369	0404	0536	1436	557	02
04	9006	0266	1104	6452	0816	1091	1443	565	04
06	8579	0398	1663	6535	1236	1690	1449	571	06
08	8143	0529	2253	6617	1664	2253	1456	578	08
1,10	0,7753	1,0659	1,2898	0,6699	1,2100	1,2862	1,1462	0,585	1,10
12	7389	0789	3534	6781	2544	3488	1469	591	12
14	7048	0918	4189	6862	2996	4133	1475	598	14
16	6728	1046	4863	6942	3456	4797	1480	605	16
18	6428	1173	5557	7022	3924	5480	1486	611	18
1,20	0,6146	1,1299	1,6271	0,7101	1,4400	1,6182	1,1492	0,618	1,20
22	5881	1425	7005	7181	4884	6904	1497	625	22
24	5621	1550	7760	7259	5376	7645	1503	631	24
26	5395	1675	8535	7338	5876	8407	1509	638	26
28	5173	1799	9331	7416	6384	9188	1515	644	28
1,30	0,4968	1,1922	2,0148	0,7493	1,6900	1,9990	1,1520	0,650	1,30
H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.03}$	$0.55 H^{0.64}$	H

H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.03}$	$0.55 H^{0.64}$	H
1.30	0.4963	1.1922	2.0148	0.7493	1.6900	1.9990	1.1520	0.650	1.30
32	4765	2044	0986	7570	7424	2.0812	1525	657	32
34	4578	2166	1846	7646	7956	1655	1530	663	34
36	4400	2288	2727	7723	8496	2519	1535	670	36
38	4232	2409	3631	7799	9044	3403	1540	676	38
1.40	0.4072	1.2529	2.4556	0.7874	1.9600	2.4310	1.1545	0.682	1.40
42	3921	2648	5504	7949	2.0164	5237	1550	688	42
44	3777	2767	6475	8024	0736	6185	1555	695	44
46	3641	2886	7468	8099	1316	7158	1560	701	46
48	3511	3004	8484	8173	1904	8151	1565	707	48
1.50	0.3387	1.3121	2.9523	0.8247	2.2500	2.9126	1.1569	0.713	1.50
52	3270	3239	3.0586	8321	3104	3.0204	1574	719	52
54	3157	3355	1673	8394	3716	1264	1579	725	54
56	3050	3471	2783	8467	4336	2348	1583	731	56
58	2948	3586	3917	8539	4964	3454	1588	737	58
1.60	0.2851	1.3701	3.5075	0.8611	2.5600	3.4585	1.1593	0.743	1.60
62	2758	3816	6259	8683	6244	5737	1597	749	62
64	2669	3930	7466	8755	6896	6914	1600	755	64
66	2584	4044	8699	8827	7556	8114	1605	761	66
68	2503	4157	9956	8898	8224	9339	1609	767	68
1.70	0.2425	1.4269	4.1238	0.8968	2.8900	4.0587	1.1613	0.772	1.70
H	M	$H^{0.67}$	$H^{2.67}$	$0.6285 H^{0.67}$	H^2	$H^{2.64}$	$1.143 H^{0.03}$	$0.55 H^{0.64}$	H

H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55H ^{0.64}	H
1.70	0.2425	1.4269	4.1238	0.8968	2.8900	4.0587	1.1613	0.772	1.70
72	2350	4381	2547	9038	9584	1859	1617	778	72
74	2279	4493	3880	9109	3.0276	3160	1621	784	74
76	2210	4605	5240	9179	0976	4478	1625	789	76
78	2145	4712	6625	9246	1684	5826	1630	795	78
1.80	0.2082	1.4826	8037	0.9318	2400	7198	1.1633	0.801	1.80
82	2121	4936	9475	9387	3124	8595	1637	807	82
84	1963	5046	5.0940	9456	3856	5.0017	1641	812	84
86	1907	5155	2432	9525	4596	1465	1645	818	86
88	1854	5265	3950	9594	5344	2940	1648	823	88
1.90	0.1802	1.5373	4439	0.9662	3.6100	4439	1.1653	0.829	1.90
92	1752	5481	5965	9730	6864	5965	1656	835	92
94	1704	5589	7517	9798	7636	7518	1660	840	94
96	1658	5697	9089	9866	8416	9096	1663	846	96
98	1614	5844	6.0702	9958	9204	6.0702	1667	851	98
2.00	0.1571	1.5911	2333	1.0000	4.0000	2333	1.1670	0.857	2.00
02	1530	6017	3993	0067	0804	3993	1673	862	02
04	1490	6123	5678	0133	1616	5678	1677	868	04
06	1452	6229	7393	0200	2436	7392	1680	873	06
08	1415	6334	9134	0266	3264	9134	1684	879	08
2.10	0.1379	1.6440	1.0902	1.0333	4.4100	7.0896	1.1687	0.884	2.10
H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55H ^{0.64}	H

H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H
2.10	0.1379	1.6440	7.0902	1.0333	4.4100	7.0896	1.1687	0.884	2.10
12	1345	6544	2699	0398	4944	2699	1691	889	12
14	1312	6649	4523	0464	5796	4523	1694	895	14
16	1279	6753	6376	0529	6656	6377	1697	900	16
18	1248	6857	8258	0595	7524	8258	1701	906	18
2.20	0.1218	1.6960	8.0236	1.0659	8400	9506	1.1703	0.911	2.20
22	1189	7063	2105	0724	9284	8,2105	1707	916	22
24	1161	7166	4072	0789	5,0176	4072	1710	921	24
26	1134	7268	6070	0853	1076	6070	1713	927	26
28	1107	7371	8095	0918	1984	8095	1716	932	28
2.30	0.1082	1.7473	9.0149	1.0982	2900	9,0149	1.1719	0.937	2.30
32	1057	7574	4582	1045	3824	2234	1722	942	32
34	1033	7675	6785	1109	4756	4347	1725	947	34
36	1010	7777	9010	1173	5696	6492	1728	953	36
38	0988	7878	10,126	1236	6644	8664	1731	958	38
2.40	0.0966	1.7961	355	1.1288	7600	10,087	1.1734	0.963	2.40
42	0945	8078	587	1362	8564	310	1737	968	42
44	0924	8178	822	1425	9536	537	1740	973	44
46	0904	8278	11,061	1488	6,0516	766	1743	979	46
48	0885	8377	303	1550	1504	999	1745	984	48
2.50	0.0866	1.8478	548	1.1613	2500	11,233	1.1748	0.989	2.50
H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H

H	M	H ⁰⁻⁶⁷	H ²⁻⁶⁷	0.6285 H ⁰⁻⁶⁷	H ²	H ²⁻⁶⁴	1.143 H ⁰⁻⁶⁸	0.55 H ⁰⁻⁶⁴	H
2.50	0,0866	1,8478	11,548	1,1613	6,2500	11,233	1,1748	0,989	2,50
52	0848	8575	796	1674	3504	473	1751	994	52
54	0330	8674	12,018	1737	4516	715	1754	999	54
56	0813	8772	302	1798	5536	960	1757	1,004	56
58	0796	8871	561	1860	6564	12,209	1760	009	58
2.60	0,0780	1,8968	823	1,1921	7600	460	1,1766	014	2,60
62	0764	9066	13,087	1983	8644	715	1767	019	62
64	0749	9163	356	2044	9696	972	1768	024	64
66	0734	9261	628	2106	7,0756	13,234	1771	029	66
68	0719	9331	903	2150	1824	498	1773	034	68
2.70	0,0705	1,9454	14,182	1,2227	2900	566	1,1775	1,039	2,70
72	0691	9551	464	2288	3984	14,036	1777	044	72
74	0678	9647	750	2348	5076	310	1780	049	74
76	0665	9743	15,039	2408	6176	588	1783	053	76
78	0652	9839	332	2469	7284	869	1786	058	78
2.80	0,0640	1,9934	628	1,2529	8400	15,153	1,1789	1,063	2,80
82	0622	2,0029	928	2588	9524	440	1791	068	82
84	0616	0124	16,231	2648	8,0656	731	1793	073	84
86	0605	0219	539	2708	1796	16,025	1796	077	86
88	0593	0314	849	2767	2944	323	1799	082	88
2.90	0,0583	2,0408	17,163	1,2826	4100	624	1,1801	1,087	2,90
H	M	H ⁰⁻⁶⁷	H ²⁻⁶⁷	0,6285 H ⁰⁻⁶⁷	H ²	H ²⁻⁶⁴	1,143 H ⁰⁻⁶⁸	0,55 H ⁰⁻⁶⁴	H

H	M	H ⁰⁻⁶⁷	H ²⁻⁶⁷	0.6285 H ⁰⁻⁶⁷	H ²	H ²⁻⁶⁴	1.143 H ⁰⁻⁶⁸	0.55 H ⁰⁻⁶⁴	H
2.90	0,0583	2,0408	17,163	1,2826	8,4100	16,624	1,1801	1,087	2,90
92	0572	0503	481	2886	5264	928	1804	092	92
94	0562	0596	803	2945	6436	17,236	1806	097	94
96	0552	0690	18,128	3004	7616	547	1808	101	96
98	0542	0784	457	3063	8804	862	1811	106	98
3.00	0,0532	2,0877	789	1,3121	9,0000	18,180	1,1813	1,111	3,00
02	0523	0970	19,126	3180	1204	502	1815	116	02
04	0514	1063	466	3238	2416	827	1817	121	04
06	0505	1156	810	3296	3636	19,156	1820	125	06
08	0496	1249	20,157	3355	4864	488	1822	130	08
3.10	0,0488	2,1341	509	1,3413	6100	824	1,1824	1,135	3,10
12	0479	1433	864	3471	7344	20,164	1827	140	12
14	0471	1525	21,223	3528	8596	506	1829	144	14
16	0463	1617	585	3586	9856	853	1831	149	16
18	0455	1709	952	3644	10,1124	21,204	1833	153	18
3.20	0,0448	2,1800	22,323	1,3701	2400	558	1,1836	1,158	3,20
22	0441	1891	698	3758	3684	915	1838	163	22
24	0433	1982	23,076	3816	4976	22,277	1840	167	24
26	0426	2073	458	3873	6276	641	1843	172	26
28	0419	2164	844	3930	7584	23,010	1845	176	28
3.30	0,0413	2,2254	24,234	1,3987	8900	382	1,1847	1,181	3,30
H	M	H ⁰⁻⁶⁷	H ²⁻⁶⁷	0,6285 H ⁰⁻⁶⁷	H ²	H ²⁻⁶⁴	1,143 H ⁰⁻⁶⁸	0,55 H ⁰⁻⁶⁴	H

H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H
3,30	0,0413	2,2254	24,234	1,3987	10,8900	23,382	1,1847	1,181	3,30
32	0406	2344	629	4043	11,0224	758	1849	186	32
34	0400	2434	25,027	4100	1556	24,137	1851	190	34
36	0393	2524	429	4156	2896	521	1853	195	36
38	0387	2614	835	4213	4244	908	1855	199	38
3,40	0,0381	2,2703	26,245	1,4269	5600	25,299	1,1857	1,204	3,40
42	0315	2793	659	4325	6964	694	1860	208	42
44	0369	2882	27,078	4381	8336	26,092	1862	213	44
46	0364	2972	500	4438	9716	495	1864	217	46
48	0358	3060	927	4493	12,1104	901	1866	222	48
3,50	0,0353	2,3149	28,857	1,4549	2500	27,311	1,1868	1,226	3,50
52	0347	3237	792	4604	3904	725	1870	230	52
54	0342	3325	29,231	4660	5316	28,143	1872	235	54
56	0337	3414	673	4716	6736	565	1874	239	56
58	0332	3502	30,121	4771	8164	990	1876	244	58
3,60	0,0327	2,3596	573	1,4826	9600	29,420	1,1878	1,248	3,60
62	0322	3677	31,028	4881	13,1044	853	1880	252	62
64	0318	3765	488	4936	2496	30,291	1882	257	64
66	0313	3852	952	4991	3956	732	1884	261	66
68	0308	3940	32,420	5046	5424	31,178	1886	266	68
3,70	0,0304	2,4027	893	1,5101	6900	627	1,1888	1,270	3,70
H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H

H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H
3,70	0,0304	2,4027	32,893	1,5101	136,900	31,627	1,1888	1,270	3,70
72	0300	4113	33,370	5155	8384	32,080	1890	274	72
74	0295	4200	851	5210	9876	537	1892	279	74
76	0291	4287	34,336	5264	14,1376	999	1893	283	76
78	0287	4374	826	5319	2884	33,464	1895	288	78
3,80	0,0283	2,4460	35,320	1,5373	4400	934	1,1897	1,292	3,80
82	0279	4546	819	5427	5924	34,408	1899	296	82
84	0275	4632	36,322	5481	7456	885	1901	301	84
86	0272	4718	829	5535	8996	35,367	1903	305	86
88	0268	4804	37,341	5589	15,0544	853	1905	310	88
3,90	0,0264	2,4889	857	1,5643	2100	36,342	1,1907	1,314	3,90
92	0261	4974	38,377	5696	3664	837	1908	318	92
94	0257	5060	902	5750	5236	37,335	1910	323	94
96	0254	5145	39,433	5804	6816	838	1912	327	96
98	0250	5230	966	5857	8404	38,344	1914	332	98
1,00	0,0247	2,5315	40,505	1,5910	16,0000	38,855	1,1916	1,336	4,00
H	M	H ^{0.67}	H ^{2.67}	0.6285 H ^{0.67}	H ²	H ^{2.64}	1.143 H ^{0.03}	0.55 H ^{0.64}	H

ТАБЛИЦА II

значения $N = \frac{n}{\sqrt{i}}$

Примечание. Для промежуточных значений коэф. шероховатости n_x , не представленных в этой таблице, величина N может быть легко получена умножением данных первой колонки ($n = 0,010$) на $100 n_x$.
данных первой колонки ($n = 0,010$) на $100 n_x$.

Например, значение N_x при $n_x = 0,012$ и $i = 0,0006$ будет равно:

$$N_x = 0,408 \cdot 1,2 = 0,490.$$

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00000	0,00000	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	0,00000
2	447	2,237	3,132	3,803	4,474	5,034	5,593	6,152	6,711	2
4	632	1,582	2,215	2,690	3,165	3,560	3,956	4,351	4,747	4
6	775	1,290	1,806	2,194	2,581	2,903	3,226	3,548	3,871	6
8	894	1,119	1,566	1,902	2,237	2,517	2,796	3,076	3,356	8
0,00010	0,01000	1,000	1,400	1,700	2,000	2,250	2,500	2,750	3,000	0,00010
12	1095	0,913	1,279	1,553	1,826	2,055	2,283	2,511	2,740	12
14	1183	0,845	1,183	1,437	1,691	1,902	2,113	2,325	2,536	14
16	1265	0,791	1,107	1,344	1,581	1,779	1,976	2,174	2,372	16
18	1342	0,745	1,043	1,267	1,490	1,677	1,863	2,049	2,235	18
0,00020	0,01414	0,707	0,990	1,202	1,414	1,591	1,768	1,945	2,122	0,00020
22	1483	0,674	0,944	1,146	1,349	1,517	1,686	1,854	2,023	22
24	1549	0,646	0,904	1,097	1,291	1,453	1,614	1,775	1,937	24
26	1612	0,620	0,868	1,055	1,241	1,396	1,551	1,706	1,861	26
28	1673	0,598	0,837	1,016	1,195	1,345	1,494	1,644	1,793	28
0,00030	0,01732	0,577	0,808	0,982	1,155	1,299	1,443	1,588	1,732	0,00030
32	1789	0,559	0,783	0,950	1,118	1,258	1,397	1,537	1,677	32
34	1844	0,542	0,759	0,922	1,085	1,220	1,356	1,491	1,627	34
36	1897	0,527	0,738	0,896	1,054	1,186	1,318	1,450	1,581	36
38	1949	0,513	0,718	0,872	1,026	1,154	1,283	1,411	1,539	38
0,00040	0,02000	0,500	0,700	0,850	1,000	1,125	1,250	1,375	1,500	0,00040
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00042	0,02049	0,488	0,683	0,830	0,976	1,098	1,220	1,342	1,464	0,00042
44	2098	0,477	0,667	0,810	0,953	1,072	1,192	1,311	1,430	44
46	2145	0,466	0,653	0,793	0,932	1,049	1,166	1,282	1,399	46
48	2195	0,456	0,639	0,776	0,913	1,027	1,141	1,255	1,369	48
0,00050	0,02236	0,447	0,626	0,760	0,894	1,006	1,118	1,230	1,342	0,00050
52	2280	0,439	0,614	0,746	0,877	0,987	1,096	1,206	1,316	52
54	2324	0,430	0,602	0,731	0,861	0,968	1,076	1,183	1,291	54
56	2366	0,423	0,592	0,719	0,845	0,951	1,057	1,162	1,268	56
58	2408	0,415	0,581	0,706	0,831	0,934	1,038	1,142	1,246	58
0,00060	0,02449	0,408	0,572	0,694	0,817	0,919	1,021	1,123	1,225	0,00060
62	2490	0,402	0,562	0,683	0,803	0,904	1,004	1,104	1,205	62
64	2530	0,395	0,553	0,672	0,791	0,889	0,988	1,087	1,186	64
66	2569	0,389	0,545	0,662	0,779	0,876	0,973	1,070	1,168	66
68	2608	0,383	0,537	0,652	0,767	0,863	0,959	1,054	1,150	68
0,00070	0,02646	0,378	0,529	0,642	0,756	0,850	0,945	1,039	1,134	0,00070
72	2683	0,373	0,522	0,634	0,745	0,839	0,932	1,025	1,118	72
74	2720	0,368	0,515	0,625	0,735	0,827	0,919	1,011	1,103	74
76	2757	0,363	0,508	0,617	0,725	0,816	0,907	0,997	1,088	76
78	2793	0,358	0,501	0,609	0,716	0,806	0,895	0,985	1,074	78
0,00080	0,02828	0,354	0,495	0,601	0,707	0,796	0,884	0,972	1,061	0,00080
82	2864	0,349	0,489	0,594	0,698	0,786	0,873	0,960	1,047	82
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00084	0,02898	0,345	0,483	0,587	0,690	0,776	0,863	0,949	1,035	0,00084
86	2933	0,341	0,477	0,580	0,682	0,767	0,852	0,938	1,023	86
88	2966	0,337	0,472	0,573	0,674	0,759	0,843	0,927	1,011	88
0,00090	0,03000	0,333	0,467	0,567	0,667	0,750	0,833	0,917	1,000	0,00090
92	3033	0,330	0,462	0,561	0,659	0,742	0,824	0,907	0,989	92
94	3066	0,326	0,457	0,554	0,652	0,734	0,815	0,897	0,978	94
96	3098	0,323	0,452	0,549	0,646	0,726	0,807	0,888	0,968	96
98	3131	0,319	0,447	0,543	0,639	0,719	0,798	0,878	0,958	98
0,00100	0,03162	0,316	0,443	0,538	0,633	0,712	0,791	0,870	0,949	0,00100
105	3240	0,309	0,432	0,525	0,617	0,694	0,772	0,849	0,926	105
110	3317	0,301	0,422	0,513	0,603	0,678	0,754	0,829	0,904	110
115	3391	0,295	0,413	0,501	0,590	0,664	0,737	0,811	0,885	115
120	3464	0,289	0,404	0,491	0,577	0,650	0,722	0,794	0,866	120
125	3536	0,283	0,396	0,481	0,566	0,636	0,707	0,778	0,848	125
0,00130	0,03806	0,277	0,388	0,471	0,555	0,624	0,693	0,763	0,832	0,00130
135	3674	0,272	0,381	0,463	0,544	0,612	0,680	0,748	0,817	135
140	3742	0,267	0,374	0,454	0,534	0,601	0,668	0,735	0,802	140
145	3808	0,263	0,368	0,446	0,525	0,591	0,657	0,722	0,788	145
150	3873	0,258	0,361	0,439	0,516	0,581	0,646	0,710	0,775	150
155	3937	0,254	0,356	0,432	0,508	0,571	0,635	0,698	0,762	155
0,00160	0,04000	0,250	0,350	0,425	0,500	0,562	0,625	0,687	0,750	0,00160
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,01	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00165	0,04062	0,246	0,345	0,419	0,492	0,554	0,615	0,677	0,739	0,00165
170	4123	0,243	0,340	0,412	0,485	0,546	0,606	0,667	0,728	170
175	4183	0,239	0,335	0,406	0,478	0,538	0,598	0,657	0,717	175
180	4243	0,236	0,330	0,401	0,471	0,530	0,589	0,648	0,707	180
185	4301	0,233	0,325	0,395	0,465	0,523	0,581	0,639	0,697	185
0,00190	0,04359	0,229	0,321	0,390	0,459	0,516	0,574	0,631	0,688	0,00190
195	4416	0,226	0,317	0,385	0,453	0,510	0,566	0,623	0,679	195
200	4472	0,224	0,313	0,380	0,447	0,503	0,559	0,615	0,671	200
205	4528	0,221	0,309	0,375	0,442	0,497	0,552	0,607	0,663	205
210	4583	0,218	0,305	0,371	0,436	0,491	0,545	0,600	0,655	210
0,00215	0,04637	0,216	0,302	0,367	0,431	0,485	0,539	0,593	0,647	0,00215
220	4690	0,213	0,299	0,362	0,426	0,480	0,533	0,586	0,640	220
225	4743	0,211	0,295	0,358	0,422	0,474	0,527	0,580	0,633	225
230	4796	0,209	0,292	0,354	0,417	0,469	0,521	0,573	0,626	230
235	4848	0,206	0,289	0,351	0,413	0,464	0,516	0,567	0,619	235
0,00240	0,04899	0,204	0,286	0,347	0,408	0,459	0,510	0,561	0,612	0,00240
245	4950	0,202	0,283	0,343	0,404	0,455	0,505	0,556	0,606	245
250	5000	0,200	0,280	0,340	0,400	0,450	0,500	0,550	0,600	250
255	5050	0,198	0,277	0,337	0,396	0,446	0,495	0,545	0,594	255
260	5099	0,196	0,275	0,333	0,392	0,441	0,490	0,539	0,588	260
0,00265	0,05148	0,194	0,272	0,330	0,388	0,437	0,486	0,534	0,583	0,00265
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00270	0,05196	0,1925	0,2694	0,3272	0,3849	0,4330	0,4811	0,5293	0,5774	0,00270
275	5244	0,1907	0,2670	0,3242	0,3814	0,4291	0,4767	0,5244	0,5721	275
280	5291	0,1890	0,2646	0,3213	0,3780	0,4252	0,4725	0,5197	0,5670	280
285	5339	0,1873	0,2622	0,3184	0,3746	0,4214	0,4682	0,5151	0,5619	285
290	5385	0,1857	0,2600	0,3157	0,3714	0,4178	0,4642	0,5107	0,5571	290
0,00295	0,05431	0,1841	0,2578	0,3130	0,3683	0,4143	0,4603	0,5064	0,5524	0,00295
300	5477	0,1826	0,2556	0,3104	0,3652	0,4108	0,4564	0,5021	0,5477	300
305	5523	0,1811	0,2535	0,3078	0,3621	0,4074	0,4526	0,4979	0,5432	305
310	5568	0,1796	0,2514	0,3053	0,3592	0,4041	0,4490	0,4939	0,5388	310
315	5612	0,1782	0,2495	0,3029	0,3564	0,4009	0,4455	0,4900	0,5346	315
0,00320	0,05657	0,1768	0,2475	0,3005	0,3535	0,3977	0,4419	0,4861	0,5303	0,00320
325	5701	0,1754	0,2456	0,2982	0,3508	0,3947	0,4385	0,4824	0,5262	325
330	5745	0,1741	0,2437	0,2959	0,3481	0,3916	0,4351	0,4787	0,5222	330
335	5788	0,1728	0,2419	0,2937	0,3455	0,3887	0,4319	0,4751	0,5183	335
340	5831	0,1715	0,2401	0,2915	0,3430	0,3859	0,4287	0,4716	0,5145	340
0,00345	0,05874	0,1702	0,2383	0,2894	0,3405	0,3830	0,4256	0,4682	0,5107	0,00345
350	5916	0,1690	0,2366	0,2874	0,3381	0,3803	0,4226	0,4648	0,5071	350
355	5958	0,1678	0,2350	0,2853	0,3357	0,3776	0,4196	0,4616	0,5035	355
360	6000	0,1667	0,2333	0,2833	0,3333	0,3750	0,4167	0,4583	0,5000	360
365	6042	0,1655	0,2317	0,2814	0,3310	0,3724	0,4138	0,4552	0,4965	365
0,00370	0,06083	0,1644	0,2301	0,2795	0,3288	0,3699	0,4110	0,4521	0,4932	0,00370
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

i	\sqrt{i}	n : \sqrt{i}								i
		n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	
0,00375	0,06124	0,1633	0,2286	0,2776	0,3266	0,3674	0,4082	0,4490	0,4899	0,00375
380	6164	0,1622	0,2271	0,2758	0,3245	0,3650	0,4056	0,4461	0,4867	380
385	6205	0,1612	0,2256	0,2740	0,3223	0,3626	0,4029	0,4432	0,4835	385
390	6245	0,1601	0,2242	0,2722	0,3203	0,3603	0,4003	0,4404	0,4804	390
395	6285	0,1591	0,2228	0,2705	0,3182	0,3580	0,3978	0,4376	0,4773	395
0,00400	0,06325	0,1581	0,2213	0,2688	0,3162	0,3557	0,3952	0,4348	0,4743	0,00400
425	6519	0,1534	0,2148	0,2608	0,3068	0,3451	0,3835	0,4218	0,4602	425
450	6708	0,1491	0,2087	0,2534	0,2982	0,3354	0,3727	0,4100	0,4472	450
475	6892	0,1451	0,2031	0,2467	0,2902	0,3265	0,3627	0,3990	0,4353	475
500	7071	0,1414	0,1980	0,2404	0,2828	0,3182	0,3536	0,3889	0,4243	500
0,00525	0,07246	0,1380	0,1932	0,2346	0,2760	0,3105	0,3450	0,3795	0,4140	0,00525
550	7416	0,1348	0,1888	0,2292	0,2697	0,3034	0,3371	0,3708	0,4045	550
575	7583	0,1319	0,1846	0,2242	0,2637	0,2967	0,3297	0,3626	0,3956	575
600	7746	0,1291	0,1807	0,2195	0,2582	0,2905	0,3227	0,3550	0,3873	600
650	8062	0,1240	0,1737	0,2109	0,2481	0,2791	0,3101	0,3411	0,3721	650
0,00700	0,08369	0,1195	0,1673	0,2032	0,2390	0,2689	0,2988	0,3287	0,3586	0,00700
750	8660	0,1155	0,1617	0,1963	0,2309	0,2598	0,2887	0,3175	0,3464	750
800	8944	0,1118	0,1565	0,1901	0,2236	0,2516	0,2795	0,3075	0,3354	800
850	9220	0,1085	0,1519	0,1844	0,2169	0,2441	0,2712	0,2983	0,3254	850
900	0,09487	0,1054	0,1476	0,1792	0,2108	0,2372	0,2635	0,2899	0,3162	900
0,01000	0,10000	0,1000	0,1400	0,1700	0,2000	0,2250	0,2500	0,2750	0,3000	0,01000
i	\sqrt{i}	n=0,010	n=0,014	n=0,017	n=0,020	n=0,0225	n=0,025	n=0,0275	n=0,030	i

ТАБЛИЦА III

Скоростные и расходные характеристики
модели каналов при различных откосах

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
0,00	0,000	0,0000	0,061	0,2450	0,124	0,3684	0,336	0,4481	0,500	0,500	0,668	0,5342	0,00
05	004	0840	084	2809	213	3869	370	4625	536	511	706	5432	05
10	016	1600	107	3066	244	4060	403	4745	572	520	744	5514	10
15	028	1867	130	3258	273	4206	439	4845	600	522	783	5592	15
20	040	2020	153	3408	305	4353	473	4984	647	539	821	5663	20
25	061	2440	183	3670	338	4498	509	5094	685	548	861	5740	25
30	081	2700	214	3884	371	4634	546	5200	724	557	901	5812	30
35	101	2886	244	4062	405	4762	583	5301	763	565	941	5879	35
40	121	3037	274	4211	440	4884	621	5397	802	573	981	5942	40
45	147	3267	305	4351	475	5001	659	5490	843	581	1022	6009	45
50	0,173	0,3460	0,335	0,4472	0,511	0,5112	0,697	0,5578	882	0,588	0,62	0,6071	50
55	200	3636	366	4579	548	5217	736	5663	922	595	103	6131	55
60	226	3762	397	4672	584	5319	776	5745	963	602	144	6186	60
65	256	3938	432	4804	623	5415	815	5824	1003	608	186	6244	65
70	286	4086	468	4922	661	5507	855	5899	044	614	228	6299	70
75	317	4227	503	5029	699	5596	896	5973	085	620	270	6352	75
80	347	4338	538	5125	738	5680	937	6042	129	627	312	6402	85
85	380	4471	576	5233	778	5762	0,978	6112	170	632	356	6453	80
90	414	4600	613	5330	818	5840	1,019	6176	212	638	398	6502	90
0,95	447	4705	650	5421	858	5916	0,61	6241	254	643	441	6549	0,95
1,00	0,481	0,4807	0,688	0,5503	0,898	0,5989	1,102	0,6299	1,297	0,648	1,494	0,6594	1,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1,50		m=1,75		m=2,00		m=2,25		m=2,50		m=3,00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
0 00	0,836	0,5573	1,003	0,5733	1,170	0,5848	1,334	0,5930	1,499	0,5995	1,825	0,6082	0,00
05	875	5645	043	5791	210	5901	375	5978	539	6037	866	6118	05
10	915	5719	083	5854	250	5953	416	6024	580	6079	907	6152	10
15	954	5782	123	5907	291	6004	457	6069	621	6119	948	6185	15
20	993	5844	163	5966	332	6053	498	6113	663	6159	990	6219	20
25	1,034	5909	204	6018	373	6101	539	6156	704	6197	2,032	6251	25
30	074	5967	245	6070	413	6147	580	6198	746	6236	073	6283	30
35	115	6027	286	6122	455	6193	622	6239	788	6273	116	6316	35
40	156	6082	327	6173	497	6237	664	6279	830	6310	158	6347	40
45	197	6138	369	6221	539	6283	706	6318	872	6346	200	6377	45
50	239	0,6195	1,411	0,6269	1,581	6323	748	6357	914	0,6381	243	0,6409	50
55	280	6244	453	6314	623	6365	791	6396	957	6415	285	6437	55
60	322	6294	495	6361	665	6405	833	6431	999	6447	328	6471	60
65	364	6344	537	6403	708	6445	875	6467	2,041	6481	371	6497	65
70	406	6391	580	6446	750	6483	918	6503	084	6514	414	6523	70
75	449	6440	623	6488	794	6522	961	6537	127	6546	456	6549	75
80	491	6483	665	6530	836	6558	2,004	6571	170	6577	499	6575	80
85	534	6528	708	6569	879	6595	047	6604	214	6608	542	6601	85
90	577	6571	752	6607	923	6631	090	6636	257	6638	585	6627	90
0,95	620	6612	796	6646	1,966	6665	134	6669	300	6668	629	6653	0,95
1,00	1,664	0,6654	1,838	0,6684	2,010	0,6699	2,178	0,6700	2,344	0,6697	2,672	0,6680	1,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
1.00	0,481	0,4807	0,688	0,5503	0,898	0,5989	1,102	0,6299	1,297	0,648	1,484	0,6594	1,00
05	517	4919	727	5598	939	6058	145	6361	339	658	527	6639	05
10	552	5018	766	5676	0,930	6127	187	6416	384	659	571	6683	10
15	588	5113	805	5754	1,022	6193	230	6474	427	664	614	6725	15
20	624	5200	845	5825	0,63	6255	272	6525	470	668	658	6766	20
25	662	5296	885	5901	1,05	6316	316	6574	514	673	702	6807	25
30	700	5384	926	5973	1,47	6375	359	6624	557	677	746	6847	30
35	738	5466	0,996	6040	1,90	6432	402	6674	602	682	791	6885	35
40	775	5535	1,007	6102	2,32	6487	445	6723	646	686	834	6922	40
45	814	5614	0,49	6168	2,75	6539	489	6768	690	690	879	6959	45
50	0,853	0,5689	0,90	0,6230	1,318	0,6592	1,533	0,6813	1,735	0,694	0,923	0,6994	50
55	893	5758	1,32	6288	3,62	6643	577	6857	780	698	968	7029	55
60	932	5824	1,73	6343	4,05	6691	621	6900	823	701	2,013	7062	60
65	972	5894	2,16	6402	4,49	6739	666	6942	868	705	0,58	7096	65
70	1,013	5959	2,59	6458	4,93	6785	711	6984	913	709	1,03	7129	70
75	0,53	6020	3,01	6506	5,37	6831	755	7020	958	712	1,48	7160	75
80	0,94	6077	3,44	6556	5,81	6873	800	7058	2,003	715	1,93	7191	80
85	1,35	6136	3,87	6607	6,25	6915	845	7096	0,48	718	2,39	7222	85
90	1,77	6193	4,31	6655	6,69	6956	890	7132	0,93	722	2,84	7251	90
1,95	2,18	6246	4,74	6701	7,14	6997	935	7167	1,38	725	3,30	7280	1,95
2,00	1,260	0,6300	1,518	0,6745	1,759	0,7036	1,080	0,7201	2,184	0,728	2,375	0,7308	2,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
1.00	1,664	0,6654	1,838	0,6684	2,010	0,6699	2,178	0,6700	2,344	0,6697	2,672	0,6680	1,00
05	707	6694	882	6719	0,53	6732	221	6731	388	6726	716	6705	05
10	751	6735	926	6755	0,98	6766	265	6761	431	6754	760	6732	10
15	785	6774	970	6790	1,41	6796	309	6791	475	6781	804	6757	15
20	838	6809	2,013	6825	1,85	6828	353	6820	519	6809	847	6779	20
25	883	6847	0,58	6857	2,29	6858	397	6848	563	6835	891	6802	25
30	927	6882	1,02	6889	2,74	6891	441	6876	608	6862	935	6826	30
35	971	6916	1,46	6922	3,18	6919	485	6904	651	6887	979	6848	35
40	2,015	6950	1,90	6954	3,62	6947	530	6931	696	6913	3,024	6873	40
45	0,60	6983	2,35	6984	4,06	6975	574	6957	740	6938	0,68	6894	45
50	1,05	7016	2,280	0,7013	2,451	7003	619	0,6983	785	0,6962	112	0,6916	50
55	1,50	7049	3,25	7043	4,96	7031	663	7009	829	6986	1,56	6937	55
60	1,94	7078	3,69	7073	5,41	7058	708	7034	874	7009	2,01	6959	60
65	2,39	7108	4,14	7100	5,86	7086	753	7059	919	7033	2,46	6981	65
70	2,85	7140	4,59	7127	6,31	7110	798	7083	963	7056	2,90	7000	70
75	3,30	7169	5,05	7155	6,75	7134	843	7107	3,009	7079	3,35	7020	75
80	3,75	7196	5,50	7182	7,21	7161	888	7131	0,53	7101	3,79	7040	80
85	4,20	7224	5,95	7208	7,66	7184	933	7154	0,98	7123	4,24	7060	85
90	4,66	7253	6,41	7233	8,12	7209	978	7177	1,43	7144	4,69	7079	90
1,95	5,11	7278	6,86	7259	8,51	7218	3,024	7199	1,89	7166	5,14	7098	1,95
2,00	2,557	0,7305	2,731	0,7284	2,902	0,7257	3,069	0,7221	2,234	0,7187	3,559	0,7118	2,00

b ₀	Характеристики модели												b _s
	m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
2.00	1,260	0,6300	1,518	0,6745	1,759	0,7036	1,980	0,7201	2,184	0,728	2,375	0,7308	2,00
05	302	6353	562	6790	804	7073	2,026	7236	229	731	421	7336	05
10	345	6403	606	6833	849	7111	071	7267	276	734	467	7364	10
15	387	6454	650	6875	894	7147	117	7300	322	737	513	7390	15
20	430	6498	694	6914	939	7183	163	7331	366	740	559	7416	20
25	473	6545	739	6954	1,984	7216	209	7363	414	743	605	7442	25
30	514	6587	783	6993	2,030	7249	254	7390	461	746	651	7467	30
35	558	6631	828	7030	075	7282	300	7419	506	748	697	7491	35
40	602	6676	872	7066	121	7314	346	7449	551	750	743	7515	40
45	646	6718	918	7102	167	7345	393	7478	599	753	790	7539	45
50	1,690	0,6760	1,963	0,7137	212	0,7375	2,439	0,7505	2,645	0,756	3,36	0,7563	50
55	733	6796	2,008	7171	258	7405	485	7530	691	758	883	7586	55
60	777	6836	053	7203	304	7434	531	7556	737	760	929	7608	60
65	822	6875	098	7236	351	7463	578	7582	784	763	976	7630	65
70	866	6911	144	7268	397	7491	624	7606	830	765	3,022	7652	70
75	910	6945	190	7299	443	7517	671	7631	877	767	069	7673	75
80	1,955	6981	235	7329	489	7544	718	7655	924	769	116	7693	80
85	2,000	7016	281	7358	536	7569	764	7678	2,971	772	163	7713	85
90	044	7048	327	7387	583	7596	811	7701	3,019	774	209	7733	90
2,95	089	7081	373	7415	629	7620	858	7724	086	776	256	7753	2,95
3,00	2,134	0,7114	2,419	0,7442	2,675	0,7644	2,905	0,7746	3,111	0,778	3,303	0,7773	3,00

b ₀	Характеристики модели												b _s
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
2,00	2,557	0,7305	2,731	0,7284	2,902	0,7257	3,069	0,7221	3,234	0,7187	3,559	0,7118	2,00
05	603	7332	777	7308	948	7279	114	7243	279	7207	604	7137	05
10	648	7355	823	7331	994	7302	160	7264	325	7228	650	7155	10
15	694	7381	869	7355	3,039	7323	208	7291	370	7247	695	7173	15
20	740	7406	915	7379	086	7347	251	7306	416	7268	740	7192	20
25	786	7429	961	7401	133	7372	297	7326	461	7287	785	7210	25
30	832	7452	3,007	7423	177	7387	342	7346	508	7309	831	7228	30
35	878	7476	053	7445	225	7413	388	7366	552	7324	876	7245	35
40	925	7499	099	7467	272	7436	434	7386	599	7344	922	7262	40
45	971	7521	145	7487	317	7454	480	7405	644	7362	967	7279	45
50	3,017	0,7542	191	0,7508	3,364	0,7476	3,526	0,7424	690	0,7380	4,013	0,7296	50
55	064	7564	237	7528	407	7489	572	7442	736	7398	058	7313	55
60	110	7586	284	7549	457	7515	619	7461	782	7416	104	7329	60
65	157	7606	330	7568	503	7533	665	7479	829	7435	150	7345	65
70	203	7626	377	7588	549	7551	711	7497	874	7450	196	7361	70
75	250	7647	423	7607	592	7563	757	7514	920	7467	242	7377	75
80	297	7667	470	7626	639	7581	804	7532	966	7484	288	7392	80
85	344	7686	517	7645	685	7599	850	7549	4,014	7502	334	7407	85
90	390	7704	563	7662	732	7616	896	7565	059	7517	380	7422	90
95	437	7723	610	7680	778	7633	943	7582	105	7532	426	7437	95
3,00	3,484	0,7742	3,657	0,7698	3,805	0,7651	3,989	0,7599	4,152	0,7549	4,472	0,7453	3,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
3 00	2,134	0,7114	2,419	0,7442	2,675	0,7644	2,905	0,7746	3,111	0,778	3,303	0,7773	3,00
05	179	7144	465	7470	722	7669	952	7768	159	780	351	7791	05
10	225	7174	511	7496	769	7692	999	7789	208	782	398	7810	10
15	270	7205	557	7522	816	7715	3046	7710	253	784	445	7828	15
20	315	7235	604	7547	863	7737	093	7831	302	786	492	7847	20
25	361	7263	650	7573	910	7759	140	7850	347	788	539	7864	25
30	406	7291	697	7597	2957	7781	188	7870	397	790	586	7881	30
35	452	7318	743	7621	3004	7802	235	7890	443	791	634	7899	35
40	498	7346	790	7644	051	7824	282	7909	488	793	681	7916	40
45	544	7372	837	7667	098	7844	330	7927	535	794	729	7932	45
50	2,589	0,7397	884	0,7690	145	0,7863	3377	0,7945	3585	0,797	776	0,7949	50
55	635	7423	930	7712	193	7883	425	7964	633	798	823	7965	55
60	681	7448	2977	7733	240	7902	472	7982	680	800	871	7981	60
65	728	7472	3024	7754	287	7921	520	7999	728	802	918	7996	65
70	774	7496	071	7775	335	7940	567	8016	775	803	966	8012	70
75	820	7519	118	7795	382	7959	615	8033	823	805	4014	8027	75
80	866	7543	165	7816	430	7976	663	8050	871	806	061	8042	80
85	913	7565	212	7835	477	7994	710	8066	919	808	109	8057	85
90	2,959	7587	260	7855	525	8011	758	8081	3966	809	157	8071	90
3,95	3,006	7609	307	7874	572	8028	806	8097	4014	811	205	8085	3,95
4,00	3,052	0,7631	3354	0,7892	3620	0,8045	3854	0,8113	4062	0,812	4252	0,8100	4,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2,25		m=2 50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
3,00	3,484	0,7742	3657	0,7698	3825	0,7651	3989	0,7599	4152	0,7549	4472	0,7453	3,00
05	531	7760	704	7715	872	7667	4036	7615	198	7564	518	7467	05
10	578	7778	751	7732	919	7684	083	7631	245	7580	564	7482	10
15	625	7795	797	7749	965	7700	129	7647	291	7594	610	7496	15
20	672	7813	844	7766	4012	7716	176	7662	337	7609	657	7511	20
25	719	7830	891	7783	059	7732	222	7677	384	7625	703	7524	25
30	767	7846	939	7799	106	7747	269	7692	431	7639	749	7538	30
35	814	7863	986	7815	153	7763	316	7707	478	7654	796	7552	35
40	861	7880	4033	7831	200	7778	363	7722	524	7668	842	7566	40
45	908	7895	080	7846	247	7793	410	7737	571	7683	889	7579	45
50	956	0,7911	127	0,7861	294	0,7808	457	0,7751	618	0,7696	935	0,7592	50
55	4 003	7926	174	7876	341	7822	504	7765	666	7711	982	7605	55
60	050	7942	222	7891	389	7837	551	7779	712	7724	5028	7618	60
65	098	7957	269	7905	436	7851	598	7793	758	7737	075	7631	65
70	145	7971	317	7920	483	7865	645	7807	806	7751	122	7644	70
75	193	7986	364	7934	530	7879	692	7820	852	7764	168	7656	75
80	240	8001	411	7948	578	7892	739	7833	899	7777	215	7669	80
85	288	8015	459	7962	625	7906	787	7847	997	7790	261	7681	85
90	336	8029	506	7975	672	7919	834	7860	993	7802	308	7693	90
3,95	383	8043	554	7989	720	7932	881	7873	5011	7815	355	7705	3,95
4,00	4,431	0,8056	4601	0,8002	4767	0,7945	4928	0,7885	5088	0,7828	5402	0,7717	4,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
4 00	3,052	0,7631	3 ³⁵⁴	0,7892	3 ⁶²⁰	0,8045	3 ⁸⁵⁴	0,8113	4 ⁰⁶²	0,812	4 ²⁵²	0,8100	4,00
05	099	7652	401	7910	668	8062	902	8128	110	814	300	8113	05
10	146	7672	449	7928	716	8078	949	8143	157	815	348	8127	10
15	193	7693	496	7946	763	8093	997	8158	205	817	396	8140	15
20	239	7713	544	7964	811	8109	4 ⁰⁴⁵	8172	254	818	444	8154	20
25	286	7732	591	7981	859	8125	093	8186	302	819	492	8167	25
30	333	7751	639	7997	907	8140	141	8200	350	821	540	8180	30
35	380	7770	686	8014	3 ⁹⁵⁵	8154	189	8214	398	822	588	8192	35
40	427	7790	734	8030	4 ⁰⁰³	8169	237	8228	446	823	636	8205	40
45	474	7807	782	8046	051	8185	286	8241	493	824	684	8217	45
50	3,522	0,7825	829	0,8062	099	0,8198	4 ³³⁴	0,8254	4 ⁵⁴²	826	732	0,8229	50
55	569	7843	877	8077	147	8212	382	8268	590	827	780	8241	55
60	616	7861	925	8093	195	8225	430	8281	638	828	828	8253	60
65	663	7878	3 ⁹⁷³	8107	243	8239	478	8293	687	829	876	8265	65
70	711	7894	4 ⁰²¹	8122	291	8252	527	8305	735	831	925	8276	70
75	758	7911	068	8137	340	8266	575	8318	783	832	973	8288	75
80	805	7928	116	8151	387	8278	623	8330	832	833	5 ⁰²¹	8299	80
85	853	7943	164	8165	436	8291	671	8342	880	834	069	8310	85
90	900	7959	212	8179	484	8304	720	8353	928	835	117	8321	90
4,95	948	7975	260	8193	532	8317	768	8365	4 ⁹⁷⁷	836	166	8332	4,95
5,00	3,995	0,7991	4 ³⁰⁸	0,8206	4 ⁵⁸⁰	0,8328	4 ⁸¹⁶	0,8377	5 ⁰²⁵	0,837	5 ²¹⁴	0,8343	5,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
4 00	4,431	0,8056	4 ⁶⁰¹	0,8002	4 ⁷⁶⁷	0,7945	4 ⁹²⁸	0,7885	5 ⁰⁸⁸	0,7828	5 ⁴⁰²	0,7717	4,00
05	479	8070	649	8015	815	7958	976	7898	135	7840	449	7729	05
10	527	8083	697	8028	862	7971	5 ⁰²³	7910	182	7852	496	7740	10
15	574	8096	744	8041	910	7983	070	7922	230	7864	543	7752	15
20	622	8109	792	8054	957	7995	118	7935	277	7876	590	7764	20
25	670	8122	840	8066	5 ⁰⁰⁵	8007	165	7946	324	7887	637	7775	25
30	718	8134	888	8078	052	8020	212	7958	371	7899	684	7786	30
35	766	8147	935	8090	100	8031	260	7970	419	7911	731	7797	35
40	814	8159	983	8103	148	8043	307	7981	465	7921	778	7808	40
45	862	8171	5 ⁰³¹	8114	195	8055	355	7993	513	7933	825	7819	45
50	910	0,8183	079	0,8126	243	0,8066	5 ⁴⁰³	0,8004	5 ⁵⁶¹	0,7944	872	0,7830	50
55	958	8194	127	8137	291	8078	450	8015	608	7955	920	7840	55
60	5 006	8206	175	8149	339	8089	498	8026	656	7966	967	8751	60
65	054	8217	223	8160	387	8100	546	8037	704	7978	6 ⁰¹⁴	7861	65
70	102	8229	271	8171	434	8111	593	8048	751	7988	061	7872	70
75	150	8240	319	8182	482	8122	641	8059	799	7998	109	7882	75
80	198	8251	367	8193	530	8132	689	8070	847	8009	156	7892	80
85	246	8262	415	8204	578	8143	737	8080	893	8018	203	7902	85
90	295	8272	463	8214	626	8154	784	8090	941	8029	251	7912	90
4,95	343	8283	511	8225	674	8164	832	8100	989	8039	298	7922	4,95
5,00	5,391	0,8294	5 ⁵⁵⁹	0,8235	5 ⁷²²	0,8174	5 ⁸⁸⁰	0,8110	6 ⁰³⁷	0,8049	6 ³⁴⁵	0,7932	5,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
5,00	3,995	0,7991	4,308	0,8206	4,580	0,8328	4,816	0,8377	5,025	0,837	5,214	0,8343	5,00
05	4,043	8005	356	8220	628	8340	865	8388	073	839	262	8353	05
10	091	8020	405	8233	677	8352	913	8399	122	840	311	8363	10
15	138	8035	453	8246	725	8363	962	8410	170	841	359	8374	15
20	186	8050	501	8259	774	8375	5010	8421	218	842	408	8384	20
25	234	8064	549	8271	822	8387	059	8431	267	843	456	8394	25
30	281	8077	597	8283	871	8398	107	8442	316	844	504	8403	30
35	329	8091	645	8295	919	8409	156	8452	364	845	553	8413	35
40	377	8105	694	8307	4968	8420	204	8462	413	846	601	8423	40
45	425	8118	742	8319	5016	8431	253	8472	462	847	650	8432	45
50	4,4730	8132	790	0,8331	0,65	0,8441	5302	0,8482	5511	0,848	698	8442	50
55	520	8145	838	8342	113	8452	350	8492	559	849	747	8451	55
60	568	8158	887	8354	162	8462	399	8502	607	850	796	8461	60
65	616	8170	935	8365	210	8472	447	8511	656	851	844	8470	65
70	664	8183	4984	8376	259	8482	496	8521	705	852	893	8479	70
75	712	8195	5032	8387	308	8493	545	8530	754	852	941	8487	75
80	760	8208	080	8398	356	8502	593	8540	802	853	990	8496	80
85	808	8219	129	8408	405	8512	642	8549	851	854	6039	8505	85
90	857	8231	177	8419	453	8521	691	8558	899	855	087	8513	90
5,95	905	8243	226	8429	502	8531	740	8566	948	856	136	8522	5,95
6,00	4,953	0,8255	5274	0,8439	5551	0,8540	5788	0,8575	5997	0,857	6185	0,8530	6,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
5,00	5,391	0,8294	5559	0,8235	5722	0,8174	5880	0,8110	6037	0,8049	6345	0,7932	5,00
05	440	8304	607	8245	770	8184	928	8120	084	8059	393	7941	05
10	488	8314	655	8255	818	8194	976	8130	132	8069	440	7951	10
15	536	8324	703	8265	866	8204	6024	8140	180	8079	488	7960	15
20	584	8334	751	8275	914	8214	072	8150	228	8088	535	7970	20
25	632	8344	800	8285	962	8223	119	8159	276	8098	583	7979	25
30	681	8354	848	8295	6010	8233	168	8169	323	8107	630	7988	30
35	729	8363	896	8304	058	8242	215	8178	371	8116	678	7997	35
40	778	8373	944	8314	106	8252	263	8187	419	8125	725	8006	40
45	826	8382	993	8323	154	8261	312	8197	467	8135	773	8015	45
50	874	0,8392	6041	0,8332	202	0,8270	360	0,8206	6515	0,8144	821	0,8024	50
55	923	8401	089	8341	251	8279	408	8215	562	8152	868	8033	55
60	971	8410	138	8350	300	8289	456	8224	610	8161	916	8042	60
65	6020	8419	186	8359	347	8297	503	8232	659	8170	964	8050	65
70	068	8428	234	8367	396	8306	552	8241	708	8180	7011	8059	70
75	117	8437	283	8376	444	8315	600	8250	755	8189	059	8067	75
80	165	8445	331	8384	487	8317	648	8259	803	8197	107	8076	80
85	214	8454	380	8393	540	8331	697	8268	850	8204	155	8084	85
90	262	8462	428	8402	586	8337	746	8277	898	8212	202	8092	90
5,95	311	8471	477	8411	634	8345	793	8284	948	8221	250	8101	5,95
6,00	6,359	0,8479	6525	0,8419	6685	0,8357	6841	0,8292	6995	0,8230	7298	0,8109	6,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
6,00	4,953	0,8255	5,274	0,8439	5,551	0,8540	6,788	0,8575	5,997	0,8570	6,185	0,8530	6,00
05	5 001	8266	323	8449	600	8549	837	8584	6045	8575	233	8539	05
10	049	8277	371	8459	648	8558	886	8592	094	8583	282	8547	10
15	097	8288	420	8469	697	8567	935	8601	143	8592	331	8555	15
20	146	8299	469	8478	745	8575	983	8609	192	8600	379	8563	20
25	194	8310	517	8488	794	8584	6032	8617	241	8608	428	8571	25
30	242	8321	566	8497	843	8593	081	8626	290	8616	477	8578	30
35	290	8331	614	8506	892	8601	130	8634	339	8624	526	8586	35
40	339	8342	663	8516	941	8610	179	8642	387	8631	574	8594	40
45	387	8352	712	8525	5990	8619	228	8650	436	8639	623	8601	45
50	5,435	0,8362	760	0,8534	6039	0,8627	6277	0,8657	6484	0,8646	672	0,8609	50
55	484	8372	809	8542	088	8635	326	8665	534	8654	721	8616	55
60	532	8382	858	8551	136	8643	374	8673	582	8661	770	8624	60
65	581	8392	906	8560	185	8651	423	8680	631	8668	819	8631	65
70	629	8401	5955	8569	234	8659	472	8688	680	8676	867	8638	70
75	678	8411	6004	8577	283	8666	521	8695	729	8683	916	8645	75
80	726	8421	053	8586	331	8673	570	8702	778	8690	965	8653	80
85	775	8430	102	8594	380	8680	619	8709	827	8697	7014	8659	85
90	823	8439	150	8602	428	8686	668	8717	876	8704	063	8666	90
6,95	872	8448	199	8310	479	8697	717	8724	925	8711	112	8673	6,95
7,00	5,920	0,8458	6248	0,8618	6526	0,8701	6766	0,8731	6974	0,8718	7161	0,8680	7,00

b ₀	Характеристики модели												b ₀
	m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
6,00	6,359	0,8479	6525	0,8419	6685	0,8357	7841	0,8292	6995	0,8230	7298	0,8109	6,00
05	408	8487	573	8427	734	8366	889	8300	7043	8237	346	8117	05
10	457	8495	622	8435	782	8373	937	8308	091	8245	394	8125	10
15	505	8503	671	8443	831	8381	985	8316	139	8253	442	8133	15
20	554	8512	719	8452	879	8389	7034	8324	188	8262	490	8141	20
25	603	8519	768	8459	927	8397	082	8332	236	8270	538	8149	25
30	651	8527	816	8467	976	8405	131	8340	284	8277	586	8156	30
35	700	8535	865	8475	7024	8412	179	8348	331	8284	633	8164	35
40	749	8542	913	8482	073	8420	227	8355	380	8292	681	8172	40
45	797	8550	962	8490	121	8428	276	8363	428	8300	729	8179	45
50	846	0,8557	7011	0,8497	170	0,8435	324	0,8370	474	0,8308	777	0,8187	50
55	895	8565	059	8504	219	8443	373	8378	525	8315	825	8194	55
60	944	8572	108	8512	267	8450	421	8385	573	8322	873	8201	60
65	992	8579	156	8519	315	8457	469	8392	621	8329	921	8209	65
70	7 041	8587	205	8526	364	8464	517	8399	670	8337	970	8216	70
75	090	8594	254	8533	413	8472	566	8407	718	8344	8018	8223	75
80	139	8601	302	8541	461	8479	615	8414	766	8351	066	8230	80
85	188	8608	351	8548	510	8486	663	8421	815	8358	114	8237	85
90	236	8615	400	8554	558	8492	712	8428	863	8365	162	8244	90
6,95	285	8621	449	8561	607	8499	760	8435	911	8372	210	8251	6,95
7,00	7,334	0,8628	7497	0,8568	7656	0,8506	7809	0,8442	7960	0,8379	8258	0,8258	7,00

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
7,00	5,920	0,8458	6,248	0,8618	6,526	0,8701	6,766	0,8731	6,974	0,8718	7,161	0,8680	7,00	
05	969	8466	297	8626	576	8710	815	8737	7,024	8725	210	8686	05	
10	6 017	8475	346	8634	626	8718	864	8744	073	8732	259	8693	10	
15	066	8483	395	8641	675	8725	913	8751	121	8738	308	8700	15	
20	114	8492	443	8649	724	8732	962	8758	170	8744	357	8706	20	
25	163	8500	492	8656	773	8739	7,011	8764	220	8751	406	8713	25	
30	212	8509	541	8664	822	8746	061	8771	268	8757	455	8719	30	
35	260	8517	590	8671	870	8752	110	8777	318	8764	504	8725	35	
40	309	8526	639	8679	920	8759	159	8784	367	8770	553	8731	40	
45	358	8534	688	8686	6,969	8766	208	8890	416	8776	602	8738	45	
50	6,407	0,8542	737	0,8693	7,018	0,8773	7,257	0,8796	7,463	0,8782	651	0,8744	50	
55	455	8550	786	8700	067	8779	306	8802	514	8788	700	8750	55	
60	504	8558	835	8707	116	8785	355	8809	563	8794	749	8756	60	
65	553	8565	884	8714	165	8792	404	8815	612	8800	798	8762	65	
70	601	8573	933	8721	214	8798	453	8821	661	8806	847	8767	70	
75	650	8580	6,982	8727	264	8805	503	8826	710	8812	896	8773	75	
80	699	8588	7,031	8734	313	8811	552	8833	759	8817	945	8779	80	
85	748	8595	080	8741	363	8818	601	8838	808	8823	994	8785	85	
90	797	8603	129	8747	410	8822	650	8844	858	8829	8,043	8790	90	
7,95	845	8610	178	8754	460	8829	699	8850	906	8834	092	8796	7,95	
8,00	6,894	0,8618	7,227	0,8760	7,509	0,8834	7,749	0,8855	7,656	0,8840	8,141	0,8802	8,00	

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
7 00	7,334	0,8628	7,497	0,8568	7,656	0,8506	7,809	0,8442	7,960	0,8379	8,258	0,8258	7,00	
05	388	8635	546	8575	704	8513	858	8449	8,009	8386	306	8265	05	
10	432	8641	595	8581	753	8520	905	8455	057	8393	354	8272	10	
15	481	8648	644	8588	802	8527	954	8462	106	8400	403	8278	15	
20	530	8655	692	8595	850	8533	8,003	8469	154	8406	451	8285	20	
25	579	8661	741	8601	899	8539	051	8475	202	8412	499	8292	25	
30	628	8667	790	8607	948	8546	100	8482	251	8419	547	8298	30	
35	677	8674	839	8614	995	8551	148	8488	299	8425	596	8305	35	
40	725	8680	888	8620	8,045	8559	198	8495	348	8432	644	8311	40	
45	774	8686	937	8626	094	8564	246	8501	397	8439	692	8318	45	
50	823	0,8692	985	0,8632	142	0,8570	294	0,8507	445	0,8445	740	0,8324	50	
55	872	8698	8,034	8639	191	8577	343	8513	492	8451	789	8331	55	
60	921	8704	083	8645	240	8584	391	8519	542	8457	837	8337	60	
65	970	8710	132	8651	289	8590	441	8526	590	8463	885	8343	65	
70	8,019	8716	181	8657	338	8596	489	8532	639	8469	934	8349	70	
75	068	8722	230	8662	386	8601	538	8538	687	8475	982	8355	75	
80	117	8728	279	8668	435	8607	587	8544	735	8481	9,030	8361	80	
85	166	8734	328	8674	484	8613	636	8550	784	8487	079	8367	85	
90	215	8739	377	8680	533	8619	684	8556	833	8493	127	8373	90	
7,95	264	8745	426	8686	582	8625	732	8561	882	8499	176	8379	7,95	
8,00	8,313	0,8750	8,475	0,8692	8,631	0,8631	8,781	0,8567	8,931	0,8505	9,224	0,8385	8,00	

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
8,00	6,894	0,8618	7 ₂₂₇	0,8760	7 ₅₀₉	0,8834	7 ₇₄₉	0,8855	7 ₉₅₆	0,8840	8 ₁₄₁	0,8802	8,00	
05	943	8625	276	8766	558	8840	798	8861	8 ₀₀₅	8845	191	8807	05	
10	992	8632	325	8773	607	8846	847	8866	054	8851	240	8812	10	
15	7 041	8639	374	8779	656	8851	896	8872	104	8857	289	8818	15	
20	089	8646	423	8785	706	8857	945	8877	153	8862	338	8823	20	
25	138	8652	473	8791	755	8863	995	8883	202	8867	387	8829	25	
30	187	8659	522	8797	805	8869	8 ₀₄₄	8888	251	8872	436	8834	30	
35	235	8666	571	8803	853	8874	093	8893	300	8877	486	8839	35	
40	235	8673	620	8809	903	8880	142	8899	349	8882	535	8844	40	
45	334	8679	669	8815	7 ₉₅₃	8886	192	8904	399	8888	584	8849	45	
50	7,383	0,8686	718	0,8821	8 ₀₀₂	0,8891	8 ₂₄₁	0,8909	8 ₄₄₉	0,8893	8 ₆₃₃	0,8855	50	
55	432	8692	767	8826	051	8896	290	8914	498	8898	683	8860	55	
60	481	8699	816	8832	100	8901	339	8919	547	8903	732	8865	60	
65	530	8705	866	8838	149	8906	389	8924	596	8908	781	8870	65	
70	579	8711	915	8843	199	8912	438	8929	646	8913	830	8874	70	
75	628	8717	7 ₉₆₄	8849	248	8917	487	8934	694	8917	879	8879	75	
80	677	8724	8 ₀₁₃	8854	297	8922	537	8939	744	8922	929	8884	80	
85	726	8730	062	8860	346	8926	586	8944	793	8927	978	8889	85	
90	775	8736	112	8865	395	8931	935	8948	843	8932	9 ₀₂₇	8893	90	
8,95	824	8742	161	8870	445	8937	685	8952	892	8937	076	8898	8,95	
9,00	7,873	0,8748	8 ₂₁₀	0,8876	8 ₄₉₅	0,8942	8 ₇₃₄	0,8958	8 ₉₄₂	0,8942	9 ₁₂₅	0,8903	9,00	

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
8,00	8,313	0,8750	8 ₄₇₅	0,8692	8 ₆₃₁	0,8631	8 ₇₈₁	0,8567	8 ₉₃₁	0,8505	9 ₂₂₄	0,8385	8,00	
05	362	8756	524	8697	680	8636	830	8573	979	8511	272	8391	05	
10	411	8761	572	8703	728	8642	879	8579	9 ₀₂₈	8517	321	8397	10	
15	460	8767	621	8708	777	8647	928	8585	077	8523	369	8403	15	
20	509	8772	670	8714	826	8653	977	8590	125	8528	418	8408	20	
25	558	8778	719	8719	875	8659	9 ₀₂₅	8595	173	8533	466	8414	25	
30	607	8783	768	8724	924	8664	074	8601	222	8539	515	8420	30	
35	657	8788	817	8730	973	8669	122	8606	270	8544	563	8426	35	
40	706	8794	866	8735	9 ₀₂₂	8675	172	8612	320	8549	612	8431	40	
45	755	8799	915	8740	071	8680	220	8617	369	8555	660	8437	45	
50	804	0,8804	964	0,8746	120	0,8685	270	0,8623	417	0,8561	709	0,8442	50	
55	853	8809	9 ₀₁₃	8751	169	8691	318	8628	466	8567	757	8447	55	
60	902	8814	062	8756	218	8696	367	8633	515	8572	806	8453	60	
65	951	8819	112	8761	266	8701	417	8639	563	8577	854	8458	65	
70	9 ₀₀₁	8824	161	8766	315	8706	465	8644	613	8583	903	8464	70	
75	050	8829	210	8771	364	8711	514	8649	661	8588	951	8469	75	
80	099	8834	259	8776	413	8716	563	8654	710	8593	10 ₀₀₀	8475	80	
85	148	8839	308	8781	462	8721	611	8659	759	8598	049	8480	85	
90	197	8843	357	8786	511	8726	660	8664	808	8603	097	8485	90	
8,95	246	8848	406	8790	560	8731	709	8669	856	8608	146	8490	8,95	
9,00	9,295	0,8853	9 ₄₅₅	0,8795	9 ₆₁	0,8736	9 ₇₅₈	0,8674	9 ₅₀₅	0,8613	10 ₁₉₄	0,8495	9,00	

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=0.00		m=0.25		m=0.50		m=0.75		m=1.00		m=1.25		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
9,00	7,873	0,8748	8 ₂₁₀	0,8876	8 ₄₉₅	0,8942	8 ₇₃₄	0,8958	8 ₉₄₂	0,8942	9 ₁₂₅	0,8903	9,00	
05	922	8754	259	8881	541	8946	783	8962	991	8946	175	8907	05	
10	971	8759	309	8886	593	8951	833	8967	9 ₀₄₁	8951	224	8912	10	
15	8,020	8765	359	8891	642	8955	882	8972	089	8955	273	8916	15	
20	069	8771	407	8896	691	8960	931	8976	138	8959	323	8921	20	
25	118	8776	456	8901	741	8965	981	8981	188	8964	372	8925	25	
30	167	8782	506	8906	791	8970	9 ₀₃₀	8985	237	8968	421	8930	30	
35	216	8788	555	8911	839	8974	079	8989	286	8972	470	8934	35	
40	266	8793	604	8916	889	8979	129	8994	336	8977	520	8939	40	
45	315	8799	653	8921	938	8983	178	8998	385	8981	569	8943	45	
50	8,364	0,8804	703	0,8926	9 ₉₈₈	0,8988	9 ₂₂₇	0,9002	9 ₄₃₄	0,8985	9 ₆₁₈	0,8947	50	
55	413	8809	752	8931	9 ₀₃₇	8992	277	9007	483	8989	668	8951	55	
60	462	8815	801	8935	086	8996	326	9011	534	8994	717	8956	60	
65	511	8820	851	8940	135	9000	376	9015	583	8998	766	8960	65	
70	560	8825	900	8945	185	9005	425	9019	632	9002	816	8964	70	
75	610	8830	949	8949	234	9009	474	9023	681	9006	865	8969	75	
80	959	8835	9 ₉₈	8954	283	9013	524	9027	731	9010	914	8972	80	
85	708	8840	9 ₀₄₈	8958	332	9017	573	9031	780	9014	964	8976	85	
90	757	8845	097	8963	381	9020	623	9035	829	9018	10 ₀₁₃	8980	90	
9,95	806	8850	147	8967	431	9025	672	9039	879	9022	062	8984	9,95	
10,00	8,855	0,8855	9 ₁₉₆	0,8971	9 ₄₈₁	0,9030	9 ₇₂₂	0,9043	9 ₉₂₉	0,9026	10 ₁₁₂	0,8988	10,00	

b ₀		Характеристики модели												b ₀
		m=1.50		m=1.75		m=2.00		m=2.25		m=2.50		m=3.00		
		Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	
9,00	9,295	0,8853	9 ₄₅₅	0,8795	9 ₆₁₀	0,8736	9 ₇₅₈	0,8674	9 ₉₀₅	0,8613	10 ₁₉₄	0,8495	9,00	
05	345	8857	504	8800	659	8741	807	8679	954	8618	243	8500	05	
10	394	8862	554	8805	707	8745	856	8684	10 ₀₀₃	8623	292	8505	10	
15	443	8866	603	8810	756	8750	905	8689	052	8628	340	8510	15	
20	492	8871	652	8814	806	8755	953	8693	101	8633	389	8516	20	
25	542	8876	701	8819	855	8760	10 ₀₀₃	8698	150	8638	438	8520	25	
30	591	8880	750	8823	904	8764	052	8703	199	8643	486	8525	30	
35	640	8885	799	8828	953	8769	101	8708	248	8648	535	8530	35	
40	689	8889	848	8832	10 ₀₀₂	8774	149	8712	297	8653	584	8535	40	
45	739	8893	898	8837	051	8778	199	8717	346	8658	633	8540	45	
50	788	0,8897	947	0,8841	100	0,8782	248	0,8722	394	0,8662	681	0,8545	50	
55	837	8901	996	8846	149	8787	297	8726	442	8666	730	8550	55	
60	886	8905	10 ₀₄₅	8850	198	8792	346	8731	491	8670	779	8555	60	
65	936	8909	094	8854	247	8796	395	8735	540	8675	828	8559	65	
70	985	8912	144	8859	296	8800	444	8740	588	8679	876	8564	70	
75	10,034	8916	193	8863	346	8805	493	8744	638	8683	925	8569	75	
80	080	8920	242	8867	395	8809	541	8748	687	8687	974	8573	80	
85	133	8925	291	8871	444	8813	591	8753	736	8692	11 ₀₂₃	8578	85	
90	182	8929	340	8876	493	8818	639	8757	784	8696	071	8582	90	
9,95	231	8934	390	8880	542	8822	690	8762	834	8702	120	8587	9,95	
10,00	10,280	0,8939	10 ₄₃₉	0,8884	10 ₅₉₁	0,8826	10 ₇₃₈	0,8766	10 ₈₈₃	0,8707	11 ₁₆₉	0,8592	10,00	

B ₀	Характеристики модели									
	m=0,00		m=0,50		m=0,75		m=1,00		m=1,25	
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀
10,00	8,86	0,886	9,48	0,903	9,72	0,904	9,93	0,903	10,11	0,899
50	9,35	0,890	9,98	0,907	10,22	0,908	10,38	0,906	10,61	0,903
11,00	9,84	0,895	10,52	0,911	10,71	0,912	10,92	0,910	11,10	0,906
50	10,33	0,899	10,97	0,914	11,21	0,915	11,42	0,913	11,60	0,909
12,00	10,83	0,902	11,46	0,917	11,70	0,918	11,91	0,916	12,09	0,912
50	11,32	0,906	11,96	0,920	12,20	0,921	12,41	0,919	12,59	0,915
13,00	11,82	0,909	12,45	0,923	12,69	0,923	12,90	0,922	13,08	0,918
50	12,31	0,912	12,95	0,925	13,19	0,926	13,40	0,924	13,58	0,921
14,00	12,81	0,915	13,45	0,928	13,69	0,928	13,89	0,926	14,07	0,923
50	13,31	0,918	13,94	0,930	14,19	0,930	14,39	0,928	14,57	0,925
15,00	13,80	0,920	14,44	0,932	14,67	0,932	14,89	0,930	15,06	0,927
50	14,30	0,922	14,94	0,934	15,18	0,934	15,39	0,932	15,56	0,929
16,00	14,80	0,925	15,43	0,936	15,67	0,936	15,88	0,934	16,06	0,931
50	15,29	0,927	15,93	0,937	16,17	0,938	16,38	0,936	16,56	0,933
17,00	15,78	0,929	16,43	0,939	16,67	0,939	16,88	0,938	17,05	0,935
50	16,28	0,930	16,93	0,940	17,17	0,941	17,37	0,939	17,57	0,936
18,00	16,78	0,932	17,43	0,942	17,67	0,942	17,87	0,941	18,05	0,938
50	17,29	0,934	17,92	0,943	18,17	0,944	18,37	0,942	18,55	0,939
19,00	17,77	0,935	18,42	0,945	18,66	0,945	18,87	0,943	19,05	0,941
50	18,27	0,937	18,92	0,946	19,16	0,946	19,37	0,945	19,54	0,942
20,00	18,77	0,938	19,42	0,947	19,66	0,948	19,86	0,946	20,05	0,943

B ₀	Характеристики модели									
	m=1,50		m=1,75		m=2,00		m=2,50		m=3,00	
	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀	Q ₀	V ₀
10,28	0,894	10,44	0,888	10,53	0,883	10,88	0,871	11,17	0,851	
10,78	0,898	10,93	0,892	11,09	0,887	11,37	0,875	11,66	0,863	
11,27	0,901	11,43	0,896	11,58	0,890	11,87	0,879	12,15	0,861	
11,76	0,905	11,93	0,900	12,07	0,894	12,36	0,883	12,61	0,871	
12,26	0,908	12,42	0,903	12,58	0,897	12,85	0,886	13,13	0,873	
12,75	0,911	12,91	0,906	13,06	0,900	13,34	0,889	13,62	0,871	
13,25	0,914	13,40	0,909	13,55	0,903	13,83	0,892	14,11	0,882	
13,74	0,916	13,90	0,911	14,05	0,906	14,33	0,895	14,60	0,885	
14,22	0,917	14,39	0,914	14,54	0,908	14,82	0,898	15,09	0,888	
14,73	0,920	14,89	0,916	15,04	0,911	15,32	0,901	15,59	0,891	
15,23	0,923	15,38	0,918	15,53	0,914	15,81	0,903	16,08	0,893	
15,73	0,925	15,88	0,921	16,03	0,916	16,30	0,906	16,57	0,896	
16,23	0,927	16,38	0,923	16,52	0,918	16,80	0,908	17,07	0,898	
16,72	0,929	16,88	0,925	17,02	0,920	17,29	0,910	17,56	0,900	
17,22	0,931	17,37	0,927	17,51	0,922	17,79	0,912	18,05	0,903	
17,72	0,933	17,87	0,928	18,02	0,924	18,28	0,914	18,55	0,905	
18,21	0,934	18,36	0,930	18,51	0,925	18,78	0,916	19,04	0,907	
18,71	0,935	18,86	0,931	19,00	0,927	19,27	0,918	19,53	0,909	
19,21	0,937	19,36	0,932	19,50	0,929	19,77	0,919	20,03	0,911	
19,70	0,938	19,86	0,934	20,00	0,930	20,27	0,921	20,53	0,912	
20,20	0,940	20,36	0,936	20,50	0,932	20,76	0,923	21,02	0,914	

ТАБЛИЦА IV

гидравлически наиболее выгодного профиля

m	b ₀ '	1/Q ₀ '	v ₀ '	1.143 1/Q ₀ '	0.6285 1/Q ₀ '	m
0	2,000	0,796	0,6285	0,910	0,500	0
0,25	1,562	0,878	"	1,004	0,552	0,25
0,50	1,236	0,917	"	1,048	0,576	0,50
0,75	1,000	0,909	"	1,039	0,571	0,75
1,00	0,828	0,870	"	0,994	0,547	1,00
1,25	0,702	0,815	"	0,932	0,512	1,25
1,50	0,606	0,756	"	0,864	0,475	1,50
1,75	0,532	0,697	"	0,797	0,438	1,75
2,00	0,472	0,644	"	0,736	0,405	2,00
2,25	0,424	0,595	"	0,680	0,374	2,25
2,50	0,385	0,552	"	0,631	0,347	2,50
3,00	0,325	0,479	"	0,547	0,301	3,00

ОГЛАВЛЕНИЕ

От автора	стр. 3
Введение	
Предмет гидравлики. Реальная и идеальная жидкость	5—6
Глава I. Гидростатика	
§ 1. Общие положения гидростатики и расчет давления на горизонтальную плоскость. Гидростатическое давление и его свойства. Гидростатическое давление в разных точках. Давление жидкости на горизонтальную плоскость. Задачи № 1—11	17—18
§ 2. Расчет давления на плоские и цилиндрические поверхности, произвольно ориентированные. Давление на плоскую боковую стенку. Задачи № 12—16. Давление на криволинейные поверхности. Давление на цилиндрические поверхности. Задачи № 17—19	19—29
§ 3. Определение точки приложения равнодействующей давления на стенки. Центр давления. Типичные случаи давления. Задачи № 20—29	30—40
Глава II. Гидродинамика. Уравнение Бернулли.	
Рассматриваемые виды движения жидкости	41—43
§ 1. Установившееся движение идеальной жидкости Уравнение Бернулли для элементарной струйки идеальной жидкости. Сущность уравнения Бернулли. Графическое изображение уравнения Бернулли. Задачи № 30—32	43—51
§ 2. Установившееся движение реальной жидкости. Особенности движения реальной жидкости. Режим движения. Число и критерий Рейнольдса. Уравнение Бернулли для струйки реальной жидкости. Уравнение Бернулли для целого потока	51—58
§ 3. Сопротивления движению. Путевые потери напора при равномерном движении жидкости. Задачи № 33—35. Местные сопротивления. Задачи № 36—42	58—75
Глава III. Движение жидкости с малыми гидравлическими сопротивлениями.	
§ 1. Истечение из отверстий в тонкой стенке, при постоянном напоре. Общие замечания. Скорость истечения из малых отверстий в тонкой стенке. Расход из малых отверстий в тонкой стенке. Различные виды сжатия струи. Опытные данные. Истечение из больших отверстий. Истечение под уровень. Задачи № 43—48	76—90
§ 2. Истечение в толстой стенке при постоянном напоре. Истечение в толстой стенке. Задачи № 49—54. Истечение через насадки. Наружный цилиндрический насадок Вентури. Конические насадки. Сводка расчетных данных. Задачи № 55—60	90—101

§ 3. Истечение из отверстий при переменном напоре.

Истечение при переменном напоре и постоянном притоке. Истечение при переменном напоре в атмосферу. Истечение при постоянном напоре под переменный уровень. Истечение при переменном напоре под переменный же уровень. Задачи № 61—65. 101-112

Глава IV. Истечение через водосливы

Основная классификация водосливов. 113-114

§ 1. Водослив с широким порогом.

Расчетное уравнение расхода водослива. Критическая глубина. Опытные данные. Затопление порога. Применение водослива с широким порогом. Задачи № 66—70. 115-126

§ 2. Водосливы в тонкой стенке.

Водосливы в тонкой стенке со свободной струей. Опытные данные. Затопленный водослив в тонкой стенке. Влияние бокового сжатия. Форма струи. Косые и боковые водосливы. Практическое применение водослива в тонкой стенке. Задачи № 71—79. 126-139

§ 3. Водосливы практического профиля.

Общие соображения. Водосливы криволинейного профиля. Учет бокового сжатия струи. Учет затопления порога при практических профилях водосливов. Построение профиля водосливной грани плотин. Задачи № 82-90. 139-152

Глава V. Движение в трубах. Равномерное движение в трубопроводах.

§ 1. Расчетные формулы для вычисления сопротивлений при равномерном движении жидкости и их практическая оценка. Уравнение Шези. Эмпирические формулы и опытные данные. Формула Дарси. Формула Куттера. Формула Маннинга. Прочие формулы, применяемые при расчете трубопроводов. Выбор расчетной формулы для трубопроводов. 153-161

§ 2. Основные соотношения элементов трубопровода.

Модуль расхода. Удельное сопротивление трубопровода. Задачи № 89—92. Трубопровод из труб разных диаметров, последовательно соединенных. Параллельные соединения трубопроводов. Задачи № 93—101. Непрерывная раздача по пути и транзитный расход. Расчетные соотношения при непрерывной раздаче. Расчет трубопровода с транзитным расходом и одновременной непрерывной раздачей по пути. Задачи № 102—105. 161-181

§ 3. Расчет простых водопроводных сетей.

Расчет всасывающей линии водопровода. Расчет нагнетательной или напорной линии. Задачи № 106—109. Расчет простых распределительных водопроводных сетей. Магистральная линия разомкнутой распределительной водопроводной сети. Боковые ветви распределительной сети. Задачи № 110—113. Замкнутая или кольцевая водопроводная сеть. Задачи № 114—115, Уравнительные баки. Задачи № 116-118. 181-216

Глава VI. Каналы. Равномерное движение в каналах.

§ 1. Основные сведения для гидравлического расчета каналов.

Общие сведения. Расчетные уравнения скорости течения. Задача № 119. Расчетные уравнения расхода. Форма поперечного сечения. Условия гидравлически наивыгоднейшего профиля трапециoidalной формы. Сведения о допускаемых в каналах скоростях течения воды. Типы задач при расчете каналов. 217-229

§ 2. Гидравлический расчет каналов.

Определение расхода в заданном канале при известном наполнении. Задачи № 120—123. Определение наполнения в заданном канале.

Задачи № 124—125. Проектирование новых каналов заданной глубины. Задачи № 126—129. Проектирование новых каналов гидравлически наивыгоднейшего профиля. Задачи № 130—135. 230—241

§ 3. Гидравлический расчет каналов методом „абстрактной модели“.

Понятие абстрактной модели. Основные соотношения для абстрактной модели. Переход от абстрактной модели к реальному каналу. Гидравлический расчет каналов заданной глубины. Задачи № 136—142. Расчет каналов гидравлически наивыгоднейшего профиля. Задачи № 143—147. 241—253

§ 4. Гидравлический расчет каналов с учетом заданной скорости.

Расчет каналов Г. Н. П. с заданной скоростью. Задачи № 148—151. Расчет каналов отступающих от Г. Н. П., с заданной скоростью. Задачи № 152—160. Краткие сведения о расчетных уравнениях для естественных водотоков. Формулы: Линдбо и Германека. 253—265

Приложения.

Таблица I. Функции глубины наполнения канала. 267—278

Таблица II. Значения $N = \frac{n}{V i}$ 279—28

Таблица III. Скоростные и расходные характеристики модели каналов при различных откосах. 287—309

Таблица V. Гидравлически наивыгоднейшего профиля. 310

Ответственный редактор С. Г. Колеснев. Выпускающий Д. Смоленский. Тираж 2000. 19,5 п. листов. Печ. зн. в 1 п. листе 48000. Сдано в производство 3/VIII-1933 г. Подписано к печати 10/X-1935 г. Т.-л. из-ва „О. П.“ 1935 г. Зак. 3361. Омск, Обллит № 2688 от 3/VIII 1933 г.

W. B. E. P.