

Проф. Б. А. БАХМЕТЕВ

О РАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ В КАНАЛАХ И ТРУБАХ



**ЛЕНИНГРАД
1929**

Проф. Б. А. БАХМЕТЕВ

Шенников
1929/30

О РАВНОМЕРНОМ
ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ
В КАНАЛАХ И ТРУБАХ

13267-71

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА



ЛЕНИНГРАД
1929

Ленинградский Областлит № 22697.

Тираж 3200—16 л.

Заказ № 3958.

Государств. типография изд. «Ленинградская Правда», Ленинград, Социалистическая, 14.

ОТ РЕДАКЦИИ.

Предлагаемая читателю работа проф. Б. А. Бахметева „О равномерном движении жидкости в каналах и трубах“ была написана автором в дополнение к изданному им курсу гидравлики ¹⁾ еще в 1916 г., но по целому ряду непредвиденных обстоятельств не смогла появиться в печати до настоящего времени.

Точная и ясная постановка вопроса, талантливый анализ опытных формул и обилие практических примеров делают эту книгу и в настоящее время выдающимся руководством в области гидравлики труб и каналов.

При рассмотрении вопросов, связанных с равномерным движением в каналах и трубопроводах, автор базируется на предложенном им основном понятии о пропускной способности или модуле расхода русла; самое изложение отличается при этом исключительной ясностью и систематичностью.

Выбор расчетной формулы на основе анализа многочисленных опытных зависимостей, предложенных различными гидравликами, выяснение распределения скоростей в поперечном сечении потока и явление пульсации скорости, рассмотрение вопросов, связанных с движением воды как в трубопроводах, так и в открытых руслах, в частности, экономический расчет труб, каналов и их сетей—таково содержание настоящей книги.

В приложении 1 нами помещена до сих пор неопубликованная статья автора о незаияляющихся каналах; она содержит изложение формулы Кеннеди и дает новый метод для расчета незаияляющихся каналов.

С целью пополнить анализ опытных формул, данный проф. Б. А. Бахметевым, в приложении 2 помещена заметка о новой формуле для расчета каналов, любезно предоставленная проф. Н. Н. Павловским в распоряжение редакции.

В конце книги собраны таблицы и графики для облегчения расчетов. Здесь, помимо таблиц указанных автором (табл. I—VII) нами были добавлены заслуживающие внимания таблицы (VIII и IX) для подсчета приведенных скоростей в каналах при пользовании формулами Bazin'a

¹⁾ Проф. Б. А. Бахметев. Гидравлика, ч. I и II; СПб., 1913.

и Manning'a. Желание оттенить условность выбора расчетной формулы и расчетных коэффициентов шероховатости побудило нас заимствовать у King'a (Handbook of Hydraulics) таблицы значений коэффициентов шероховатости по Bazin'у (табл. X), по Ganguillet-Kutter'у и Mannin'у (табл. XI), таблицу (XII), для сравнения между собою коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'у, Mannin'у и Bazin'у, а также таблицу Scobey (табл. XIII) о коэффициенте шероховатости в каналах Северной Америки.

Во избежание недоразумений при чтении текста—просьба предвзительно исправить опечатки, помещенные в конце книги. Необходимо также иметь в виду, что автор измеряет давление в тоннах на кв. метр, а потому пьезометрическую высоту называет часто просто „давлением“, сумму же высот пьезометрической и геометрической над плоскостью сравнения—просто „напором“.

В заключение мы считаем своим долгом выразить глубокую признательность проф. Н. Н. Павловскому за предоставление оригинала рукописи проф. Бахметева, а также за составление заметки о новой показательной формуле; проф. И. И. Москвитину—за передачу части клише чертежей, инж. М. Д. Чертоусову—за помощь по выборке опечаток и заведующему Редакц.-производств. Отделом КУБУЧ'а Л. М. Сафроновичу—за содействие изданию книги.

Доцент Ленинградского Политехнического Института

А. А. Сабанеев.

Политехнический Институт
им. М. И. Калинина.
Ленинград, Сосновка,
12 марта 1929 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

(Цифры в скобках указывают №№ страниц).

О равномерном движении жидкости в каналах и трубах.

ГЛАВА I.

Расчетные формулы для выражения сопротивлений в равномерном прямолинейном движении жидкости.

	Стр.
§ 1. Основные соотношения. Типы формул	5
Классификация формул (5). Пропускная способность (6). Общие замечания о типах формул (7).	
§ 2. Формулы квадратичные	7
Формула Prony и др. (7). Формула Darcy-Bazin'a (8). Новая формула Bazin'a (10). Формула Kutter'a (11). Формула Ganguillet-Kutter'a (12). Формулы типа: $b = f(v, R)$ (16). Универсальная формула Biel'я (17):	
§ 3. Показательные формулы	17
Общие соображения (17). Формулы Reynolds'a, Blasius'a, Unwin'a (19). Формула Tutton-Manning'a (21). Формула Manning'a (22). Формулы Flamant'a и Lampe (23).	
§ 4. Формулы для естественных русел	24
§ 5. Выбор расчетной формулы	25
§ 6. Расчетные формулы для специальных категорий русел.	
I. Область значительной шероховатости	30
II. Область малой шероховатости	34
Водосточные каналы (34). Трубы. Сопоставление формул (38).	

ГЛАВА II.

Распределение скоростей по сечению.

§ 1. Распределение скоростей при движении жидкости в открытом русле	47
Исторический обзор (47). Формула Prony (48). Исследование Bazin'a (49). Изотакхи (52). Естественные русла (52). Соотношения между средней, поверхностной и донной скоростями (58). Приложения к гидрометрии (60). Соотношение Siedeck'a и Z). Распределение скоростей подо льдом (62).	
§ 2. Пульсация	63
§ 3. Распределение скоростей в круглой цилиндрической трубе	68
§ 4. О коэффициенте внутреннего трения в беспорядочном движении	71
А. Широкое прямоугольное русло (71). Б. Круглая труба (73).	

Г Л А В А III.

Стр.

Движение жидкости в трубопроводах.

§ 1. Основные задачи.	
I. Простой трубопровод	75
Таблица I значений $\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^{2,5}$ (78).	
II. Последовательное соединение труб	82
Общие соображения (82). Пропускная способность сложного трубопровода (84). Эквивалентный трубопровод Dupuit (85).	
III. Параллельное соединение трубопроводов	85
§ 2. Различные применения	87
Трубопровод с насадкой (фонтан) (87). Разветвленная система (90). Непрерывная раздача (91).	
§ 3. Система с уравнительными резервуарами	93
Система с двумя резервуарами и одной точкой потребления (93). Система с двумя резервуарами и двумя точками потребления (98). Система с тремя резервуарами и одной точкой потребления (100). Система с двумя баками и насадкой (101).	
§ 4. Расчет водопроводных линий	102
Общие соображения (102). Замечание относительно допускаемых скоростей (105). Экономические расчеты. Линия водоснабжения (107). Случай участка сети (113). Напорный трубопровод гидравлической силовой установки. Трубопровод наименьшей стоимости (114).	
§ 5. Расчет простейших сетей.	
I. Разомкнутые сети	121
Водораспределительная сеть (123). Водосборная сеть (126). Экономические соображения при проектировании систем (126).	
II. Земкнутые сети	127

Г Л А В А IV.

Равномерное движение жидкости в открытых руслах.

§ 1. Общее о движении жидкости в открытых руслах	133
§ 2. Основные соотношения	135
§ 3. Основные задачи.	
I. Обозначения	136
II. Задачи	137
III. Зависимость между пропускной способностью и наполнением	140
Прямоугольное русло бесконечной ширины (140). Широкое параболическое русло (140). Подобные профили (142). Трапециoidalные профили (143). Естественные русла (145). Замкнутые профили (146). Составные профили (147). Таблица II гидравлических элементов круглого сечения при различных наполнениях (148).	
IV. Приведенные скорости	149
§ 4. Сопоставление профилей	150
Профиль наивыгоднейшей формы (150). Наивыгоднейший профиль трапециoidalного сечения при заданном откосе m (151). Таблица III основных соотношений для гидравлически наивыгоднейшего профиля канала (153). Наивыгоднейший профиль трапециoidalного сечения при заданном откосе m и заданном превышении ϵ местности над уровнем воды в канале (152). Наивыгоднейшая форма сечения при искусственном укреплении смоченной поверхности канала (157). Условия применения гидравлически наивыгоднейшего сечения канала (158).	
§ 5. Ограничение скоростей	159
Движение насосов и разрывы откосов и дна канала. Сила влечения (159). Величина разрывающей скорости для различных грунтов (161). Наименьшие допустимые скорости (162). Заледение каналов. Формула Кеннеди (163).	

	Стр.
§ 6. Расчет каналов. Примеры	164
§ 7. Сети каналов.	
I. Водораспределительная сеть. Пример расчета оросительной сети . . .	170
II. Водосточная сеть	177
III. Дренажные сети	180
§ 8. Нормальные профили при выправлении рек	180
§ 9. Экономические расчеты каналов.	
I. Случай сооружения наименьшей стоимости	186
II. Случай наиболее выгодной эксплуатации	193
Промышленный канал в случае полной (193) и неполной утилиза-	
ции (199). Другие случаи экономических расчетов (199).	

Приложение 1.

Проф. Б. А. Бакметев. Незаиляющиеся каналы.

§ 1. Формула Кеннеди и проверка каналов на заиление	202
§ 2. Способ подсчета незаиляющихся каналов	204
Общие соображения (204). Гидравлически наиболее выгодный канал (204). Об-	
щий случай трапециoidalного канала (205). Расчет незаиляющихся кана-	
лов (206). Несколько общих замечаний (209). От редакции (210).	

Приложение 2.

Проф. Н. Н. Павловский. О новых показательных формулах при равно- мерном движении воды.

§ 1. Формулы Moritz'a, Scobey и Barnes'a	212
§ 2. Формула Ellis'a	213
§ 3. Формула Forchheimer'a	214
§ 4. Общая характеристика показательных формул	215
§ 5. Формула проф. Н. Н. Павловского	216

Приложение 3.

Таблицы и графики.

I. Таблица веса водопроводных чугунных труб	220
II. Таблица Manning'a для чистых труб	220
III. Таблица Manning'a для нормальной расчетной формулы	221
IV. Таблица Manning'a для грязных труб	222
V. Таблица Manning'a для чугунных водопроводных труб	223
VI. Таблица приведенных скоростей W для канализационных труб по Manning'y	224
VII. Таблица пропускной способности (модулей расхода) K для канализационных труб по Manning'y	225
VIII. Таблица к расчету каналов по формуле Manning'a	226
IX. Таблица к расчету каналов по формуле Bazin'a	228
X. Таблица коэффициентов шероховатости по Bazin'y	229
XI. Таблица коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'y и Manning'y	229
XII. Таблица для сравнения коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'y, Manning'y и Bazin'y	231
XIII. Таблица Scobey о коэффициентах шероховатости в каналах Северной Америки	234
XIV. Таблица значений показателя u в формуле Н. Н. Павловского	244
Графики: А. К формуле Bazin'a.	
Б. К формуле Ganguillet-Kutter'a.	
В. К формуле проф. Н. Н. Павловского.	

ГЛАВА I.

Расчетные формулы для выражения сопротивления в равномерном прямолинейном движении жидкости.

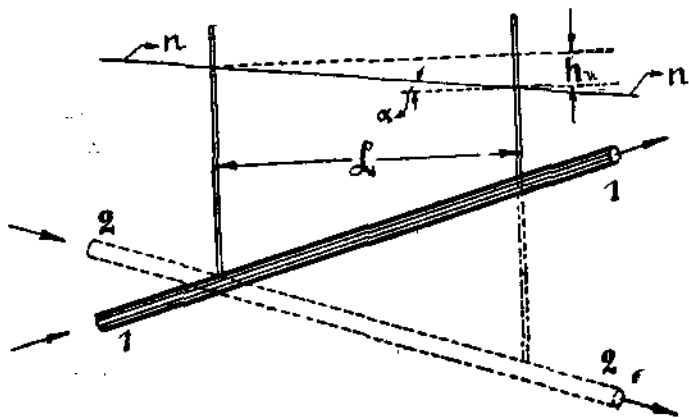
§ I. Основные соотношения. Типы формул.

1. Уже в основном курсе ¹⁾ (§ 31) мы установили основное соотношение, служащее для выражения сопротивлений в равномерном, установившемся, прямолинейном движении жидкости:

$$R i = \frac{F(v)}{\gamma} \dots \dots \dots (1)$$

где $\frac{F(v)}{\gamma}$ — определяемая опытом, отнесенная к единице веса протекающей жидкости, средняя сила сопротивления на единицу поверхности стенки, R — гидравлический радиус сечения (отношение $\frac{\omega}{L}$, т.-е. площади живого сечения к смоченному периметру), наконец, i — пьезометрический уклон потока.

В случае равномерного движения в открытом русле последний совпадает с уклоном свободной поверхности движущейся жидкости. При движении же по трубе пьезометрический уклон $i = \sin \alpha$ (уклон пьезометрической линии $n-n$) равен деленной на расстояние L между сечениями разности h_w пьезометрических высот в этих сечениях; само по себе положение и уклон оси трубопровода (1—1 или 2—2) при этом безразличны (ф. 1).



Фиг. 1.

Так как движениями в открытом русле и цилиндрическом трубопроводе исчерпываются все возможные случаи равномерного движения жидкости, то соотношение (1) является общим для рассматриваемой области.

¹⁾ Б. А. Бахметев, Гидравлика ч. I, § 31, СПб. 1913 г.

Что касается выражения самой величины $\frac{F(v)}{\gamma}$, то многочисленные, предлагаемые различными исследователями, формулы могут быть сведены прежде всего к двум основным типам:

А. Формулам „квадратичным“, в которых величина функции сопротивлений приравнивается квадрату скорости, так что

$$Ri = bv^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$i = b \cdot \frac{v^2}{R},$$

или

$$Ri = f \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (3)$$

и соответственно

$$v = \frac{1}{\sqrt{b}} \sqrt{Ri} = C \sqrt{Ri}, \dots \dots \dots (4)$$

при чем b , а следовательно, и f и C , вообще переменные, зависящие от всей совокупности обстоятельств движения (скорости, рода стенки, формы и размера сечения) коэффициенты, устанавливаемые опытом.

Б. Формулам „показательным“, в которых сопротивление принимается пропорциональным какой-либо иной, не второй степени скорости, соответственно чему выражение пьезометрического уклона получает вид:

$$i = p \cdot \frac{v^n}{R^m} \dots \dots \dots (5)$$

где n и m —некоторые отличные от 2 и 1 показатели; зато p для данной формы сечения и рода стенок—постоянная величина.

Из (5) получаем:

$$v = a \sqrt[n]{i} \cdot \sqrt[m]{R^m} \dots \dots \dots (6)$$

где $a = \sqrt[n]{\frac{1}{p}}$. Сопоставляя (5) и (2), имеем:

$$b = p \cdot \frac{v^{n-2}}{R^{m-1}} \dots \dots \dots (7)$$

2. Пропускная способность. Определим величину расхода (объем жидкости, протекающей через сечение в единицу времени).

Для квадратичных формул имеем (4):

$$Q = \omega \cdot v = C \cdot \omega \sqrt{R} \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (8)$$

Для показательных (6):

$$Q = \omega \cdot v = a \cdot \omega \sqrt[n]{R^m} \cdot \sqrt[n]{i} \dots \dots \dots (8 \text{ bis})$$

Обобщая, видим, что расход получается умножением на $\sqrt[n]{i}$ величины $a \cdot \sqrt[n]{R^m}$, зависящей целиком от формы, размера сечения и рода его стенок. Так как уклон i величина отвлеченная, то $a \cdot \sqrt[n]{R^m}$ имеет измерение расхода.

Обозначим

$$K = a \cdot \sqrt[n]{R^m} \dots \dots \dots (9)$$

и назовем эту величину пропускною способностью трубы¹⁾, открытого русла и проч. Очевидно K есть нечто иное, как расход, который имел бы место в данном сечении при уклоне, равном единице. Подставляя в (8) и (8 bis), имеем соответственно:

$$\left. \begin{aligned} Q &= K \cdot \sqrt{i}; & i &= \frac{Q^2}{K^2}; \\ Q &= K \cdot \sqrt[n]{i}; & i &= \frac{Q^n}{K^n}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

Эти соотношения явятся для нас исходными в последующих применениях.

3. Общие замечания о типах формул. Показательные формулы, вообще говоря, точнее выражают действительные соотношения; однако, на стороне квадратичных формул—большее удобство в применениях, большее количество наличного, соответственно обработанного, опытного материала, наконец, что весьма существенно, большее количество всякого рода облегчающих расчет таблиц, графиков и проч.

Со всем тем число предлагаемых различными авторами расчетных формул как первого, так и второго типа, весьма велико. Мы приведем здесь лишь наиболее важные²⁾ из них: останавливаясь преимущественно на формулах, либо получивших особенно широкое распространение, либо интересных с исторической точки зрения в смысле характеристики определенных воззрений в рассматриваемой области.

§ 2. Формулы квадратичные.

1. Уже в первой части курса мы указали, что господствующей в течение всей первой половины XIX столетия формой соотношения (2) являлись выражения:

$$\frac{F(v)}{\gamma} = av + b'v^2 \text{ или } b = b' + \frac{a}{v} \dots \dots \dots (11)$$

¹⁾ К. М. Игнатов, „Из практики проектирования инженерных сооружений“. Москва, 1908 г.

²⁾ Весьма подробный обзор формул приведен у Forchheimer'a, „Hydraulik“ 1914. См. также Weyrauch: „Hydraulisches Rechnen“, 1912 г.

при чем коэффициентам b' и a придавались постоянные, независимые от от рода стенок, значения. К типу (11), помимо классической формулы Prony, относятся формулы Eytelwein'a, D'Aubuisson'a и другие ¹⁾.

То обстоятельство, что в выражение коэффициента

$$b = b' + \frac{a}{v}$$

входил член, зависящий от скорости (при том уменьшающий b с возрастанием последней), доказывало лишь, что положенный в основу построения формулы опытный материал давал сопротивления пропорциональные фактически не квадрату, а некоторой меньшей степени скорости. Отсюда становится ясным, почему квадратичные формулы с коэффициентом b типа (11):

$$b = a + \frac{b'}{\sqrt{v}} \text{ (Weissbach и др.)}$$

и вообще $b = f(v)$, предлагаются всего чаще именно в тех случаях, где отклонения сопротивления от пропорциональности квадрату скорости особенно заметны, например, для гладких медных, железных труб и проч.

2. Формула Darcy—Bazin'a. Коренной переворот в существующие по вопросу о гидравлических сопротивлениях воззрения ввели знаменитые исследования Darcy — Bazin'a ²⁾. Результаты работ этих исследователей прежде всего установили, что сопротивления в огромной мере зависят от характера стенки, быстро возрастаая с шероховатостью последней, в силу чего является необходимым вводить в расчетные формулы члены, оценивающие эту „шероховатость“.

Что же касается типа формул, то как Darcy для труб, так затем и Bazin для исследованных им открытых русел не нашли нужным вводить в выражение b в соотношении $Ri = bv^2$ члена, зависящего от скорости, что только лишь показывало, что в пределах исследованных движений сопротивление оказывалось близко пропорциональным квадрату скорости. Зато знаменитые исследователи пришли к заключению, что сопротивления (не завися в то же время заметно от его формы) несколько уменьшаются с увеличением абсолютных размеров сечения. Результатом явилась формула типа:

$$Ri = \frac{F(v)}{\gamma} = \left(\alpha + \frac{\beta}{R} \right) v^2 = \alpha \left(1 + \frac{\beta'}{R} \right) v^2, \dots \dots \dots (12)$$

где R —гидравлический радиус, а α и β' , некоторые, определяемые шероховатостью стенок, величины.

¹⁾ Б. А. Бахметев. „Гидравлика“, ч. I, стр. 94, изд. 1913 г.

²⁾ Darcy: „Recherches expérimentales sur le mouvement de l'eau dans les tuyaux de conduites“ Paris. 1858. Darcy-Bazin: „Recherches hydrauliques“ 1865, p. 130—134.

Bazin („Rechrehes hydrauliques“, часть 1) на основании своих наблюдений в специальном опытном канале, используя кроме того имевшийся экспериментальный материал других исследователей, нашел возможным различные встречающиеся роды стенок разбить в зависимости от степени шероховатости на следующие четыре категории:

	α	β'
1. Гладкая штукатурка; строганое дерево	0,00015	0,03
2. Грубая штукатурка; тесовая и кирпичная кладка; не- строганные доски	0,00019	0,07
3. Бутовая кладка	0,00024	0,25
4. Земля	0,00028	1,25

Формула (12) с соответственными коэффициентами носит название „старой формулы“ Bazin'a и по настоящее время находит некоторое применение.

Переход к другим мерам. Значения коэффициентов, приведенные в таблице, соответствуют метрическим мерам. Напомним, что в формулах типа (2) и (4) коэффициенты b и C имеют размерность, а именно, как легко усмотреть из сопоставления величин:

b — в соотношении (2) имеет измерение $\frac{T^2}{L}$, т. е. измерение, обратное ускорению;

C — в соотношении (4) имеет измерение $\frac{L^{1/2}}{T}$, т. е. измерение корня из ускорения.

Соответственно этому при переходе к другим мерам надо значения коэффициентов α в формуле (12) умножить на обратное отношение мер длины и квадрат отношения времен: т. е., например, при переходе от метров/сек. к футам/сек. делить α на 3,28, а при переходе от метр./сек. к саж./сек. умножать α на 2,135.

Что касается коэффициента β' , то из строения формулы является очевидным, что он имеет измерение R , т. е. длины. При переходе к футам β' надо множить на 3,28; к сажениям — делить на 2,135.

Это неудобство в формулах типа (2) и (4), связанное с необходимостью изменять коэффициенты при переходе от одних мер к другим, устранено, как известно, в выражении (3), где f — отвлеченное число (коэффициент трения о стенку, см. ч. I, стр. 99—100). Формулы подобного типа (3) употребляются на практике всего чаще в применении к трубам, соответственно чему еще Darcy результаты своих опытов над трубами представил в форме:

$$Ri = \frac{D \cdot i}{4} = 0,005 \left(1 + \frac{1}{40 D} \right) \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (13)$$

или

$$Di = \lambda \cdot \frac{v^2}{2g}, \text{ где } \lambda = 4f = 0,02 \left(1 + \frac{1}{40 D} \right) \dots \dots \dots (13 \text{ bis})$$

Само собой ясно, что по своему строению формулы (13) и (13 bis) одинаковы с (12).

3. Новая формула Bazin'a. В середине 90-х годов Bazin снова пересмотрел вопрос о наиболее рациональном типе формулы, используя при этом новый, накопившийся за 30 слишком лет, опытный материал ¹⁾. В „старой“ формуле (12) Bazin видел следующие основные два недостатка: во-первых, между значениями коэффициентов α и β' не замечалось никакой, казалось бы естественной, закономерной связи; с другой стороны, с возрастанием R , т.е. с увеличением абсолютных размеров потока, величины коэффициентов сопротивления при различных родах стенки стремятся к различным пределам α . Между тем, по мнению Bazin'a, с возрастанием размеров потока влияние стенок должно было бы постепенно сглаживаться, приобретать все меньшее и меньшее значение, сообразно чему формула при всех шероховатостях должна была бы с увеличением гидравлического радиуса стремиться к одному и тому же общему пределу.

Соответственная обработка опытного материала привела при этом к убеждению, что всего удовлетворительнее фактические соотношения могут быть выражены формулой типа:

$$\frac{\sqrt{R} \cdot i}{v^2} = \alpha \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right), \dots \dots \dots (14)$$

в которой α может быть придано постоянное значение, тогда как шероховатость учитывается изменением лишь одного коэффициента γ .

Если результаты опытов нанести на диаграмму, отлагая по оси абсцисс значения $\frac{1}{\sqrt{R}}$ и по оси ординат соответственные величины $\sqrt{b} = \frac{\sqrt{R}i}{v}$, то уравнению (14) будет соответствовать пучок наклонных прямых, исходящих из одной точки α , находящейся на оси ординат (ордината точки и равна α) и наклоненных к оси абсцисс под углом $= \alpha\gamma$. Диаграмма I послужила Bazin'у для обоснования новой формулы. Величину α Bazin принял $= 0,0115$, соответственно чему

$$C = \frac{1}{\sqrt{b}} = \frac{1}{\alpha} \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (15)$$

Формула (15) носит название „новой“ формулы Bazin'a.

Величине γ Bazin придал шесть следующих основных значений соответственно характерным группам шероховатости ²⁾.

¹⁾ „Annales des Ponts et Chaussées“, 1897 г., стр. 20—70.

²⁾ Во всей гидравлике это единственный случай, когда буквой γ мы обозначаем не все единицы объема.

Р О Д С Т Е Н К И.	Метр. ^{1/2} .	Фут. ^{1/2} .	Саж. ^{1/2} .
1. Очень гладкие стенки (цементная штукатурка, строганные доски)	0,06	0,11	0,041
2. Гладкие стенки, (доски, кирпичи, тесовая кладка).	0,16	0,29	0,11
3. Бутовая (чистая) кладка	0,46	0,83	0,315
4. Промежуточная категория (грубая бутовая кладка, очень правильные стенки в плотном земляном грунте, замощенные стенки)	0,85	1,54	0,58
5. Земляные стенки в обычном состоянии	1,30	2,36	0,89
6. Земляные стенки, представляющие исключительное сопротивление	1,75	3,17	1,20

В таблице кроме значения γ для метрических мер, приведены также значения коэффициентов шероховатостей для футов и сажень. Из строения формулы ясно, что γ имеет измерение $L^{1/2}$; значения γ для футовых мер получаются умножением $\gamma_{\text{мтр}}$ на $\sqrt{3,28} = 1,81$; для саженных—умножением $\gamma_{\text{мтр}}$ на 0,684. Что касается числителя выражения (15), то и здесь, памятуя размерность $C = \left(\frac{L^{1/2}}{T} \right)$, имеем значения числителя:

$$\text{для } \frac{\text{фут.}^{1/2}}{\text{сек.}}: 87. \sqrt{3,28} = 157,6 \approx 158;$$

$$\text{для } \frac{\text{саж.}^{1/2}}{\text{сек.}}: \frac{87}{\sqrt{2,135}} = 59,6 \approx 60.$$

Таким образом, „новая“ формула Bazin'a в окончательном виде будет:

$$\text{для футов: } C = \frac{158}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (15 \text{ bis})$$

$$\text{для сажень: } C = \frac{60}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (15 \text{ ter})$$

4. Формула Kutter'a. Интересно отметить, что, останавливаясь на выражении типа (15), Bazin в сущности вернулся к соотношению, в свое время служившему отправной точкой в работах известных швейцарских инженеров Ganguillet и Kutter'a. На самом деле, первоначально расчетная формула, одновременно предложенная вторым из этих исследователей, имела вид:

$$C = a \left(1 - \frac{b}{b + \sqrt{R}} \right) \dots \dots \dots (16)$$

Как легко убедиться, формула приводится к

$$C = \frac{a}{1 + \frac{b}{\sqrt{R}}}$$

т.е., к типу „новой“ формулы Bazin'a. При этом Kutter числителю a (верхнему пределу, к которому стремится C с увеличением R) придавал постоянное значение $a=100$; шероховатость же стенки характеризовалась соответственным значением b . „Старая“ формула Kutter'a

$$C = \frac{100}{1 + \frac{b}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (17)$$

в последнее время снова усиленно рекомендуется, особенно германской литературой и получает довольно широкое распространение в водопроводной и канализационной практике.

Приведем значение b в метрических мерах по Weyrach'у ¹⁾.

1. Гладкая штукатурка из чистого цемента; особенно тщательно строганные доски	0,15
2. Строганные доски	0,20
3. Нестроганные доски. Особенно тщательно исполненная кирпичная и чистая тесовая кладка. Цементная штукатурка. Бывшие в употреблении водопроводные трубы, однако, без сколько-нибудь значительной инкрустации	0,25
4. Кирпичная кладка; рябьевые стены; тесовая кладка; цементные и кирпичные трубы и каналы	0,30—0,35
5. Бутовая кладка	0,75
6. Мостовая	0,55—0,75
7. Правильный, тщательно исполненный канал в землястом грунте без растений	1,50
8. Каналы в землястом грунте с загрязненным или каменистым дном; мало растений. Ширина по дну > 2 мтр. Многие реки и ручьи	1,75
9. Каналы в землястом грунте (ширина по дну < 1,5 м.) в худшем состоянии, заросшие растениями. Сухая кладка в плохом состоянии, поросшая мхом и растениями	2,00
10. Сильно заросшие каналы в плохом состоянии; дно (< 1,5) загрязнено. Естественные потоки с гравелистым дном . .	2,50

5. Формула Ganguillet - Kutter'a. Первоначально простой тип „старой“ формулы Kutter'a был впоследствии при совместной переработке с Ganguillet (1869) значительно усложнен. Новым предлагаемым соотношением, указанные выше швейцарские инженеры стремились точ-

¹⁾ Weyrach: „Hydraulisches Rechnen“, стр. 20, 1912 г.

Мы приводим эти цифры по Weyrach'у, не входя в обсуждение „точности“ характеристик.

нее охватить все наличные к тому времени результаты измерений, в том числе и результаты определения расходов, произведенные Hump-hreys и Abbot'ом на р. Миссисипи: исследования этих американских инженеров давали повод полагать, что при очень малых уклонах водотоков, подобных тем, которые имели место на р. Миссисипи, величина коэффициента сопротивления зависит от уклона; сообразно этому Ganguillet и Kutter ввели в формулу член, зависящий от уклона, придав последней вид (для метрических мер):

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}}, \dots \dots \dots (18)$$

где n — коэффициент шероховатости; последнему авторы придали следующие величины по категориям:

	n	$1/n$
1. Строганное дерево; гладкая цементная штукатурка	0,010	100,0
2. Доски	0,012	83,3
3. Кирпичи, тесовая кладка	0,013	76,9
4. Бутовая кладка	0,017	58,8
5. Земляное русло, каналы, реки, ручьи	0,025	40,0
6. Естественные потоки с дном из грубого гравия, заросшие растениями и проч.	0,030	33,3

Широкое распространение формулы Ganguillet-Kutter'a и недостаточность означенных выше категорий для выражения всех встречающихся на практике случаев, заставило в дальнейшем инженеров пополнить приведенную первоначальную таблицу новыми значениями коэффициента n .

В водопроводных трубах в обычном состоянии, равно как в неглазурованных глиняных и бетонных каналах характеристика шероховатости повышается до $n = 0,013$, а в старых водопроводах и водостоках до 0,015 (и даже выше). Последней величиной можно характеризовать также шероховатость грубой кирпичной кладки.

Если $n = 0,011$ соответствует обычной гладкой цементной штукатурке, то шероховатость бетонных поверхностей может, в зависимости от исполнения, дойти до величины $n = 0,017$ соответствующей по таблице бутовой кладке.

С другой стороны $n = 0,017$ соответствует каменной кладке, хорошо исполненной, с чистой и равно околотовой лицевой поверхностью. Обычная бутовая кладка по Buckley ¹⁾ оценивается $n = 0,020$; обратно, при особо чистой отделке поверхности каменной кладки n можно понизить до 0,015. Мостовая оценивается $n = 0,020 - 0,022$.

Сравнительно богатый опытный материал имеется для оценки сопротивления в земляных руслах.

¹⁾ Buckley: „Irrigation pocket book“, стр. 126, 1913 г.

Как показывает опыт, преимущественно на индийских оросительных системах, коэффициент $n = 0,025$ соответствует сопротивлению в средних условиях, при обычном приличном состоянии ухода и очистки каналов. Для земляных каналов, поддерживаемых в особо хорошем состоянии (above average) n падает до $0,0225 \left(\frac{1}{n} = 44,1 \right)$. Для каналов, содержащихся в более плохом состоянии, n повышается до $0,0275 \left(\frac{1}{n} = 36,4 \right)$.

Степень шероховатости, зависящая от состояния канала, его размера, характера и рода стенок, в отдельных частных случаях может сильно понижаться.

На конференции в Simla ¹⁾ ирригационных инженеров Индии (1904) отдельные инженеры указывали значения для n , определенные на различных оросительных каналах, весьма низкие. Так приводились данные, что в каналах, дно и стенки которых покрыты мелким илом, n падало до 0,016—0,018 и даже ниже. Kennedy указал, что коэффициент n в формуле Kutter'a следует изменять с размерами каналов. В частности он рекомендовал считать для небольших (распределительных) каналов $n = 0,0225$; для больших — 0,020. Ряд опытов на Sind'e показал, что коэффициенты шероховатости, вообще говоря, весьма переменны, и что к особенно малым величинам n надо относиться с осторожностью.

С загрязнением канала, потерей профиля, зарастанием его и проч. сопротивление быстро возрастает; n доходит до 0,035 и выше. Весьма трудно при этом оценить степень „беспорядка“, в котором содержится канал и стремиться устанавливать количественные разграничения.

Такое же положение приходится занимать и по отношению к естественным руслам. Для последних определения дают самые разнообразные значения n от 0,025 до 0,050 и т. д. Если полученный опытом коэффициент шероховатости и может служить характеристикой состояния данного естественного потока, то весьма затруднительным явилась бы обратная задача — предсказать наперед для того или иного водотока ожидаемую величину n .

Переход к другим мерам. Формула в виде (18) соответствует метрическим мерам.

Для футовых мер, умножая числитель и скобку знаменателя на $\sqrt{3,28} = 1,81$, имеем соответственно:

$$C = \frac{41,6 + \frac{1,81}{n} + \frac{0,0028}{i}}{1 + \left(41,6 + \frac{0,0028}{i} \right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (18 \text{ bis})$$

¹⁾ Buckley: l. a. c., стр. 148.

Для саженей (умножая на $\sqrt{\frac{1}{2,135}} = 0,684$)

$$C = \frac{15,7 + \frac{0,685}{n} + \frac{0,00106}{i}}{1 + \left(15,7 + \frac{0,00106}{i}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (18 \text{ ter})$$

величина n сохраняет прежния значения.

Как было выше указано, главной особенностью формулы Ganguillet-Kutter'a является то обстоятельство, что в ней коэффициент C ставится в зависимость от уклона водотока. При этом здесь дело совсем не в том, чтобы неявным образом учесть факт непропорциональности сопротивления квадрату скорости. Наоборот, как легко показать, влияние уклона поставлено в связь с величиной гидравлического радиуса.

На самом деле, обозначая через d член (в форм. 18)

$$23 + \frac{0,00155}{i},$$

будем иметь:

$$C = \frac{1}{n} \cdot \frac{nd + 1}{\frac{nd}{\sqrt{R}} + 1}.$$

Как видим, для частного значения $R=1$ мтр. при этом для всех степеней шероховатости C вовсе не зависит от уклона и равно $\frac{1}{n}$. Для радиусов, больших одного метра, уменьшается с уклоном; для R , меньших одного метра, наоборот.

Эти свойства ясно обнаруживаются на диаграмме I, где заштрихованной полосой нанесена область коэффициентов формулы Ganguillet-Kutter'a для уклонов в пределах от 0,0001 до 0,001. Bazin справедливо указывает на весьма малую вероятность и неестественность подобных свойств русел, указывающих на искусственность построения формулы. Надо заметить, что последующие наблюдения не привели данных, сколько-нибудь подтверждающих предложенные Ganguillet-Kutter'ом нововведения, часто давая наоборот, совершенно противоположные результаты. Нельзя не указать, что если чем и держится употребление формулы Ganguillet-Kutter'a в виде (18), т.е. с членом, зависящим от уклона, то только инерцией и традицией.

Для каналов со значительным уклоном, для которых членом, зависящим от уклона, можно пренебречь, формула (18) приводится к виду:

$$C = \frac{a + \frac{1}{n}}{1 + a \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (19)$$

Последняя формула разнится от новой формулы Bazin'a лишь тем, что в ней верхний предел

$$\left(a + \frac{1}{n}\right),$$

к которому стремится C с возрастанием R , переменный (изменяющийся от 123 (при $n = 0,010$) до 56 (при $n = 0,03$). На диаграмме I формул (19) соответствуют прямые, проведенные не из одной точки ($y = 0,0115$) как у Bazin'a, а из разных.

Этот же график показывает, что результаты опытов, пожалуй, более, удовлетворительно охватываются системой прямых новой формулы Bazin'a. Мы лично отдаем безусловное предпочтение последней формуле хотя бы из-за ее простоты. Единственно, что весьма ценно в формуле Ganguillet-Kutter'a, это то, что для нее имеется значительное число оправданных опытом надежных коэффициентов. Мы увидим, однако, ниже, что этот материал может быть с успехом использован в формуле Manning'a.

6. Формулы типа: $b = f(v, R)$. Здесь мы не будем приводить других расчетных формул, по форме одинаковых с формулами Bazin'a и Kutter'a, в которых авторы стремятся соответственным изменением и подбором коэффициентов в большей мере удовлетворить тем или иным условиям ¹⁾. Приведем еще образцы квадратичных формул, учитывающих зависимость C как от размеров потока, так и от скорости. В формулах Bazin'a, Ganguillet-Kutter'a, член, зависящий от скорости, вовсе не фигурировал по той простой причине, что в использованном опытном материале сопротивления оказывались близко пропорциональными квадрату скорости. Ясно, однако, что подобный член должен появляться всякий раз, когда связь между потерями и скоростями уклоняется от квадратического закона. На практике это всего чаще имеет место при гладких стенках, например, в новых чистых трубах; вот почему подобные формулы предлагались исследователями, именно, для учета сопротивления в трубах. В качестве примера приведем формулу Lang'a, построенную на основании весьма обширного опытного материала; для гладких труб (цельнотянутых, цинковых, асфальтированных и глазированных) упомянутый исследователь предложил для величины λ в формуле

$$Di = \lambda \cdot \frac{v^2}{2g}$$

выражение

$$\lambda = 0,012 + \frac{0,0016}{\sqrt{D \cdot v}}; \dots \dots \dots (20)$$

для труб с мелкими неровностями (хорошо очищенные трубы), в которых не имеет места заметное уменьшение диаметра от осадка на стенках, первый член соотношения (20) должен быть повышен до 0,020.

¹⁾ См. указанные выше сочинения Forcheimer'a, Weyrauch'a и проч.

7. „Универсальная“ формула Biel'я. Все приведенные выше формулы, выражая сопротивления в зависимости от скорости и размеров потока в то же время совершенно не учитывают вязкости жидкости, тем самым как бы полагая, что в беспорядочном движении потеря энергии целиком определяется степенью беспорядочности движения и что вязкость жидкости сама по себе влияния не оказывает. Между тем еще в I части курса (стр. 103), приведя рассуждения Reynolds'a над взаимной связью отдельных, определяющих потерю напора, факторов, мы указали, что по смыслу полученных этим исследователем результатов влияние вязкости должно исчезать лишь в том случае, когда сопротивление пропорционально точно второй степени скорости. Если же потери растут медленнее, чем квадрат скорости, то сопротивления должны изменяться с вязкостью, т.е. должны зависеть от температуры. Lang, между прочим учел это обстоятельство, указав, что величина 0,0018 в числителе второго члена выражения (20) соответствует температуре 20° С, повышаясь до 0,0023 при 0° и падая до 0,0004 при 100° С.

Интересную попытку построить универсальную квадратичную формулу, охватывающую всевозможные виды движений струйчатого и беспорядочного и годную для всех жидкостей, а также газов, сделал Biel ¹⁾.

Согласно последнему:

$$1000 i = \frac{v^2}{R} \left(\alpha + \frac{f}{\sqrt{R}} + \frac{b}{v \sqrt{R}} \cdot \frac{[\eta]}{\gamma} \right) \dots \dots \dots (21)$$

в которой v и R выражены в метрах и секундах, а $\frac{[\eta]}{\gamma}$ (удельная вязкость) в С. Г. С. (см. Гидравлика, ч. I, стр. 83).

Величина α постоянна и равна 0,12. Что же касается величин f и b , то Biel назначил им следующие значения по пяти категориям в зависимости от шероховатости:

	b	f
1. Цельно-тянутая латунная труба; свинцовая труба	0,95	0,0064
2. Железная газовая труба	0,71	0,0180
3. Новая чугунная труба; гладко оштукатуренная поверхность	0,46	0,0360
4. Грубые доски, бетон	0,27	0,0540
5. Кирпичная кладка. Тесовая кладка	0,27	0,0720

Практического применения, однако, формула Biel'я, насколько нам известно, пока не получила.

§ 3. Показательные формулы.

1. Как было уже выше отмечено, связь между потерей напора и гидравлическими элементами потока всего точнее изображается в форме показательной, т.е. в виде соотношения:

$$i = \frac{h_w}{l} = p \cdot \frac{v^n}{R^m} \dots \dots \dots (22)$$

¹⁾ „Mitteil. f. Forschungsarbeiten“ Н. 44, 1907 г.

При этом как показатели n и m , так и постоянный параметр p определяются из опыта более чем просто, нанося результаты наблюдений на график в логарифмической шкале (строая логарифмическую анаморфозу).

На самом деле, логарифмируя (22), имеем:

$$\text{Log } i = \text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right) + n \text{ Log } v. \quad (23)$$

Если по оси абсцисс прямоугольной системы координат откладывать значения

$$\text{Log } v = x$$

и по оси ординат

$$\text{Log } i = y,$$

то для данного русла или трубы (данного R) соотношение (23) дает прямую линию

$$y = \text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right) + nx.$$

При этом

$$\text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right)$$

есть начальная ордината (точка пересечения прямой с осью ординат), а n угловой коэффициент прямой, тангенс угла наклона прямой к оси абсцисс $n = \text{tg } \alpha$ (фиг. 2^а).

Нанося полученные из опыта данные на график (а) по точкам, непосредственно из чертежа, определяем прямую $e-e$ и тем самым показатель n и значение $\text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right)$.

Серии труб или русел с одинаковой шероховатостью, но различными абсолютными размерами сечений будет соответствовать семейство прямых одинакового наклона n , но с различными начальными ординатами

$ob, ob', ob'' \dots$ равными соответственно $\text{Log} \left(\frac{p}{R_1^m} \right), \text{Log} \left(\frac{p}{R_2^m} \right)$

и т. д. Чтобы определить значение показателя m и коэффициент p , можно поступить следующим образом.

В графике (фиг. 2б) по оси абсцисс отложим значения R , по оси ординат соответственные, взятые из графика (фиг. 2а) начальные ординаты $\text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right)$. Так как в свою очередь

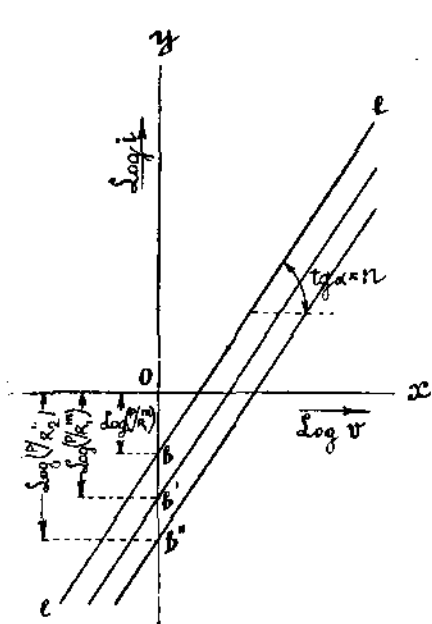
$$\text{Log} \left(\frac{p}{R^m} \right) = \text{Log } p - m \text{ Log } R,$$

то, очевидно, наклон получаемой прямой $f-f$ дает значение показателя m ($m = \text{tg } \alpha'$), а начальная ордината os определяет величину, постоянного для данной серии шероховатости, параметра p . Простота, нагляд-

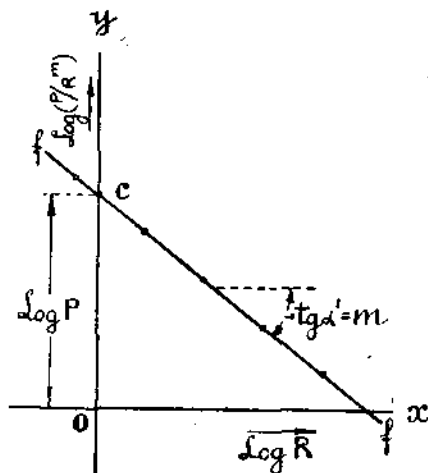
ность и точность подобного графического анализа явлений, сделали метод этот излюбленным среди гидравликов, особенно английских и американских.

Lea ¹⁾ обработал подобным путем результаты опытов над каналами.

Особенно же распространено пользование логарифмическими анаморфозами для изучения сопротивления труб (Reynolds, Unwin, Thrupp, Tutton, Saph, Schoder и проч.).



Фиг. 2а.



Фиг. 2б.

Следует отметить, что рассмотренный прием не только обнаруживает и устанавливает всевозможные градации шероховатостей, характеризующиеся значениями показателей (от $n = 1,75$ до 2), но позволяет также проследить и учесть возрастание и изменение шероховатости труб со временем, вызванные образованием на стенках осадка, так называемой „туберкуляции“.

Оказывается из опыта, что показатель n для чистой новой трубы близкий, обычно, к $n = 1,75$ до 1,80 быстро увеличивается по мере службы трубы и покрытия ее стенок осадком, через сравнительно короткое время, достигая значения близкого к $n = 2$.

2. Показательные формулы являются в то же время особенно пригодными для установления уже упомянутых выше „универсальных формул“, т.е. соотношений, стремящихся точно учесть все факторы, влияющие на режим сопротивлений. Для труб, подобную универсальную

¹⁾ „Hydraulics“ 1908.

формулу дал еще, исходя из закона подобия, Reynolds¹⁾, согласно которому пьезометрический уклон связан со скоростью, диаметром и удельной вязкостью соотношением:

$$i = a \left(\frac{\eta}{\gamma} \right)^{2-n} \cdot \frac{v^n}{d^{\beta-n}} \dots \dots \dots (24)$$

где a , зависящая лишь от рода стенки, постоянная для всех жидкостей величина.

Исследования Blasius'a²⁾ показали, что для вполне гладких труб (свинцовых, латунных и медных) формула Reynolds'a находит полное подтверждение опытом, при чем как для воды при температуре от 0° до 80°, так и для сжатого воздуха³⁾: показатель $n = 1,75$, коэффициент a (для метрических мер) $= 0,02855$, сообразно чему вместо (24) имеем:

$$i = 0,02855 \left(\frac{\eta}{\gamma} \right)^{0,25} \cdot \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} \dots \dots \dots (25)$$

Исследования того же Blasius'a, однако, обнаружили, что для не гладких труб, в которых неровности поверхности заметны и соизмеримы с размерами труб, возможность установления при помощи законов подобия универсального соотношения не находит подтверждения в опытах.

Этим и надо объяснить те отклонения от закона Reynolds'a, которые например, следуют из таблицы показателей n и m , рекомендуемых Uppin'ом⁴⁾ для практического учета потерь на сопротивления в формуле вида:

$$i = k \cdot \frac{v^n}{R^m} \dots \dots \dots (26)$$

Из таблицы этой видно, что требуемое формулой Reynolds'a правило $n + m = 3$ примерно соблюдено лишь для чистых железных

РОД ТРУБЫ.	k		m	n
	Метры.	Футы.		
Жесть	0,0169	0,0265	1,10	1,72
Железо	0,0131	0,0226	1,21	1,75
Железо, крытое асфальтом	0,0183	0,0254	1,13	1,85
Клепаная железная труба	0,0140	0,0260	1,39	1,87
Чугунная труба (новая)	0,0166	0,0215	1,17	1,95
Чугунная труба (очищ.)	0,0199	0,0243	1,17	2,00
Чугунная труба (загрязн.)	0,0364	0,0440	1,16	2,00

¹⁾ См. Б. А. Бахметев: „Гидравлика“, ч. I, стр. 102. См. также Saph and Schoder: „Trans. Amm. Soc. C. E.“ Vol. 51

²⁾ „Mitt. f. Forschungs arb.“ 131. См. также: „Zeit. d. Ver. d. Ing.“ 1912 г.

³⁾ Nusselt: „Mitt. f. Forscharb.“, 89.

⁴⁾ Взята таблица из ч. I, стр. 101.

и асфальтированных труб. Для „шероховатых“ же поверхностей клепанных и чугунных труб (особенно загрязненных) $n + m$ больше 3.

Между прочим, „практическая“ формула Unwin'a, равно как и все почти другие „практические показательные формулы“ не содержат вовсе члена, зависящего от вязкости. Это объясняется тем, что при малой величине показателя 2 — n количественное влияние вязкости не слишком заметно и практически может не приниматься во внимание. В этом отношении подобно Unwin'у поступают и другие исследователи, занимавшиеся установлением практических формул.

3. Формула Tutton—Manning'a. Разрешая соотношение (26) относительно v , получим:

$$v = C_0 i^{\frac{1}{n}} R^m = C_0 i^{\alpha} \cdot R^{\beta} \dots \dots \dots (27)$$

Tutton (Journal Assoc Eng. Soc., 1899; см. также Bovey. „Hydraulics“ стр. 145—153) результаты своих весьма обширных и кропотливых сопоставлений представил именно в форме (27), при чем пришел к выводу, что сумма показателей $\alpha + \beta$ сохраняет примерно постоянную величину, близкую к 1,17. Приведем¹⁾ по Parker'у таблицу значения величин C_0 , α и β в формуле Tutton'a для различных категорий труб, для футового размера.

Т А Б Л И Ц А 1.

Р О Д Т Р У Б Ы.	α	β	C_0
1. Новая чугунная труба	0,51	0,66	от 126 до 158
2. Чугунная труба загрязн.	0,51	0,66	„ 87 „ 132
3. Сильно загрязн. труба	0,51	0,66	„ 30 „ 85
4. Асфальтир. труба новая	0,55	0,62	„ 140 „ 199
5. Асфальтир. труба бывшая в употр.	0,51	0,66	140
6. Деревянная (бочарная) труба ²⁾	0,58	0,59	от 155 до 129
7. Клепанная труба новая	0,51	0,66	„ 125 „ 135
8. „ „ старая	0,51	0,66	„ 110 „ 114
9. Большие кирпичные каналы (канализационные)	0,52	0,65	„ 129 „ 110

Как видим из приведенных выше сопоставлений, показатель α вообще достаточно близок к 0,50 соответственно $n = 2$ в формуле (26). Осно-

¹⁾ „The control of water“, 1913 г.

²⁾ Деревянные трубы из цилиндрической бочарной клепки имеют довольно широкое употребление в Западных Северо-Американских Штатах (wood stave pipes).

вываясь на этом Tutton предложил, в виде практической, упрощенную формулу:

$$v = C_0 \cdot i^{0,50} \cdot R^{2/3} \dots \dots \dots (28)$$

или

$$v = C_0 R^{1/6} \sqrt{R \cdot i} \dots \dots \dots (28 \text{ bis})$$

в которой $C_0 R^{1/6}$ есть ничто иное, как коэффициент C основной формулы (1).

Для практических расчетов Parker рекомендует следующие средние характерные значения коэффициента C_0 сообразно приведенным выше категориям:

Т А Б Л И Ц А 2.

Категории.	C_0 Футы.	C_0 Метры.	$n = \frac{1}{C_0}$
1	140	94	0,0106
2	105	70	0,0143
3	„средних“ значений указано вообще быть не может.		
4	170	114	0,0088
5	140	94	0,0106
6	140	94	0,0106
7	130	87	0,0115
8	112	75	0,0133
9	120	80	0,0125

4. Формула Manning'a. С упрощенной формулой Tutton'a совпадает также „упрощенная“ формула, предложенная Manning'ом¹⁾ для выражения потерь как в трубах, так и в каналах. В формуле Manning'a величина C_0 принята лишь равной.

$$C_0 = \frac{1}{n},$$

где n — коэффициент шероховатости Ganguillet — Kutter'a; таким образом, по Manning'у для метрового размера:

$$v = \frac{\sqrt{i} R^{2/3}}{n}; i = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (29)$$

или

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \infty \frac{R^{0,017}}{n}$$

¹⁾ „On the flow of water in open channels and pipes“. Dublin, 1890.

В последнем столбце таблицы 2 приведены значения и соответственно принятым во втором и третьем столбцах значениям C_0 .

Для футовых мер формула Manning'a:

$$C_0 = \frac{1}{n} (3,28)^{1/3} R^{1/6} = \frac{1,49}{n} R^{1/6}$$

для саженей:

$$C_0 = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{2,135} \right)^{1/3} R^{1/6} = \frac{0,78}{n} R^{1/6}$$

Для $R=1$ формула Manning'a дает для метрического размера $C_0 = \frac{1}{n}$,

т.-е. то же, что формула Ganguillet = Kutter'a.

В Америке некоторым распространением пользуется формула Hazen-Williams'a, для которой авторами составлены весьма облегчающие производство вычислений таблицы ¹⁾.

Согласно упомянутой формуле:

$$v = C_0 R^{0,63} i^{0,54} 0,001^{-0,04}$$

Значение C_0 для труб (для футовых мер):

Для очень чистых и гладких новых труб $C_0 = 140$.

Для обыкновенных практических расчетов $C_0 = 100$.

5. Формулы Flamant'a и Lampe. Что касается европейской континентальной практики, то здесь особенно широкое распространение получили формулы для труб Flamant'a и Lampe. Формула Flamant'a имеет вид

$$i = a \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} \quad (30)$$

при чем для a (метрические меры) рекомендуются:

1. Для свинцовых, стеклянных, жестяных труб 0,00056
2. Для новых чугунных труб 0,00074
3. Для труб, бывших некоторое время в употреблении 0,00092

Последняя величина и рекомендуется для практических расчетов водопроводов. По ней составлены таблицы и номограммы, весьма удобно и просто позволяющие производить исчисления (см. Flamant: „Hydraulique“. Также проф. Есьман: „Гидравлика“, ч. 1).

Формула Dr. Lampe гласит (тоже для метрических мер):

$$i = 0,000755 \frac{v^{1,802}}{d^{1,25}} \quad (31)$$

Как видим, значения показателей в формуле Flamant'a одинаковы с формулой Blasius'a для гладких труб. Если в формуле Blasius'a вычислить значение коэффициента

$$0,02855 \cdot \left(\frac{\eta}{\gamma} \right)^{0,25}$$

¹⁾ Williams and Hazen: „Hydraulic tables“, 1920 г. (Р е д.).

для температур 10° , 15° и 20° C, то соответственно получаем 0,000555, 0,00053 и 0,00051, т.-е. величины, почти одинаковые с коэффициентом формулы Flamant'a для гладких труб. Однако, для обычных, уже бывших в употреблении и покрытых осадком водопроводных труб, принятый показатель $n=1,75$ находится в несомненном противоречии с обнаруженным Reynolds'ом, Unwin'ом, Tutton'ом и др. фактом приближения при этих условиях показателя к $n=2$.

Надо думать, что если бы Flamant обрабатывал исследованный им опытный материал в форме логарифмических анаморфоз, как это делали английские исследователи, он никогда не остановился бы на мысли выражать сопротивления всяческих труб одинаковым значением показателя $n=1,75$. При чтении оригинального мемуара знаменитого французского гидравлика ¹⁾ получается впечатление, что $n=1,75$ выбрано потому, что у соответственной кривой группировалось особенно много точек, представлявших результаты опытов над трубами самого разнообразного характера; кривая эта „собираала“ особенно много данных и являлась как бы особенно обоснованной опытами, дающими схожие результаты. Между тем, причиной здесь служило то, что на кривую укладывались данные многочисленных опытов над „гладкими трубами“.

В общем, необходимо признать, что показатели формулы Flamant'a, а также и Lampe неудовлетворительно соответствуют действительным соотношениям в обычных условиях службы труб. Помимо того коэффициент 0,00092, повидимому, мал. Masoni рекомендует для расчета магистральных линий большого диаметра увеличивать его в полтора раза. Все это вместе не позволяет рекомендовать формулы Flamant'a или Lampe в качестве основного практического расчетного соотношения.

§ 4. Формулы для естественных русел.

Все приведенные выше формулы имели по преимуществу в виду искусственные системы—трубы и каналы. Если при установлении своих формул Ganguillet-Kutter, Bazin и друг. и использовали результаты наблюдений над движением воды в естественных водотоках и определяли соответственные коэффициенты шероховатости, то во всяком случае в их исследованиях преобладающим являлось всегда стремление создавать соотношения для правильных искусственных каналов.

Существенное различие между движением воды в искусственном канале и естественном водотоке заключается в том, что в канале вода движется в русле, искусственно поддерживаемом в неизменном постоянном виде. Наоборот, естественный поток сам разрабатывает себе ложе, придавая руслу в результате эрозивной деятельности ту или иную, зависящую, с одной стороны, от расходов и уклона, с другой стороны от

¹⁾ „Annales des ponts et chaussées“, 1897.

рода и характера грунта, форму. В виду этого между свойствами грунта (в том числе и шероховатостью) и остальными элементами потока естественно ожидать некоторой определенной зависимости, в связи с чем характеристика шероховатости, как таковая, может сделаться уже излишней, так как она неявно определится другими элементами водотока. Таким путем появляются формулы без коэффициентов шероховатости. Представителем такого течения выступил австрийский гидрограф Siedeck, который, используя результаты более 500 определений, первый предложил подобного рода связывающее среднюю скорость и уклон потока с его геометрическими элементами (шириною по верху B и средней глубиною $T_n = \frac{w}{B}$) выражение. Формула Siedeck'a, однако, в общем так сложна, что мы ее здесь не решаемся приводить ¹⁾.

К значительно более простым результатам пришел Christen ²⁾, предлагающий для подобных, разрабатывающих самим-себе русло, потоков общее соотношение:

$$v = 7 \sqrt[3]{T \cdot i} \sqrt[8]{B} \dots \dots \dots (33)$$

и Hergmanek ³⁾, который дал следующие, зависящие от средней глубины T , соотношения:

$$\left. \begin{array}{l} T > 1,5 \text{ мтр.} \dots v = 30,7 T \cdot i^{1/2} \\ 1,5 < T < 6,0 \text{ мтр.} \dots v = 34,0 T^{3/4} i^{1/2} \\ T > 6,0 \text{ мтр.} \dots v = 44,5 T^{3/5} i^{1/2} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (33)$$

Некоторые из этих авторов стремятся распространить предлагаемые ими соотношения и на искусственные каналы; попытки эти, однако, удачными и целесообразными назвать нельзя.

§ 5. Выбор расчетной формулы.

1. Задачей нашей теперь является разобраться в многообразии приведенных выше формул, дать соответственную оценку предлагаемым соотношениям и в конце-концов остановить свой выбор на тех или иных выражениях, приняв их за основную расчетную формулу для дальнейших практических приложений.

По сути дела, единственным и в то же время исчерпывающим критерием для решения вопроса является само-собой опыт—систематизированный результат непосредственных наблюдений явлений.

Если бы иметь в наличии точные и бесспорные, в смысле надежности и чистоты работы, данные, полученные сериями опытов над руслами и трубами, охватывающими достаточные пределы в смысле скоростей и размеров сечений и в то же время относящимися к водотокам

¹⁾ „Z. d. Oster I. u. A. V.“ 1901, 1903, 1905. См. также: Forcheimer, l. a. c., стр. 73.

²⁾ „Z. f. Gewässerkunde“, 1904; „Das Gesetz der Translation des Wassers, 1903.“

³⁾ „Z. d. Öst. I. u. A. V.“, 1905, 1901, 1903. См. также „Forcheimer“, l. a. c., стр. 173.

со стенками безусловно одинаковых шероховатостей, то самый вопрос о выборе типа формулы свелся бы к непосредственному элементарному сопоставлению тех или иных соотношений с результатами опыта.

Вся трудность, однако, и заключается в том, что подобных единообразных и исчерпывающих данных до сих пор не имеется и это несмотря на огромный наличный опытный материал.

Те или иные серии опытов, даже, казалось бы, наиболее полные и систематические, на самом деле охватывают лишь небольшую часть исследуемой области явления; между тем различные опыты большей частью сильно разнятся между собой методом наблюдений и измерений¹⁾ а главное фактической шероховатостью стенки.

В последнем и кроется главная причина расходимости и несовпадения опытных данных; неровность, шероховатость стенки—параметр настолько переменный, зависящий от обработки, покраски, условий службы и проч., что является почти совершенно невозможным добиться одинаковой ее величины. Даже в металлических трубах, где, казалось бы, единообразие изделия обеспечивает наибольшую устойчивость меры шероховатости, последняя в действительности является все же достаточно переменной.

В этом и кроется причина, почему при розыскании истинной формы основных соотношений путем обработки совокупности относящихся к одинаковому „типу“ стенок опытных данных, в действительности большей частью сопоставляются результаты наблюдений лишь над „номинально“ (по названию) одинаковыми стенками; вследствие этого при нанесении экспериментальных данных на график и получаются „кучности“ и „полосы“ точек²⁾, проведение через которые соответствующих устанавливаемому соотношению кривых допускает достаточно широкий произвол. В результате всего этого приходится признать, что в настоящее время пока еще нельзя считать общий вопрос об истинной форме основной функции $\frac{F(v)}{\gamma}$ окончательно установленным³⁾.

Из этого, однако, не следует, что мы не в состоянии сколько-нибудь точно предугадывать величину сопротивлений. Наоборот, не зная доподлинно формы закона сопротивлений, мы в то же время в определенных областях для более или менее ограниченной сферы явлений, в пределах

¹⁾ Всего легче ошибиться в измерении уклонов, величины которых обычно в открытых руслах весьма малы.

²⁾ См. хотя бы график (таблица I), послуживший Bazin'у для установления его „и о в о й“ формулы.

³⁾ Широкое развитие гидротехники в последнее время и вызванное последним оживление научно-технической деятельности в области гидравлики дает повод надеяться, что в близком будущем будут, наконец, поставлены такие исследования, которые с достаточной полнотой разрешат этот, до крайности наболевший, вопрос; в частности, необходимо отметить, что учреждением особых гидравлических станций при гидрометрических частях в Туркестане и на Кавказе положено начало систематическому исследованию вопроса.

„кучностей“ и „полос“ обладаем довольно богатым материалом, чтобы определить среднюю вероятную величину сопротивления с достаточной точностью.

2. Переходя теперь к сопоставлению различных предлагаемых выражений, начнем с разграничения областей применения показательных и квадратичных формул. Мы уже выше отметили, что показательные соотношения по самой сути точнее и совершеннее выражают явления. Преимущества эти, однако, существенны, пока дело идет лишь об аналитическом выражении результатов эксперимента над отдельным данным водотоком.

Здесь, действительно, разобранным выше графическим приемом удобно и точно устанавливаются необходимые параметры показательного соотношения:

$$i = k \cdot \frac{v^n}{R^m}$$

На практике, однако, при производстве тех или иных расчетов ставится как раз обратная задача: соответственным выбором формул и численных коэффициентов требуется предугадать будущие соотношения между элементами движения. Тут-то и возникает затруднение, так как для различных степеней шероховатости, согласно опыту, показатели n и m принимают различные значения.

Уже выше было отмечено, что значение показателя при скорости $n = 1,75$ соответствует самым гладким стенкам (новым гладким трубам, особенно гладкой („под железку“) цементной штукатурке (Lea) и проч.)

Для новых чугунных труб, даже крытых асфальтом, n много выше, достигая значения 1,85 — 1,95 (Unwin, Lea, Saph, Schoder).

Для всех же остальных практических случаев (каналов земляных и мощеных, каменной кладки, бетона; труб в нормальных условиях их работы, покрытых хотя бы малым слоем осадка) показатель n близок к 2, т. е. закон сопротивления приближается к выражаемому квадратичной формулой.

Это обстоятельство необычайно важно; оно указывает нам на возможность пользоваться в качестве практических расчетных формул именно формулами квадратичными. Огромное же преимущество последних, по крайней мере в наших глазах, заключается в том, что квадратичные формулы дают выражение основного соотношения:

$$Q = K \cdot \sqrt{i}; \quad i = \frac{Q^2}{K^2}$$

в особенно простой и удобной для практического пользования форме.

Так как в дальнейшем при рассмотрении различных практических приложений мы исходим почти всюду из указанного соотношения, то естественно почему в качестве расчетной формулы мы отдаем предпочтение квадратичной.

Для применения показательных формул остается область чистых гладких труб — область широкого, практического интереса не представляющая.

3. Перейдем теперь к сравнению результатов различных квадратичных формул, начав с более употребительных: „новой“ формулы Bazin'a, Ganguillet-Kutter'a и Manning'a.

Непосредственное сопоставление коэффициентов приведено на диаграмме II. Здесь штриховкой обозначается область значений C по Ganguillet-Kutter'у для уклонов от 0,0001 до ∞ ; сплошные линии соответствуют кривым C по новой формуле Bazin'a:

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

пунктирные — по формуле Manning'a:

$$C = C_0 = R^{1/6}$$

где $C_0 = 1/n$ — обратная величина коэффициента Ganguillet-Kutter'a. Сопоставление это приводит к весьма интересным обобщениям.

Прежде всего оказывается, что для средних и больших шероховатостей (по Bazin'у $\gamma = 0,46$, по Ganguillet-Kutter'у $n = 0,017$ и выше) все три формулы дают для средних радиусов в общем весьма близкие результаты и могут быть применяемы с одинаковым успехом. Расхождение делается более заметным для малых радиусов, но последние в случаях значительной шероховатости встречаются сравнительно редко.

Малые радиусы составляют преимущественно область применения труб, водосточных каналов, акведуков и проч. сооружений, по большей части с гладкими бетонированными стенками с шероховатостью, оцениваемой значением по Ganguillet-Kutter'у: $n = 0,012 - 0,014$; по Bazin'у: $\gamma = 0,16 - 0,20$. Здесь наибольшая сходимость результатов различных формул имеется в области сравнительно малых радиусов ($R = 0,5 - 1,0$); наоборот, значительное расхождение наблюдается при радиусах больших; но не следует забывать, что опытов над большими бетонированными каналами почти и не имеется.

Огромную расхожимость, наконец, мы видим в области наименьшей шероховатости (по Ganguillet-Kutter'у $n = 0,010$; по Bazin'у $\gamma = 0,06$); на Bazin'овской диаграмме I этой области соответствует „кучность“ — весьма ограниченной длины ¹⁾. Практически особенного значения это обстоятельство не имеет, так как стенок, отвечающих столь малой шероховатости, в гидротехнической практике почти не встречается.

4. Если мы выше и указали что для обычных условий все соотношения дают более или менее близкие результаты, почему, казалось бы, пользование той или иной формулой представляется довольно безраз-

¹⁾ Вряд ли приходится раз'яснять, что подобное сближение различных кривых в отдельной хорошо исследованной области как нельзя лучше иллюстрирует высказанное выше соображение о достаточно произвольном проведении кривых через определенную опытом „кучность“.

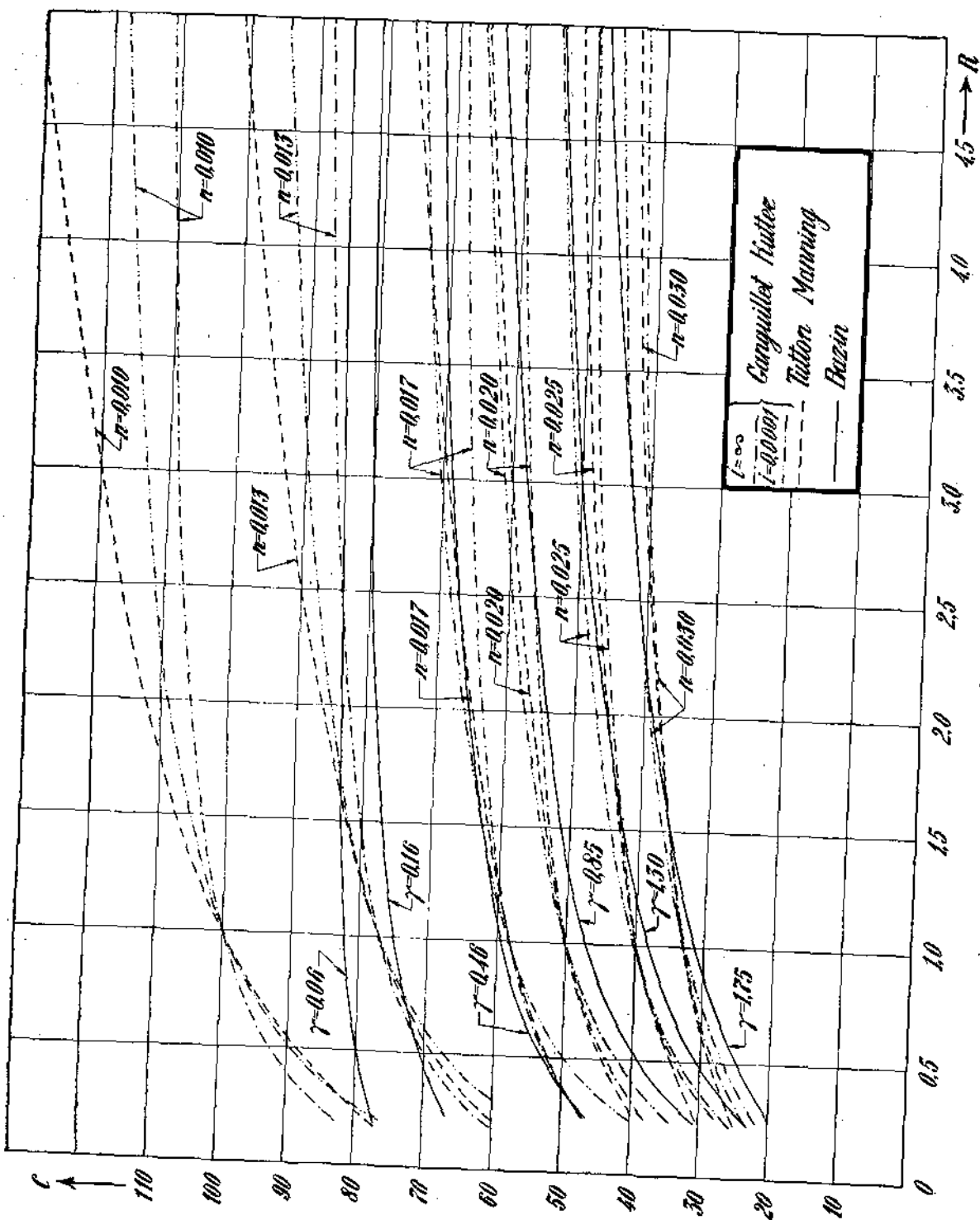


Диаграмма II.

личным, то все же мы лично определенно предпочитаем новую формулу Bazin'a и это по следующим соображениям:

- а) Формула эта наиболее простая. Этим свойством она выгодно отличается от формулы Ganguillet-Kutter'a особенно, если последнюю принимать с членом, зависящим от уклона; последняя форма, совершенно ничем не оправдывается и является, по нашему убеждению, просто-напросто вредным анахронизмом.
- б) Формула эта вместе с тем нисколько не хуже, скорее даже лучше отвечает „кучностям“ и „полосам“ опытных точек (см. диаграмму I); между прочим особенно обоснованной представляется на диаграмме прямая, соответствующая $\gamma = 0,16$, дающая заметное расхождение с кривыми Ganguillet-Kutter'a. В связи с этим обстоятельством отметим, что практика последнего времени (например, проект орошения Голодной степи; см. также ниже американские нормы для больших водосточных кирпичных коллекторов) принимает по Ganguillet-Kutter'у для бетонированных каналов значения $n = 0,14$, приближающиеся к значениям γ по Bazin'у $= 0,16$.

§ 6. Расчетные формулы для специальных категорий русел.

Перейдем теперь к более детальному сопоставлению результатов различных формул в применении к отдельным категориям русел, наиболее часто встречающихся на практике.

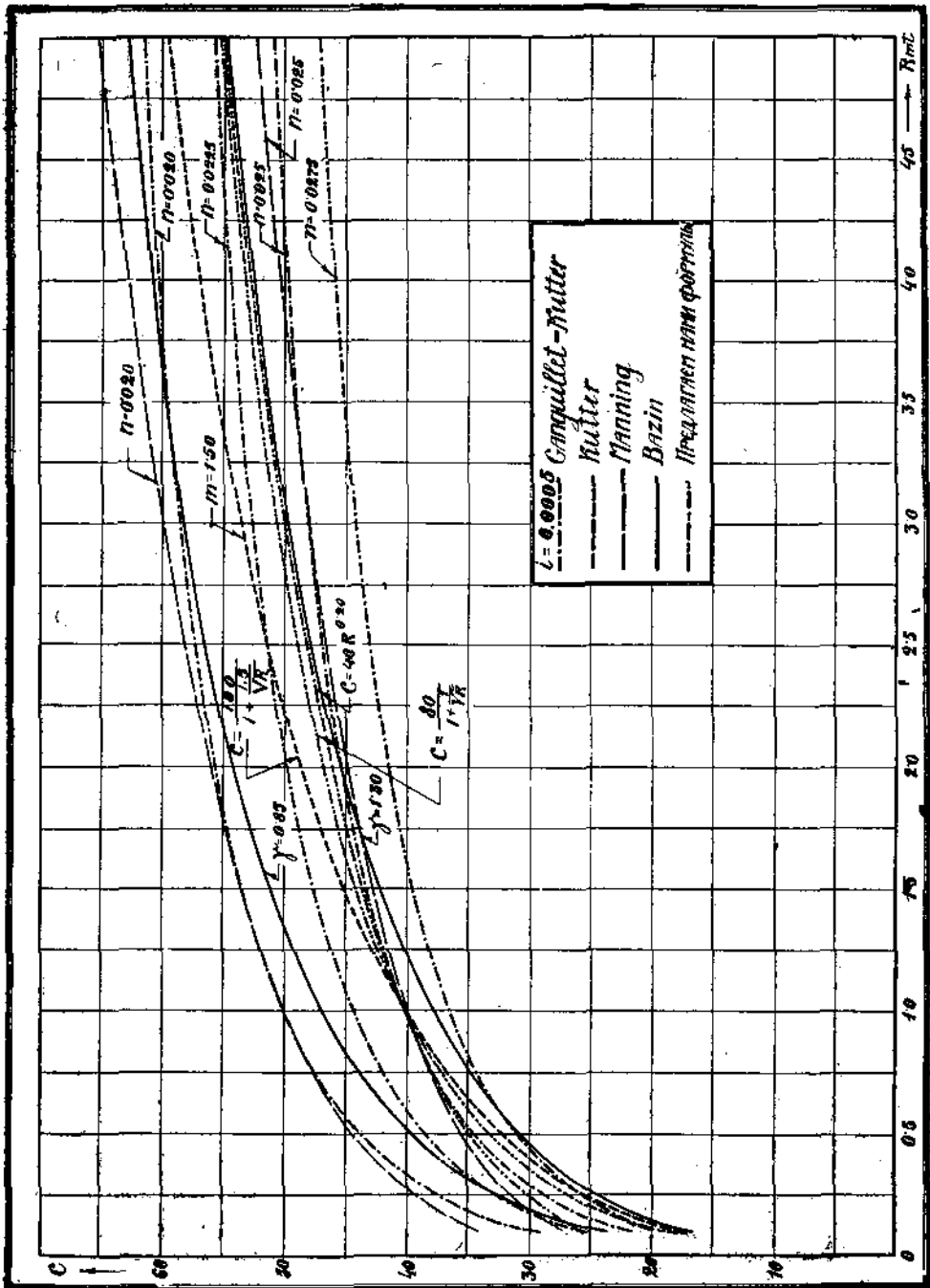
1. Область значительной шероховатости.

(Земляные и мощеные русла).

1. Для этой области (n по Ganguillet-Kutter'у $= 0,020 — 0,025$; γ по Bazin'у $= 0,85 — 1,30$) кривая Bazin'a (диаграмма II) дает, по сравнению с другими, для малых радиусов меньшие значения C , при больших радиусах приближаясь к кривой Ganguillet-Kutter'a для малых уклонов. В общем кривая Bazin'a значительно „круче“ остальных. Наибольшего пологостью отличается упрощенная кривая Ganguillet-Kutter'a ($i = \infty$). Более значительная крутизна кривой Bazin'a в общем гармонирует с выработанным ирригационной практикой правилом (см. выше стр. 13) — уменьшать, при пользовании формулами Ganguillet-Kutter'a коэффициент шероховатости по мере увеличения размеров канала, правило посредством которого, естественно, стремятся лишь исправить органический недостаток формулы, дающей слишком пологую кривую.

Все эти семейства более ясно обнаруживаются на диаграмме III, на которой изображены различные кривые для земляных и мощеных русел ¹⁾.

¹⁾ На диаграмме этой кривые по G.-К написаны для уклона 0.0005, близкого к обычно применяемым в практике величинам.



Как видим, кривая Bazin'a с $\gamma = 1,30$ для самых малых радиусов лежит в области Kutter'овских $n = 0,0275$, переходя для очень больших радиусов в область $n = 0,0225$.

Признавая, в соответствии со всем этим, формулу Bazin'a наилучшей из общепринятых формул для расчета земляных каналов в обычном среднем состоянии, мы не можем все же не отметить, что в области малых радиусов кривая Bazin'a все же чрезмерно крута ¹⁾.

Более удовлетворительным представляется нам соотношение:

$$C = \frac{80}{1 + \frac{1}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (34)$$

и рекомендуемое нами в качестве расчетной формулы для земляных каналов в обычных средних условиях; на диаграмме III ему соответствует кривая, вычерченная (— · · — · · — · · —).

2. Вообще говоря, мера „крутизны“ всего проще определяется значением показателя в формулах типа

$$C = C_0 \cdot R^p \dots \dots \dots (35)$$

образцом которой является уже цитированная выше формула Manning'a, в которой для всех родов стенок принято одинаковое значение $p = 1/6$.

Ряд исследователей английских гидравликов (Thurpp, C. Fidler, Lea ²⁾) однако, показали, что показатель p нельзя считать постоянным, что, наоборот, показатель этот изменяется в зависимости от рода стенок, в общем увеличиваясь с шероховатостью и составляя для кирпичных и бетонных стенок $p =$ около 0,15; для гладкой каменной кладки 0,16—0,20, наконец, для бутовой кладки, гравия, скалы, а также земляных каналов колеблясь в пределах от 0,15 до 0,25 и выше; для земляных каналов особенно характерными являются величины от 0,20 до 0,25; низшие значения получаются в случае правильных земляных каналов с особо малой шероховатостью (см. ниже п. 3).

Указанные значения показателя p определялись, откладывая полученные из опыта величины C в функции от радиуса в логарифмической шкале, т. е. строя логарифмическую анаморфозу. При этом точки ложились на прямую линию, что являлось лишь доказательством, что соотношение (35) вообще является правильным и отвечающим сути явлений. Сообразно этому, мы лично склонны думать, что в будущем, при наличии более обширного и надежного опытного материала, возможно будет

¹⁾ Из диаграммы, между прочим, ясно, что совершенно неудовлетворительна для рассматриваемых условий старая форма Kutter'a:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{1,5}{\sqrt{R}}}$$

²⁾ „Hydraulics“, стр. 201.

вообще вовсе отказаться от сложных многочисленных формул (Bazin, Ganguillet-Kutter) и пользоваться более простыми одночленными выражениями типа (35).

Формулы Bazin'a, Ganguillet-Kutter'a дают в логарифмической шкале кривые линии (см. диаграмма IV); выходит, что показатель p зависит не только от шероховатости, но и от самого радиуса. В частности наклон линии C в логарифмической шкале (непосредственно измеряющей величину p) особенно возрастает с уменьшением радиуса; отсюда становится понятным почему мы могли отметить, как недостаток, чрезмерную „крутизну“ кривой Bazin'a в области малых R . Для радиусов больших 0,50 м. последняя (с $\gamma = 1,30$) очень мало отличается от расчетной формулы для земляных русел, предлагаемой Lea:

$$C = C_0 \cdot R^{0,25} \dots \dots \dots (36)$$

где C_0 для футовых мер $= 50 \frac{\text{ф.}^{1/4}}{\text{сек.}}$; соответственно для метровых мер $= 37 \frac{\text{м.}^{1/4}}{\text{сек.}}$

На этом графике (диаграмма IV) обнаруживается чрезмерная пологость для обычных радиусов ($R > 0,50$ м.) кривой G.—K.'а (при $n = 0,025$) очень близкой в этих пределах к формуле Manning'a.

Предложенной нами выше расчетной формуле

$$C = \frac{80}{1 + \frac{1}{\sqrt{R}}}$$

„промежуточной“ между Bazin'ом и Ganguillet-Kutter'ом, соответствует в общем одночленное соотношение (для метровых мер):

$$C = 40 \cdot R^{0,20} \dots \dots \dots (37)$$

3. Приведенные выше формулы соответствовали земляным руслам в среднем, обычном, состоянии. Между тем индийская ирригационная практика, подтверждаемая уже отчасти и практикой Закавказья и Туркестана, свидетельствует, что в лессовых грунтах шероховатость дна и стенок каналов, вообще незначительная, через некоторое время (по некотором заилении канала) понижается еще более, в общем приближаясь к области $n = 0,020$, в отдельных же случаях падая еще ниже (см. выше данные Ирригационной Конференции в Simla, стр. 14). Сообразно этому при проектировании сетей в лессовых грунтах считают иногда каналы с пониженным коэффициентом шероховатости, принимая, например, по Ganguillet-Kutter'у $n = 0,0225$ для малых каналов и уменьшая коэффициент n до 0,020 — для больших.

Этим условиям и соответствуют малые значения показателя p в формуле (35), приводимые Lea ($p = 0,15—0,20$). Нижнему пределу соответствует формула Manning'a с $C_0 = 50$ (для метровых мер), для средних

радиусов, близкая к кривой С.-К.'а. Формула Bazin'a (с $\gamma = 0,85$) дает несколько меньшие значения расчетного коэффициента; наклон ее несколько больше, отвечая, примерно, одночленному соотношению:

$$C = 47 \cdot R^{0,20}$$

Не забудем еще, что рассматриваемая группа коэффициентов относится также к категории „мощеных“ поверхностей; вряд ли нужно указывать на всю неопределенность этого термина.

Действительно, под названием „мощеная“ скрываются поверхности весьма различного свойства, от булыжной мостовой до откоса, укрепленного рваным камнем и проч. В общем наравне с каменной одеждой мощеные стенки наименее исследованы и крайне нуждаются в систематических опытах.

II. Область малой шероховатости.

На ряду с рассмотренною выше областью земляных русел, весьма значительное практическое значение имеет область малой шероховатости, соответствующая бетонированным поверхностям каналов, всякого рода водосточным коллекторам, трубам и проч. Область эту по Bazin'у характеризовать можно шероховатостью $\gamma = 0,16—0,22$; по Gan-guillet-Kutter'у $n = 0,012—0,015$

К сожалению опубликованных результатов опытов над большими каналами, покрытыми бетонной одеждой, почти не имеется. Поэтому, рекомендуя значения коэффициентов $\gamma = 0,16$ или, лучше, $\gamma = 0,20$ и $n = 0,014$ для грубых бетонированных поверхностей с понижением $n =$ до $0,012$ ¹⁾ для цементной штукатурки, обычно приходится лишь высказывать пожелание скорейшего появления опытных работ в этой области.

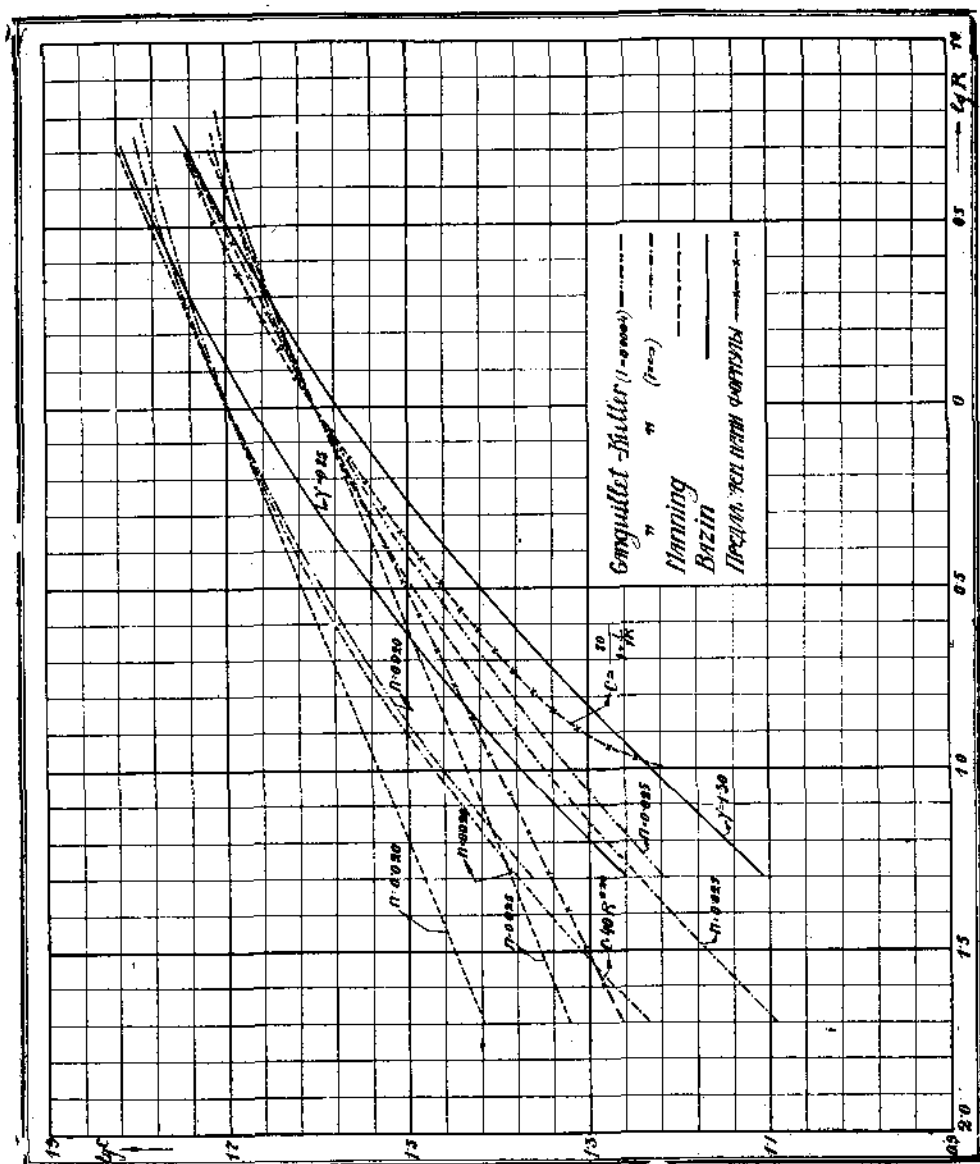
Наоборот, сравнительно хорошо изучена область малых радиусов, относящихся к водосточным каналам и всякого рода трубам.

В дальнейшем мы подвергнем те и другие отдельному рассмотрению.

1. Водосточные каналы.

Водосточные каналы устраиваются малого и среднего размера из керамиковых и бетонных труб, больше из бетона или кирпича. Естественно, что, в зависимости от материала, шероховатость стенок должна быть различна, будучи особенно малой для гладких глазированных керамиковых труб и достигая сравнительно значительной величины для кирпичных каналов. Практика, однако, показывает, что с течением времени, по мере того как стенки покрываются осадком, разница в шероховатостях сглаживается. С другой стороны, в линиях, которые кладутся из готовых труб, существенное влияние на сопротивление оказывают неиз-

¹⁾ Штольня гидроэлектрической станции Kubel: $R = 0,6$ мтр.: $v = 1,5$ м/сек.; $n = 0,0115$. См. „Entwicklung der hydrometrie in der Schweiz“, 1907 г.



Диаграма IV.

бежные неправильности и неровности в стыках, особенно заметные в трубах малого диаметра (наиболее именно гладких). Вот почему в канализационной практике иногда просто принимают один общий расчетный коэффициент для всякого рода каналов.

Ко всему этому надо добавить, что в системах водосточных сетей расчеты носят преимущественно поверочный характер. По сути дела не представляется необходимым точно предопределить движение воды со строго определенными уровнями и скоростями. Задача проектирования заключается лишь в том, чтобы назначить такие размеры элементов сети (само собой без чрезмерного запаса), которые обеспечивали бы свободный проход ожидаемых вод. При таких условиях выбор коэффициентов шероховатостей должен быть обязательно сделан с некоторым запасом, покрывающим возможные случайности, неизбежные загрязнения и несовершенство работ. При этом надо каждый раз взвешивать весь комплекс полагаемых в основу проекта норм и оснований, как-то: норм стока, наполнения каналов и проч. и устанавливать „меру запаса“ в той или иной области лишь по совокупности всех принятых данных.

С этой точки зрения и следует смотреть на те расчетные формулы и коэффициенты, которые предлагаются как „испытанные на опыте“ нормы расчета соответственных сооружений. Приведем некоторые из них.

В Америке обычно считают по формуле Ganguillet-Kutter'a принимая $n=0,013$ —для бетонных и гончарных труб и $n=0,015$ —для кирпичных каналов большого размера; швейцарские справочные издания („Schw. Ing. Kalend.“) предлагают считать $n=0,012$. В германской литературе для расчета водостоков особенно рекомендуется „старая“ формула Kutter'a с $m=0,35$; Hütte предлагает пользоваться формулой Bazin'a с $\gamma=0,30$.

В русской канализационной практике при проектировании водосточной сети в Киеве считали (по Ganguillet-Kutter'y) $n=0,012$ —для гончарных труб, $n=0,013$ —для бетонных и чугунных. В Москве, однако, коэффициент n был понижен до 0,0105, что было вызвано трудностями, возникшими при проектировании линий в равнинной плоской местности ¹⁾.

При составлении проекта канализации для города Петрограда пользовались формулой Ganguillet-Kutter'a в упрощенном ее виде без члена, зависящего от уклона. При этом, без различия материала, для труб больших диаметров ($d > 24''$) принималось $n=0,013$; для труб диаметром $d < 24''$ — $n=0,012$. Подобною переменою коэффициента имелось в виду исправить некоторую имеющую место неправильность в строении самой расчетной формулы Ganguillet-Kutter'a, дающей кривую C чрезмерной „крутизны“ при малых радиусах.

На диаграмме V сделано сопоставление кривых, соответствующих различным расчетным формулам. Наравне с формулами Kutter'a, Ganguillet-

¹⁾ Такое понижение может быть допускаемо лишь при условии, что в остальном нормы (стока, наполнения) приняты по совокупности с большим запасом.

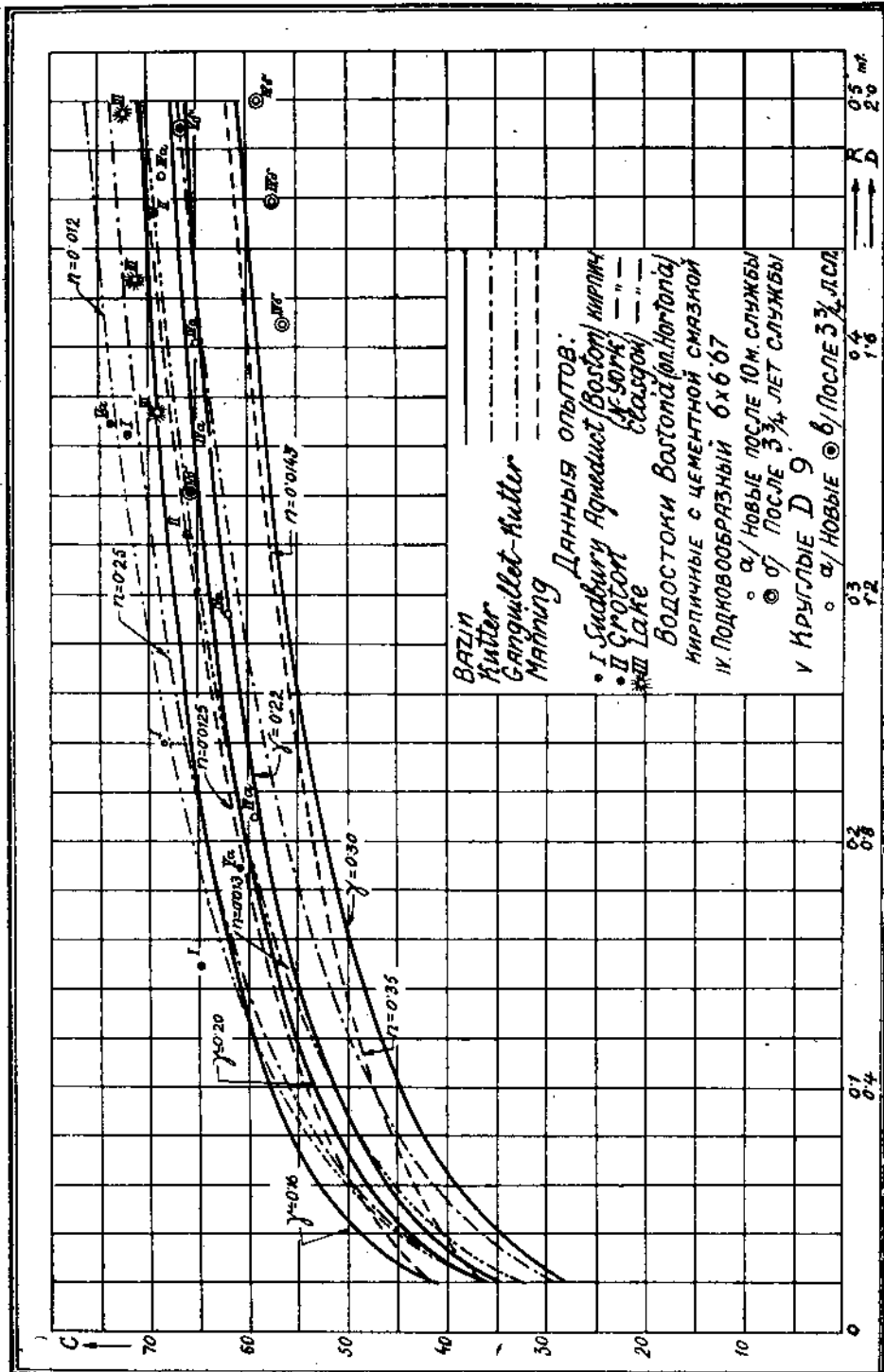


Диаграмма V.

let-Kutter'a и Bazin'a приведены также кривые C по Manning'y. На эту же диаграмму нанесены также те довольно скудные данные опытов над движением в водосточных каналах, которые опубликованы в литературе ¹⁾.

Из диаграммы ясно обнаруживается, что наиболее резкое падение коэффициента C при малых радиусах имеет место для формулы Ganguillet-Kutter'a. Более пологая кривая Bazin'a; всего спокойнее кривая Tutton-Manning'a.

К сожалению, в области малых радиусов опытные точки совершенно отсутствует, потому мы лишены возможности непосредственно судить о правильности той или иной кривой; по аналогии, однако, с одной стороны с трубами (см. ниже), с другой—принимая во внимание приведенные выше результаты графического анализа получаемых из опытов зависимостей от радиуса, надо думать, что кривые Ganguillet-Kutter'a и Kutter'a „старая“ чрезмерно круты в начале. Недостаток этот свойствен, хотя и в меньшей мере, и кривой Bazin'a. Более удовлетворительными нам представляются кривые формулы Tutton-Manning'a ²⁾, которую мы лично и считали бы возможным рекомендовать в качестве основного расчетного соотношения.

При этом для бетонных, керамиковых, чугунных и прочих труб мы считали бы уместным принять C_0 в формуле Tutton-Manning'a равным (для метрового размера) $C_0 = 80$, соответственно $n = 0,0125$ ³⁾.

Для кирпичных каналов, в случае стремления считать с большею осторожностью, можно было бы принять $C_0 = 75$ или наконец, $C_0 = 70$ соответственно $n = 0,0143$ ⁴⁾.

Надо, однако, заметить, что для больших, какими обычно бывают кирпичные каналы, выбор той или иной формулы не имеет уже почти значения. Судя по диаграмме V , здесь очень уместна кривая Bazin'a с $\gamma = 0,022$.

2. Трубы. Перейдем теперь к выбору расчетной формулы и коэффициентов для водопроводных труб. Здесь в общем гидравлика распо-

¹⁾ Взято преимущественно из Hughes and Safford: „Hydraulics“. Нельзя не отметить совершенно удивительного явления. В городах цивилизованного мира проложены сотни тысяч, если не миллионы километров линий водосточных труб. Ежегодно проектируется десятки и сотни новых систем. Каждый раз проектирующий инженер встречается затруднение в выборе коэффициентов, принимая в конце концов по опыту ранее осуществленных систем те или иные коэффициенты и тем внося свою лепту в укрепление традиции и „опыта“, по сути почти ни на каком опыте не основанными и, возможно, влекущими за собою весьма значительные, непроизводительные и излишние расходы. Необходимость систематического опытного исследования сетей, казалось бы, ясна. Между тем, мы имеем лишь самые отрывочные опытные данные и то лишь американские.

²⁾ Отметим, что показатель Manning'овской формулы $p = \frac{1}{49}$, соответственно Lea и проч., в общем как раз соответствует бетонированным и кирпичным поверхностям водосточных каналов.

³⁾ Из диаграммы между прочим явствует, что предложенные Hütte нормы расчета (формула Bazin'a $\gamma = 0,30$) ведут к ничем неоправдываемым преувеличенным размерам.

⁴⁾ В формуле Bazin'a соответственно можно принимать $\gamma = 0,20$.

лагает сравнительно богатым опытным материалом, почему естественно ожидать возможности более точного установления расчетных величин. Это и имеет место по отношению к новым чистым трубам, для которых (особенно для наиболее гладких стенок медных, свинцовых и проч.) законы и величины сопротивлений могут быть выражаемы с большою точностью посредством показательных формул, хотя бы Flamant'a, Blasius'a и проч.

Из квадратичных формул для чистых железных труб хорошие результаты дает формула Lang'a (20).

Всего более, однако, значение для практики имеют чугунные трубы, почти исключительно и употребляемые в водопроводной практике: Как показывает опыт, для чистых новых чугунных труб показатель степени в формуле сопротивления меньше 2 ($n = 1,85 - 1,90$); таким образом и для выражения потерь в новых чугунных трубах следовало бы, строго говоря, пользоваться формулами показательными; однако, с течением времени, по мере образования на стенках осадка (см. выше) шероховатость возрастает, приближая зависимость сопротивлений от потерь к квадратичной. Между тем, очевидно, при проектировании водопровода надо производить расчет, учитывая неизбежное „загрязнение“ и перемену закона сопротивлений в сети, т.-е. потери в сети приходится считать не на чистые трубы, а на загрязненные, соответствующие трубам, бывшим в употреблении большее или меньшее число лет. Таким трубам соответствует показатель $n = \infty 2$. Вот почему является практически возможным и при расчетах водопроводов пользоваться формулами квадратичными, вообще более простыми и удобными.

При таких условиях для сохранения единообразия желательно распространить пользование квадратичными формулами и на чистые трубы, но при этом ясно, что коэффициент сопротивления (в силу того, что $n < 2$) должен будет уменьшаться со скоростью. В таблице (см. приложение) приведены по Fanning'у ¹⁾ значения коэффициента λ в формуле:

$$i = \frac{h_w}{l} = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

для чистых труб различных диаметров при разных скоростях, из которой ясно обнаруживается указанная зависимость коэффициента λ от скорости.

Сопоставление формул. Коэффициенты Fanning'a очень широко применяются в Америке; чтобы сопоставлять с ними другие употребляемые в практике водоснабжения формулы и коэффициенты на диаграмме VI вычерчены кривые λ соответственно наиболее употребительным и распространенным выражениям.

В отношении формул, учитывающих изменение потерь от скорости, кривые, приведенные на диаграмме VI, соответствуют скорости $v \approx 1$ мтр., некоторой „средней“ величине, к которой, обычно, близки скорости, принимаемые в водопроводных сетях.

¹⁾ Fanning: l. a. c. N. Y. 1909, стр. 242—246.

Приведенные на таблице кривые располагаются в три, ясно выраженные, группы. Первая включает в себе кривые Darcy, Lang'a и Sonpe и характеризуется значительной пологостью, давая для диаметров $> 0,4$ мтр., почти постоянные величины и лишь для самых малых диаметров слегка увеличивая коэффициент сопротивления λ .

Вторая группа составляется из кривых Fanning'a, H. Smith'a, Tutton-Manning'a; близки к этой группе данные Unwin'a и для больших и средних диаметров Hill'a; все эти кривые для значений $d > 0,5$ м. дают почти совпадающие значения λ , при этом меньшие, чем соответственные значения λ в первой группе. Наоборот, в области малых диаметров, рассматриваемая группа кривых дает значения λ большие, чем кривые первой группы. Особенно при этом резко подымается кривая Hill'a, в области малых радиусов, попадающая в сферу кривых, соответствующих формулами Bazin'a с $\gamma = 0,16$ и Kutter'a с $m = 0,25$, которые мы относим к третьей группе.

Обращаясь к сравнительной оценке кривых, прежде всего надо заметить, что кривые первой группы основаны по преимуществу на опытах с небольшими диаметрами²⁾; наоборот, американские исследования распространялись на трубопроводы значительно больших размеров. Нам кажется, в виду этого, правильным в отношении больших диаметров довериться второй группе кривых. В отношении же труб малых диаметров мы лично считаем и до настоящего времени наиболее достоверными данные Darcy; однако, принимая во внимание, что для малых труб всякие неправильности и неточности в размерах и несовершенство укладки играют особо важную роль в смысле возможного случайного повышения сопротивления, мы считаем целесообразным для практической расчетной формулы (большую часть имеющей поверочный характер) принять несколько большие значения коэффициента λ . Однако, мы все же не видим никаких оснований идти так далеко с увеличением λ , как это получается по формулам Bazin'a и Kutter'a¹⁾ и считаем, что достаточный для прак-

$$C = C_0 \cdot R^p$$

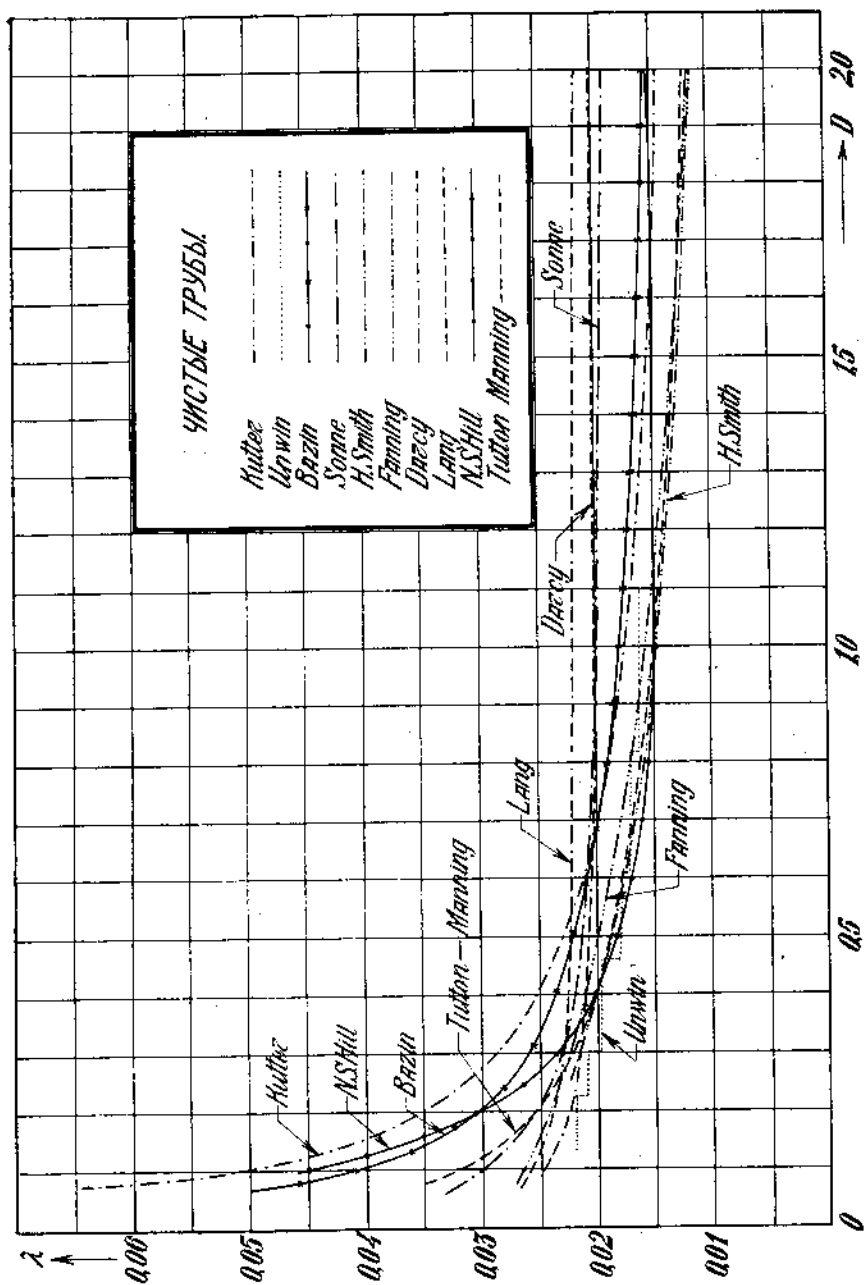
тических подсчетов запас дает формула Tutton-Manning'a с коэффициентом: $C_0 = 91 = \frac{\lambda}{0,011}$ для метровых мер и соответственно $C_0 = 135$ для футовых.

Формулу Tutton-Manning'a с указанным коэффициентом мы и избираем в качестве „практической расчетной формулы“ для чистых труб³⁾.

¹⁾ В опытах Darcy — $d < 0,5$ мтр.

²⁾ Вспомним сказанное выше относительно „крутизны“ кривых в связи с изменением показателя p в выражении:

³⁾ Расчетная таблица величин λ и соответственных пропускных способностей по формуле Т.-М'а издана отдельной брошюрой. Приведенные в этой таблице значения λ и C соответствуют скорости в 1 м/сек.; однако, для скоростей не слишком отличающихся от 1 м/сек. можно пренебрегать изменением коэффициента сопротивления со скоростью.



Грязные трубы. Наибольшее значение для практических расчетов имеют все же трубы загрязненные, со стенками, покрытыми осадками. К сожалению, однако, здесь - то и начинается неопределенность. Опыты над грязными трубами дают самые разнообразные, трудно соединимые воедино, результаты, что обуславливается, тем, что исследованию подвергались трубы в самых различных условиях загрязнения, с осадками самой различной толщины и характера.

Увеличение сопротивления в загрязненной трубе происходит от двух причин: а) изменения шероховатости благодаря замене гладкой крашеной или асфальтированной поверхности значительно менее гладкой поверхностью осадка и б) сужения сечения благодаря уменьшению диаметра. Шероховатость осадка само собой различна в зависимости от тех или иных химических свойств воды, но разница эта не столь значительна в смысле влияния на изменение сопротивлений, как вторая причина — сужение сечения ¹⁾. Сужение сечения при том все время прогрессирует и соответственно увеличивает со сроком службы потерю напора; тогда как шероховатость изменяет свою величину лишь в первое время и затем остается, надо думать, неизменной. Отсюда естественное стремление разделить эти две причины увеличения сопротивления, оценив отдельно изменения характера поверхности стенки и отдельно изменение диаметра. Так и поступает Lang, предлагая для труб, покрытых осадками, оценивать коэффициент сопротивления λ формулой:

$$\lambda = \left(0,02 + \frac{0,0018}{V_{v.d}} \right), \dots \dots \dots (20)$$

умножая потерю напора

$$h_0 = \lambda \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g},$$

вычисленную для первоначального диаметра, на величину $(d_0/d_1)^5$, где d_0 и d_1 значение диаметра в первоначальном виде и соответственно в покрытой осадком трубе ²⁾.

Подобный прием расчета, правильный с точки зрения теоретической практически, однако, не может иметь широкого применения, так как для пользования им требуется наперед знать толщину слоя осадка, что, конечно, совершенно невозможно.

В связи с этим и появляются в литературе хотя и менее совершенные, но более приспособленные для практики формулы, пытающиеся

¹⁾ Напомним, что потеря напора увеличивается при том же расходе обратно пропорционально пятой степени относительного сужения:

$$h'_{w} = h^0_w \left(\frac{d_0}{d'} \right)^5$$

²⁾ Приведем по Weyrauch'y („Hydraul. Rechn.", 1912 г., стр. 80) таблицу значений $(d_0/d_1)^5$ в зависимости от различных степеней сужения диаметра:

d_0/d_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,93	0,95	0,98
$(d_1/d_0)^5$	32,0	12,8	5,95	3,06	2,27	1,69	1,48	1,29	1,18.

дать некоторые средние коэффициенты, оценивающие при обычных условиях совместное влияние всех вызывающих загрязнение факторов.

Примером тому могут служить хотя бы таблицы Fanning'a ¹⁾, где приводится целый ряд данных для коэффициентов сопротивлений, соответствующих трубам при самых разнообразных условиях систем.

Из этих таблиц мы приводим данные для труб слегка загрязненных (slightly tuberculated), т.-е. в состоянии, получающемся в первые годы эксплуатации и труб загрязненных (foul), соответствующих весьма значительной, почти предельной, загрязненности. Данные эти Fanning'ом приводятся для скорости в 3 фут/сек. Значения коэффициентов приведены в приложении, а также изображены на диаграмме VII.

Sonne ²⁾ для учета увеличения сопротивления от загрязнения вводит некоторый „коэффициент загрязнения“ σ , на который, по его предложению, надлежит умножать коэффициент λ для чистых труб. Для практических расчетов Sonne дает следующую величину коэффициента:

$$d = 0,1 \quad 0,2 \quad 0,3 \quad 0,4 \quad 0,5 \quad 0,6 \quad 0,8 \quad 1 \text{ метр.} \\ \sigma = 2,0 \quad 1,9 \quad 1,7 \quad 1,6 \quad 1,5 \quad 1,4 \quad 1,2 \quad 1,1.$$

Оба указанные выше авторитета не учитывают собственно влияния срока службы; подобную попытку делает, напр. Weston ³⁾. Последний для учета уменьшения расхода (пропускной способности), со временем, предлагает формулу:

$$Q = \frac{Q_0}{\sqrt{1 + \frac{n}{22}}}$$

где Q_0 — расход в новой чистой трубе, а n — число лет службы. Tutton ⁴⁾ дает следующие значения C_0 в своей формуле в связи с временем службы:

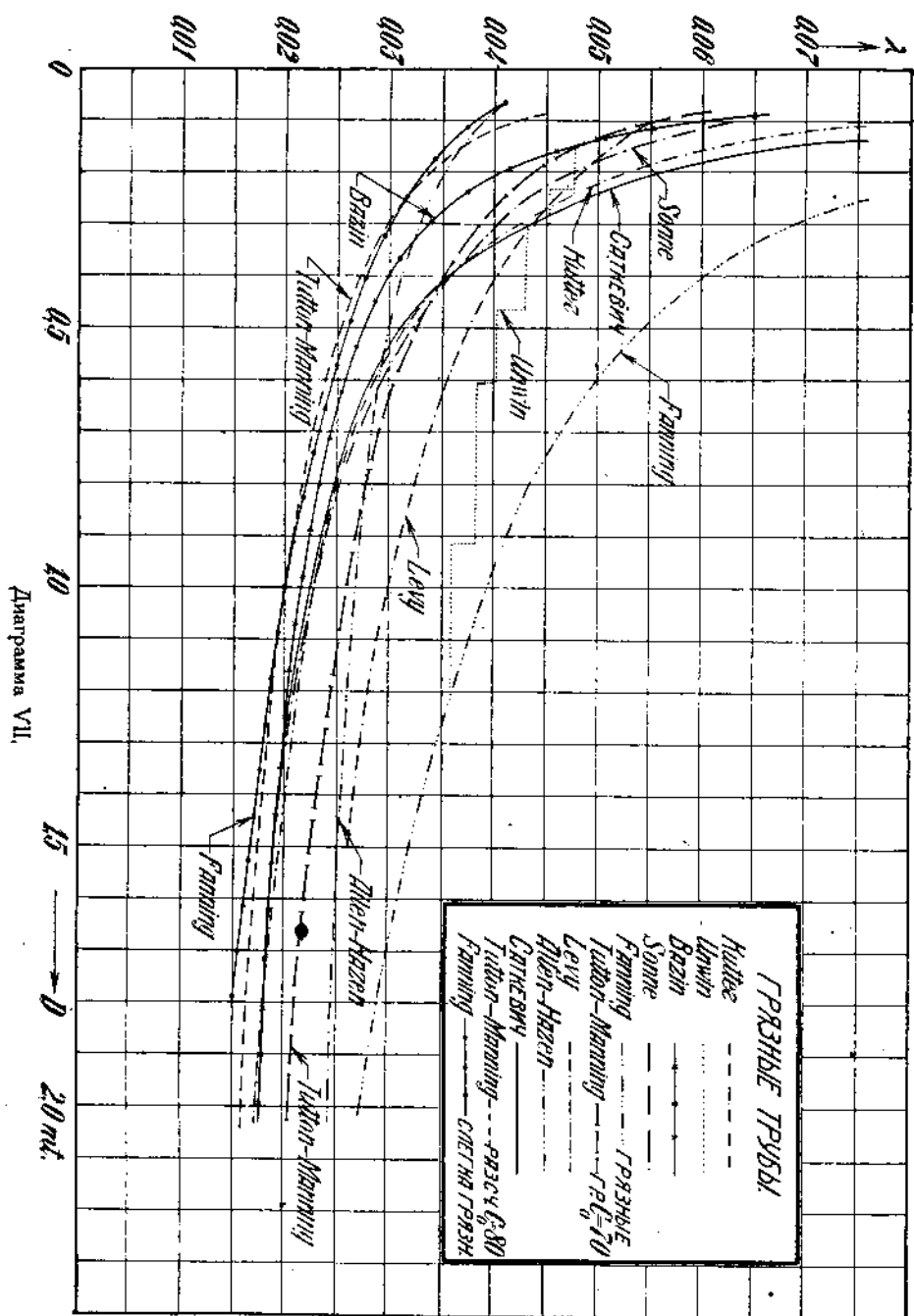
	Футовый размер.	Метровый размер.
1. Совершенно новая труба	175	117
2. 1 год службы	140	94
3. Слегка загрязненная, около 6 лет службы	124	83
4. Слегка загрязненная, около 8 лет службы	116	78
5. Среднее состояние городских сетей, около 10 лет службы.	108	72
6. То же, около 14 лет	100	67
7. Очень сильное загрязнение, около 25 л. службы	80	54

¹⁾ Fanning. „Treatise on Water supply“, стр. 248.

²⁾ „Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.“, 1907 г.

³⁾ „Trans. Am. Soc. C. E.“ 35, стр. 289.

⁴⁾ Цитировано по Parker'y: „Control of Water“, стр. 442.



Аваргана VII.

Эта формула не учитывает в свою очередь того обстоятельства, что возрастание сопротивлений наступит скорее в трубе малого диаметра, чем большого. Этот факт принят, во внимание Williams'ом и Allen-Hazen'ом в своих таблицах ¹⁾, указывающих при рекомендуемых ими коэффициентах соответствующую среднюю продолжительность службы труб. Так, например, оказывается нормальному расчетному коэффициенту $C_0 = 100$ в их формуле:

$$V = C_0 R^{0,63} i^{0,54} \frac{1}{0,001}^{-0,04}$$

соответствует срок службы:

d (дюймы)	4	5	6	8	10	12	16	20	24	30	36	и выше
число лет службы	13	14	15	16	17	17	18	19	19	19	20	

Таблицу, изображающую изменение сопротивления со временем дает также в своем докладе XI Водопроводному Съезду проф. А. А. Саткевич ²⁾, рекомендуя в качестве нормальной расчетной величины значения, соответствующие 10 летней службе.

Все эти данные, а также ряд величин, предложенных другими исследователями, сопоставлены на диаграмме VII, наглядно изображающей соотношение предлагаемых различными исследователями норм.

Рассматривая эту таблицу, мы прежде всего видим, что кривая Allen-Hazen'a резко выделяется своею пологостью для больших диаметров. Остальные кривые в общем носят в этой части одинаковый характер. С другой стороны, для малых диаметров кривые расчетных формул Kutter'a, Bazin'a, Sonne и Саткевича чрезмерно загибаются вверх. Если для примера сравнить коэффициент сопротивления, получаемый из различных формул для диаметра $d = 0,10$ мтр. с значением λ для чистых труб из опытов Darcy ($\lambda \sim 0,25$), то получим следующее:

Allen-Hazen, Fanning	увеличение в 1,54 раза
Tutton-Manning $C_0=80$	" " 1,65 "
" " $C_0=70$	" " 2,20 "
Maurice Levy	" " 2,20 "
Bazin ($\gamma=0,22$)	" " 2,36 "
Sonne	" " 2,48 "
Kutter ($m=0,35$)	" " 3,04 "
Саткевич	" " 4,30 "

Наибольшее между тем увеличение сопротивления, полученное Darcy из опыта, было лишь в два раза больше нормального.

В соответствии со всем этим и придавая особый вес указаниям Fanning'a, как одного из наиболее опытных деятелей водопроводного дела, мы предлагаем в качестве нормальной расчетной формулы и здесь воспользоваться формулой Tutton-Manning'a со следующими коэффициентами:

¹⁾ "Hydraulic tables". N. Y. 1920.

²⁾ Труды XI Водопроводного Съезда в Риге.

а) Нормальная расчетная формула, соответствующая слегка загрязненным трубам:

$C_0 = 80$ (метр.) соответственно $C_0 = 120$ (фут. разм.). По Tutton'у этим значениям соответствует состояние труб после 6—8 лет эксплуатации; можно думать, что этими величинами будут достаточно точно характеризоваться трубы хотя уже туберкулированные, но без существенного изменения диаметра, какими, например, явились бы в частности и чищенные старые трубы.

б) Грязные трубы, соответствующие по Tutton'у состоянию сети водоснабжения примерно лет через 12 службы: $C_0 = 70$ (метр. разм.) соответственно $C_0 = 105$ (фут. разм.)¹⁾.

3. Приведем еще некоторые данные для определения расчетных коэффициентов для некоторых других родов труб.

Клепаннные трубы. Клепаннные из стальных листов трубы употребляются при установке трубопроводов особо больших диаметров, как в силовых гидравлических устройствах, так (особенно в Америке) и в водоснабжении и отводе сточных труб. До настоящего времени опытные данные относительно сопротивления подобных труб имеются лишь американские²⁾, произведенные над трубами диаметром до 103" (2,60 метр.) при скоростях до 6 фут./сек. Как следовало ожидать для труб одного и того же диаметра, коэффициент сопротивления меняется в известных пределах в зависимости от свойств и качеств клепки³⁾.

Пока, к сожалению, еще не представляется возможным учесть эти влияния в форме точных количественных соотношений. Надо, однако, заметить, что все эти колебания очень невелики; с другой стороны опыт показывает, что коэффициент λ мало изменяется с диаметром труб. Для новых труб λ составляет около 0,0021—0,022; для труб, бывших в употреблении, коэффициент повышается до 0,0235—0,0285. Последняя величина, однако, исключительна.

Большинство опытов показывает значение λ несколько ниже 0,025, почему последнюю величину ($\lambda = \frac{1}{40} = 0,0025$) мы и считаем возможным принять, как надежный расчетный коэффициент при проектировании клепаннных водоводов большого диаметра.

Отметим еще, что Tutton рекомендует в своей формуле для расчета клепаннных труб, бывших в употреблении (в футовых мерах) $C_0 = 112$, соответственно в метрах $C_0 = 75$. С другой стороны Fanning оценивает сопротивление в подобных трубах одинаковым с потерями в „слегка загрязненных чугунных“ (класс g).

¹⁾ См. „Таблицы для расчета водопроводных труб по формуле Tutton-Manning'a Изд. Кассы Взаимопомощи Политехнического Института. Петроград, 1915 год.

²⁾ Herschel: „115 experiments; Marx, Wing and Hoskins“: Trans A. S. C. E. 1897 и 1899 г.

³⁾ Оказывается, например, что труба 48" склепанная в нахлестку дает сопротивление примерно на 12% больше, чем склепанная в стык; влияние толщины листов и выступающих заклепочных головок уменьшается с увеличением диаметра и проч.

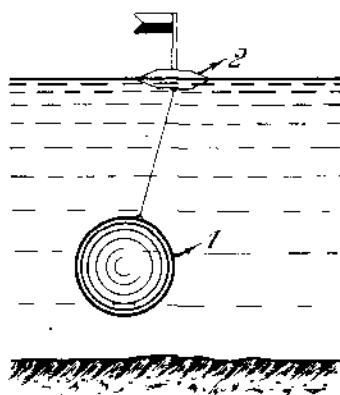
ГЛАВА II.

Распределение скоростей по сечению.

§ I. Распределение скоростей при движении жидкости в открытом русле.

1. Вопрос о том, как распределяются по сечению скорости при движении жидкости в открытом русле, интересовал гидравликов с самого начала возникновения науки. Так уже в XVII столетии вопросом этим занимались итальянские гидравлики—ученики Галилея; решить вопрос они пытались умозрительным путем, применяя те или иные аналогии. В ту эпоху распространенным являлось представление, что скорость в движущемся потоке увеличивается от поверхности ко дну; при этом после открытия Toricelli закона свободного истечения через отверстие, стали думать (Guigelmini и др.), что закон этот применим также и к движению жидкости в русле открытом, т.-е. стали полагать, что скорость в сечении возрастает от поверхности ко дну пропорционально корню квадратному из глубины; более того, закону свободного падения тел стали подчинять скорость течения водотока на всем его протяжении от истока до устья.

Только в начале XVIII столетия Mariotte показал, что скорость в потоке от поверхности ко дну вообще убывает: явление это Mariotte обнаружил опытом посредством так называемого двойного поплавка; прибор этот (фиг. 3), известный повидимому уже Leonardo и доныне употребляется в гидрометрических работах: он состоит из соединенных тонкою нитью двух тел; из них нижнее (I), погруженное в воде, делается обычно сравнительно значительных размеров, поплавок же придают такие формы, чтобы не вызывать, по возможности, сопротивлений при движении; в виду этого общая скорость, с которой движется вся система, устанавливается близкой к скорости погруженного тела. Давая различные длины соединительной нити, можно наблюдая за скоростью движения поплавка, судить о величине скорости в различных точках живого сечения потока.



Фиг. 3.

Результаты Mariott'a подтверждены были впоследствии Pitot, измерявшим скорости помощью трубки m с загнутым концом 0 (фиг. 4). Если трубку установить так, чтобы загнутый конец направлен был против течения, то на устье 0 будет действовать некоторое давление, пропорционально в общем скорости и массе обтекающей отверстие воды, а так как масса в свою очередь также пропорциональна скорости, то давление струи на отверстие будет расти соразмерно квадрату скорости.

Благодаря давлению, вода в трубке подымается на некоторую высоту z , равную:

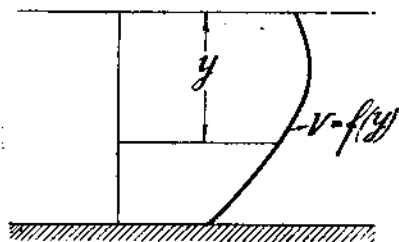
$$z = k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

где k — некоторый, определяемый опытом, коэффициент.

В частности, Pitot считал $k = \infty 1,00$ что, как показывает опыт, на самом деле близко к действительности. Описанная трубка явилась первообразом широко применяемых ныне, само собою с значительными усовершенствованиями, приборов, носящих имя славного французского гидротехника.

Как видим, изучение распределения скоростей в потоке с первых же шагов оказалось связано с изобретением инструментов для измерения скоростей течения, и в дальнейшем исследование вопроса тесно переплетается с гидрометрическими работами Michelotti, Ximenes'a, Eytelwein'a, Funk'a, Woltman'a, Baumgarten'a, Hagen'a, и других инженеров, занимавшихся определениями расходов воды ¹⁾.

Исследователи эти при том высказывали самые различные предположения относительно вида кривой скорости ($u = f(y)$, фиг. 5). Hagen считал кривую близкою к прямой; Funk видел в ней логарифмическую кривую; Ximenes параболу с вертикальной осью; Gerstner и Raucourt склонялись к эллипсу и проч.



Фиг. 5.

2. Что касается определений количественной зависимости между скоростями в характерных точках, то начало этому положил еще Du-Baut своими опытами над движением воды в небольшом деревянном желобе. Основываясь на результатах опытов последнего, Prony выразил зависимость между среднею скоростью потока v и скоростью на поверхности u_n (для метрических мер) соотношением:

$$v = u_n \frac{u_n + 2,372 \text{ м.}}{u_n - 3,153 \text{ сек.}}$$

¹⁾ Подробности см.: Rühlman: „Hydromechanik“, стр. 530.

Тяпкин: „Приборы для измерения скоростей“.

Формула Prony не учитывает ни формы, ни размеров потока, ни, наконец, шероховатости стенок; последнее, впрочем понятно, если вспомнить, что, по воззрению того времени материал стенки вовсе не должен был оказывать влияния на течение жидкости.

Мы не будем приводить других формул этой эпохи—они представляют теперь лишь исторический интерес. Интересно лишь отметить, что в частности формула Prony, по каким-то совершенно непонятным основаниям, до сих пор иногда рекомендуется в курсах инженерного дела и даже включается в инструкции для производства гидравлических расчетов сооружений (мостиков, труб и проч.)

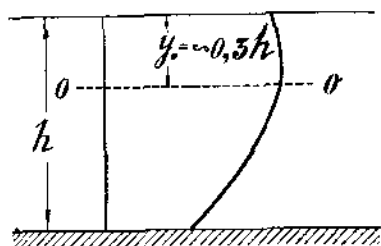
Огромным шагом вперед в деле изучения вопроса явились гидрографические работы Humphrey и Abbot'a на реке Миссиссипи (1851—1858) ¹⁾.

Основные результаты, к которым пришли американские исследователи в отношении распределения скоростей по сечению, сводятся к следующему:

а) Кривая распределения скоростей по вертикали представляют собою параболу с горизонтальной осью;

б) Наибольшая скорость находится не на самой поверхности (фиг. 6), а несколько ниже, примерно на глубине $0,3h$;

в) Параметр параболы зависит от шероховатости и размеров русла.



Фиг. 6.

3. С заключениями американских инженеров во многом совпали выводы, к которым пришел несколько позднее Bazin в результате весьма обширных и обстоятельных исследований над распределением скоростей в искусственных каналах, произведенных посредством трубки Pitot ²⁾, усовершенствованной Darcy.

Bazin также пришел к заключению, что кривая распределения скоростей по вертикали является параболой с горизонтальной осью. В большинстве опытов наибольшая скорость также оказывалась несколько ниже свободной поверхности. При том, тем глубже, чем относительно меньше ширина канала по верху; с возрастанием ширины по верху наибольшая скорость, по мнению Bazin'a приближается к поверхности и в прямоугольных каналах бесконечной ширины должна была бы лежать на самой поверхности.

¹⁾ Работы эти были произведены в целях регулирования нижнего течения реки; грандиозные по замыслу и по широте охватываемых областей, они в свое время явились драгоценным вкладом в дело практической гидрометрии.

²⁾ „Rech. Hydrauliques“, т. I.

В последнем случае скорость u на глубине z определится из соотношения (фиг. 7):

$$u = u_n - a \cdot \frac{z^2}{h^2} \quad (\text{для широкого русла}) \quad (1)$$

при чем параметр a равен $a = k \cdot \sqrt{h \cdot i}$, где k — постоянный, независящий от шероховатости, коэффициент, значения которого по Bazin'у для широкого канала должно составлять около 24¹⁾.

Так как для широкого канала²⁾ $R = \infty h$ и так как $\sqrt{h \cdot i} = \frac{v}{C}$, где v — средняя скорость, а C — коэффициент основной формулы ($v = C\sqrt{Ri}$), то:

$$u = u_n - 24 \sqrt{h \cdot i} \cdot \frac{z^2}{h^2} = u_n - 24 \frac{v}{C} \cdot \frac{z^2}{h^2}$$

Фиг. 7.

Соотношение (2) позволяет определить зависимость между характерными скоростями в профиле.

Величина расхода q на единицу ширины прямоугольного широкого русла составляет:

$$q = v \cdot h = \int_0^h u dz = \int_0^h \left[u_n - \frac{24v}{3C} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] dz = u_n \cdot h - \frac{24v}{3C} h \cdot (3) \quad (3)$$

Откуда:

$$u_n = v \left(\frac{C+8}{C} \right) \quad (4)$$

и отношение средней скорости на вертикали v к скорости на поверхности u_n :

$$\frac{v}{u_n} = \frac{C}{C+8} \quad (5)$$

¹⁾ Измерение k , как легко усмотреть, $\frac{L^{1/2}}{T}$, т.е. корень квадратный из ускорения.

²⁾ В дальнейшем мы часто будем иметь дело с подобным „идеальным“ руслом бесконечной ширины, в котором, очевидно, движение во всех плоскостях параллельных оси одинаковое — „плоское“. В действительности на практике движение приближается к „плоскому“ в средних частях широкого не глубокого прямоугольного канала, когда $\frac{h}{b}$ мало. Величина гидравлического радиуса такого канала (фиг. 7а):



Фиг. 7а.

$$R = \frac{bh}{b+2h} = \frac{h}{1+2\frac{h}{b}}$$

При малом отношении $\frac{h}{b}$, $R = \infty h$. В частности Bazin на основании опыта пришел к заключению, что раз только $b > 5h$, то стенки уже оказывают малое влияние на распределение скоростей в средних вертикальных плоскостях.

Найдем теперь скорость на дне u_d ; для этого в выражении (2) положим $z = h$; заменяя в то же время u_n через v по (4), получим:

$$u_d = v \left(1 + \frac{8}{C} - \frac{23}{C} \right) = v \left(1 - \frac{16}{C} \right) \dots \dots \dots (6)$$

$$\frac{u_d}{v} = \frac{C-16}{C} \dots \dots \dots (7)$$

В нижеследующей таблице вычислены значения $\frac{v}{u_n}$ и $\frac{u_d}{v}$ в зависимости от C ¹⁾.

Т А Б Л И Ц А 3.

C	20	30	40	45	50	55	60
$\frac{v}{u_n}$	0,715	0,790	0,835	0,850	0,863	0,874	0,883
$\frac{u_d}{v}$	0,250	0,470	0,600	0,645	0,680	0,710	0,734

Таблица эта показывает, что для наиболее обычных соотношений, при которых $C = 40 \div 50$.

$$\frac{v}{u_n} = 0,85; \frac{u_d}{v} = 0,65; \frac{u_d}{u_n} = 0,55.$$

Соотношения эти, напоминаем, предложены Bazin'ом для русел бесконечно широких, в которых стенки не оказывают влияния на течение. Для обычных прямоугольных и трапециевидных русел Bazin, констатируя сложность и многообразие явления, отказывается, по крайней мере на основании своих личных опытов, вывести количественные соотношения, определяющие сколько-нибудь полную картину распределения скоростей. Bazin полагает лишь, что и для таких русел связь между средней скоростью во всем сечении и наибольшей скоростью на поверхности может быть выражаема соотношением формы:

$$v = u_n - k \cdot \sqrt{Ri} \dots \dots \dots (8)$$

¹⁾ Во избежание ошибок, заметим, что формулы (5) и (7) и соответственно C даны для метровых мер. Для саженных формулы (5) и (7) получим, умножив 8 и 16 на 0,685:

$$\frac{v}{u_n} = \frac{C}{C+5,5}; \frac{u_d}{v} = \frac{C-11}{C}.$$

Для футов—умножив (8) и (16) на 1,81:

$$\frac{v}{u_n} = \frac{C}{C+14,5}; \frac{u_d}{v} = \frac{C-29}{C}.$$

При этом в пределах опытов величина k оказывалась в среднем близкой к 14; сообразно этому в качестве первого приближения Bazin считал возможным положить:

$$\frac{u_n}{v} = 1 + 14 \frac{\sqrt{Ri}}{v} = 1 + \frac{14}{C} = \frac{C + 14}{C} \dots \dots (5 \text{ bis})$$

Выводы Bazin'a впоследствии нашли подтверждение в опытах Gunningham'a („Min. Proc. Inst. C. E.“ 1883) на Гангесском канале,—правильном водотоке совершенно исключительных размеров и длины.

4. Изотакхи. Насколько нам известно, Bazin первый также воспользовался для наглядного изображения картины распределения скоростей так называемыми „изотакхами“, т.е. кривыми равных скоростей.

На фиг. 8 (а и б) изображено по Bazin'у распределение скоростей в прямоугольном канале, а на фиг. 8с в треугольном. На диаграмме VIII дана картина распределения скоростей, полученная инженерами Близняком и Зирингом при одном из определений расходов на реке Енисее ²⁾.

5. Естественные русла. Приведенным выше, наиболее чем скудным материалом, к сожалению, ограничиваются те сведения, которыми мы в настоящее время располагаем по вопросу о распределении скоростей при движении жидкости в правильных искусственных каналах.

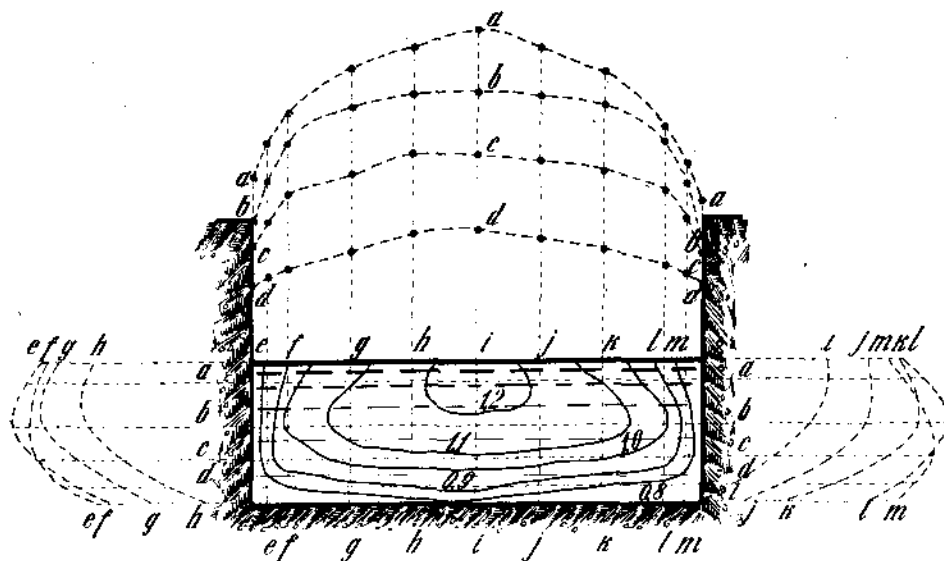
Позднейшие, более совершенные в смысле приемов измерений, определения касаются почти исключительно естественных рек и потоков. Обстоятельства движения здесь вообще значительно усложняются.

В п. 1 мы привели уже разнообразные мнения ³⁾ различных исследователей по вопросу о форме кривой распределения скоростей по вертикали; такое разнообразие мнений не станет удивительным, если, с одной стороны, принять во внимание все то разнообразие условий в смысле размеров, конфигурации, рода и характера дна и стенок русел, с которыми приходится сталкиваться в естественных водотоках и, с другой стороны, учесть то обстоятельство, что естественный поток лишь при исключительных условиях находится в установившемся и почти никогда в равномерном движении.

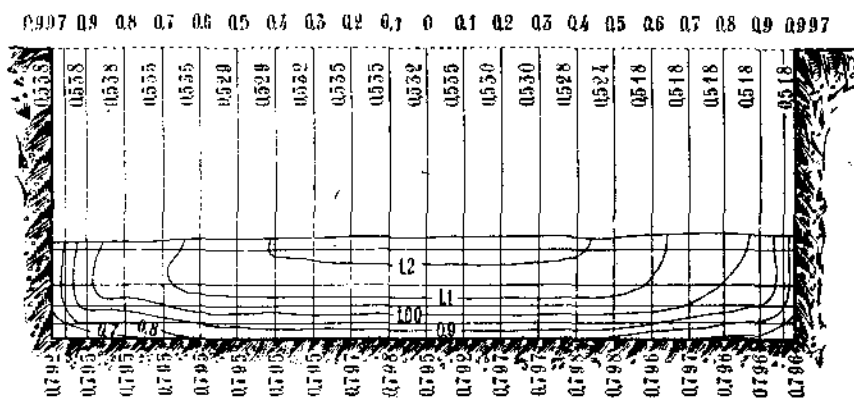
1) Для саженей: $\frac{u_n}{v} = \frac{C + 9,6}{C}$; для футов: $\frac{u_n}{v} = \frac{C + 25}{C}$.

2) Таблица заимствована из издаваемых Управлением Внутренних Водных Путей М. П. С. „Материалов по описанию русских рек“. Вып. XXXIII. 1913.

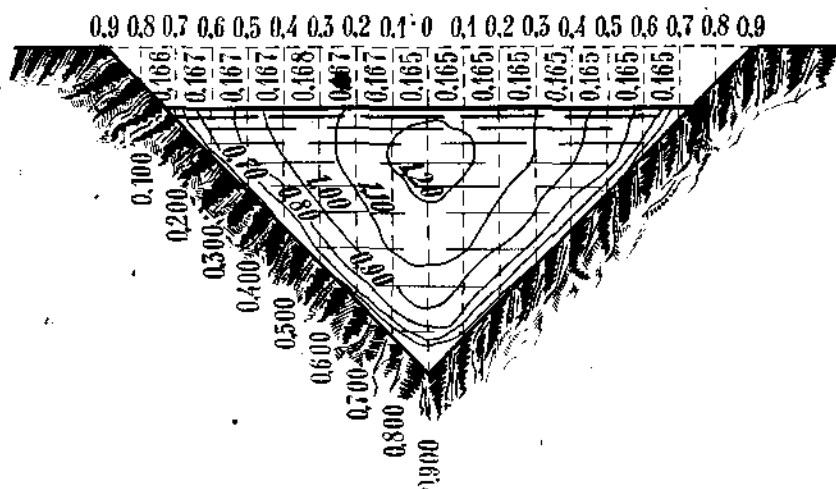
3) Обстоятельную сводку мнений по этому вопросу делает Traub в особой таблице („Z. f. d. Gewässerkunde“, 1913 г., стр. 5) наглядно сводя существующие по вопросу о форме кривых мнения и перечисляя адептов различных воззрений.



Фиг. 8а.



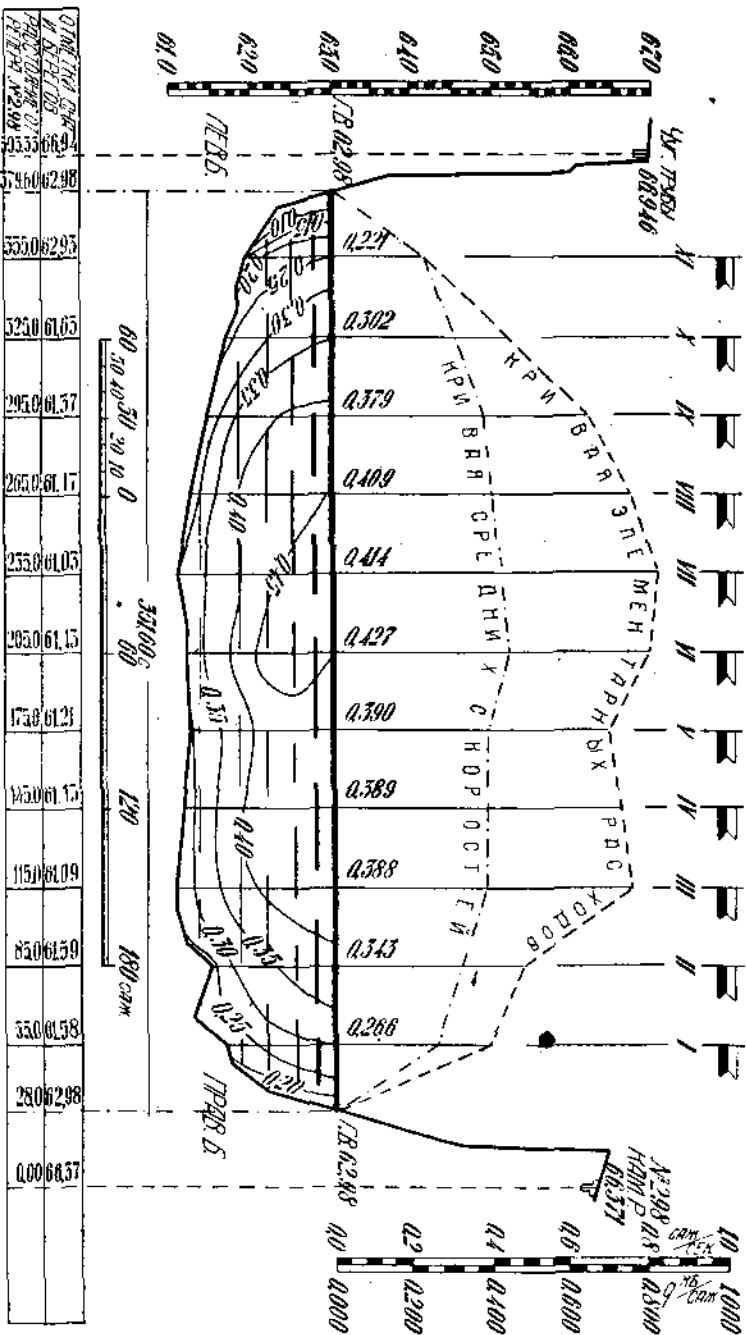
Фиг. 8б.



Фиг. 8в.

ИЗОТДЖИ РЕГИСТЕР

на временной производственной станции 12-14 октября 1941

$$Q=200.40 \text{ KGS PER MIN. } P=571.4 \text{ KG CM } V_{GR}=0.363 \frac{\text{CM}^3}{\text{MIN}}$$


Дипграмма VIII

Более поздние наблюдения, однако, над глубокими, полноводными реками показали, что кривая распределения скоростей по вертикали получается большей частью близкой к типу, изображенному на фиг. 96 ¹⁾

Jasmund ²⁾, анализируя подобные кривые, полученные при гидрометрических работах на р.р. Эльбе и Рейне, положил, что всего лучше кривые эти выражаются логарифмической линией, т.-е. соотношением:

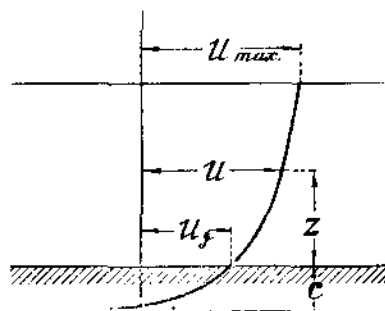
$$u = a + b \operatorname{Log} (z + c) \dots \dots \dots (9)$$

где z — расстояние точки от дна, а a , b и c некоторые, характеризующие кривую, параметры. (Фиг. 9а).

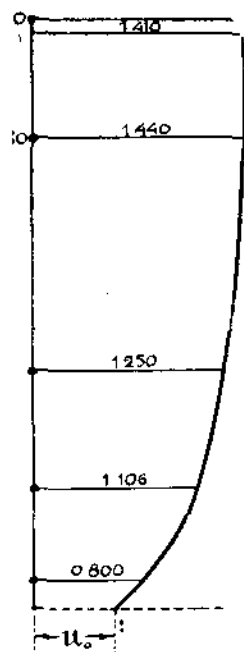
Логарифмическая линия Jasmund'a получила широкое признание и в работах русских гидротехников (на р.р. Зее, Лене, Туре, Тоболе и друг.).

В частности Jasmund, а за ним и многие русские исследователи полагали, что скорость на дне равна нулю. Сообразно этому и проведены на фиг. 8а кривые скоростей.

Заметим, однако, что начертание кривой ниже последней измеренной точки является произвольным. Вместо кривой Jasmund'a можно, исходя из предположения, что скорость на дне имеет конечную величину,



Фиг. 9а.



Фиг. 96.

ну, провести кривую примерно так, как это показано на фиг. 96.

Надо сказать, что самый вопрос о том, какова скорость в непосредственной близости к стенке, до настоящего времени не представляется окончательно выясненным, и по этому поводу существует значительное разногласие в среде исследователей. Трудность окончательного разрешения вопроса коренится прежде всего в фактической невозможности непосредственного измерения, так как, каков бы ни был измерительный прибор, последним возможно измерять скорость все же лишь на некотором расстоянии, а не непосредственно у самой стенки.

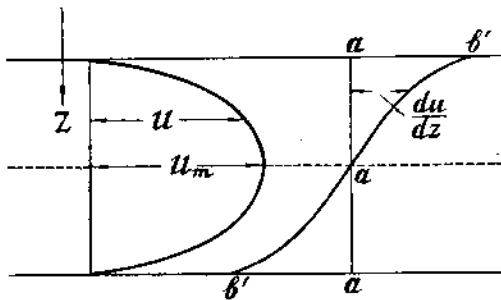
Так как по этому поводу накопилось достаточно недоразумений, то представляется важным уяснить суть дела; всего лучше это дости-

¹⁾ Кривая заимствована из книги ниж. Фидман и Шафалович: „Описание гидрометрических работ на р.р. Зее, Туре и Тоболе“. (Материалы для описания русских рек". Выпуск XXXIV 1912 г.).

²⁾ „Hand. d. I. V. Gewässerkunde“.

гается сопоставлением движения струйчатого и беспорядочного¹⁾; в струйчатом величина скорости непрерывно и плавно изменяется от нуля (на стенке) до u_{max} : при этом непрерывно изменяется также и величина $\frac{du}{dz}$, которую тем самым можно изобразить некоторою кривою

bb' (фиг. 10). На весьма малом расстоянии δz от стенки скорость также очень мала, будучи, равной, $\delta u =$



Фиг. 10.

$$= \left[\frac{du}{dz} \right]_{cp.} \delta z. \text{ Средняя сила тре-}$$

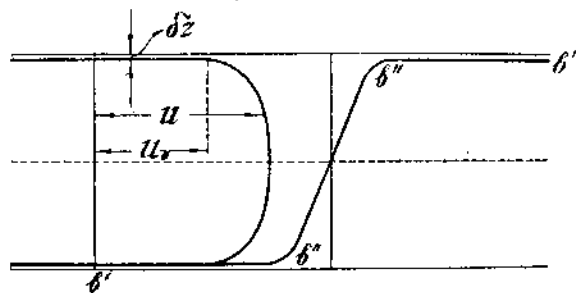
ния на единице поверхности стенки очевидно равна $\eta \cdot \left[\frac{du}{dz} \right]_{cp.}$

В отношении беспорядочного движения мнения сторонников взгляда, что скорость на стенке имеет конечную величину u_d , надо понимать следующим обра-

зом: независимо от того, существует ли или нет на поверхности стенки неподвижный, смачивающий ее и удерживаемый силами сцепления бесконечно тонкий слой жидкости, в ближайшей близости к стенке, на малом от нее расстоянии δz , скорость имеет конечную величину u_d (фиг. 11).

Величиной этой скорости и определяется сила сопротивления на единице поверхности стенки, равная $\gamma \cdot B \cdot u_d^2$ (по Boussinesq'y).

С этой точки зрения является безразличным, что происходит в самом промежутке δz : имеется ли действительный разрыв непрерывности в величине



Фиг. 11.

скорости, и частицы непосредственно скользят по неподвижной смоченной стенке с относительной скоростью u_d , так что промежуток δz фактически равен нулю, или, как полагают другие исследователи (Prandtl, Forchheimer, Lamb и пр.), область беспорядочного движения охватывает лишь внутреннюю часть потока до поверхности $m-m$; в пределах же тончайшего слоя δz , — между поверхностью $m-m$ и стенкой, — движение струйчатое; в последнем случае величина $\frac{du}{dz}$ в точке b на поверхности

резко изменяет свою величину, достигая в пределах слоя δz весьма значительных размеров (фиг. 12), что и изображается кривою $b'b''b'b'$

¹⁾ См. Б. А. Бахметев. Гидравлика, ч. I, глава IV.

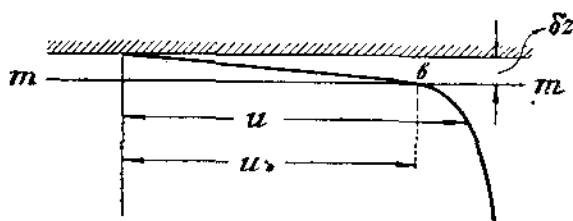
Lamb и Forchheimer делают попытку определить толщину слоя δz , исходя ¹⁾ из равенства в слое $m-m$ силы сопротивления и трения беспорядочного движения $\gamma \cdot B \cdot u_d^2$ и соответственной силы трения и струйчатом движении $\eta \cdot \frac{du}{dz}$:

$$\gamma \cdot B \cdot u_d^2 = \eta \cdot \frac{v^2}{C^2} = \eta \cdot \frac{u_d}{\delta z},$$

откуда

$$\delta z = \frac{\eta \cdot u_d \cdot C^2}{\gamma \cdot v^2} = \frac{\eta \cdot C^2}{\gamma \cdot v} \cdot \frac{u_d}{v} \dots \dots \dots (a).$$

Применяя соотношение (a) к данным, полученным Bazin'ом при опыте в цилиндрической цементной трубе диаметром 0,8 метра, для



Фиг. 12.

которого $C^2 = 3012 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$, а $\frac{u_d}{v} = 0,742$, и принимая η для воды с температурой $10^\circ\text{C} = 0,0001335 \frac{\text{гр. сек.}}{\text{сант}^2}$, Forchheimer получает величину δz в сантиметрах

$$\delta z = \frac{2,98}{v},$$

таким образом, для $v = 1,0 \frac{\text{м.}}{\text{сек.}}$, δz равно $\sim 0,03$ сант. К величинам того же порядка приходит и Lamb. Как видим, толщина слоя δz получается весьма ничтожной, почему и в этом случае с практической точки зрения можно говорить о конечной скорости u_d непосредственно у дна и стенки потока.

Очевидно, и сама логарифмическая кривая Jasmund'a вовсе не противоречит предположению конечной скорости на дне. Дело сводится лишь к подбору соответственных значений параметров, которые, очевидно, в предположении Jasmund'a специально подбирались так, чтобы при $z=0$ — давать $u=0$.

Положение струйки с наибольшей скоростью. Уже выше был отмечен обнаруженный исследованиями Humphrey и Abbota, факт, что наибольшая скорость на вертикали находится не на свободной

¹⁾ Lamb Hydrodynamics, p. 592.

Forchheimer. Encycl. Mathem. Wissenschaft, s. 448; см. также Hydraulik, s. 120.

²⁾ См. Б. А. Бахметев. Гидравлика, ч. I, стр. 107.

поверхности потока, а несколько ниже, на некоторой глубине. Явление это, наблюдаемое и другими исследователями, многими гидравликами обобщено было даже в общее правило. Так как притом Bazin (да и раньше Humphrey и Abbot) показал, что дело тут не во влиянии ветра, то причину подобной „аномалии“ в распределении скоростей надо было искать в каких-то других общих свойствах движущегося потока.

Наиболее, казалось, правдоподобное объяснение дал Flamant, усматривающий причину явления в усилении беспорядочности движения на „границе“ жидкой массы вблизи свободной поверхности, благодаря чему поглощается часть энергии основного переносного движения и уменьшается соответственно скорость последнего.

Bazin склонен был объяснить явление влиянием берегов. На ряду с этим, другие исследователи, повидимому, совсем отрицают наличие аномалии, обходя ее молчанием или относя ее к недостаткам измерения. Последнее вряд ли правильно; однако, несомненно и то, что в целом ряде определений, в том числе и в работах русских гидрометров, особенно на крупных полноводных водотоках, явления „заглубления“ наибольшей скорости не получалось; наибольшая скорость по вертикали оказывалась на свободной поверхности.

В существующем по этому вопросу разномыслии, мы лично склонны думать, что ближе других к истине был Bazin, видевший причину рассматриваемого явления во влиянии стенок ¹⁾. Сообразно этому в широких полноводных реках заглубления наибольшей скорости не обнаруживается вовсе и скорость эта находится на поверхности. Конечно, отдельные отступления от общего правила возможны и в широких руслах, но само собой понятно, всюду, где явление определяется столь сложным взаимоотношением факторов, всяческие аномалии всегда возможны.

6. Приведенные выше факты в общем свидетельствуют о том, что исчерпывающих сведений по вопросу о распределении скоростей в потоке еще далеко не имеется. Вместе с тем однако, огромный собранный материал дает возможность статистическим путем установить между характерными величинами некоторые средние соотношения, весьма, как увидим ниже, важные для практических целей.

- а) Соотношение между поверхностной и средней скоростью на данной вертикали $\frac{v}{u_n}$: несмотря на все многообразие условий, соотношение это даже у естественных водотоков изменяется сравнительно в малых пределах. Огромный материал по этому вопросу собран и обработан американской гидрометрией ²⁾.

Так, в результате обработки более полутора тысяч кривых для рек и истоков самого разнообразного типа, с самыми различными глубинами,

¹⁾ Мнение Bazin'a хорошо иллюстрируется картиной изоток в двух каналах различной относительной ширины (см. фиг. 8).

²⁾ Гидрометрической частью „U. S. Geological Survey“.

уклонами и расходами ¹⁾, получены некоторые средние величины рассматриваемых соотношений, приведенные в таблице 4 (столбец 5).

Как видим в среднем соотношении $\frac{v}{u_n}$ прочно держится

около 0,85. Величины, близкие к единице совершенно исключительны; такие значения получаются либо из определения расхода при надвигающемся паводке, в ускоренном по времени движении, либо в случае, когда гидрометрическая станция расположена на участке реки, где русло определено уменьшается вдоль по течению и фактически имеется движение неравномерное, ускоренное по оси потока. Подавляющее большинство определений дает $\frac{v}{u_n}$ между 0,8 и 0,9.

- 6) Положение точки средней скорости. Уже издавна практика установила, что скорость, измеренная на 0,6 полной глубины потока (фиг. 13) близка к средней скорости на вертикали ($u_{0,6h} = v$).

Т А Б Л И Ц А 4.

Сводка результатов наблюдений кривых распределения скоростей по вертикали в открытых руслах.

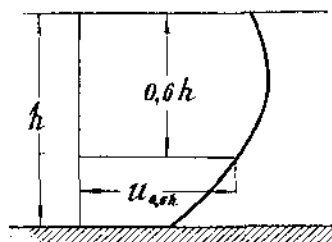
	1		2		3			4			5		
					Отношение средней скорости к								
					скорости, из- меренной на 0,6 h:			полусуммы скоростей, намеренных на 0,2 h и 0,8 h.			скорости поверхно- стной		
					$\frac{v}{u_{0,6h}}$						$\frac{v}{u_n}$		
	От	До	От	До	Max.	Min.	Средн.	Max.	Min.	Средн.	Max.	Min.	Средн.
1. Определен., произве- ден. ранее 1905 г. (910 крив.)	36	1,1	9,70	0,18	1,04	0,94	1,00	н е б ы л о .			0,95	0,78	0,85
2. Определен., произве- ден. после 1905 г. (476 кривых)	27,5	1,6	9,6	0,25	1,03	0,95	0,99	1,026	0,97	1,001	0,98	0,79	0,87
3. Мелкие водотоки с особо шерохов. русл. (219 кривых)	4,5	1,6	8,04	1,43	1,04	0,97	1,01	1,016	1,005	1,000	0,89	0,78	0,84

Правило это в частности аналитически подтверждается для парабол с горизонтальной осью, для логарифмических кривых.

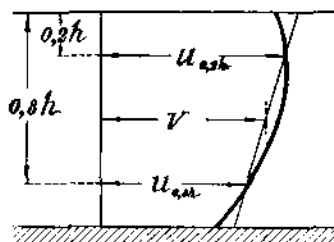
¹⁾ Hoyt and Grover: „River Discharge“, 2-ое издание, 1912 г. стр. 58.

Lasmund'a ($v = U_{0,6h}$) и т. д. Величины отношения $\frac{v}{v_{0,6h}}$ приведены в таблице 4 в графе 3; данные эти подтверждают указанное правило с отклонением в отдельных редких случаях не превосходящих 4—6%.

- в) Средняя скорость — полусумма из скоростей на 0,2 и 0,8 глубины по вертикали (фиг. 14). В четвертой графе приведены данные для сопоставления средней скорости по вертикали с полусуммой скоростей, измеренных на 0,2 и 0,8 полной глубины h . Как оказывается, полусумма эта еще ближе к средней скорости, отклоняясь от нее не более, чем на 3%.



Фиг. 13.



Фиг. 14.

7. Приложения к гидрометрии. Установленные выше соотношения имеют огромное практическое значение для гидрометрии. На самом деле, для определения расхода в водотоке обычно приходится определять величины средних скоростей в целом ряде вертикалей. Так — одним из наиболее распространенных методов вычисления расхода является следующий, принадлежащий Harlacher'у, прием: по точкам строится кривая aaa (фиг. 15) средних скоростей v_h в вертикалях. Умножением величины v на соответственные глубины получаем кривую aba — кривую $v \cdot h$. Площадь фигуры, ограниченной этой кривой и прямой aa , в соответственном масштабе есть, очевидно, расход водотока, равный:

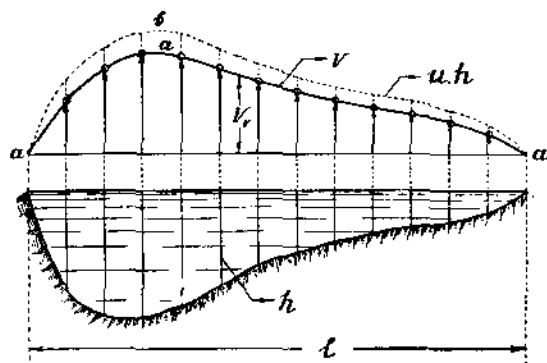
$$\int_0^l v_h \cdot h \cdot dh.$$

При этом обычно величины v (средней скорости в каждой вертикали) определяются для данной вертикали построением кривых распределения скоростей, полученных путем измерения скорости в целом ряде точек (обычно не менее пяти). Очевидно, подобный прием сопряжен с большой затратой времени.

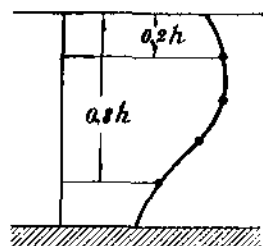
Результаты американской гидрометрической „статистики“ в значительной мере облегчают дело, позволяя ограничиться для определения

величины средней скорости измерением в двух точках вертикали, на 0,2 и 0,8 глубины, для менее же строгих требований в смысле точности определения, всего даже одним на 0,6 h . Приемы эти последнее время применяются с успехом и в русской гидрометрической практике. Само собой разумеется, если дело идет о систематических работах на постоянной гидрометрической станции, желательно предварительно проверить приложимость этих упрощенных правил к избранному створу (фиг. 16).

Правило $v = u_{0,6h}$ помимо применения при рекогносцировочных летучих определениях расходов вертушкой, может быть использо-



Фиг. 15.



Фиг. 16.

вано и при работе двойным поплавком. Нижнее тело (см. выше фиг. 3) надо пускать на 0,6 глубины.

При работе поверхностными поплавками приходится пользоваться соотношением между скоростью на вертикали и поверхностной.

Определив помощью поплавков поверхностную скорость в различных точках створа, можно вычертить кривую поверхностных скоростей (фиг. 17), от которой перейти к кривой средних скоростей, умножая значения u_n на отношение $\frac{v}{u_n}$ приняв за среднее значение последнего

0,85, можно быть уверенным, что при нормальных условиях ошибка не превзойдет $\pm 10\%$. Для очень больших спокойных рек правильнее при-

нимать несколько большую величину $\frac{v}{u_n}$ а именно, около 0,88 — 90.

Наоборот, для неглубоких рек и потоков с неровным каменистым дном лучше брать отношение $\frac{v}{u_n} = 0,80$.

Сопоставляя результаты американских наблюдений с величинами $\frac{v}{u_n}$ по Bazin'у (см. выше табл. 3), убеждаемся, что при обычных соотношениях ($C = 30 \div 50$) формула Bazin'а дает результаты, близкие к действительности. В заключение отметим еще, что приведенные выше соображения об устойчивости соотношений между характерными ско-

ростями относятся к водотокам в установившемся режиме, преимущественно меженном. Во время высоких вод, особенно при надвигающемся наводке кривые скоростей выправляются и соотношение $\frac{v}{u_n}$ увеличивается.

8. Приведем еще предлагаемые Siedeck'ом выражения соотношения между средней скоростью во всем живом сечении и средней поверхностной скоростью $v_{\text{ср. пов.}}$ ¹⁾. Называя:

$$\frac{\omega}{B} = T,$$

где B — ширина сечения по верху, имеем:

а) для профилей со средней глубиной $0,8 < T < 2$ мтр.

$$\frac{v}{v_{\text{ср. пов.}}} = \sqrt[20]{\frac{T^2}{B}}$$

б) для глубины $T > 2$ мтр.

$$v = \frac{v_{\text{ср. пов.}} + 0,4}{1,2} \sqrt[20]{\frac{T^2}{B}}$$

По заявлению Siedeck'a формулы эти основаны более чем на 400 определениях; ошибка при применении их не превосходит 7%. При этом автор рекомендует применять формулы особенно для определения расходов высоких вод²⁾.

Наиболее приближенным приемом измерения расхода является определение его по одной измеренной величине наибольшей поверхностной скорости $u_{\text{пов. max}}$. Расход в этом случае приравняется:

$$Q = \omega \cdot k \cdot u_{\text{пов. max.}}$$

где k — отношение $\frac{v}{u_{\text{пов. max.}}}$. Отношение это колеблется в очень широких пределах, примерно, от 0,60 до 0,90 (в отдельных случаях и более); как среднюю величину, можно принимать:

для обычных условий $k = 0,65 - 0,70$

для особенно глубоких и правильных русел . . . $k = 0,75 - 0,80$

9. Распределение скоростей подо льдом. При протекании подо льдом на поток, помимо трения о стенки и дно, оказывает, очевидно, влияние также и трение о ледяную поверхность. Течение происходит в закрытом профиле (как в трубе), гидравлический радиус уменьшается, удельные потери возрастают; для того, чтобы при том же

¹⁾ „Ost. Woch. f. d. öff. Band“, 1912 г.

²⁾ Отметим, что вторая формула при $v_{\text{ср. пов.}} = 0$, дает

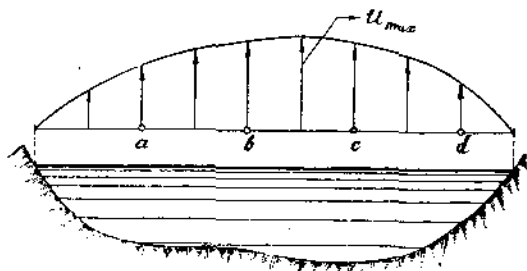
$$v = \frac{1}{3} \sqrt[20]{\frac{T^2}{B}},$$

что как будто свидетельствует о неправомерности ее строения.

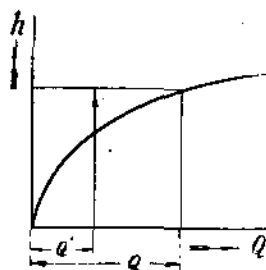
уклоне пропустить одинаковый расход, необходимо уменьшить скорость, т.-е. увеличить сечение водотока. В этом одном уже причина, почему зимой подо льдом, при том же расходе, горизонт воды (отметка рейки водомерного поста) стоит выше летнего, и, обратно, одной и той же отметке рейки водомерного поста зимой соответствует значительно меньший расход Q' , чем при открытой реке летом Q (фиг. 18).

Помимо того на повышение горизонта при неизменившемся расходе часто оказывает существенное влияние скопление в русле ледяных масс, зажоры и проч.

Мы не входим в рассмотрение всех этих вопросов, относящихся к области гидрологии. Приведем лишь образец картины (диаграмма IX)



Фиг. 17.



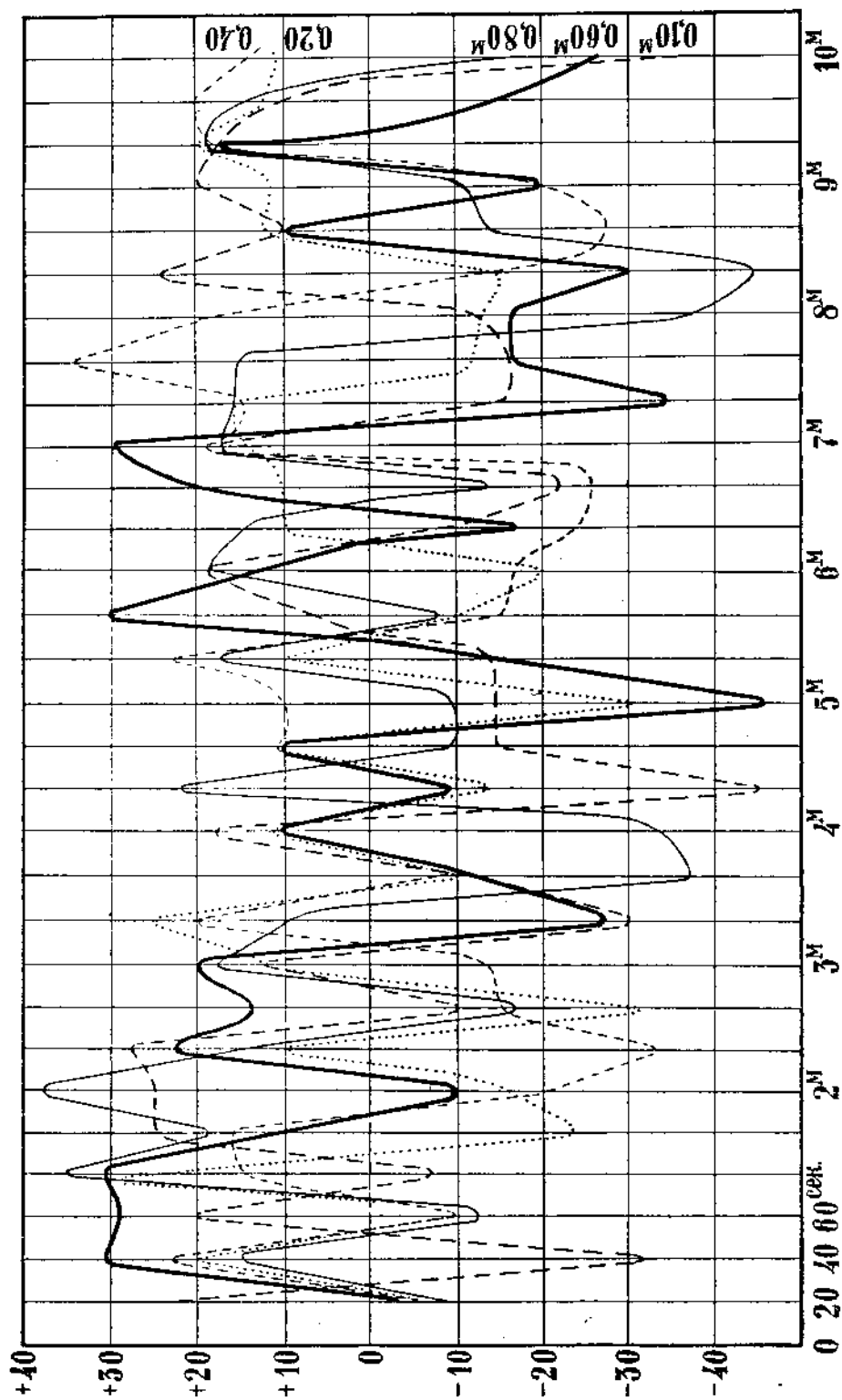
Фиг. 18.

распределения скоростей подо льдом, заимствованной из упомянутого выше отчета о гидрометрических работах на р. Енисее. Отметим еще, что по американским данным правило $v = \frac{u_{0,2} + u_{0,8}}{2}$ сохраняет свою силу и для потоков под ледяным покровом, в то время как скорость, измеренная на 0,6 глубины в этом случае уже большей частью сильно отклоняется от средней.

§ 2. Пульсация.

1. Гидрометрические определения показывают, что скорость в данной точке потока не остается неизменной; наоборот, величина ее все время колеблется вокруг некоторого значения средней скорости, остающейся постоянной. Колебания эти настолько значительны и период их настолько велик, что неодинаковость скорости течения обнаруживается даже вертушками, дающими сравнительно редкие (через 25—50 оборотов) сигналы. Посредством же вертушки, снабженной контактом, замыкающимся на каждом обороте, и с помощью хронографа изменения скорости могут быть прослежены с большей точностью. На фиг. 19 приводим кривую колебания скоростей, полученную М. М. Мусселланусом в 1910 году при гидрометрических работах на реках Туре и Тоболе¹⁾.

¹⁾ Фидман и Шафалович. „Описание гидрометрических работ на р.р. Зее, Туре и Тоболе“. („Материалы по описанию русских рек“. Вып. XXXIV, 1912 года).



Описываемое явление было обнаружено еще в 40-х годах прошлого столетия при гидрометрических работах на Garopp'n'e Baumgarten'ом и названо последним „пульсацией“. Более подробно пульсацию исследовали Harlachner¹⁾ и Bazin²⁾. Работы указанных выше исследователей, равно как и позднейшие наблюдения установили следующие основные свойства явления³⁾.

а) Пульсация достигает наибольшей интенсивности у дна и стенок водотока, уменьшаясь по мере приближения к свободной поверхности.

б) Пульсация увеличивается с возрастанием шероховатости дна и стенок.

в) Относительная интенсивность пульсации (под таковой будем понимать отношение разницы наибольшей и наименьшей мгновенной скорости к величине средней местной скорости $\frac{u_{max}-u_{min}}{u_c}$ ⁴⁾) уменьшается с возрастанием средней скорости.

Первопричину явления пульсации надо искать в общей беспорядочности движения. Все, что способствует увеличению беспорядочности, (шероховатость, близость стенок), увеличивает и пульсацию. При этом характерно, что пульсационные кривые не являют собой правильных регулярно, периодически повторяющихся смен. Наоборот, глазу наблюдателя кривые эти представляются случайными, произвольными. Вместе с тем за достаточно большой промежуток времени, суммы положительных и отрицательных отклонений компенсируют друг друга, и величина средней скорости в данной точке, вычисляемая как средняя ордината пульсационной кривой получается одной и той же. Таким образом, при повторных продолжительных наблюдениях результаты определений скорости совпадают.

Результат получается совершенно обратный при кратковременном наблюдении. Здесь величина скорости может получиться совершенно различной в зависимости от того, совпадает ли измерение (продолжительностью τ) с моментом времени t_1 , t_2 или t_3 (см. фиг. 20).

Имея для некоторой точки сечения пульсационную кривую за продолжительное время, легко для принятого промежутка времени τ найти такое положение, при котором получается наибольшее отклонение (+ или —) вычисленной за этот промежуток времени средней скорости u_τ от действительной средней скорости u_{cp} определенной путем продолжитель-

¹⁾ Harlachner. „Messungen an der Elbe und Donau“. 1881. г.

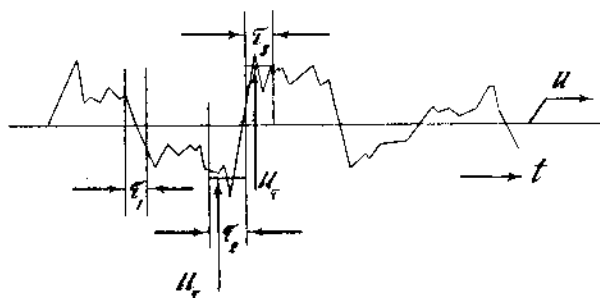
²⁾ Annales des ponts et chaussées“. 1887 г.

³⁾ См. также: „Beitr. zur Hydrog. Oesterr“. 1897 — 1899 г.г. Murphy: „Accuracy of stream measurements“. 1904 г.

⁴⁾ Австрийские гидрографы за меру пульсации иногда принимают величину.

$$\frac{u_{max}^2 - u_{min}^2}{u^2} \quad (\text{Schoklitsch}).$$

ного наблюдения. Очевидно, величина $\frac{u_t - u_{cp}}{u_{cp}}$ есть величина наибольшей возможной относительной ошибки в определении скорости при принятой продолжительности наблюдения τ . Задаваясь различным τ , полу-



Фиг. 20.

чаем различные значения возможной ошибки. В нижеследующей табл. 5 приведены соответственные величины, полученные инженером Н. Н. Соколовым на р. Зее.¹⁾

ТАБЛИЦА 5.
(Для вертикали по середине реки).

Глубина вертик. сант.	Высота точ- ки над анм. сант.	Величина наибольшей относительной ошибки в % при продолжительности наблюдения в минутах.												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
420	411	4,70	3,39	2,65	2,16	1,79	1,44	1,14	0,83	0,52	—	—	—	—
„	210	12,4	5,47	4,40	2,64	2,41	1,26	1,89	1,12	1,22	—	—	—	—
„	15	24,5	14,5	14,05	9,66	8,40	7,66	5,79	5,74	3,13	3,03	3,87	2,80	1,26

Имея подобные данные, легко определить продолжительность наблюдения, необходимую для достижения результата заданной точности. При этом требуемая продолжительность получится для различных глубин разная. Если, положим, поставить себе целью, чтобы скорости определялись с ошибкой не превосходящей 4%, то согласно, например, таблицы 5, продолжительность наблюдения потребуется для верхней точки $\tau = 2$ мин., для средней—4 мин., для нижней—8 мин. Вряд ли надо доказывать, какое значение имеют подобные исследования для практической гидрометрии.²⁾

¹⁾ См. вышеупомянутый отчет о гидрометрических работах на р.р. Зее, Туре и Тоболе.

²⁾ Подобный учет пульсации в гидрометрических работах введен впервые при работах на р. Зее и составляет заслугу инж. Н. Н. Соколова и А. И. Фидмана.

§ 3. Распределение скоростей в круглой цилиндрической трубе.

1. Первые опыты, посвященные вопросу о распределении скоростей при беспорядочном движении в круглой трубе, были произведены еще в 50-х годах прошлого столетия Darcy. Несколько времени спустя, Bazin дополнив результаты Darcy собственными опытами в полукруглых открытых руслах¹⁾, пришел к заключению, что распределение скоростей при движении в трубах следует кубической параболе; соответственно этому скорость u на окружности радиуса r (само собой разумеется, что скорости располагаются симметрично по отношению к оси потока и изотаксами являются концентричные окружности) связана с наибольшей скоростью u_{max} в центре сечения соотношением

$$u = u_{max} - a \left(\frac{r}{R} \right)^3 \dots \dots \dots (10),$$

где R — радиус трубы.

При этом параметр a , как и в открытых каналах, имеет вид:

$$a = k \sqrt{\frac{R}{2} i}$$

$\frac{R}{2}$ — гидравлический радиус сечения) или, принимая во внимание, что средняя скорость

$$v = C \sqrt{\frac{R}{2} i}$$

и, следовательно,

$$a = k \cdot \frac{v}{C}$$

получим:

$$u = u_{max} - k \cdot \frac{v}{C} \cdot \left(\frac{r}{R} \right)^3 \dots \dots \dots (10 \text{ bis})$$

Что касается значения k , то Bazin, приняв $k = 29,7 = \infty 30$, как среднее значение из полученных опытом величин ($28 \div 33$), придал формуле окончательный вид:

$$\frac{u_{max} - u}{v} = \frac{30}{C} \left(\frac{r}{R} \right)^3 \dots \dots \dots (10_{2bis})$$

Найдем отношение средней скорости к наибольшей. Для этого вычисляем из соотношения (10 bis) среднюю скорость, как

$$v = \frac{Q}{\pi R^2}$$

$$v = \frac{Q}{\pi R^2} = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^R 2\pi r dr u =$$

¹⁾ „Rech. hydrauliques“.

$$= \frac{1}{\pi R^2} \left[u_{\max} \cdot 2\pi \int_0^R r dr - k \frac{v}{C} \cdot 2\pi \int_0^R \left(\frac{r}{R} \right)^3 r dr \right] =$$

$$= u_{\max} - \frac{2}{5} k \cdot \frac{v}{C} \dots \dots \dots (11)$$

откуда:

$$\frac{v}{u_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{5} \cdot \frac{k}{C}}$$

или, подставляя $k=30$

получим:

$$\frac{v}{u_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{12}{C}}.$$

Скорость на стенке u_0 получается, принимая в (10 bis) $r=R$ и подставляя $u_{\max}$ (из 11), в соответствии с чем имеем:

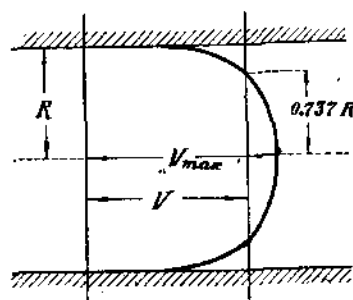
$$u_0 = u_{\max} - k \cdot \frac{v}{C} = v \left(1 - \frac{3}{5} \frac{k}{C} \right) = u_{\max} \frac{1 - \frac{3}{5} \frac{k}{C}}{1 + \frac{2}{5} \frac{k}{C}}.$$

или при $k=30$,

$$u_0 = v \left(1 - \frac{18}{C} \right) = u_{\max} \frac{1 - \frac{18}{C}}{1 + \frac{12}{C}}$$

Положение струйки со скоростью равной средней (фиг. 21) получается при этом на расстоянии $r=0,73 R$ от центра.

2. Более поздние опыты Bazin'a над распределением скоростей в цементной трубе диаметром 0,8 мтр.¹⁾ привели знаменитого исследователя к заключению, что закон кубической параболы недостаточно удовлетворительно выражает закон распределения скоростей вблизи стенок. Более близко к действительности кривая распределения скоростей может быть выражена соотношением:



Фиг. 21.

$$v = u_{\max} - k \cdot \frac{v}{C} f \left(\frac{r}{R} \right) \dots \dots \dots (12)$$

где

$$f \left(\frac{r}{R} \right) = 1 - \sqrt{1 - 0,95 \left(\frac{r}{R} \right)^2}.$$

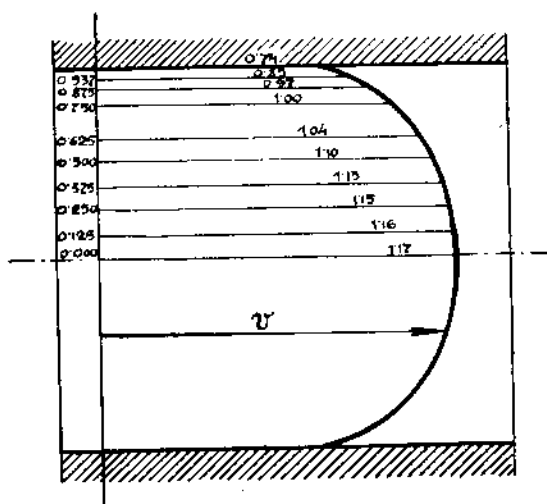
¹⁾ „Mem. Ac. Sav. Etr.“ XXXII, 1897 г.

причем k надр принять = 41,6. Кривая распределения скоростей приближается к эллипсу (фиг. 22).

Соответственные вычисления средней скорости и скорости на стенке дают с некоторыми упрощениями для метровых мер:

$$\frac{v}{u_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{12,7}{C}}; \frac{u_o}{v} = 1 - \frac{19,8}{C}; \frac{u_o}{u_{max}} = \frac{1 - \frac{19,8}{C}}{1 + \frac{12,7}{C}} \quad 1)$$

Положение струи со скоростью, равной средней, и в этом случае определяется радиусом $r = \approx 0,74 R$. Со всеми этими результатами хорошо



Фиг. 22.

совпали данные весьма точных опытов Freeman'a ²⁾ над струей, вытекающей с значительной скоростью (свыше 20 мтр/сек.) из латунной трубки диаметром в 30 мм. Близкие к эллипсу кривые распределения скоростей получили также Williams, Hubbell и Fenkell ³⁾ в своих обширных опытах на водопроводных линиях города Detroit.

Приведем величины отношений характерных скоростей по Bazin'у для различных значений C и соответственных $\lambda = \frac{8g}{C^2}$.

ТАБЛИЦА 6.

C	λ	$\frac{v}{u_{max}}$	$\frac{u_o}{v}$	$\frac{u_o}{u_{max}}$
40	0,049	0,760	0,505	0,33
45	0,039	0,780	0,560	0,44
50	0,031	0,800	0,600	0,48
55	0,026	0,810	0,640	0,52
60	0,022	0,825	0,670	0,55

) Flamant. „Hydraulique“, 3-е издание, 161 стр.

²⁾ Trans. Am. Soc. C. E. 1889.

³⁾ „Transactions American Soc. of Civ. Eng.“ 1902.

Заметим еще, что все предыдущее относится к случаю равномерного установившегося движения и тем самым предполагает, что труба достаточно длинна, чтобы распределение скоростей совершенно установилось. Bazin в своих опытах 1897 года показал, что подобное установившееся движение достигается на расстоянии 35—40 диаметров от начала трубы. Нормальное распределение скоростей также искажается при поворотах, клапанах, сужениях, расширениях и прочих изменениях конфигурации потока.

§ 4. О коэффициенте внутреннего трения в беспорядочном движении.

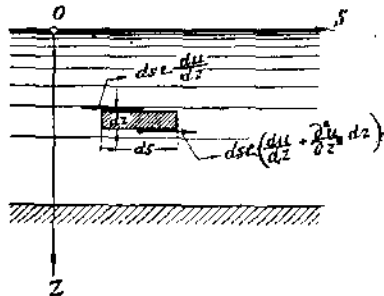
1. Приведенные выше результаты опытов над распределением скоростей могут послужить для оценки внутренних сопротивлений при беспорядочном движении жидкости. В первой части курса на стр. 104 мы указали, что Boussinesq предложил и в беспорядочном движении силу трения T между струйками, приходящуюся на элемент поверхности выразить, подобно случаю струйчатого движения, через

$$T = \varepsilon \cdot F \cdot \frac{du}{dn},$$

где $\frac{du}{dn}$ производная от скорости по нормали к поверхности, а ε — некоторый коэффициент внутреннего трения беспорядочного движения.

2. Найдем выражение для ε в некоторых простейших случаях.

А) Широкое прямоугольное русло. Примем начало координат на свободной поверхности и ось Z направим перпендикулярно к свободной поверхности вниз (фиг. 23). Выделим элемент жидкости шириною (в направлении, перпендикулярном плоскости чертежа), равной единице, длиною ds , высотой dz . В равномерном установившемся движении ускорение равно нулю; следовательно, нулю должна равняться сумма проекций на ось S всех действующих на элемент сил. Определим последние: кроме силы тяжести, равной $\gamma \cdot ds \cdot dz \cdot i$, где i уклон потока, на верхнюю поверхность элемента жидкости действует сила трения $-ds \cdot \varepsilon \cdot \frac{du}{dn}$, на нижнюю



Фиг. 23.

$$+ ds \cdot \varepsilon \cdot \left(\frac{du}{dz} + \frac{d^2u}{dz^2} \cdot dz \right).$$

Таким образом имеем:

$$\gamma \cdot ds \cdot dz \cdot i + \varepsilon \cdot \frac{d^2u}{dz^2} \cdot ds \cdot dz = 0.$$

откуда получаем

$$\epsilon = - \frac{\gamma \cdot i}{\frac{d^2 u}{dz^2}} \dots \dots \dots (18).$$

Следовательно, коэффициент ϵ определяет величину второй производной от скорости по глубине струйки.

а) При параболическом распределении скоростей (по Bazin'у) имеем:

$$u = u_{max} - a \left(\frac{h}{z} \right)^2.$$

откуда

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = - 2 \frac{a^2}{h^2}$$

и

$$\epsilon = \frac{\gamma \cdot i \cdot h^2}{2a}$$

или, подставляя

$$a = k \sqrt{h \cdot i},$$

$$\epsilon = \frac{\gamma \cdot i \cdot h^2}{2 \cdot k \cdot \sqrt{h \cdot i}} = \frac{\gamma}{2k} \cdot \sqrt{h \cdot i} \cdot h = \gamma \cdot \frac{1}{2k \cdot C} \cdot v \cdot h.$$

Если выразить среднюю скорость через донную, т.-е. положить $v = \delta u_d$ и назвать $\frac{\delta}{2k \cdot C} = A$, то получим:

$$\epsilon = \gamma \cdot A \cdot u_d \cdot h \dots \dots \dots (14)$$

т.-е. выражение, предложенное Bonssinesq'ом ¹⁾ для случая канала бесконечной ширины ²⁾.

б) При распределении скоростей по логарифмической линии Jasmund'a,

$$u = a + b \cdot \log (z + c),$$

где z измеряется от дна кверху. Легко показать, что соотношение (13)

остается правильным и в этом случае. Определяя $\frac{d^2 u}{dz^2}$, имеем

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = - \frac{b}{(z+c)^2}$$

Таким образом, величина коэффициента внутреннего трения будет:

$$\epsilon = - \frac{\gamma \cdot i}{\frac{d^2 u}{dz^2}} = \frac{\gamma \cdot i}{b} (z+c)^2,$$

¹⁾ См. Гидравлика, ч. I. стр. 106.

²⁾ Последний получил выражение для ϵ обратным путем, опираясь на опыты Bazin'a и предположив параболическое распределение скоростей.

т.е. интенсивность беспорядочности увеличивается пропорционально квадрату расстояния от дна.

Б) Круглая труба. Для круглой трубы связь между коэффициентом внутреннего трения и изменением скорости выведена для струйчатого движения в I части курса, на стр. 85.

$$du = - \frac{\Delta p \cdot r}{2 l \cdot \eta} dr$$

Если в этом выражении заменить η через ε и $\frac{\Delta p}{l}$ через γi ,

то получим

$$\varepsilon = - \gamma \cdot i \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{1}{\frac{du}{dr}}$$

Определим величину ε , предположив, что согласно первому предположению Bazin'a распределение скоростей следует закону кубической параболы

$$u = u_{max} - k \cdot \sqrt{\frac{R}{2} \cdot i} \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^3.$$

В этом случае

$$\frac{du}{dr} = - 3 k \cdot \sqrt{\frac{R}{2} \cdot i} \cdot \frac{r^2}{R^3}$$

$$\varepsilon = i \cdot \gamma \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{R^3}{3k \sqrt{\frac{R}{2} \cdot i} \cdot r^2} = \frac{2}{3k} \cdot \sqrt{\frac{R}{2} \cdot i} \cdot \frac{R}{2} \cdot \frac{R}{r}$$

или, заменяя $\sqrt{\frac{R}{2} \cdot i}$ через $\frac{\alpha}{C}$; выражая v через $\alpha \cdot u_d$, где u_d скорость на стенке, и обозначая $\frac{2\alpha}{3kC}$ через A , получаем:

$$\varepsilon = A \cdot u_d \cdot \gamma \cdot \frac{R}{2} \left(\frac{R}{r}\right) \dots \dots \dots (15),$$

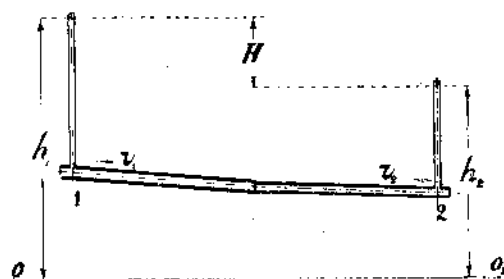
т.е. первоначальное выражение Boussinesq'a, приведенное на 107 стр. первой части курса. Мы не приводим рассуждений Boussinesq'a, связанных с приданием более сложного выражения для ε , основанных на позднейших опытах Bazin'a, приведших последнего к установлению соотношения (15), отсылая интересующихся к первоисточнику ¹⁾.

¹⁾ Boussinesq. Théorie de l'écoulement tourbillonnant et tumultueux dans les lits rectilignes à grande section. I-re Partie: Régime uniforme. Paris. Gauthier-Villars, 1897. Изложение теорий Boussinesq'a см. курс гидравлики Flamant'a и Forchheimer'a; также реферат последнего в Enzycl. Mathem. Wissensch. B. IV, и Boulanger, Hydraulique générale. Paris. Ed. Octave Doin, 1909.

ГЛАВА III.

Движение жидкости в трубопроводах.

Настоящая глава посвящена рассмотрению различных практических вопросов, относящихся к движению жидкости по трубопроводам. Вопросы



Фиг. 24.

эти носят в общем характер отдельных задач, разрешаемых помощью основного соотношения, связывающего разность напоров в двух точках трубопровода с элементами системы. Называя v_1 и v_2 средние скорости, h_1 и h_2 отнесенные к горизонтальной плоскости $O-O_1$ напоры в двух сечениях трубопровода (фиг. 24), имеем, при-

меняя уравнение Bernoulli (часть I, § 38):

$$h_1 - h_2 = H = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \sum h_w \dots \dots \dots (1)$$

Что касается величины $\sum h_w$ — потери напора на сопротивления, то последняя складывается из двух основных частей:

а) Потери на трение, пропорциональной длине трубы и равной

$$h_{w(mp)} = \sum \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

где d и l — диаметры и длины соответственных участков трубопровода.

б) Потери на местные сопротивления (клапана, задвижки, переходы, колена, всякие другие фасонные части и пр.), оцениваемые величиной

$$h_{w(местн.)} = \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$$

где ζ — соответственные коэффициенты сопротивления (ч. I, § 38); таким образом, уравнение (1) приобретает вид:

$$H = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \sum \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} + \sum \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2)$$

К применению этого уравнения и сводится решение вопросов, подобных примерам, разбираемым в § 38 1-й части. Существенной чертой рассматриваемых там систем является сравнительно небольшая длина трубопроводов. При таких условиях потеря на трение не велика, одного порядка, а в иных случаях (короткая трубка насадки, всасывающая труба насоса, недлинный сифон) и значительно меньше величины местных потерь или разности скоростных напоров

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

В виду этого при рассмотрении движения жидкости в подобных системах является совершенно необходимым применять уравнение (2) полностью, без всяких сокращений.

Другое дело в длинных трубопроводах. На практике весьма часто (в водоснабжении, в водораспределительных и в водосбросных сетях, в трубопроводах силовых установок и проч.) приходится иметь дело с линиями труб настолько значительной длины, что в них потеря на трение является преобладающей в ряде членов правой части уравнения (2). Как местные потери, так и величины скоростных напоров ничтожно малы по сравнению с „основной“ потерей — на трение. При таких условиях можно пренебрегать этими членами и вместо (2) положить:

$$H = \sum \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot ^{1)} \dots \dots \dots (3)$$

Благодаря такому упрощению решение различных вопросов, относящихся к расчету, т.-е. к назначению необходимых размеров трубопроводных линий, существенно облегчается. Если в действительности трубопровод не настолько длинный, чтобы можно было пренебрегать остальными членами уравнения (2), то все же на практике часто является целесообразным рассчитывать систему в первом приближении по упрощенному соотношению (3) и потом уже во втором приближении, проверяя ее по более точному соотношению (2), учитывая влияние местных сопротивлений и проч.

§ 1. Основные задачи.

1. Простой трубопровод.

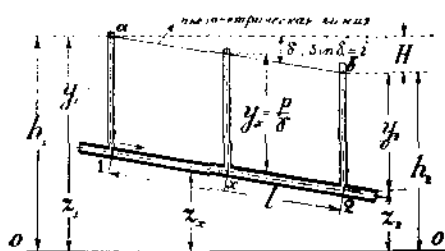
Рассмотрим участок прямолинейного трубопровода диаметра d и длины l (фиг. 25).

Здесь, как и во всем последующем изложении, будем обозначать z — отметку точки над некоторой горизонтальной плоскостью $O-O_1$; y — пьезометрическое давление; $h = z + y$ — пьезометрическая высота + напор над плоскостью сравнения $O-O_1$; H — разность напоров.

¹⁾ Прием этот введен Dupuit.

В согласии с предыдущим имеем при скорости v в трубопроводе (3):

$$H = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (3')$$



Фиг. 25.

Принимая во внимание, что для круглого сечения гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{x} = \frac{d}{4}$$

с другой стороны, выражая скорость через расход

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2};$$

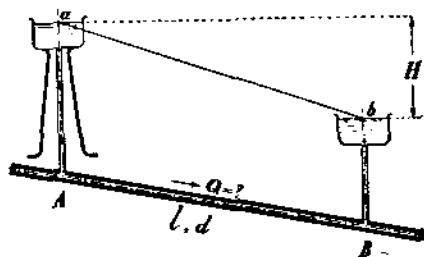
соотношение (3') представим в формах (см. стр. 6):

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{l}{R} \cdot \frac{v^2}{C^2} = \frac{4l}{d} \cdot \frac{v^2}{C^2} = \frac{64}{\pi^2 C^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5} \cdot l \\ H &= \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{\pi^2 d^4 2g} = \frac{16\lambda}{2g\pi^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5} l = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{Q^2}{d^5} l = l \cdot \frac{Q^2}{K^2} \\ i &= \frac{H}{l} = \frac{4}{d} \cdot \frac{v^2}{C^2} \\ i &= \frac{H}{l} = \frac{Q^2}{\alpha d^5} = \frac{Q^2}{K^2} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

В этих соотношениях

$$\alpha = \frac{2g\pi^2}{16\lambda} = \frac{\pi^2 C^2}{64}$$

$K^2 = \alpha d^5$ — пропускная способность (см. выше стр. 6); $\sin \delta$ — пьезометрический уклон — уклон пьезометрической линии $a-b$. Последняя в рассматриваемом случае является прямой линией. В любом сечении трубопровода x пьезометрическое давление $p_x = p \frac{x}{l}$ определяется расстоянием от пьезометрической линии до оси трубопровода. Соотношения (2) и (4) при заданных расходе и диаметре трубопровода, определяя потерю напора на участке определенной длины, служат в то же время для непосредственного разрешения целого ряда весьма существенных практических вопросов:



Фиг. 26.

а) Трубопровод соединяет две точки A и B с разностью напоров H (фиг. 26).

Расход воды, который будет протекать из A в B , определим по соотношению (4):

$$Q = K \cdot \sqrt{\frac{H}{l}} = K \cdot \sqrt{i} \dots \dots \dots (5)$$

Пропускная способность K равна $\sqrt{\alpha d^5}$; так как в известных пределах α изменяется не слишком значительно¹⁾, то пропускную способность, а вместе с ней и расход при прочих равных условиях, можно считать примерно пропорциональным $d^{2.5}$.

б) Определить напор H , необходимый, чтобы при данных длине и диаметре трубопровода подать от A к B требуемый расход воды Q . Напор непосредственно определяется из соотношения (4); при данном Q напор возрастает примерно обратно пропорционально пятой степени диаметра трубы.

В таблице 7 приведены величины $(d_2/d_1)^{2.5}$. Эта таблица дает указание на возрастание и соответственное уменьшение пропускной способности простого трубопровода при переходе от одного диаметра к другим.

На фигуре 27 изображен простой трубопровод, в вертикальной плоскости имеющий вид ломаной линии; при этом чертеж исполнен так, что длины проекций участков $a'b'$, $b'c'$, $c'b'$ и т. д., соответствуют действительным длинам участков трубопровода l_{AB} , l_{BC} и l_{CD} ²⁾. Длина всего трубопровода l .

Соединив точки a и d прямой, получим пьезометрическую линию с уклоном $i = \frac{H}{l}$. Давление в любой точке трубопровода и в этом случае определяется непосредственно из чертежа разностью ординат пьезометрической линии ad и оси трубопровода $ABCD$. Оно, например, в точке B равно y_b .

Вблизи точки C , в пределах заштрихованного участка, пьезометрическая линия P проходит ниже линии трубопровода. На этом участке $y = h - z$ имеет отрицательную величину. На всем этом участке давление меньше атмосферного; имеется разрежение — вакуум. Величина последнего³⁾, определяясь разностью ординат линии оси трубопровода

¹⁾ Значение α (в дм./сек.²) для чистых и грязных труб соответственно формуле Tutton-Manning'a приведены в следующей таблице:

d. (дм.)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	14	18	20
α (чист.)	3734	4705	5390	5930	6380	6780	7150	7470	7760	8045	9000	9800	10130
α (грязн.)	2209	2566	3183	3510	3780	4016	4226	4417	4600	4760	5325	5800	5996

²⁾ Большею частью на практике можно вовсе пренебрегать разницею между длиной участка и его проекцией.

³⁾ Измеряется высотой столба жидкости $Vac = \frac{p_a - p_x}{\gamma}$

ТАБЛИЦА 7.

Значения $\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^{2,5}$.

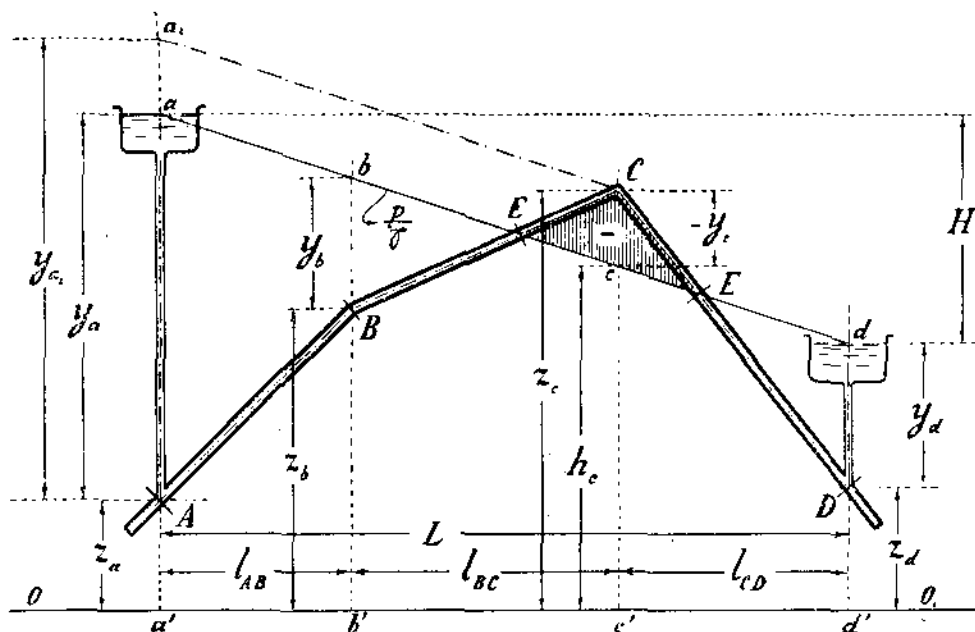
$d_2 \backslash d_1$	1,00	1,25	1,50	1,75	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
1,00	1	1,747	2,756	4,051	5,657	15,588	32,000	55,902	88,182	129,643	181,013	242,994	316,229
1,25	0,572	1	1,577	2,319	3,238	8,923	18,318	32,000	50,478	74,213	103,621	139,100	181,013
1,50	0,363	0,634	1	1,471	2,052	5,657	11,616	20,282	32,000	47,054	65,680	88,182	114,771
1,75	0,249	0,431	0,680	1	1,397	3,846	7,901	13,797	21,773	32,000	44,671	59,986	78,046
2,00	0,177	0,309	0,487	0,716	1	2,756	5,657	9,882	15,588	22,918	32,000	42,957	55,902
3,00	0,064	0,112	0,179	0,260	0,363	1	2,052	3,588	5,657	8,313	11,616	15,588	20,282
4,00	0,031	0,055	0,086	0,127	0,177	0,487	1	1,747	2,756	4,051	5,657	7,594	9,882
5,00	0,018	0,031	0,049	0,072	0,101	0,279	0,572	1	1,577	2,319	3,238	4,347	5,657
6,00	0,011	0,020	0,031	0,046	0,064	0,177	0,363	0,634	1	1,471	2,052	2,756	3,588
7,00	0,008	0,013	0,021	0,031	0,044	0,120	0,247	0,431	0,680	1	1,397	1,875	2,439
8,00	0,005	0,010	0,015	0,022	0,031	0,086	0,177	0,309	0,487	0,716	1	1,342	1,747
9,00	0,004	0,007	0,011	0,017	0,023	0,064	0,132	0,230	0,363	0,533	0,745	1	1,301
10,00	0,003	0,005	0,009	0,013	0,018	0,049	0,101	0,177	0,279	0,434	0,572	0,768	1

и линии пьезометрической, для точки C равно y_c . Точка нулевого пьезометрического давления ($p =$ атмосферному давлению) определяется точками EE , пересечения линий ad и $ABCD$.

Рассмотренный случай имеет большое практическое значение; ему, например, соответствует случай насосной установки расположенной в A и питающей „через гору“ какой-либо водоем в D . Как видим, требуемый на насосах напор

$$y_A = y_d + H + (z_d - z_a)$$

определяется по разности напоров в конечных пунктах A и D , а не по наивысшей точке трубопровода C , в каком случае пьезометрическая линия



Фиг. 27.

соответствовала бы пунктирной линии a_1C , и необходимый напор в A достигал бы величины y_{a_1} . Однако, для осуществления подобной работы необходимым условием является физическая возможность поддержки в наивысшей точке C вакуума, определяемого разностью ординат y_c . Для этого необходимо:

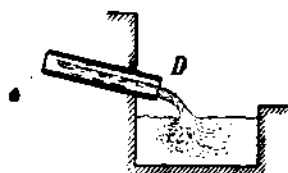
а) Чтобы величина вакуума (y_c не превосходила некоторой наибольшей практически допустимой величины (6—8 метров водяного столба).

б) Чтобы на наклонном участке CD трубопровод был заполнен водой и чтобы в него не мог войти воздух.

Последнее условие не будет, например, соблюдено, если жидкость в точке D будет непосредственно изливаться из трубопровода в атмо-

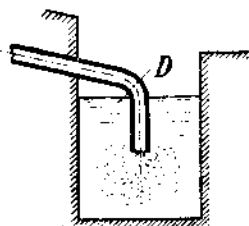
сферу (фиг. 28). В этом случае, так как уклон участка CD больше уклона пьезометрической линии, то вода пойдет по участку CD самотеком, не заполняя колен трубы, двигаясь по последней, как по открытому руслу.

Воздух войдет в трубу через открытый конец D , и на всем участке CD и в частности в точке C установится атмосферное давление ($y = 0$).



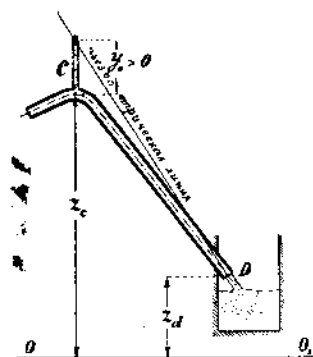
Фиг. 28.

Пьезометрическая линия примет положение a_1CD (фиг. 27), и требуемый в A напор возрастет до величины y_{a_1} . Чтобы избежать всего этого достаточно погрузить конец трубы в жидкость (фиг. 29).



Фиг. 29.

Для ясности отметим, что рассмотренный случай может иметь место лишь в том случае, когда пьезометрический уклон меньше уклона трубы на участке CD , т.-е. при трубопроводе сравнительно большого диаметра. Если последний мал



Фиг. 30.

и пьезометрический уклон $i = \frac{Q^2}{K^2}$ больше уклона линии трубопровода, то пьезометрическая линия везде будет лежать выше оси трубопровода и давление в C даже при открытом конце всегда будет положительным (фиг. 30).

Посмотрим теперь, что произойдет в том случае, когда не удовлетворено первое из поставленных выше условий, т.-е. когда вакуум, определяемый величиной y_c (фиг. 27) — разностью ординат точки C и линии ad , больше фактически возможного разрежения. Очевидно, в этом случае¹⁾ движение по описанной выше схеме (пьезометрическая линия $abcd$, фиг. 31) уже физически невозможно. На участке вблизи C произойдет разрыв непрерывности; жидкость будет течь, не заполняя всего сечения трубы. В общем, явление обрисовывается в следующем виде.

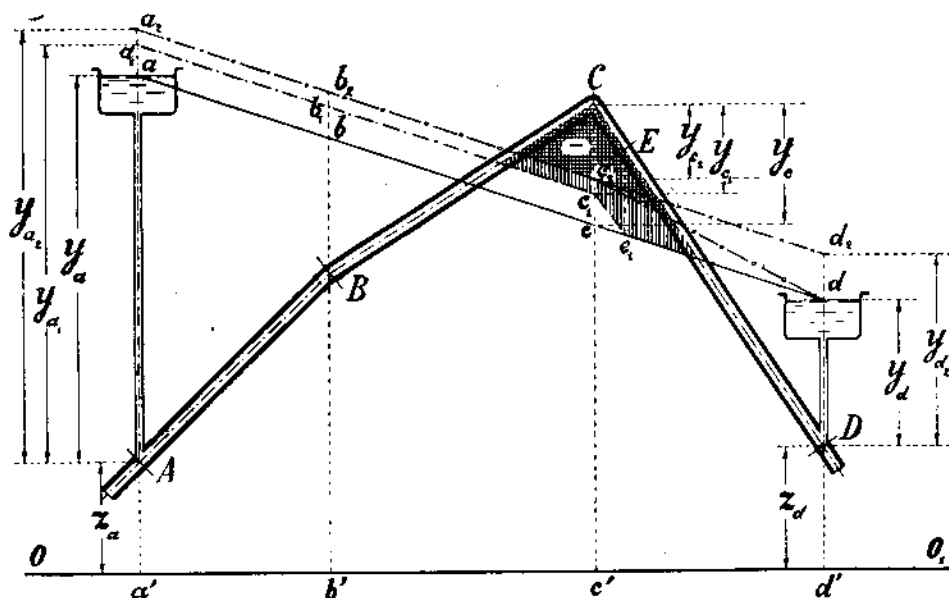
В точке C (фиг. 31) установится некоторый вакуум y_{c_1} близкий к наибольшей возможной теоретической величине $10,33 - \frac{v^2}{2g}$ метров водяного столба. Соответственно этому, на участке AC установится пьезометрическая линия a_1c_1 для чего необходимо иметь давление в A равное y_{a_1} ²⁾.

На участке AC вблизи C жидкость течет струей толщиной t (фиг. 32) меньшей d . Толщина струи t определится уклоном оси

¹⁾ Предполагается, что точка C лежит ниже точки A . (Ред.).

²⁾ Все рассуждения относятся к случаю одинакового расхода через трубу. (Ред.).

трубопровода по соотношениям, определяющим движение в открытых руслах; $n-n$ является поверхностью раздела; пространство выше последней (между живой струей и верхним краем трубы) будет заполнено выделяющимся из жидкости воздухом. Давление во всем этом пространстве будет близко к $\frac{P_{atm.}}{\gamma} - y_{c_1}$. Подобного рода обстоятельства

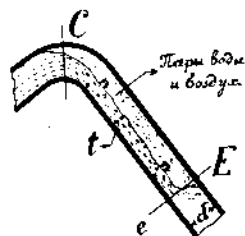


Фиг. 31.

будут иметь место до сечения e , определенного пересечением линии c_1e_1 , параллельной CD , с ad (фиг. 31); на участке eD поток будет протекать заполняя трубу, с пьезометрической линией e_1d ; таким образом картина распределения давления на всем протяжении трубопровода изобразится схематически пунктирной линией $a_1c_1e_1d$.

Как было выше указано, величина y_c приближается к наибольшей теоретически возможной величине; точное определение разрежения однако невозможно.

Оно определяется режимом обмена в пространстве $n-n$ воздуха, с одной стороны выделяющегося из жидкости при вступлении последней в разреженную область, с другой стороны механически увлекаемого вниз ниспадающей струей. Весь этот процесс происходит в общем неравномерно, сопровождаясь толчками и колебаниями. Ясно, что подобные неустановившиеся режимы в правильно действующих системах недопустимы. Избавиться от них всего проще увеличением пьезометрического уклона на участке CD , уменьшая соответственный диаметр трубопровода. На фигуре 31 подобное решение изображено схематически пунктиром



Фиг. 32.

с точкой: dc_2 — линия пьезометрического уклона на участке CD ; вакуум в C равный y_{c_2} не превосходит допустимой величины. Пьезометрическая линия ca_2 на участке AC определяет давление в A равное y_{a_2} .

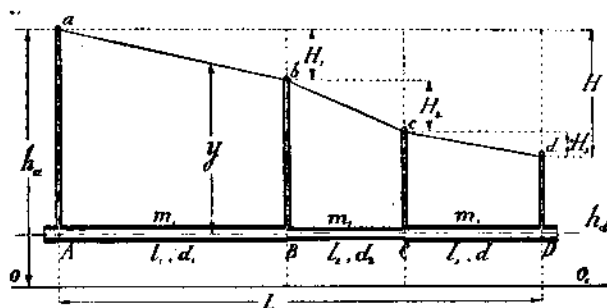
Подобного же результата можно было бы, однако, достигнуть, не меняя диаметра трубы, а лишь увеличив давление¹⁾ в точке D до величины:

$$y_{D_2} = y_d + (y_c - y_{c_2}).$$

II. Последовательное соединение труб.

1. Дана система последовательно соединенных труб m_1, m_2, m_3 различных длин и диаметров (фиг. 33); через систему протекает расход Q . Потеря напора на всем протяжении системы от A до D определится, как сумма потерь напоров на отдельных участках. Для данного случая:

$$H = Q^2 \sum_A^D \frac{l_i}{K_i^2} = Q^2 \left(\frac{l_1}{K_1^2} + \frac{l_2}{K_2^2} + \frac{l_3}{K_3^2} \right) \dots \dots \dots (4')$$



Фиг. 33.

2) Соотношение (4') для системы последовательно соединенных труб играет ту же роль, что (4) для простого трубопровода:

а) Если даны напоры h_A и h_D в конечных точках и тем самым общее падение напора $H = h_A - h_D$, то соотношение (4')

при заданных элементах сети (l и d) непосредственно определяет пропускаемый системой расход Q .

б) Обратно, если требуется пропустить расход Q , то соотношение (4') определяет при заданных l и d требуемый напор H , т.е. при данном h_D дает возможность вычислить требуемое h_A и обратно. Как и в простом трубопроводе, давление в любой точке определяется разностью ординат ныне уже ломаной пьезометрической линии $abcd$ ²⁾ и оси трубопровода $ABCD$. При практических расчетах, если имеются участки с вакуумами, следует всегда проверить величину последних и удостовериться, не превзойдена ли предельная допускаемая величина разрежения.

¹⁾ Например, прикрывая вентиль в точке D . (Ред.).

²⁾ Пьезометрические уклоны на отдельных участках и частичные потери напора определяются по правилам простого трубопровода.

Пример 1. Линия трубопровода состоит из трех участков, длина которых, диаметры и отметки узловых пунктов (над плоскостью сравнения $O-O_1$) даны на фигуре 34. Давления в точках A и D соответственно равны $y_A = 40$ м. и $y_D = 15$ м. водяного столба¹⁾.

Требуется определить расход воды в системе и картину распределения пьезометрических давлений для чистых труб.

Полный напор:

$$H = (z_A + y_A) - (z_D + y_D) = (20 + 40) - (15 + 15) = 30 \text{ мтр.}$$

Применяем уравнение (4'), выражая напор и длины l_1 , l_2 и l_3 в метрах а расход q и пропускную способность K в дециметрах²⁾. Имеем для чистых труб (K^2 из таблицы Tutton-Manning'a):

$$\begin{aligned} 30 &= q^2 \left(\frac{400}{494,4 \times 10^3} + \frac{300}{150,5 \times 10^3} + \frac{500}{32,46 \times 10^3} \right) = \\ &= \frac{q^2}{10^3} (0,81 + 1,99 + 15,40) = \frac{18,2}{10^3} q^2; \\ q &= \sqrt{\frac{30 \times 10^3}{18,2}} = 40,6 \text{ lit./sec.} \end{aligned}$$

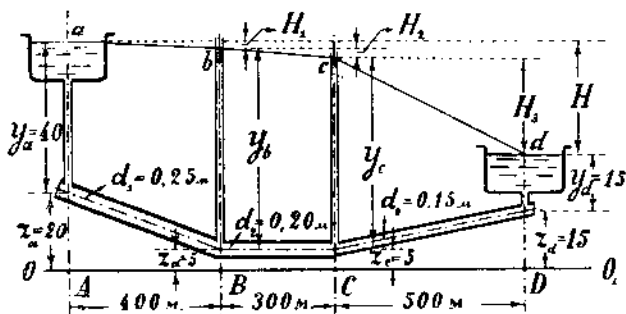
Потери на отдельных участках определяются:

$$\begin{aligned} h_{w_1} &= q^2 \frac{l_1}{K_1^2} = \frac{40,6^2}{10^3} \times 0,81 = 1,33 \text{ мтр.} \\ h_{w_2} &= q^2 \frac{l_2}{K_2^2} = \frac{40,6^2}{10^3} \times 1,99 = 3,28 \text{ мтр.} \\ h_{w_3} &= q^2 \frac{l_3}{K_3^2} = \frac{40,6^2}{10^3} \times 15,40 = 25,40 \text{ мтр.} \end{aligned}$$

Картина распределения давлений изображена на фиг. 34 линией $abcd$.

¹⁾ Давления определяются резервуарами A и D .

²⁾ Отметим, что этим мы не нарушаем размерности уравнений. На самом деле q и K имеют одинаковое значение (расход); их отношение есть отвлеченное число. Надо лишь, само собою разумеется, брать K и q в одних мерах; в одних мерах нужно также брать l и H .



Фиг. 34.

Давления в узловых точках будут:

$$y_B = (y_A + z_A) - H_1 - z_B = 60 - 1,33 - 5 = 53,67 \text{ мтр.}$$

$$y_C = (y_B + z_B) - H_2 - z_C = 58,68 - 3,28 - 5 = 50,40 \text{ мтр.}$$

3. Пропускная способность сложного трубопровода.

Соотношение (4) может быть представлено в виде:

$$\frac{H}{L} = q^2 \frac{\sum \frac{l_i}{K_i^2}}{\sum l_i}$$

или, называя $i_{cp} = \frac{H}{L}$ „средним“ уклоном, и обозначая

$$K_{cp}^2 = \frac{\sum l_i}{\sum \frac{l_i}{K_i^2}}$$

получим:

$$q = K_{cp} \sqrt{i_{cp}}$$

Величину K_{cp} назовем „пропускной способностью“ системы. Для рассмотренного частного случая (пример 1):

$$K_{cp}^2 = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{K_i^2}} = \frac{400 + 300 + 500}{0,81 + 1,99 + 15,40} \cdot 10^3 = 65,9 \times 10^3 \cdot (l/s)^2.$$

Как видим из примера, пропускная способность системы преимущественно определяется участком 3, наименьшего диаметра. Это обстоятельство ясно и непосредственно следует из диаграммы (фиг. 34), на которой видно, что почти весь напор тратится именно на этом участке.

Отсюда ясно, что для увеличения пропускной способности системы, надлежит прежде всего заменять трубы на участках малого диаметра. Так в разобранный примере, если бы на участке 3-м вместо $d = 1,5$ дм. поставить $d = 2$ дм., то пропускная способность увеличилась бы до величины

$$K_{cp}^2 = \frac{1200}{0,81 + 1,99 + \frac{500}{151}} \times 10^3 = 196 \times 10^3 (l/s)^2$$

т.-е. расход увеличился бы в $\sqrt{\frac{196}{65,9}} = 1,72$ раза. Между тем, сколько бы мы ни увеличивали диаметра на первом и на втором участках, оставляя третий без изменения, мы никак не могли бы увеличить K_{cp}^2 далее.

$$\frac{1200}{15,40} \times 10^3, \text{ т.-е. } 78,0 \times 10^3 (l/s)^2.$$

4. Эквивалентный трубопровод Dupuit. Приведем еще интересное обобщение Dupuit. Из соотношения (4') видно, что пропускная способность сложного трубопровода зависит от величины $\sum \frac{l}{K^2}$. Данный сложный трубопровод по гидравлическим свойствам, очевидно, одинаков с трубопроводом постоянного диаметра d_0 (пропускной способностью K_0) и длиной L_0 , определяемой из соотношения:

$$H = q^2 \frac{L_0}{K_0^2} = q^2 \sum \frac{l}{K^2}$$

Таким образом

$$L_0 = K_0^2 \sum \frac{l}{K^2} \dots \dots \dots (6)$$

Длину L_0 Dupuit назвал длиной эквивалентного трубопровода. Обобщение Dupuit имеет преимущественно формальный характер. При пользовании этим определением следует каждый раз отмечать диаметр (или K), к которому оно отнесено.

III. Параллельное соединение трубопроводов.

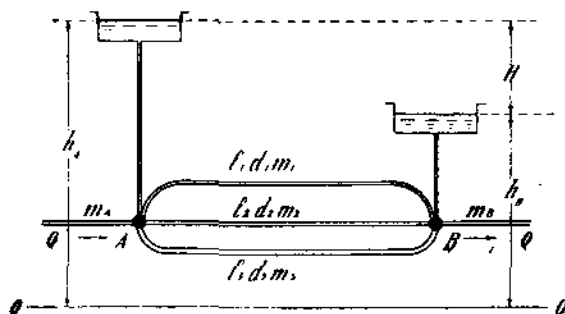
Две точки системы A и B (фиг. 35) соединены несколькими линиями трубопроводов $m_1, m_2, \dots, m_n$. По аналогии с электротехникой будем называть подобное соединение параллельным. Напоры в узлах h_A и h_B ; $h_A - h_B = H$; соответственно этому расход в каждой из ветвей.

$$q_1 = \sqrt{\frac{K_1^2}{l_1}} \sqrt{H}, \quad q_2 = \sqrt{\frac{K_2^2}{l_2}} \sqrt{H}; \dots q_n = \sqrt{\frac{K_n^2}{l_n}} \sqrt{H}.$$

Полный расход Q , протекающий через систему между A и B равен сумме расходов:

$$Q = \sum q = \sqrt{H} \left(\sqrt{\frac{K_1^2}{l_1}} + \sqrt{\frac{K_2^2}{l_2}} + \dots + \sqrt{\frac{K_n^2}{l_n}} \right) \dots \dots (7)$$

Приведенными соображениями разрешается также и следующий вопрос: участок AB с параллельным соединением трубопроводов включен в последовательную систему, с общим расходом Q ; расход этот подводится к узлу A трубой m_A и отводится от B трубой



Фиг. 35.

m_B . На участке $A-B$ общий расход распределяется между отдельными линиями $m_1, m_2, \dots, m_n$. Требуется найти распределение расхода между

отдельными трубопроводами, т.е. отдельные расходы $q_1, q_2, \dots, q_n$, а также при заданном расходе разность напоров $H = h_A - h_B$ между точками A и B . Решение задачи получим, принимая во внимание, что общий расход должен распределиться между отдельными ветвями таким образом, чтобы падение напора во всех ветвях было одно и то же и равно разности напоров в узловых точках A и B .

Таким образом, с одной стороны имеем уравнение:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n \quad (8)$$

с другой же

$$H = q_1^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2} = q_2^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2} = \dots = q_n^2 \cdot \frac{l_n}{K_n^2} \quad (9)$$

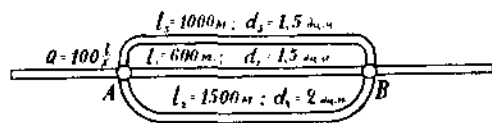
Соотношение (9) дает $n - 1$ уравнений вида

$$q_i = q_k \sqrt{\frac{l_k \cdot K_i^2}{l_i \cdot K_k^2}} \quad (10)$$

что вместе с (8) дает n уравнений для определения n неизвестных расходов. Зная последние, H определяется непосредственно из (9). При решении задачи сперва по (10) выражают $n - 1$ расход через который-нибудь один q_i ; подставляя полученную зависимость в (8), определяют q_i через Q .

Всего лучше уяснить это на частном примере.

Пример 2. Расход $Q = 100$ л/с, протекает по трубопроводу, один участок AB которого состоит из пучка трех, парал-



Фиг. 36.

лельно присоединенных труб. Длины труб пучка (в метрах), и их диаметры (в дециметрах) даны на фиг. 36. Найти распределение расходов в системе и потерю напора на участке $A - B$.

Выразим сперва все расходы через q_2 (пользуемся нормальной расчетной формулой Tuttonn-Manning'a, $C_o = 80$); соответственно имеем по уравнению (10):

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= q_2 \frac{K_1}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_1}} = q_2 \frac{158}{341} \sqrt{\frac{1500}{600}} = 0,73 q_2 \\ q_3 &= q_2 \frac{K_3}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_3}} = q_2 \frac{158}{341} \sqrt{\frac{1500}{1000}} \approx 0,57 q_2 \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

Подставляя в (8), имеем:

$$q_2 + 0,73 q_2 + 0,57 q_2 = 2,30 q_2 = Q = 100 \text{ л/с.} \quad (6)$$

отсюда соответственно:

$$\left. \begin{aligned} q_2 &= 0,435 Q = 43,5 \text{ л/с.} \\ q_1 &= 0,73 q_2 = 0,73 \cdot 0,435 Q = 0,318 Q = 31,8 \text{ л/с.} \\ q_3 &= 0,57 q_2 = 0,57 \cdot 0,435 Q = 0,248 Q = 24,8 \text{ л/с.} \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

Связь между расходом и потерей напора на участке:

$$H = q_2^2 \frac{l_2}{K_2} = Q^2 \cdot 0,435^2 \frac{1500}{116 \cdot 10^3} = 0,00244 \cdot Q^2 \dots (г)$$

В соотношениях (в) величины отдельных расходов выражены через общий расход Q :

$$q_1 = \beta_1 Q; \quad q_2 = \beta_2 Q; \quad \dots \quad q_n = \beta_n Q$$

при чем β_i — величины меньшие единицы, сумма которых $\sum \beta_i = 1$. Очевидно, значения β_i не зависят от напора или величины расхода Q ; они определяются устройством системы и характеризуют распределение любого расхода Q по отдельным ветвям ¹⁾.

Отметим, что если диаметры трубопроводов равны, то

$$q_i = q_k \sqrt{\frac{l_k}{l_i}}$$

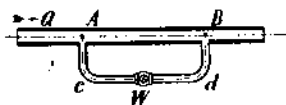
если, пользуясь обобщением Dupuit, привести все ветви к одинаковым диаметрам и определить соответственные эквивалентные длины, то на основании приведенного выше соотношения оказывается, что расходы при параллельном соединении распределяются обратно пропорционально корню квадратному из отношения эквивалентных длин.

§ 2. Различные применения.

1. Трубопровод с насадкой (фонтан). Трубопровод AC снабжен в конце насадкой (фонтанным соплом) с отверстием сечения ω (фиг. 38а и 38б). Определить расход воды через насадку и высоту фонтанной струи $h_{\text{фон.}}$?

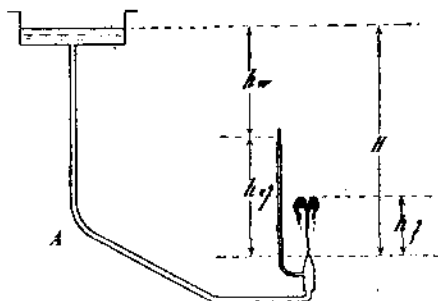
Отличие рассматриваемого случая от предыдущих задач лишь в том, что в ранее рассмотренных примерах весь напор тратился на сопротивления, тогда как при наличии в конце трубопровода насадки (если сечение последней значительно меньше сечения трубы) существен-

¹⁾ Этим свойством пользуются иногда для измерения расхода в трубопроводе путем определения расхода в "шунте" cd , присоединяя к точкам A и B главной линии водовода большего диаметра небольшой трубопровод с водомером W (фиг. 37). Очевидно, в силу предыдущего, $Q = m q$, где q расход в $AcdB$, регистрируемый водомером. Основным недостатком приема: неодинаковая по времени изменяемость сопротивлений, а вместе с тем пропускных способностей главной линии и шунта; в силу чего изменяется со временем и величина m . Вот почему в гидравлике этот прием не может найти того широкого применения, какое он имеет в электротехнике, где сопротивления практически постоянны.

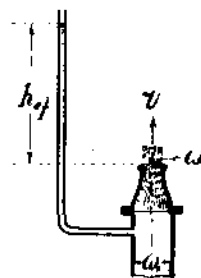


Фиг. 37.

ная часть напора сохраняется перед насадкой в виде потенциальной энергии h_{eff} , преобразующейся в насадке в кинетическую энергию вытекающей струи.



Фиг. 38а.



Фиг. 38б.

Называя коэффициент расхода насадки μ имеем очевидно:

$$q_{нас} = \mu \cdot \omega \sqrt{2g \left(h_{eff} + \frac{v_1^2}{2g} \right)} \quad (11)$$

где $\frac{v_1^2}{2g}$ — скоростной напор подходящей струи. Пренебрегая последним как величиной, обычно, малой по сравнению с h_{eff} , имеем:

$$h_{eff} = \frac{q^2}{2g\mu^2\omega^2} \quad (11')$$

Потеря напора вдоль трубы от A до сечения перед насадкой:

$$h_w = q^2 \cdot \frac{L}{K_c^2} \quad (12)$$

где K_c — пропускная способность системы.

Складывая, получаем:

$$H = h_{eff} + h_w = q^2 \left(\frac{1}{2g\mu^2\omega^2} + \frac{L}{K_c^2} \right) \quad (13)$$

откуда непосредственно определяем q , а затем и h_{eff} .

Что касается высоты фонтанной струи $h_{фонт.}$, то последняя обычно лишь несколько меньше h_{eff} , а именно $h_{фонт.} = (0,85 — 0,90) h_{eff}^1$.

Решим частный пример в применении к более сложной системе с параллельным соединением и расходом по пути.

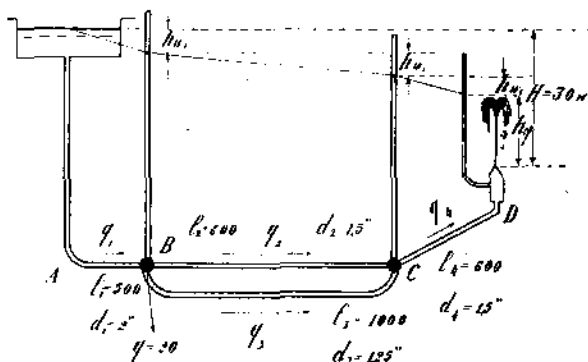
¹⁾ Некоторые данные об отношении $\frac{h_{ф}}{h_{ef}}$ в зависимости от рода насадок, можно найти у Rühlmann'a: „Hydromechanik“ и по отношению к пожарным брандсбойтам в опытах Freeman'a. Trans. A. S. Civ. Eng., vol. 21, p. 303, 1889 and vol. 24, p. 492, 1892.

Пример 3. Две трубы AB и CF соединены параллельно включенными ветвями BDC и BEC . В конце F имеется фонтанная насадка, площадь которой $\omega_{нас} = 5 \text{ см}^2$ и коэффициент расхода $\mu_{нас} = 0,97$; В точке B имеется сосредоточенный расход $q_B = 20 \text{ л/с}$. Отношение $\frac{h_{фонт.}}{h_{eff}} = 0,9$.

Давление в начале системы $H = 30 \text{ м}$. Длины труб (в метрах) и диаметры их (в дециметрах) указаны на фиг. 39.

Определить расход q через насадку и высоту фонтанной струи?

Вводя обозначение разности напоров в узловых точках, имеем прежде всего:



Фиг. 39.

$$H = 30 = (h_{w1} + h_{w2} + h_{w3}) + h_{eff}.$$

Далее.

$$q_1 = q; q_2 + q_3 = q; q_1 = q + q_B.$$

Разберем сперва участок BC . На основании (10) имеем:¹⁾

$$\frac{q_2}{q_3} = \frac{K_2}{K_3} \sqrt{\frac{l_3}{l_2}} = \frac{158,4}{105,2} \sqrt{\frac{1000}{800}} = 1,684$$

$$q = 1,684 q_3; q_3 = 2,684 q; q_2 = 0,372 q; q_1 = 1,684 q + 20 = 0,628 q;$$

Частичная разность напоров:

$$h_{eff} = \frac{q^2}{2g\mu^2\omega^2}; \quad h_{w4} = q^2 \cdot \frac{l_4}{K_4^2};$$

$$h_{w2} = q_2^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2} = (0,372 q)^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2}; \quad h_{w1} = (q + q_B)^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2};$$

Выражая все величины в дециметрах и складывая, имеем:

$$H = 300 = q^2 \left(\frac{1}{196,2 \cdot 0,97^2 \cdot 0,05^2} + \frac{6000}{25,09 \cdot 10^3} + \frac{0,628^2 \cdot 8000}{25,09 \cdot 10^3} \right) + \frac{(q + 20)^2 \cdot 5000}{116,4 \cdot 10^3} = 2,573 q^2 + 1,718 q + 17,18.$$

¹⁾ Пользуемся формулой Tutton-Manning'a; коэффициент для нормальной расчетной формулы. См. соответственные таблицы в приложении.

Откуда

$$q = 10,15 \text{ л/с.}$$

Соответственно:

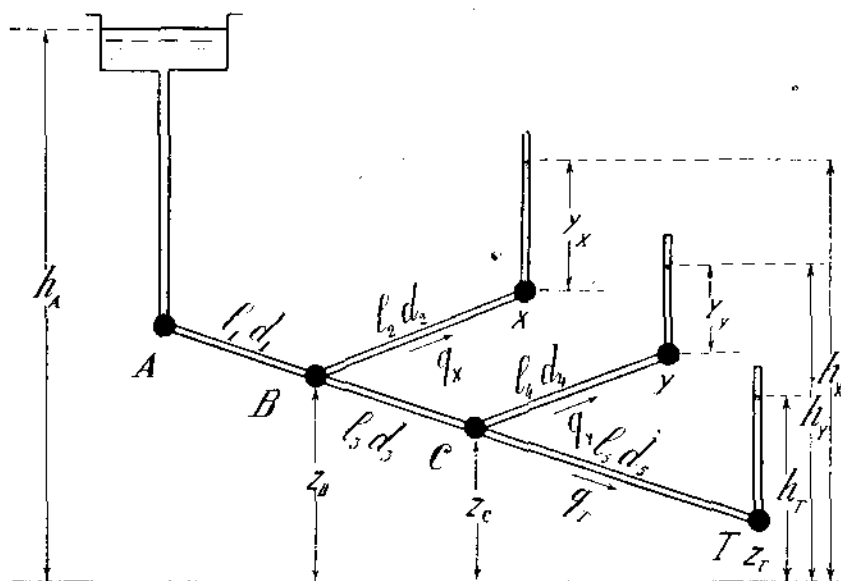
$$h_{eff} = 196,2 \times 0,97^2 \times 0,05^2 = 2,165 q^2 = 223,3 \text{ дцм} = 22,33 \text{ м.}$$

$$h_{w_4} = \frac{6000}{25,09 \times 10^3} \times q^2 = 0,239 q^2 = 24,6 \text{ дцм} = 2,46 \text{ м.}$$

$$h_{w_2} = \frac{(0,646)^2 \cdot 8000}{25,09 \times 10^3} \cdot q^2 = 0,126 q^2 = 13,0 \text{ дцм} = 1,30 \text{ м.}$$

$$h_{w_1} = \frac{(q + 20)^2 \cdot 5000}{116,4 \cdot 10^3} = (q + 20)^2 \cdot 0,043 = 39,1 \text{ дцм} = 3,91 \text{ м.}$$

2. Разветвленная система. Дан трубопровод, представляющий собою разветвленную систему (фиг. 40).



Фиг. 40.

Даны: начальный напор h_A в питающей точке и напоры в точках потребления x, y, t (h_x, h_y, h_t). Для определения расходов q_x, q_y и q_t обозначим неизвестные пока напоры в узловых точках через h_B, h_C и замечая, что

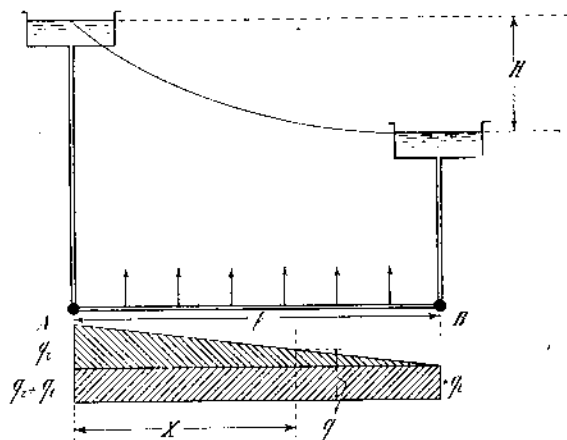
$$q_3 = q_t + q_y; \quad q_1 = q_x + q_y + q_t$$

составим следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} (1) \quad h_A - h_B &= (q_x + q_y + q_t)^2 \frac{l_1}{K_1^2} \\ (2) \quad h_B - h_x &= q_x^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2} \\ (3) \quad h_B - h_c &= (q_y + q_t)^2 \cdot \frac{l_3}{K_3^2} \\ (4) \quad h_c - h_y &= q_y^2 \cdot \frac{l_4}{K_4^2} \\ (5) \quad h_c - h_t &= q_t^2 \cdot \frac{l_5}{K_5^2} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (a)$$

Имеем пять уравнений для определения пяти неизвестных, а именно, трех расходов q_x , q_y , q_t и двух напоров h_B и h_c . Система уравнений (а), очевидно, служит и для обратной задачи, т.е. для определения давлений в системе при заданных расходах.

3. Непрерывная раздача. Рассмотрим еще следующий случай, обычный в водопроводной практике: трубопровод $A-B$ раздает по пути воду в целом ряде местных присоединений, схематически изображенных на чертеже стрелками (фиг. 41). При устройстве водоснабжения часто затруднительно наперед предсказать точно характер и места разбора воды. Можно лишь думать, что при достаточно большом числе присоединений разбор будет в среднем распределен по всей длине довольно равномерно, так что при общем потреблении в пределах участка длины l расхода q_r , разбор на единицу длины составит $\frac{q_r}{l}$. Пусть к тому же трубопровод, кроме q_r несет некоторый транзитный расход q_t таким образом в сечении A полный расход $= q_r + q_t$; в сечении $B = q_t$; в некотором сечении x расход будет:



Фиг. 41.

$$q = q_t + q_r \cdot \frac{l-x}{l}.$$

Определим потерю напора от A до B , в предположении, что труба по всей длине одинакового диаметра d . Пьезометрический уклон вдоль

трубы переменный, для некоторого сечения x с расходом q он, очевидно, равен:

$$i_x = \frac{q^2}{K^2} = \frac{\left[q_t + q_r \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right]^2}{K^2} = \frac{(q_t + q_r)^2}{K^2} - 2 \frac{x}{l} \cdot \frac{q_r}{K^2} (q_t + q_r) + \frac{q_r^2}{K^2} \cdot \frac{x^2}{l^2} \dots \dots \dots (14)$$

Падение напора на элементе dx :

$$dh_w = i_x \cdot dx.$$

Подставляя i_x из (14), интегрируя и подставляя пределы, будем иметь:

$$H = \frac{l}{K^2} \left(q_t^2 + q_r \cdot q_t + \frac{q_r^2}{3} \right) = \frac{l}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_t^2} \right)^{1)}$$

Принимая в этом соотношении $q_r = 0$, приходим к соотношению (4) (см. стр. 76). Полагая обратно транзитный расход $q_t = 0$, получаем:

$$H = \frac{l}{K^2} \cdot \frac{q_r^2}{3}$$

или

$$q_r = \sqrt{3} \cdot K \sqrt{\frac{H}{l}} \dots \dots \dots (15)$$

т.е. известное уже Dupuit правило, что при непрерывной раздаче одинаковый напор подает в $\sqrt{3}$ больше воды, чем при расходе, сосредоточенном в конце трубопровода, или что при том же расходе потеря напора в случае равномерного распределения разбора вдоль трубопровода втрое меньше.

1) В нижеследующей таблице приведены значения $1 + v + \frac{1}{3} v^2$ при различных $v = \frac{q_r}{q_t}$.

v	0	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
$1 + v + \frac{1}{3} v^2$	1	1,051	1,103	1,24	1,33	1,45	1,58	1,94	2,33	4,33	7,00	10,33	14,33

При малых v ($< \frac{1}{3}$) величины трехчлена мало чем отличаются от $1 + v$.

баками количества воды отмечать символом —, а поступающие в бак (наполняющие его) символом +, то в этом случае:

Величина расхода (обозначим его q_0) равно как и напор в точке $C = h_{c_0}$, определится из соотношений:

$$H = q_0^2 \left(\frac{l_1}{K_1^2} + \frac{l_2}{K_2^2} \right)$$

$$h_c = h_A - q_0^2 \frac{l_1}{K_1^2}.$$

Пьезометрическая линия ac_0b .

б) Начнем теперь, открывая кран, увеличивать расход q_c . По мере возрастания последнего напор в точке C , очевидно, уменьшается. Наступает, наконец, момент, когда давление в C упадет настолько, что напор в C и B сравняется, т.е. $h_{c_{кр.}}$ делается равным h_B . Такое состояние изображено на чертеже пьезометрической линией $ac_{кр.}b$. На участке CB пьезометрическая линия горизонтальна. Ясно, что при этом расход в трубопроводе BC — нуль. В бак B ничего не притекает; но из него вода и не оттекает: $q_B = 0$. Весь расход, отдаваемый баком A , потребляется в C ; таким образом:

$$q_c = \overset{(-)}{(q_A)}.$$

Назовем соответственный расход критическим $q_{c_{кр.}}$. Для определения его величины имеем:

$$H = q_{c_{кр.}}^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2}.$$

Легко видеть, что критический расход делит все возможные режимы на две группы:

Если расход $q_c < q_{кр.}$, то $h_{c_1} > h_{c_{кр.}} > h_B$. Напор в C больше, чем в баке B ; пьезометрическая линия ac_1b . Вытекающий из бака A q_A частью расходуется в C , частью идет на пополнение бака B ; таким образом:

$$\overset{(-)}{q_A} = \overset{(+)}{q_B} + q_c.$$

Наоборот, если $q_c > q_{кр.}$, напор в $C = h_{c_2} < h_B$. Ясно, что при этом вода подходит к C с обеих сторон, как со стороны A , так и со стороны B . Пьезометрическая линия в этом случае — ac_2b ; следовательно имеем:

$$q_c = \overset{(-)}{q_A} + \overset{(-)}{q_B}.$$

в) Наибольший расход, который вообще возможен в C соответствует наибольшему открытию клапана. Предположим, что последний

можно открыть настолько, что вода будет свободно изливаться в атмосферу, т.е. h_c приблизительно равно нулю. Такому состоянию соответствует положение пьезометрической линии aCb . Наибольший расход.

$$q_{Cmax} = q_{Amax}^{(+)} + q_{Bmax}^{(-)} = K_1 \sqrt{\frac{h_A}{l_1}} + K_2 \sqrt{\frac{h_B}{l_2}}.$$

В отношении работы бака B надо различить два случая:

- 1) При $q_c > 0$
 $< q_{kp}$ происходит наполнение бака B из A ;
- 2) При $q_c > q_{kp}$
 $< q_{max}$ происходит расход воды из бака B .

При $q_c = q_{kp}$ бак B не работает. Рассмотренный случай имеет весьма важное практическое применение, смысл которого всего лучше разъяснить на частном примере при соответственном подборе параметров; на этом же примере покажем применение вспомогательных диаграмм.

Пример 4. Пусть $l_1 = 2000$ мтр.; $d_1 = 1,50$ дцм.; $l_2 = 500$ мтр.; $d_2 = 2,50$ дцм.; $h_A = 50$ м.; $h_B = 30$ м.; $H = 20$ м. Трубы грязные.

Определим основные расходы q_0 , q_c и q_{max} .

$$\begin{aligned} 1. \quad q_0 &= \sqrt{H} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{l_1}{K_1^2} + \frac{l_2}{K_2^2}}} = \sqrt{20} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{2000}{19,21 \times 10^3} + \frac{500}{292,8 \times 10^3}}} = \\ &= \frac{\sqrt{20}}{\sqrt{0,104 + 0,00171}} = 13,75 \text{ л/с.} \end{aligned}$$

$$h_{w_1} = q_0^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2} = (13,75)^2 \times 0,104 = 19,67 \text{ м.} \quad h_{c_0} = 30,33 \text{ м.}$$

$$2. \quad q_{kp} = \sqrt{H} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{l_1}{K_1^2}}} = \frac{\sqrt{20}}{\sqrt{0,104}} = 13,87 \text{ л/с; } h_{kp} = 30 \text{ м.}$$

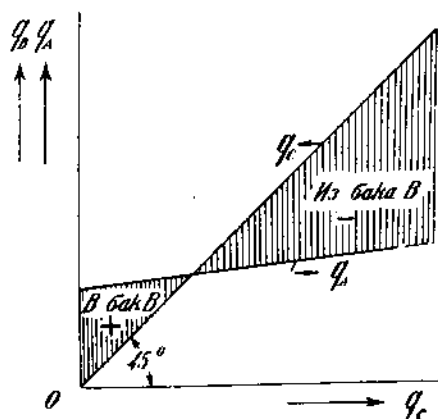
$$3. \quad q_{Amax} = \sqrt{50} \cdot \sqrt{\frac{1}{0,104}} = 21,93 \text{ л/с;}$$

$$q_{Bmax} = \sqrt{30} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,00171}} = 132,40 \text{ л/с,}$$

$$q_{Cmax} = q_{Amax} + q_{Bmax} = 154,33 \text{ л/с.}$$

Нанесем полученные результаты на диаграмму (фиг. 43): против соответственного значения q_c , отложенного по оси абсцисс, будем откладывать полученные вычислением значения q_A . Из начала координат проведем линию под углом 45° . Ординаты этой линии, очевидно, равны q_c

(фиг. 43). Так как согласно предыдущему $q_c = q_A + q_B$ в зависимости от того, куда направляется течение на участке BC , то разность ординат прямой q_c и кривой q_A даст непосредственно величину q_B . Точка пересечения



Фиг. 43.

кривой q_A с прямой q_c соответствует критическому расходу $q_{кр}$ ($q_B = 0$); вправо от точки пересечения — расход q_c складывается из расхода q_A и q_B . Наоборот, влево для какого-либо расхода $q_c < q_{кр}$ диаграмма непосредственно дает (+) величину q_B , который поступает в бак B .

Мы определили таким образом всего три характерные точки:

$$q_c = 0; \quad q_c = q_{кр}; \quad q_c = q_{max}.$$

Для вычисления промежуточных точек всего проще поступать следующим образом: задаваться значениями h_c и вычислять соответственные расходы.

I зона.

$$q_c < q_{кр}; \quad h_c > h_{кр};$$

$$(-) q_A = K_1 \sqrt{\frac{h_A - h_c}{l_1}}; \quad (-) q_B = K_2 \sqrt{\frac{h_c - h_B}{l_2}}; \quad q_c = q_A + q_B.$$

В нашем частном случае разница между напорами h_{c_0} и $h_{кр}$ настолько мала ($h_{кр} = 30$ м., $h_{c_0} = 30,38$ м.), что вычислять промежуточных точек не имеет смысла.

II зона.

$$q_c > q_{кр}; \quad h_c < h_{кр};$$

$$(-) q_A = K_1 \sqrt{\frac{h_A - h_c}{l_1}}; \quad (-) q_B = K_2 \sqrt{\frac{h_B - h_c}{l_2}}; \quad q_c = q_A + q_B$$

а) Задаемся $h_c = 25$ м.

$$q_A = \sqrt{50 - 25} \cdot \sqrt{\frac{K_1^2}{l_1}} = \frac{\sqrt{25}}{\sqrt{0,104}} = 15,50 \text{ л/с.}$$

$$q_B = \sqrt{30 - 25} \cdot \sqrt{\frac{K_2^2}{l_2}} = \frac{\sqrt{5}}{\sqrt{0,00171}} = 54,00 \text{ л/с.}$$

$$q_c = q_A + q_B = 69,5 \text{ л/с.}$$

б) Задаемся $h_c = 20$ м.

$$q_A = \sqrt{50 - 20} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,104}} = 17,00 \text{ л/с}; \quad q_B = 100 \cdot \frac{\sqrt{10}}{\sqrt{17,3}} = 75,90 \text{ л/с}.$$

$$q_c = 92,70 \text{ л/с}.$$

в) Задаемся $h_c = 10$ м.

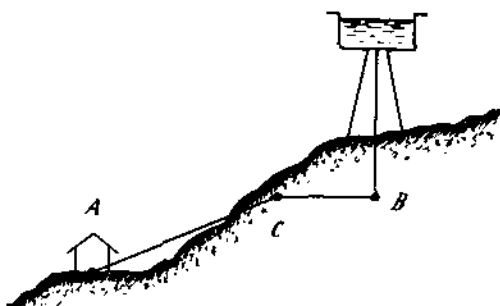
$$q_A = \frac{\sqrt{40}}{\sqrt{0,104}} = 19,65 \text{ л/с}; \quad q_B = 100 \cdot \frac{\sqrt{20}}{\sqrt{17,3}} = 107,10 \text{ л/с}.$$

$$q_c = 126,50 \text{ л/с}.$$

Соединяя нанесенные точки, получаем кривую q_A , изображающую расходование воды баком A , которая совместно с прямой q_c весьма наглядно изображает работу системы. Заметим, что в рассмотренном примере расход из бака A меняется весьма мало. Колебания расхода в C воспринимаются почти целиком одним баком B .

Если ограничиться, например, значениями q_c от 0 до 100 лит/сек, то в этих пределах q_A меняется всего с 13,5 лит/сек до 17,5 лит/сек.; достаточно постоянным держится также напор h_c .

Подобные свойства вызваны тем обстоятельством, что труба BC обладает пропускной способностью значительно большей, чем AB . Свойства эти часто весьма полезны в практике: пусть например, источник водоснабжения A удален от места потребления C (фиг. 44). Последнее по временам весьма переменно, достигая в отдельные моменты или периоды (наполнение тендера на ж.-д. водоснабжении, период усиленного потребления в водоснабжении населенных мест) значительной величины,

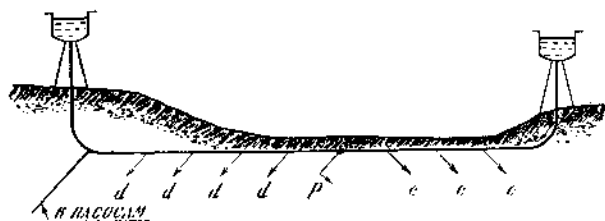


Фиг. 44.

в другие же эпохи понижаясь до минимальной величины. Колебания эти покрываются соответственной емкости баком B , соединенным с пунктами потребления (на фиг. 44 схематически изображенными точкой C) трубопроводом CB значительной, рассчитанной на наибольшее потребление, пропускной способности. Наоборот, диаметр питательного трубопровода AC устанавливается сравнительно малого диаметра, рассчитанный лишь на средний расход, который и подается насосами из A . Согласно предыдущему при определенных соотношениях в размерах трубопроводов подача насосов от A почти постоянная. Насосы практически не требуют почти регулировки.

На фиг. 45 изображен случай городского водоснабжения с уравнительным бассейном B (на чертеже правый). В этом случае назначение уравнительного бака снабжать водой в часы усиленного потребления

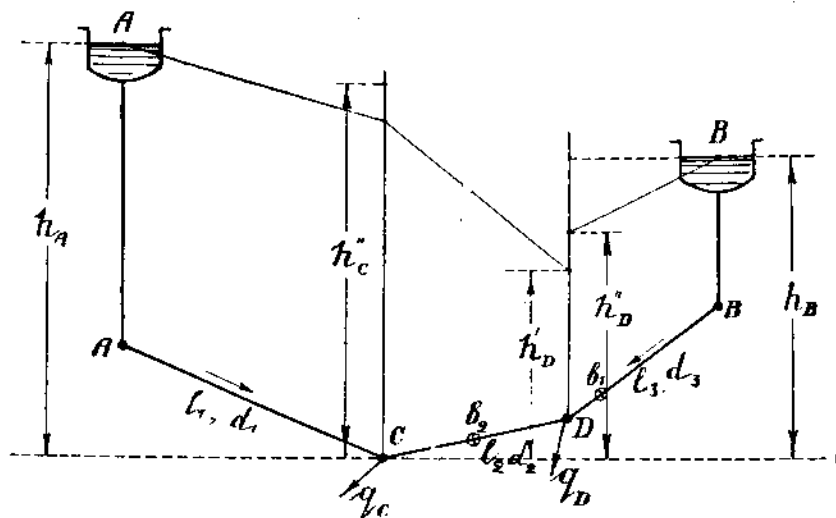
ближайшие к нему районы sss ; тогда как бак A (на чертеже левый) подает воду в районы $dddd$. При всякой комбинации потребления можно найти точку p (раздела), разделяющую районы питания. Чем больше вообще расход, тем более влево будет перемещаться p . При малых расходах, наоборот, p будет перемещаться вправо. Наступит, наконец (часы малого потребления) такой момент, когда вода из A будет переливаться в B , пополняя его запас для предстоящего периода усиленного потребления.



Фиг. 45.

2. Разберем еще несколько частных случаев с целью еще более уяснить предлагаемый прием рассмотрения вопросов.

А) Система с двумя резервуарами A и B и двумя точками потребления C и D (фиг. 46). Определить при заданных расходах q_C и q_D режим работы баков.



Фиг. 46.

Дело сводится к ответу на следующие вопросы:

а) При заданных q_C и q_D пополняется ли бак B или наоборот расходует воду?

б) И в том и в другом случае чему равна величина q_B ?

Для ответа на первый вопрос всего проще поступить следующим образом: предположим, что трубопровод BD закрыт вентилем b_1 и что

обе точки C и D питаются из A . Определим соответственно давление в точке $D = h'_D$; очевидно:

$$h'_D = h_A - \frac{l_1}{K_1^2} (q_C + q_D)^2 - \frac{l_2}{K_2^2} q_D^2.$$

1) Если h'_D при этом окажется больше h_B , то не только обе точки питаются от одного баки A , но часть воды переливается еще в бак B . Для определения q_B имеем в этом случае уравнение:

$$H = h_A - h_D = \frac{l_1}{K_1^2} (q_B + q_C + q_D)^2 + \frac{l_2}{K_2^2} (q_B + q_D)^2 + \frac{l_3}{K_3^2} q_D^2.$$

2) Если, наоборот, окажется, что h'_D меньше h_B (как показано на фиг. 46), то очевидно, на самом деле, в питании C и D участвует и бак B .

В последнем случае надо еще определить, как направлено течение в CD от C к D или обратно.

Для этого поступим следующим образом: предположим, что краном b_2 точки C и D разделены и что C целиком питается от A , а D от B . Определим соответственные h''_C и h''_D ; имеем:

$$h''_C = h_A - q_C^2 \frac{l_1}{K_1^2}$$

$$h''_D = h_B - q_D^2 \frac{l_3}{K_3^2}.$$

Если h''_C больше h''_D — течение в CD направлено от C к D и очевидно $q_2 = h_A - q_C$; если h''_C меньше h''_D , то наоборот.

Предположим, что h''_C больше h''_D ; бак A питает q_C и q_D ; найдем q_A и q_B . Ясно, что для этого достаточно найти q_2 , так как

$$q_A = q_C + q_2; \quad q_B = q_D - q_2.$$

Называя давления в C и D через h_C и h_D , имеем для нахождения трех неизвестных: h_C , q_D и q_2 следующую систему уравнений:

$$h_A - h_C = (q_C + q_2)^2 \frac{l_1}{K_1^2},$$

$$h_B - h_D = (q_D - q_2)^2 \frac{l_3}{K_3^2},$$

$$h_C - h_D = q_2^2 \frac{l_2}{K_2^2},$$

откуда:

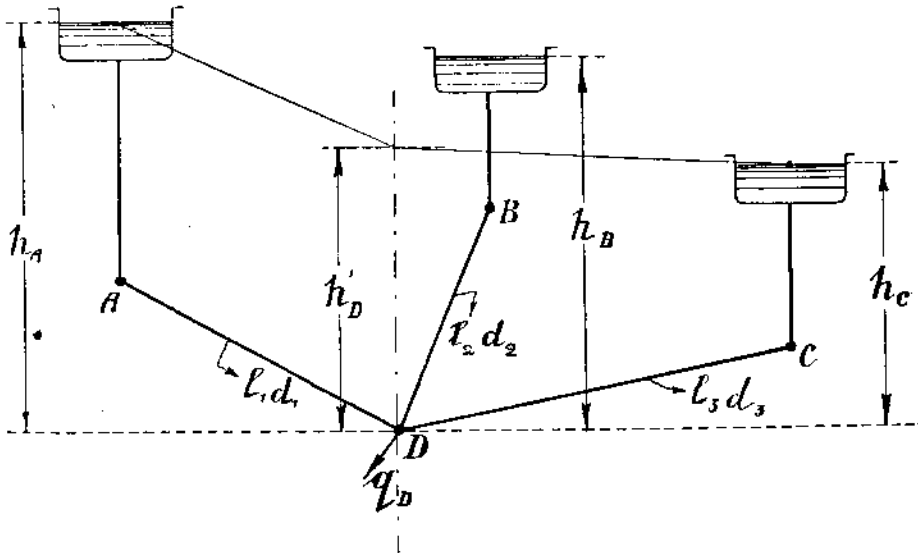
$$h_A - h_B = (q_C + q_2)^2 \frac{l_1}{K_1^2} - (q_D - q_2)^2 \frac{l_3}{K_3^2} + q_2^2 \frac{l_2}{K_2^2}.$$

Аналогичными соображениями вопрос решается и в случае если h''_C меньше h''_D .

В) Система с тремя резервуарами. Точка потребления в D . Определить режим в системе (фиг. 47) в зависимости от расхода q_D .

Полагаем сперва $q_D = 0$. Ясно, что бак A расходует, бак же C пополняется. Неизвестен лишь режим бака B , т.е. необходимо установить, направлено ли течение от D к B или обратно.

Для разрешения вопроса выключаем бак B и рассматриваем систему ADC (как в предыдущем случае). Находим расход и давление h'_D . Если h'_D окажется больше h_B , то наполняется и бак B ; если



Фиг. 47.

обратно — h'_D окажется меньше h_B , то наполнение бака C идет, как от A , так и от B .

В обоих случаях уравнения составляются без труда; так в случае $h'_D > h_B$, для определения действительных расходов и давления h^0_D при $q_D = 0$ имеем соотношения:

- 1)
$$q_A = q_B + q_C,$$
- 2)
$$h_A - h_D = q_A^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2},$$
- 3)
$$h_D - h_B = q_B^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2},$$
- 4)
$$h_D - h_C = q_C^2 \cdot \frac{l_3}{K_3^2}.$$

Раз начальные расходы и давление h_D при $q_D = 0$ определены, дальнейшее рассмотрение совершается без всяких затруднений. Всего проще здесь непосредственно задаваться величиною h_D в пределах h_D^0 до $h_{D \min}$ и соответственно вычислять расходы.

Критических точек здесь будет, очевидно, две:

$$h_D = h_B \quad \text{и} \quad h_D = h_C.$$

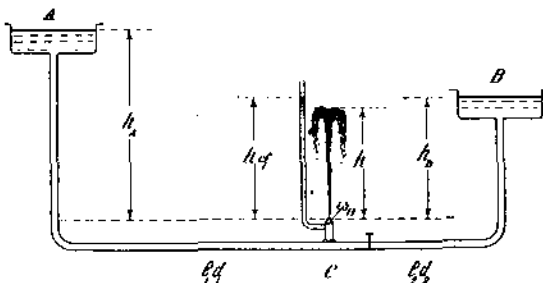
При $h_B > h_D > h_C$ бак B расходует; бак C наполняется. При $h_D < h_C$ расходуют все три бака

$$q_D = q_A + q_B + q_C.$$

С) Система с двумя баками и насадкой. Определить расход и высоту фонтана, а также направление течений в системе (фиг. 48).

Определим прежде всего, наполняется ли или расходует бак B . Для этого опять таки выключим линию CB и по приемам, рассмотренным в § 2 п. 1, определим величину h_{ef} перед насадкой:

$$h_{ef} = \frac{q^2}{2g\mu^2\omega^2},$$



Фиг. 48.

$$q = \sqrt{H} \cdot \sqrt{\frac{1}{2g\mu^2\omega^2} + \frac{l_1}{K_1^2}}.$$

Если h_{ef} меньше h_B , то фонтан питается с двух сторон; если h_{ef} больше h_B , то часть q_A идет на пополнение бака B .

Уравнения, определяющие режим системы, следующие:

$$1) \quad h_{eff} < h_B$$

$$q_h = q_A + q_B,$$

$$q_h^2 = \mu^2\omega^2 2g h_{ef},$$

$$h_A - h_{ef} = q_A^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2},$$

$$h_B - h_{ef} = q_B^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2},$$

$$2) \quad h_{eff} > h_B$$

$$q_A = q_B + q_h,$$

$$q_h^2 = \mu^2\omega^2 2g h_{ef},$$

$$h_A - h_{ef} = q_A^2 \cdot \frac{l_1}{K_1^2},$$

$$h_{ef} - h_B = q_B^2 \cdot \frac{l_2}{K_2^2},$$

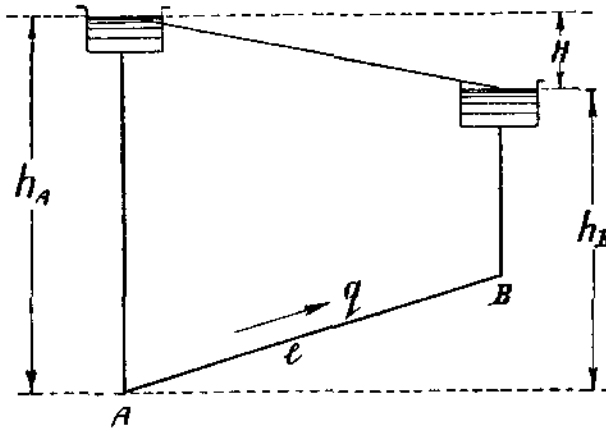
Мы ограничиваемся приведенными примерами, полагая, что они в достаточной мере обрисовывают приемы рассмотрения вопросов. Как видим, всюду прежде всего надо отдать себе отчет в общем характере явлений; определить направление течений и характерные точки. Раз последние известны, составление системы уравнений сводится к ряду совершенно элементарных операций.

§ 4. Расчет водопроводных линий.

Во всех предыдущих рассмотрении трубопроводы предполагались заданными; известны были длины и диаметры отдельных частей, а также отметки узлов; оставалось либо найти расход в системе при заданных напорах, либо по требуемым расходам — необходимые напоры. Перейдем теперь к расчету трубопроводов в более тесном смысле этого слова, т.е. к вопросам о назначении диаметров трубопроводов, удовлетворяющих тем

или другим поставленным требованиям.

1. Начнем с простых линий. Наиболее элементарным является случай (фиг. 49), когда H , l и q даны, т.е. когда требуется определить диаметр трубопровода, соединяющего две точки A и B , напоры в которых заданы, а также задан расход q , который трубопровод должен пропускать. В этом случае,



Фиг. 49.

очевидно, непосредственно определяется требуемая пропускная способность трубопровода.

$$K = \frac{q}{\sqrt{\frac{H}{l}}} = \frac{q}{\sqrt{i_0}} \quad (16)$$

где $i_0 = \frac{H}{l}$ — есть средний пьезометрический уклон вдоль линии. Остается определить диаметр.

Если трубопровод может быть сделан любого диаметра (что имеет, например, место в бетонных, железо-бетонных, а также клепанных трубопроводах), то диаметр может быть назначен непосредственно, хотя бы по формуле Manning'a:

$$K = C_0 \cdot \frac{\pi}{8} \cdot \left(\frac{1}{4}\right)^{0,16} \cdot d^{2,66}.$$

Откуда

$$d = \sqrt[2,66]{\frac{K}{C_0 \cdot \frac{\pi}{8} \cdot \left(\frac{1}{4}\right)^{0,16}}} = 1,55 \sqrt[2,66]{\frac{K}{C_0}}.$$

или из соотношения (см. стр. 77) $K = \alpha \cdot d^5$, считая притом в первом предположении α постоянной и находя d последовательным приближением.

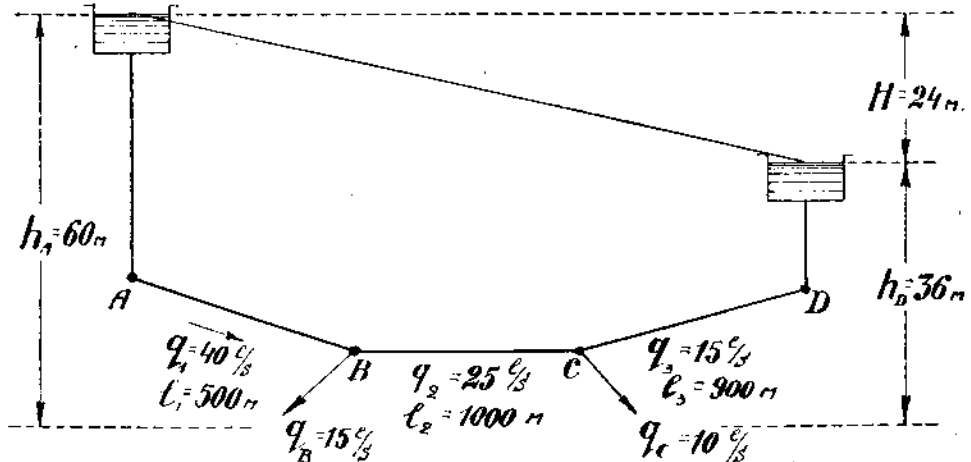
Однако, большею частью с поставленной задачей приходится встречаться в водоснабжении населенных мест, где всего чаще употребляются „сортаментные“ трубы чугунные, железные, керамиковые и проч., т.-е. трубы, которые изготавливаются лишь определенных диаметров.

Очевидно, в этом случае приходится по сортаменту выбирать трубу с пропускной способностью, близкой к требуемой.

Если все же необходимо получить трубопровод с пропускной способностью K , точно соответствующей требуемой, или если сортамент дает величины $K_1 < K$ и $K_2 > K$ слишком уже отличающиеся от определяемой соотношением (16), то этого легко достигнуть, применяя „составной“ трубопровод из двух частей соответственных длин l_1 и l_2 ($l_1 + l_2 = l$) и диаметров d_1 и d_2 соответствующих пропускных способностей K_1 и K_2 . Для определения длины l_1 имеем:

$$H = q^3 \frac{l}{K^2} = q^3 \left(\frac{l_1}{K_1^2} + \frac{l - l_1}{K_2^2} \right).$$

2. Столь же просто решается вопрос для случая, изображенного на фиг. 50 с различными расходами на отдельных участках и заданной общей разностью напоров H . На первый взгляд может показаться, что здесь может иметься значительное разнообразие в возможных решениях; на самом же деле, как мы увидим, задача имеет весьма мало практически допустимых решений. Обстоятельство это всего лучше уяснить на частном примере.



Фиг. 50.

Пример 5. Два бака с разностью горизонтов $H = 24$ м. соединены трубопроводом $ABCD$, в точках B и C которого расходится $q_B = 15$ л/с. и $q_C = 15$ л/с. Длины труб и соответствующие расходы воды в них показаны на фиг. 50. Требуется подобрать диаметры труб.

Определим сначала диаметры труб, исходя из того, чтобы пьезометрические уклоны вдоль всей линии были примерно одинаковыми. Средний уклон получается:

$$i_0 = \frac{H}{\Sigma l} = \frac{24}{2400} = 0,01, \quad \sqrt{i_0} = 0,1.$$

Этому уклону соответствовали бы для отдельных участков пропускные способности:

$$K_1 = \frac{q_1}{\sqrt{i_0}} = \frac{40}{0,1} = 400 \text{ л/с.}$$

$$K_2 = \frac{q_2}{\sqrt{i_0}} = \frac{25}{0,1} = 250 \text{ л/с.}$$

$$K_3 = \frac{q_3}{\sqrt{i_0}} = \frac{15}{0,1} = 150 \text{ л/с.}$$

Будем вести расчет для труб грязных, употребляя формулу Tutton Manning'a. Составим таблицу, в которой сопоставим (в графах 5 и 6) требуемые пропускные способности K_0 с соответствующим ближайшим диаметром сортамента. В последних двух графах 8 и 9, кроме того, для этих ближайших диаметров приведем потери напора на соответственных участках, вычисленные по формуле:

$$h_w = q^2 \cdot \frac{l}{K^2}$$

и, кроме того величины средних скоростей в сечениях, полученные делением расхода на площадь живых сечений. Принимая во внимание, что сумма потерь напора на всей системе не может превосходить 24 мтр., легко видеть, что для решения вопроса допустимы лишь следующие три комбинации труб:

№№ участк.	l метр.	q литр. сек.	K литр. сек.	d >		d <		h _{w0} метр.	d >		d <	
				d	K	d	K		h _w	v _{м/с}	h _w	v _{м/с}
1	2	3	4	5		6		7	8		9	
1	500	40	400	2,50	541	2,00	298	5	2,73	0,820	9,00	1,27
2	1000	25	250	2,00	298	1,75	209	10	7,03	0,800	14,30	1,04
3	900	15	150	1,75	209	1,50	138	9	4,64	0,625	10,63	0,85

№ 1. $d_1 = 2,5$; $h_{w1} = 2,73$ м; $d_1 = 2,5$; $h_{w1} = 2,73$ м; $d_1 = 2,0$; $h_{w1} = 9,00$ м.

№ 2. $d_2 = 2,0$; $h_{w2} = 7,03$ м; $d_2 = 1,75$; $h_{w2} = 14,30$ м; $d_2 = 2,0$; $h_{w2} = 7,03$ м.

№ 3. $d_3 = 1,5$; $h_{w3} = 10,63$ м; $d_3 = 1,75$; $h_{w3} = 4,64$ м; $d_3 = 1,75$; $h_{w3} = 4,64$ м.

$$\Sigma h_{w1} = 20,39 \text{ м;}$$

$$\Sigma h_{w2} = 21,67 \text{ м;}$$

$$\Sigma h_{w3} = 20,67 \text{ м.}$$

Решая вопрос о том, на какой же из возможных систем труб окончательно остановиться, всего целесообразнее, само собою, избрать наиболее дешевую комбинацию. При одинаковой стоимости единиц веса вопрос сводится к определению трубопровода наименьшего веса. В первом приближении часто предполагают, что веса единиц длины труб приблизительно пропорциональны диаметрам. В таком случае для составного трубопровода вес пропорционален величине $\sum l.d$ и задача о выборе системы наименьшего веса сводится к определению комбинаций с наименьшим $\sum l.d$.

Для рассмотренного случая:

$$1. \sum l.d = 500 \times 2,5 + 1000 \times 2,0 + 900 \times 1,5 = 4600.$$

$$2. \sum l.d = 500 \times 2,5 + 1000 \times 1,75 + 900 \times 1,75 = 4575.$$

$$3. \sum l.d = 500 \times 2,0 + 1000 \times 2,0 + 900 \times 1,75 = 4575.$$

Как видим, все системы почти равноценны. Наилучшей, однако, является несомненно первая, так как в ней скорости по всей линии наиболее одинаковые (0,82; 0,80; 0,85).

3. Замечание относительно допускаемых скоростей. При решении предыдущей задачи мы подбирали диаметры, стремясь лишь удовлетворить определенной пропускной способности, совершенно не оговаривая и не обуславливая ни в какой мере пределы возможных скоростей. Между тем на практике часто ставятся подобные пределы. Так, с одной стороны приходится ставить предел наименьшей допускаемой скорости, ниже которой можно ожидать осаждения из воды взвешенных частиц, что особенно существенно в оросительных системах и канализационных устройствах. С другой же стороны, часто ставят и высший предел, либо из опасения истирания и разрушения водовода, особенно в местах резкого изменения конфигурации, а также из боязни явлений гидравлического удара, т.-е. внезапного повышения давления, вызываемого инерцией движущегося столба жидкости при быстром его останавливании, вызванном закрытием клапана и проч¹⁾. Наконец, как мы увидим ниже, излишне большие и слишком малые скорости невыгодны с экономической стороны.

В связи со всем этим можно прийти к мысли об установлении некоторой шкалы „нормальных“ наибольших скоростей; в качестве образца приводим подобную таблицу, рекомендуемую Flamant'ом.

¹⁾ Б. А. Бахметев: „Введение в изучение неустановившегося движения жидкости“. Вып. 1, отд. II. Петроград, 1915 г.

Таблица 8.

Диаметры.	Наибольшая нормальная скорость.
Метры.	метр./сек.
0,10	0,75
0,15	0,80
0,20	0,90
0,25	1,00
0,30	1,10
0,40	1,25
0,50	1,40
0,60	1,60
0,80	1,80
1,00	2,00

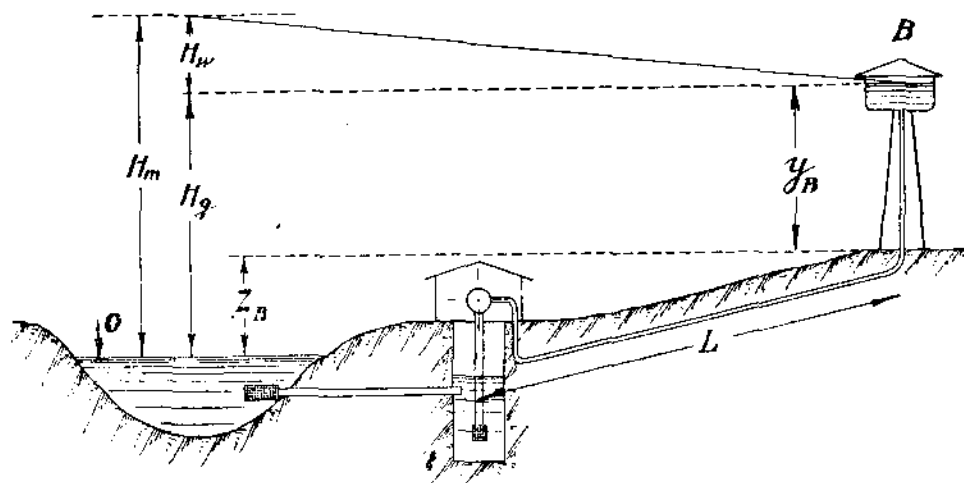
Приводя эти данные, мы в то же время считаем нужным обратить внимание на всю относительность подобных норм. При проектировании каждый раз надлежит принять во внимание всю конкретную обстановку данного случая, взвесить все частные обстоятельства и соответственно определить, надлежит ли вводить те или иные нормы и, если да, то какие именно. Помимо того, надо заметить, что самый вопрос о выпадении взвешенных частиц и разрушении стенок скоростью требует самого широкого, прежде всего опытного изучения. И в этих вопросах перво-степенной практической важности, как ни в одной области гидравлики, пожалуй, сведения наши слабы и ничтожны. Сам по себе расчет трубопроводов по заданным скоростям, очевидно, прост до чрезвычайности. По расходам и скоростям подбираются соответственные сечения и диаметры. Потеря напора определяется для „готового“ трубопровода по приемам, изложенным в предыдущих параграфах.

. Экономические расчеты. В случае, если давления не заданы наперед и проектирующему инженеру приходится назначать как диаметры трубопровода, так и соответственные потери напора, всего целесообразнее исходить из экономических соображений, назначая размеры трубопроводов с таким расчетом, чтобы сооружение явилось экономически наиболее выгодным.

Само понятие „экономически наивыгоднейшее“ будет различаться при тех или иных обстоятельствах и должно, очевидно, быть соответственно каждый раз устанавливаемо применительно к рассматриваемому случаю. Всего лучше дело уясняется разбором ряда частных случаев.

А. Линия водоснабжения. а) Водоснабжение некоторого пункта B ведется из удаленного источника (фиг. 51). Длина трубопровода от последнего до бака $B = L$. В B должно поддерживаться давление y_B . Сумма $y_B + z_B$ определяет высоту, на которую должна быть поднята вода, высоту, которую мы в дальнейшем будем обозначать H_g и называть высотой подачи или геометрическим напором. Режим подачи воды от источника к B предполагается известным.

Экономически наивыгоднейшим в рассматриваемом случае будет сооружение, ежегодная эксплуатация которого будет обходиться, очевидно



Фиг. 51.

всего дешевле, что равносильно тому, что стоимость подачи воды окажется наименьшей.

Ежегодные расходы по эксплуатации слагаются из следующих частей:

а) Расходы, зависящие от первоначальной затраты на сооружение. К таковым относятся: оплата процентов на капитал и погашение последнего; отчисления на возобновление и ремонт сооружений и проч.

б) Стоимость энергии, затрачиваемой на под'ем воды (электрической энергии, топлива и проч.).

γ) Расходы по обслуживанию сооружения: смазка, обтирка механизмов и др. расходы, принимаемые обычно пропорциональными работе машин; персонал, административные, общие хозяйственные расходы и проч.

Первоначальная стоимость сооружений слагается из стоимости линии трубопровода и стоимости насосного устройства. Последняя, очевидно, возрастает с увеличением мощности машин.

Мощность машин, равно как и затрата энергии на качку целиком определяется диаметром трубопровода. На самом деле, при некотором

диаметре d и расходе q напор H_m , который должны поддерживать насосы, складывается из геометрического напора H_g и напора H_w , теряемого на сопротивление в системе.

Таким образом, принимая в расчет лишь потерю на трение

$$H_m = H_g + q^2 \cdot \frac{L}{K^2};$$

работе под'ема на высоту H_m секундного расхода q соответствует мощность

$$\gamma \cdot q \cdot H_m.$$

Соответственно этому, вводя коэффициент полезного действия насоса $\eta_{нас}$, считая q в литрах ($\gamma = 1$ клг/дм.³), H_m в метрах и выра-

жая мощность в лошадиных силах, получим мощность, которую надо подвести к насосам, равной

$$N_{нас.} = \frac{q \cdot H_m}{\eta_{нас.} \cdot 75} \dots \dots \dots (17).$$

Если подача воды q постоянная ($q = Const.$) то для получения энергии достаточно умножить $N_{нас}$ на время (продолжительность) работы устройства в течение суток, года и т. д. Всего удобнее при этом время считать в часах, соответственно чему энергия и будет выражаться в силах-часах, киловатт-часах и проч.

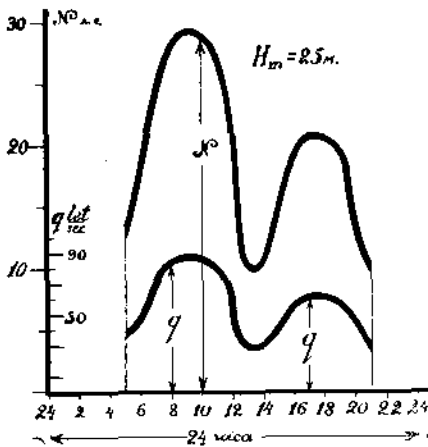
В случае переменного расхода, выражающегося хотя бы за сутки некоторой диаграммой $q \mid q$ (фиг. 52) надлежит, пользуясь соотношением (17) построить диаграмму соответственных мощностей $N - N$.

Энергия, очевидно, равна:

$$\int_t N \cdot dt,$$

т.-е. определится площадью соответственной диаграммы. При этом необходимая мощность двигателей назначается, очевидно, по наибольшему расходу воды q_{max} .

б) С увеличением диаметра увеличивается стоимость линии трубопровода, зато уменьшаются (и притом весьма быстро, обратно пропорционально d^5) потери, а тем самым и стоимость энергии, смазка и проч. Кроме того, благодаря уменьшению мощности, несколько уменьшается стоимость насосного устройства. Для каждого диаметра d при



Фиг. 52.

данных условиях постройки и эксплуатации могут быть определены следующие цифры:

а) Полная стоимость сооружения S равная $S = S_{тр} + S_{нас}$ (стоимости трубопровода и насосного устройства) и соответственно ежегодный эксплуатационный расход, пропорциональный стоимости первоначального устройства

$$S_1 = \frac{p_{тр.} \cdot S_{тр.} + p_{нас.} \cdot S_{нас.}}{100}$$

где $p_{тр}$ и $p_{нас}$ — отнесенные к трубопроводу и насосу устройству, суммарная величина процентов, состоящих из процентов на оплату и погашение капитала, отчислений на возобновление, содержание, ремонт и пр.

б) Стоимость качки

$$S_2 = (a + b) \cdot E - c \cdot E.$$

где E — количество энергии расходуемой на подъем воды за год, при чем:

a — стоимость единицы энергии,

b — стоимость смазки и пр. на единицу энергии,

$$c = a + b.$$

γ) Общие расходы по содержанию S_3 — остающиеся, вообще говоря, постоянными и независимыми от d .

Таким образом для каждого диаметра ежегодные эксплуатационные расходы составляют:

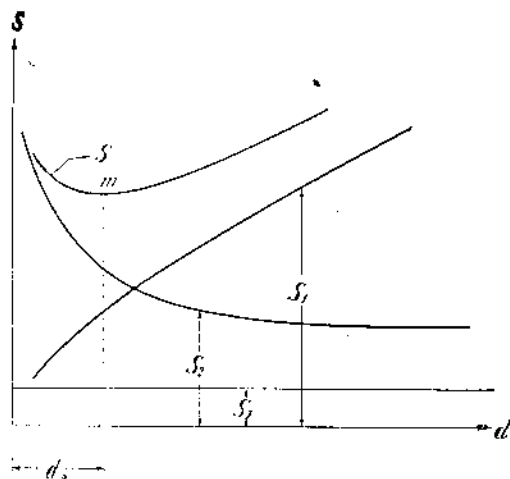
$$S = S_1 + S_2 + S_3.$$

Если соответственные значения отдельных составных частей, а также общую сумму

эксплуатационных расходов нанести на диаграмму в зависимости от d , то получим картину, изображенную на фиг. 53. Кривая S имеет минимум в точке m , по которой и определяется экономически наивыгоднейший диаметр $d_{эк}$.

в) При практических применениях целесообразно в диаграмме вовсе исключить постоянную величину S_3 , а также часть стоимости энергии соответственно постоянному напору H_g , ограничиваясь учетом стоимости переменной с диаметром энергии, затрачиваемой на сопротивления:

$$S_w = c \cdot E_w = c \int_t \frac{q H_w}{\eta_k \cdot 75} dt.$$



Фиг. 53.

При этом, так как

$$H_w = q^2 \cdot \frac{L}{K^2}$$

то

$$S_w = \frac{c \cdot L}{K^2 \cdot \eta_n \cdot 75} \int_t q^3 dt = \frac{cL}{K^2 \eta_n 75} q_0^3 \cdot T \quad \dots (18)$$

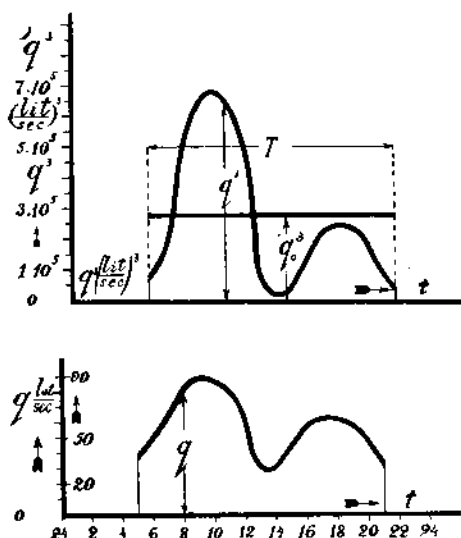
где T — продолжительность работы установки, а q_0^3 некоторая средняя кубическая „приведенная“ величина расхода (фиг. 54), определяемая из диаграммы по соотношению:

$$q_0^3 = \frac{\int_t q^3 dt}{T}$$

Далее в приведенный выше расчет входит переменная с мощностью стоимость насосного устройства. В некоторых случаях (при больших H_g) стоимость эта сравнительно мало меняется с изменением диаметра трубопроводов. Наконец, при известных условиях возможно стоимость устройства в части, относящейся к силовой установке, отнести, к стоимости энергии. В этих случаях, очевидно, величина S_1

равна непосредственно $p_m \cdot S_{mp}$.

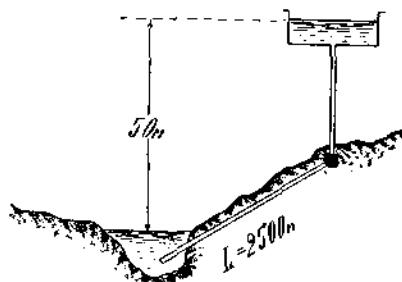
Некоторые замечания. В условиях предыдущей задачи экономический расчет единственно целесообразен и должен быть безусловно применяем. Случай этот имеет широкое применение в железнодорожном водоснабжении, при водоснабжении населенных мест, а иногда и в канализации, именно, при устройстве перекачивательных станций.



Фиг. 54.

При всех подобных расчетах необходимо не упускать из виду, что сооружения обычно проектируются с запасом на больший или меньший срок вперед, учитывая тот или иной рост потребления. Сообразно этому и основные, принятые в основание технического расчета, данные относятся обычно к будущим предельным, лишь имеющим рано или поздно наступить условиям. Естественно, что относить экономический расчет целиком к этим будущим условиям было бы неправильно. Очевидно, в расчет необходимо ввести элемент времени, оценивая эксплуатационные условия за весь период существования сооружения и принимая во

внимание постепенный рост потребления, а тем самым и расходы по качке воды. Как именно поступать, определяется по соображению в каждом данном конкретном случае. Необходимо также учитывать изменение со временем (по мере загрязнения) сопротивлений в трубах. В этом отношении мы лично считаем всего целесообразнее провести расчет для возможных предельных случаев, а именно, как для новых чистых труб, так и для старых грязных. Сопоставление картин изменения стоимости эксплуатации в обоих случаях дает обычно достаточно определенное указание для окончательного назначения диаметра.



Фиг. 55.

Пример 6. Определить диаметр d напорного трубопровода. Данные: длина трубопровода $L = 2500$ мтр.; две трубы (одна запасная) (фиг. 55); качка за сутки 14 часов по 15000 ведер в час.

Стоимость 1 пог. метра 2-х труб с укладкой ¹⁾:

Диаметр.		Стоимость укладки.
Миллим.	Дюймы.	
75	3	10 р. 70 к.
100	4	13 . 90 .
125	5	17 . 60 .
150	6	21 . 45 .
175	7	24 . 60 .
200	8	29 . 75 .
225	9	34 . 55 .
250	10	38 . 60 .
300	12	49 . 20 .
400	16	69 . 20 .

% на капитал $p = 9\%$

Стоимость энергии 9 коп. за квт-час.

Насосы центробежные.

Коэф. полезного действия центроб. насоса . . . $\eta_{нас} = 0,65$.

Коэф. полезного действия двигателя $\eta_{дв} = 0,85$.

Потери напора считаем по формуле:

$$h_w = \lambda \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = Q^2 \frac{L}{K^2} \dots \dots \dots (a).$$

¹⁾ В рублях довоенного времени (1914 г.).

Значения λ берем по Tutton-Manning¹⁾ (Для $C_0 = 80$).

Задаваясь различными значениями диаметров, вычисляем скорость $v = \frac{q}{\omega}$ и по формуле (а) находим соответственные h_w .

Увеличение мощности двигателя в киловаттах на преодоление потерь находим по формуле:

$$N_w = \frac{0,736 Q h_w}{75 \cdot \eta_{нас} \cdot \eta_{дв}} \text{ кВт.}$$

Число киловатт-часов в год составляет:

$$n = 14 \times 365 \times N \text{ квч.}$$

Годовая стоимость энергии составляет:

$$S_2 = 0,09 n \text{ руб.}$$

Стоимость труб с укладкой S_1 берем по вышеприведенной таблице. Эксплуатационные расходы составляют $pS_1 + S_2$ рублей в год.

Задаваясь диаметрами труб $d = 2; 2,5; 3$ и 4 дм. получаем все необходимые величины в виде следующей таблицы:

	d	h_w	N_w (квт)	n	S_1	pS_1	S_2	$pS_1 + S_2$
Новые трубы.	2,0	43,60	39,65	202500	74500	6710	18230	24940
	2,5	13,27	12,06	61600	96500	8910	5545	14235
	3,0	4,73	4,30	21900	123000	11070	1947	13047
	4,0	1,08	0,98	5000	173000	15570	452	16022
Старые трубы.	2,0	73,70	67,00	342400	74500	6710	30830	37540
	2,5	22,44	20,40	104200	96500	8910	9380	18070
	3,0	8,50	7,73	39500	123000	11070	3555	14625
	4,0	1,83	1,66	9350	173000	15570	839	16409
Нормальная расчетная формула.	2,0	56,50	51,40	262600	74500	6710	23630	30340
	2,5	17,18	15,62	79800	96500	8910	7180	15870
	3,0	6,50	5,91	30200	123000	11070	2710	13780
	4,0	1,40	1,27	6490	173000	15570	584	16154

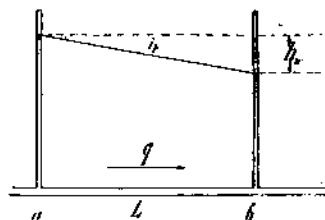
Величины pS_1 , S_2 и $pS_1 + S_2$ наносим на график, аналогично изображенному на фиг. 53), Перпендикуляр, опущенный из наименьшей точки касания кривой $pS_1 + S_2$, определяет на оси абсцисс наивыгоднейший диаметр трубы, для которого эксплуатационные расходы всей установки будут наименьшие.

В приведенном примере при определении стоимости трубопровода из чугунных труб расчет ведется, задаваясь последовательно диаметрами по сортаменту и беря цены на единицу длины непосредственно из расчетной ведомости, при чем результаты подсчета изображают графически на диаграмме.

¹⁾ См.: А. И. Иванченко, „Таблицы для расчета водопроводных труб по формуле Т.-М.-а“. Издание 1915 года. Петроград; см. также приложение.

Для клепаных металлических или железобетонных водоводов, которые могут быть сделаны любого диаметра, возможно вести решение задачи и аналитическим путем, составляя в функции от d общее выражение как для S_1 , так и для S_2 и определяя соответствующую наименьшему значению S величину диаметра¹⁾. Следует, однако, отметить, что отсутствие диаграммы при таком расчете лишает нас драгоценной возможности наглядно и непосредственно судить о роли и значении отдельных слагающих факторов.

В. Случай участка сети. Подобные соображения применяются часто также и при проектировании водопроводных сетей. Пусть $a-b$ (фиг. 56) некоторый участок сети, работа которого определяется хотя бы диаграммой, подобной фиг. 52. Для определения величины экономически наивыгоднейшего диаметра $d_{эк.}$ складывают ежегодные расходы по оплате первоначальной стоимости участка pS_1 со стоимостью энергии, обусловливаемой потерей напора на участке, выраженной, очевидно, и в этом случае соотношением (18).



Фиг. 56.

Стоимость единицы длины трубопровода часто приближенно считают пропорциональной диаметру, тем самым

$$p S_1 = m \cdot p \cdot L \cdot d$$

где m — коэффициент пропорциональности.

Заменяя в выражении (18) K^2 через αd^6 , принимая далее за значение α , в пределах исследования вопроса, некоторую среднюю постоянную величину, получаем ежегодный эксплуатационный расход:

$$S = p m L d + \frac{c L}{\eta_n \cdot 75} \cdot \frac{q_0^3}{\alpha d^5} \cdot T.$$

Наивыгоднейший диаметр получается, приравнявая $\frac{\partial S}{\partial d} = 0$, т.е. из соотношения:

$$m p L - \frac{5 L \cdot c \cdot q_0^3}{\eta_n \cdot 75 \cdot \alpha \cdot d^6} \cdot T = 0 \dots \dots \dots (19).$$

Откуда

$$d = \sqrt[6]{\frac{c q_0^3 T}{15 \eta_n \cdot \alpha m p}} \dots \dots \dots (20)$$

Соотношение это можно представить и в ином виде. Выражая диаметр через площадь живого сечения

$$d^6 = \left(\frac{4}{\pi} \right)^3 \omega^3$$

¹⁾ Пример см. ниже в задаче о трубопроводе силовой установки.

и вводя определение средней приведенной кубической скорости

$$v_0^3 = \frac{q_0^3}{\omega^3}$$

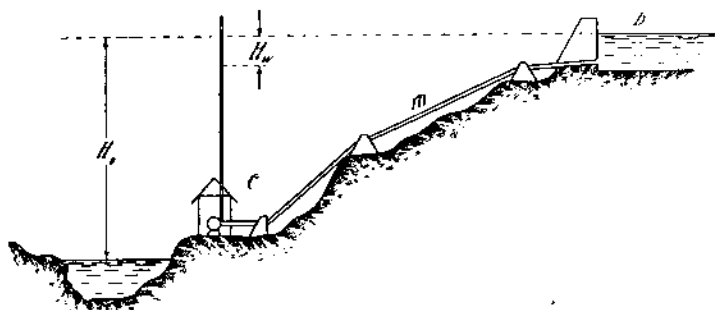
имеем:

$$p m - \frac{5 \cdot c}{75 \cdot \eta_n \cdot \alpha} \left(\frac{\pi}{4} \right)^3 v_0^3 T = 0 \dots \dots \dots (19')$$

Откуда получаем величину экономически наивыгоднейшей скорости:

$$v_0 = \frac{4}{\pi} \sqrt[3]{\frac{15 \alpha^3 \eta_n p m}{c T}} \quad ^1) \dots \dots \dots (21)$$

Надо заметить, что применение указанных выше приемов не всегда производится правильно; так, например, составив по соотношению (21) скалу „нормальных“ экономически выгодных скоростей, назначают диаметры по этим скоростям, исходя из наибольших расходов на участке



Фиг. 57.

и принимая T за год, упуская из виду, что в соотношение (21) входит приведенная величина v_0 , учитывающая действительные колебания расхода и фактическую продолжительность действия установки. Помимо того, диаметры назначаются по „экономическим скоростям“, не считаясь, например, с конфигурацией сети в смысле высотного расположения и проч.²⁾. Между тем ясно, что в сложной сети экономический расчет должен обнимать всю сложную совокупность устройства и его эксплуатации.

С. Напорный трубопровод гидравлической силовой установки. Трубопровод m (фиг. 57) подводит воду от водонапорного

¹⁾ Для примера укажем на таблицы экономических скоростей, составленные при проектировании Ладожского водопровода в Петрограде („Ладожский водопровод“ пояснительная записка). Отметим, что при составлении этого проекта вообще широко были использованы принципы экономического подсчета.

²⁾ На некоторые ошибки в этом направлении обратил мое внимание профессор И. Г. Есьман.

бассейна B к турбинам силовой установки C . Полезному напору H_0 и наличному расходу воды в $Q \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ соответствует наличная мощность:

$$N_0 = \frac{1000 \cdot Q \cdot H_0}{75} \text{ лош. сил.}$$

Однако, не вся эта мощность может быть использована полезно в турбинах; некоторая часть напора H_w потеряется в трубопроводе. При входе воды в турбины удельная энергия соответствует уже лишь напору

$$H_{\text{eff}} = H_0 - H_w.$$

Потерянному напору при расходе воды $Q \text{ м}^3/\text{с}$ соответствует некоторая потерянная мощность:

$$N_w = \frac{1000 \cdot Q \cdot H_w}{75} \text{ л. с.}$$

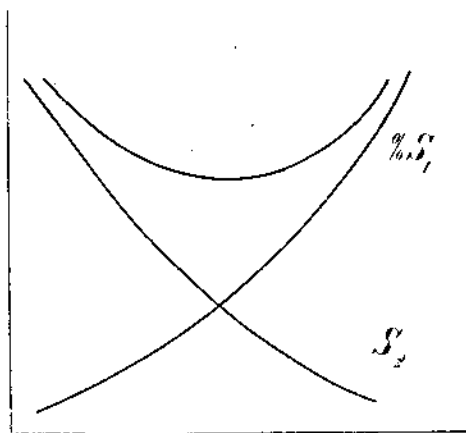
Совершенно также, как в предыдущей задаче, принимая во внимание диаграмму работы станции по времени (диаграмму потребления воды), может быть определено общее количество энергии, потерянное в трубопроводе на работу вредных сопротивлений. Для определения экономически наивыгоднейшего трубопровода в этом случае приходится принимать во внимание: а) сумму денег, необходимую на ежегодную оплату процентов на капитал, на ремонт и отчисление на возобновление трубопровода, б) с другой стороны, стоимость потерянной энергии в трубопроводе. Действительно, потерянная на сопротивления энергия представляет некоторую потерянную стоимость; не будь она потеряна, энергия эта, преобразованная в электрическую или механическую, могла бы быть продана и за нее получено было бы определенное количество денег. Ясно следовательно, что потеря энергии в трубопроводе равносильна потере некоторой стоимости¹⁾.

С увеличением диаметра трубопровода увеличивается стоимость сооружения, с другой стороны уменьшается стоимость потерянной энергии. Наивыгоднейшим решением явится назначить такие размеры трубопровода, при которых сумма процентов на первоначальную стоимость rS_1 , сложенная со стоимостью потерянной энергии, будет наименьшей. Кривые имеют вид, изображенный на фиг. 58. Суммарная кривая имеет определенный минимум, определяющий искомый диаметр.

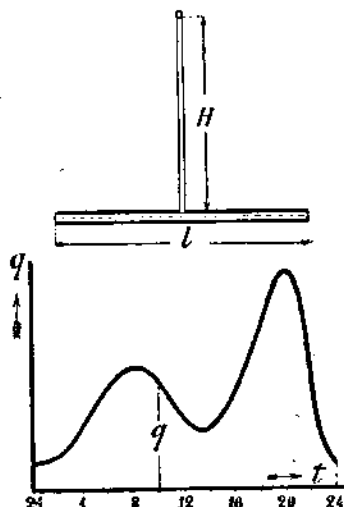
¹⁾ Само собой предполагается, что по местным условиям потребность в энергии такова, что всякое наличное ее количество может быть продано или полезно использовано. Это предположение вообще соответствует условиям использования водяной силы в промышленно развитых местностях, где спрос на дешевую водяную энергию большею частью превышает предложение. При этом задачей ставится возможно полное использование энергии данного водотока, чему и соответствует приводимый прием экономического расчета; случай этот мы будем называть случаем „полной“ утилизации.

В обычных случаях, когда трубопроводы, сравнительно незначительных размеров, делаются металлические клепанные, задача допускает простое аналитическое толкование. Приведем решение для наиболее элементарных случаев.

а) Предположим, что горизонтальный участок трубопровода находится под напором H мтр. (фиг. 59). Расход воды через трубопровод определяется диаграммой q (фиг. 59). Определим стоимость клепанного трубопровода при стоимости металла A руб. за тонну.



Фиг. 58.



Фиг. 59.

Толщина стенки трубы δ мм. при допускаемом напряжении (брутто) на разрыв в диаметральной плоскости σ кг/см², если D считать в метрах:

$$\delta = \frac{H}{10} \cdot \frac{100D}{2\sigma} \cdot 10 = \frac{50DH}{\sigma} \quad \dots \quad (22)$$

Вес металла G в тоннах участка трубопровода длиной L метров при удельном весе материала γ :

$$G = \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \delta}{1000} \cdot \gamma \cdot k \text{ (тонн)} \quad \dots \quad (23)$$

В этом выражении коэффициент $k > 1$ выражает увеличение веса, вызываемого заклепками, фланцами, перекрытием швов и пр.

Стоимость трубопровода:

$$S = G \cdot A = A \cdot \frac{\pi D L \gamma k}{1000} \cdot \frac{50DH}{\sigma} = A \cdot \frac{\pi \gamma k}{20\sigma} L \cdot D^2 \cdot H \quad \dots \quad (24)$$

Если p — общий процент, отчисляемый на затраченный капитал, то ежегодный расход на содержание и проч.:

$$S_1 = pS = \frac{A}{\sigma} \cdot \frac{\pi \gamma k}{2000} p L D^2 H \quad \dots \quad (25)$$

Определим теперь стоимость потерянной энергии. Здесь возможно считать двояко:

а) Можно рассуждать тем же путем, как выше, в задаче о линии водоснабжения, т.е. вычислить общее количество потерянной за период T энергии, равное:

$$E_w = \int_t \gamma Q H dt = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{L}{D^5} \int_t q^3 dt = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{L}{D^5} q_0^3 \cdot T \quad (26)$$

Если q считать в мтр³/сек, а T (за год) = 8760 часов, то:

$$E_w = \frac{1000}{\alpha} \cdot \frac{L}{D^5} \cdot q_0^3 \cdot \frac{8760}{75} \text{ (лош. сил. — часов)} \quad (26')$$

При стоимости единицы энергии (лош. сила · час) на валу турбины e_p и коэффициенте полезного действия турбин $\eta_{турб}$ получаем стоимость потерянной энергии:

$$S_2 = \eta_{турб} \frac{117}{\alpha} \cdot \frac{L}{D^5} \cdot q_0^3 e_p \times 10^3 \text{ (руб)} \quad (27)$$

Условие наивыгоднейшего диаметра требует минимума выражения:

$$S = S_1 + S_2 = \frac{A}{\sigma} \cdot \frac{\pi \gamma k}{2000} \cdot p L D^2 H + 117 \frac{\eta_{турб}}{\alpha} e_p \times 10^3 \cdot \frac{q_0^3 L}{D^5} \quad (28)$$

Условие минимума $\frac{\partial S}{\partial D} = 0$ дает после соответственных преобразований:

$$D = 15,2 \sqrt[3]{\frac{\eta_{т.} \cdot e_p \cdot \delta \cdot q_0^3}{\alpha \cdot A \cdot \gamma k \cdot p \cdot H}} \quad (29)$$

или, подставляя $D^2 = \frac{4}{\pi} \omega$ и выводя экономическую скорость

$$v_{эк} \cong \frac{1}{1000} \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot A \cdot \gamma \cdot k \cdot p \cdot H \cdot D}{\eta_{т.} \cdot e_p \cdot \sigma}} \quad (30)$$

Подобный прием рассмотрения уместен в тех случаях, когда вода особенно дорога (например, имеется установка с водохранилищем) и где при всяких нагрузках и условиях приходится возможно беречь воду.

б) Если, наоборот, сохранять избыточную воду в часы малой нагрузки нельзя, то приходится лишь принимать во внимание уменьшение наибольшей мощности, вызываемое потерями в трубопроводе при наибольшем расходе Q . В этом случае, считая количество могущей быть полезно проданной энергии пропорциональным наибольшей нагрузке, оцениваем потерянную стоимость ценой годовой силы. Приняв последнюю равной b руб., получаем годовые эксплуатационные расходы:

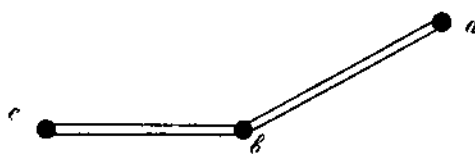
$$S = S_1 + S_2 = \frac{A}{\sigma} \cdot \frac{\pi \gamma k}{2000} \cdot p \cdot L \cdot D^2 H + \eta_{турб} \cdot \frac{1000}{75\alpha} \cdot \frac{L}{D^5} \cdot Q^3 \cdot b \quad (28')$$

и экономически наивыгоднейший диаметр и скорость:

$$D \cong 0,13 \sqrt[7]{\frac{\eta_{\text{турб.}} \cdot \sigma \cdot b \cdot Q^3}{A \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot k \cdot p \cdot H}} \dots \dots \dots (29)$$

$$v_{\text{эк}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot A \cdot \gamma \cdot k \cdot p \cdot H \cdot D}{\eta_{\text{турб.}} \cdot \sigma \cdot b}} \dots \dots \dots (30')$$

Соотношения (29) и (29') показывают, что при данном расходе каждому напору соответствует определенный наивыгоднейший диаметр. Таким образом, строго говоря, следовало бы трубопровод делать все время суживающимся книзу. На практике обычно делают либо весь трубопровод одного диаметра, либо, при очень длинных трубопроводах и больших напорах, разбивают его на зоны, составляя линии из ряда участков одинакового диаметра.



Фиг. 60.

Подсчет показывает ¹⁾, что для вычисления экономического диаметра наклонного трубопровода *a-b-c* (фиг. 60) одинакового диа-

метра в соотношении следует взять напор *H*, соответствующий центру тяжести линии трубопровода.

6) В предыдущем толщина стенки трубопровода определялась из соотношения (22) по расчету на прочное сопротивление разрыву.

При незначительных напорах толщина стенки получается таким путем слишком малой, совершенно недостаточной для обеспечения жесткости (сохранение формы) труб. В виду этого приходится назначать толщину стенок не меньше некоторой минимальной толщины δ_{min} (обычно 5—8 мм).

Соответственно этому вес трубы составляет:

$$G = \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \delta_{\text{min}}}{1000} \cdot \gamma \cdot k \dots \dots \dots (23')$$

и выражение (28) приобретает вид:

$$S = S_1 + S_2 = \frac{A \cdot p}{100} \cdot \frac{\pi \cdot \delta_{\text{min}}}{1000} \cdot \gamma \cdot k + 117 \frac{\eta_{\text{турб.}}}{\alpha} \cdot e_p \times 10^3 \cdot \frac{Q_0^3 L}{D^5} \dots (28')$$

¹⁾ Доказательства этого положения, равно как вообще некоторые подробности относительно подобных расчетов, см. Б. А. Бехметев: „Об экономических расчетах основных элементов гидровлектрических устройств“. Известия Петроградского Политехнического Института“ за 1910 г. Том XIII, вып. 3.

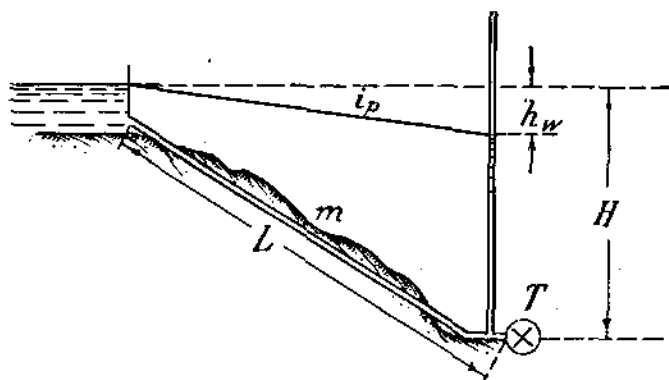
Откуда получаем диаметр и скорость:

$$D = 51,5 \sqrt[4]{\frac{\eta_{\text{турб.}} \cdot e_p \cdot q_0^3}{\alpha \cdot A \cdot p \cdot \delta_{\min} \cdot \gamma \cdot k}} \dots \dots \dots (29''),$$

$$V = 0,00048 \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot A \cdot p \cdot \delta_{\min} \cdot \gamma \cdot k}{\eta_{\text{турб.}} \cdot e_p}} \dots \dots \dots (30').$$

Соотношение (28') возможно применить не только к металлическим трубам, но и к железобетонной трубе с постоянной толщиной стенки, т.е. ко всем случаям, где стоимость сооружения пропорциональна поверхности стенки трубопровода.

Трубопровод наименьшей стоимости. Наравне с рассмотренным выше случаем возможна полной утилизации в местностях, промышленно мало развитых, но зато богатых гидравлической энергией, может представиться случай, когда необходимо использовать из имею-



Фиг. 61.

щихся мощных запасов лишь некоторую часть, в целях получить лишь некоторую определенную мощность.

Совершенно очевидно, что в этом случае принцип экономического расчета должен быть изменен. Здесь задачей проектирования должно явиться — построить сооружения наименьшей стоимости. При данном расходе воды мощность пропорциональна полезно используемому напору; тем самым вопрос о разыскании трубопровода наименьшей стоимости сводится к задаче о наиболее дешевом сосредоточении напора, т.е. о получении напора с наименьшей затратой на единицу его.

Поясним сказанное примером.

Трубопровод m длины L подводит воду $Q \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ к двигателям T со статическим напором H (фиг. 61).

Рабочий напор:

$$H_{eff} = H - h_w = H - L \frac{Q^2}{\alpha d^5} \dots (31).$$

Если стоимость трубопровода S , то стоимость его на единицу рабочего напора:

$$s = \frac{S}{H - L \frac{Q^2}{\alpha d^5}} = \frac{S}{L \left(\frac{H}{L} - \frac{Q^2}{\alpha d^5} \right)} = \frac{S}{L(i_0 - i_p)} = \frac{S_0}{i_0 - i_p} \dots (32).$$

В этом выражении величина $i_0 = \frac{H}{L}$ (некоторый уклон) определяет в среднем выигрыш напора, достигаемый на единицу длины трубопровода.

Разрешение поставленной задачи сводится к определению условий минимума выражения:

$$\frac{S_0}{i_0 - i_p}.$$

где S_0 — стоимость единицы длины трубы.

Аналитическое исследование вопроса, основанное на рассуждениях, аналогичных с приведенными выше, приводит к следующим решениям:

а) В случае трубы, определяемой по условиям прочности (S_0 по 28):

$$D_{эк} = \sqrt[5]{\frac{7Q^2}{2i_0\alpha}} \quad \text{или} \quad \frac{i_p}{i_0} = \frac{2}{7} \dots (33).$$

б) В случае трубы, определяемой из условия жесткости (S_0 по 28'')

$$D_{эк} = \sqrt[5]{\frac{6Q^2}{\alpha i_0}} \quad \text{или} \quad \frac{i_p}{i_0} = \frac{1}{6} \dots (33')$$

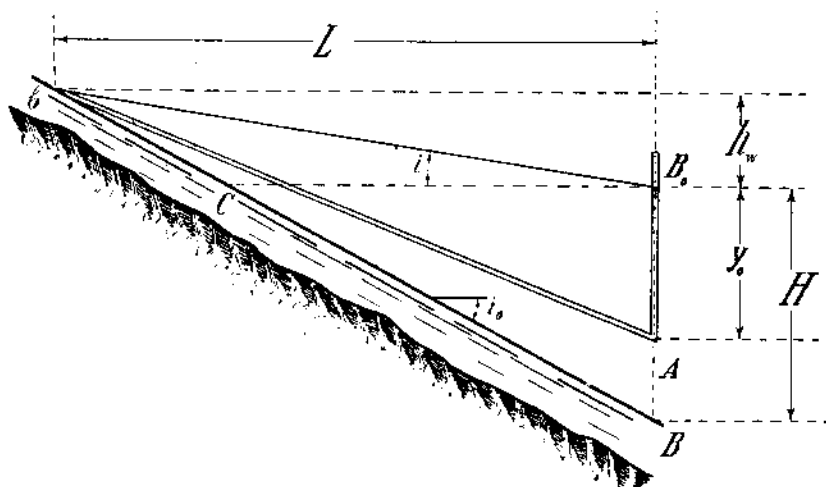
Совершенно такими же соображениями приходится руководствоваться, когда выводя воду из водотока $b-b$ посредством трубопровода m , необходимо подвести ее к точке A с давлением y_0 , т.е. по отношению к точке B сосредоточить напор H (фиг. 62). В этом случае приходится устанавливать, в какой именно точке C водотока следует произвести забор воды.

Всего короче трубопровод получится бы в случае, если повести его из точки C , лежащей на уровне B_0 . Но в этом случае i_p был бы равен нулю, т.е. размер трубопровода бесконечен.

Ясно, что надо произвести забор воды где то дальше C , в некоторой точке b . Чем дальше точка b от C , тем трубопровод длиннее; зато увеличивается пьезометрический уклон i_p и соответственно уменьшается диаметр и стоимость сооружения на единицу длины S_0 .

Экономически наивыгоднейшим будет решение, приводящее к наименьшей стоимости сооружения, т.е. к минимуму выражения $L_0 S_0$.

В результате рассуждений, сходных в общем с предыдущими, приходим к убеждению, что как для случая, когда трубопровод рассчитывается по жесткости, так и в случае трубопровода, определяемого из соображе-



Фиг. 62.

ний прочности, результат получается одинаковый, а именно, экономический диаметр равен:

$$D_{\text{эк}} = \sqrt[5]{\frac{6Q^2}{\alpha i_0}} \quad \text{или} \quad \frac{i_p}{i_0} = \frac{1}{6}.$$

т.е. надо назначать размер трубопровода с таким расчетом, чтобы пьезометрический уклон составлял $1/6$ уклона i_0 водотока¹⁾.

§ 5. Расчет простейших сетей.

В предыдущем мы рассмотрели вопрос о расчете одиночной водопроводной линии. Рассмотрим теперь основные приемы расчета сетей. При этом ограничимся простейшими случаями и приемами, отсылая за подробностями к специальным курсам водопроводного дела.

В смысле общего направления течений следует различать:

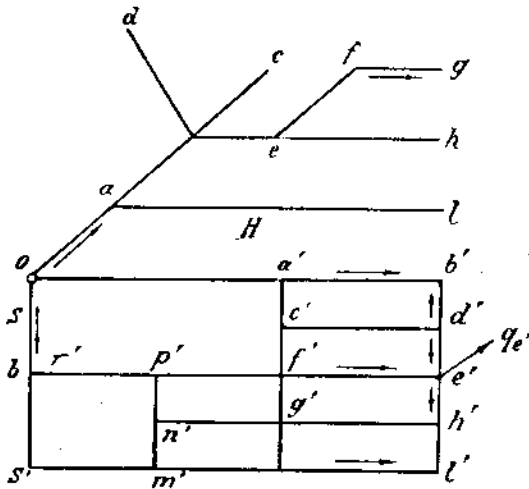
а) Водораспределительную сеть (фиг. 63а), на которой вода от некоторого источника питания *О* (насосная станция, напорный резервуар) разводится системой водопроводов к пунктам потребления; случай этот имеет место при водоснабжении, в орошении и проч.

б) водосбросную сеть (фиг. 63б), назначение которой забирать воду в пунктах *а, б, с . . . д, е* и отводить ее к некоторому пункту *Г*. Подобный случай имеет место, например, в канализационных системах

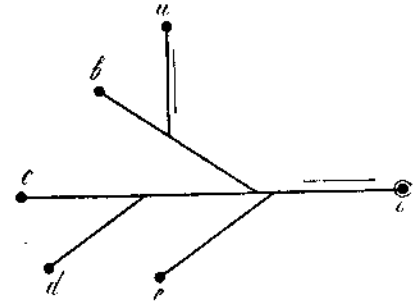
¹⁾ См. Б. А. Бахметев: „Об эконом. расч. основ. элем. гидрозл. устройств.“ „Извест. Петрогр. Полит. Инст.“ том XIII, вып. 3, 1910 г.

с механической перекачкой воды ($a, b, c, \dots$ районные станции, которыми вода подается в место выпуска G), в осушении, наконец, и в водоснабжении, если вода из ряда отдельных колодцев a, b, c, d местными насосами подается в общий водосборный бак G .

При расчете водораспределительных сетей задача ставится обычно в следующем виде: задаются пункты рас-

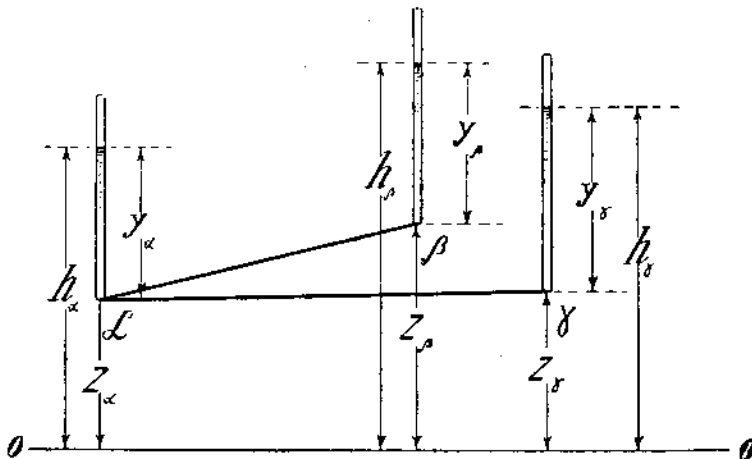


Фиг. 63 а.



Фиг. 63 б.

ходования воды $a, b, \dots, d$ и величины потребляемых здесь расходов ¹⁾. Задаются, кроме того, обычно отметки узловых точек сети, а также



Фиг. 64.

те наименьшие давления y , которые должны быть обеспечиваемы в различных пунктах потребления по соображению с высотой зданий, высотой пожарной струи и проч. Складывая величины y с отметками

¹⁾ Может быть задаваемой и общее потребление вдоль участка (между узлами) в этом случае расчет ведется, предполагая непрерывную раздачу (см. стр. 91).

точек, определяем требуемые напоры $h_i = z_i + y_i$ в узлах по отношению к некоторой горизонтальной плоскости $O-O$ (фиг. 64).

В водосборных системах, помимо расходов, заданными обычно, являются отметки точек $a, b, c, \dots$ а также отметка и давление (напор) в месте выпуска G .

Следует далее различать (фиг. 63) сети разомкнутые (а) от замкнутых (б).

В разомкнутых сетях направление течений и расход в любом участке сам собою определяется путем непосредственного сложения или вычитания, раз известны конфигурация сети и расходы в пунктах потребления или питания.

Наоборот, в замкнутых сетях направление течений и расходы в участках одной конфигурацией системы не определяются. Например, (фиг. 63а) в точке e' расход $q_{e'}$ подводится одновременно с трех прилегающих участков $d'e'$, $f'e'$ и $h'e'$; вопрос о том, в какой мере участвует в общей работе каждая из частей сети, определяется всей совокупностью конфигурации и размером отдельных ее частей.

Обратимся теперь к рассмотрению основных случаев расчета сетей, ограничиваясь простейшими.

I. Разомкнутые сети.

1. Водораспределительная сеть.

а) Задана конфигурация сети (длины участков и отметки узловых точек) и потребление в узловых пунктах. Заданы наименьшие давления y_{min} , которые должны быть обеспечены в данных пунктах сети. Кроме того, заданы отметка и давление в исходной точке 0.

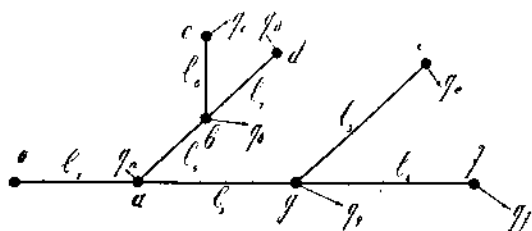
Таким образом, известны напоры $(z_i + y_i)$ во всех точках сети¹⁾ В этом случае расчет, очевидно, сводится к определению диаметров трубопроводов, которые обеспечивали бы при данном распределении напоров соответственную подачу воды. Расходы, как было указано выше, определяются последовательным сложением, переходя от пунктов потребления к точке 0. Так, например, для случая, изображенного на фиг. 65, имеем:

$$\begin{aligned} q_6 &= q_c; \quad q_7 = q_d; \quad q_5 = q_c + q_d + q_b; \quad q_4 = q_f; \\ q_3 &= q_c; \quad q_2 = q_e + q_f + q_d; \quad q_1 = q_a + \dots + q_f. \end{aligned}$$

Для назначения диаметров поступаем следующим образом: выбираем какую-нибудь линию (обыкновенно наиболее нагруженную и ответственную, с наименьшим падением) скажем $Oabd$ (фиг. 65 и 66а), подбираем диаметры как для составного трубопровода (см. стр. 103); получаем соот-

¹⁾ Введение напоров $h_i = z_i + y_i$ удобно в том смысле, что при этом мы можем оперировать как бы с сетью в горизонтальной плоскости.

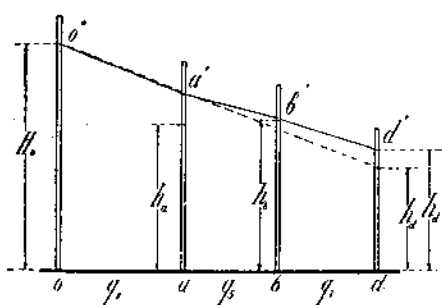
ветственную пьезометрическую линию $O'a'b'd'$ и в конечной точке некоторый напор h'_d обычно несколько больший требуемого. Расчет бокового



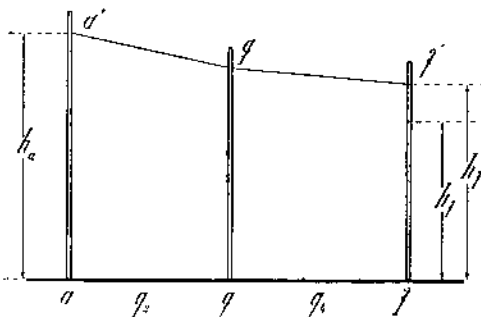
Фиг. 65.

ответвления, хотя бы agf (фиг. 65 и 66б) ведется таким же способом, исходя из точки a , напор которой h_a уже известен (см. фиг. 66а) и т. д. Может показаться, что в каждом случае можно подобрать весьма большое число различных комбинаций диаметров труб, удовлетво-

ряющих поставленной цели; следует, однако, заметить, что при конкретном разрешении вопроса так же, как в основной задаче о сложном трубопро-



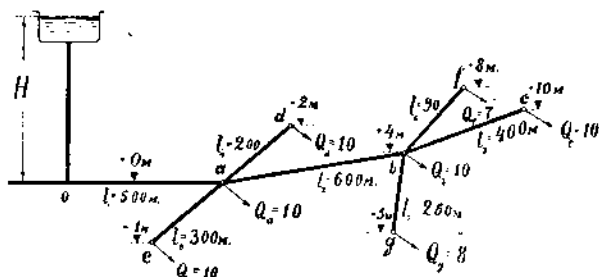
Фиг. 66 а.



Фиг. 66 б.

воде, сразу обнаруживается, что число возможных и допустимых вариантов очень ограничено. Для окончательного выбора того или другого варианта можно сравнивать их стоимость, хотя бы приблизительно, определяя величины Σld .

б) Предположим теперь, что давление в начальной точке O не задано; в этом случае, очевидно, кроме диаметров труб, необходимо назначить и y_0 (давление в O). Здесь возможны два пути:



Фиг. 67.

а) Задаться диаметрами по расходам, исходя из определенных норм допустимых скоростей $v_{min} < v < v_{max}$ ¹⁾. При заданной тем самым сети,

¹⁾ В этом случае обычно и руководствуются нормами экономически наивыгоднейших скоростей (см. выше стр. 106) или нормами, установленными из технических соображений.

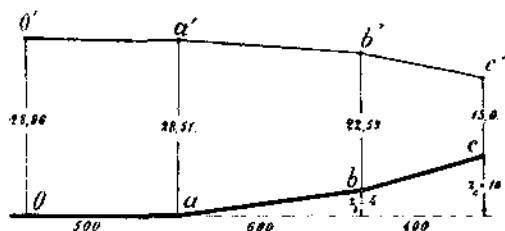
исходя из требуемого напора в наиболее отдаленных пунктах, определяется необходимый напор в точке O , суммируя последовательно напор на участках.

Пример 7. Рассчитать водораспределительную сеть; длины участков, отметки и расходы указаны на фиг. 67. Давление в наиболее удаленных точках сети не должно быть меньше 15 метров. Требуется подобрать диаметры труб сети.

Находим d для каждой части главной линии, допуская скорость $v = 1$ мтр/сек.

$$q = \omega \cdot v; \quad \omega = \frac{q}{v} \quad h_w = q^2 \frac{l}{K^2}.$$

$$d = 1,128 \sqrt{\omega}.$$



Фиг. 68.

Продольный профиль главной линии показан на фиг. 68. Необходимые величины для решения задачи собраны в следующую таблицу:

№№ участков.	l метры.	q литр./сек.	ω дцм ² .	d дцм.	Окончател. разм.		
					d дцм.	$K^2 \times 10^{-3}$ литр./сек.	h_w метры.
1, (oa)	500	65	6,5	3,10	4,0	4691	0,45
2, (ab)	600	35	3,5	2,11	2,5	382	1,92
3, (bc)	400	10	1,0	1,13	1,5	25,1	1,59
$\Sigma h_w = 3,96$							
4, (ae)	300	10	1,0	1,13	1,5	25,1	1,20
5, (ad)	200	10	1,0	1,13	1,5	25,1	0,80
6, (bf)	90	7	0,7	0,94	1,0	2,88	1,53
7, (bg)	250	8	0,8	1,01	1,25	11,06	1,48

Высота водонапорной башни в точке O .

$$H_0 = 10 + 15 + h_w = 28,96 \text{ метр.}$$

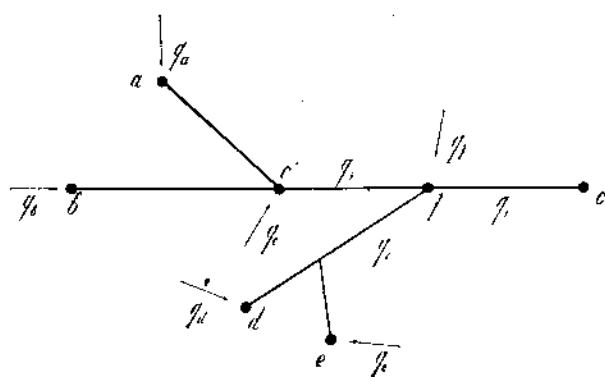
Пункты сети.	O	a	b	c	d	e	f	g
Напоры	28,96	28,51	22,59	15,00	26,31	25,71	17,06	19,61

При этом напоры в конечных пунктах ответвлений, определяются согласно разобранному случаю, исходя из напоров в узловых точках магистрали.

β) Можно, наоборот, задаваться напором H_0 в точке O и подбирать сеть, как указано в предыдущей задаче; чем больше напор H_0 , тем, очевидно, дешевле сеть. Обратившись к экономическому расчету, можно в каждом случае сопоставлять сумму ежегодных расходов по оплате

первоначальной стоимости сети с расходами на подъем воды на высоту, обеспечивающую напор H_0 .

2. Водосборная сеть. Так же прост расчет и для случая водосборной сети. Назначив диаметры трубопроводов по нормам скоростей, определяют последовательным сложением, исходя из напора в конечной точке, напоры в узловых точках и, наконец, в местах подачи воды a, b, c и т. д. (фиг. 69). Получаемые при различных принятых нормах варианты можно сравнить экономически, разыскивая условия наименьшей суммы: $\frac{0}{\%}$

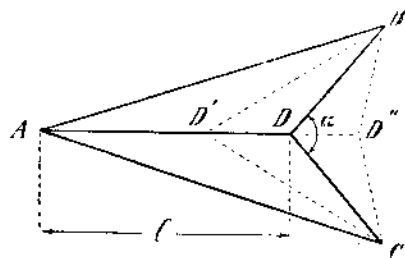


Фиг. 69.

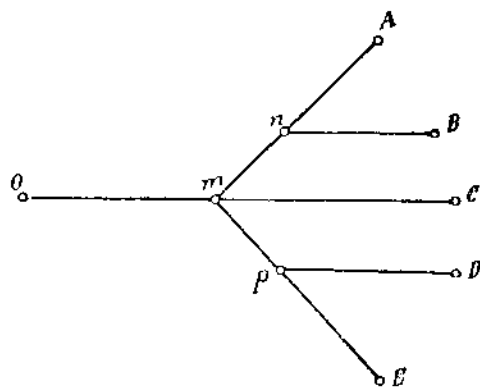
на первоначальную стоимость сети, сложенный с расходами по подъему воды в точках питания сети.

3. Экономические соображения при начертании систем. Обратим еще внимание на некоторые случаи, где приходится применять соображения

экономического характера при начертании сетей. Предположим, например, что из точки A (фиг. 70) надлежит подвести воду в некотором количестве к пунктам B и C . Можно проложить две отдельные линии AB и AC , но, естественно, гораздо более экономичным является проложить общую магистраль до точки D и от последней уже сделать два ответвления DB и DC . Вопрос лишь в том, где именно,



Фиг. 70.



Фиг. 71.

в каком месте ($DD'D''$ и т. д.) назначить точку раздела. Forchheimer¹⁾ подходит к вопросу аналитически, стремясь найти наивыгоднейшее расстояние l или угол α . Однако, раз при назначении размеров трубопроводов

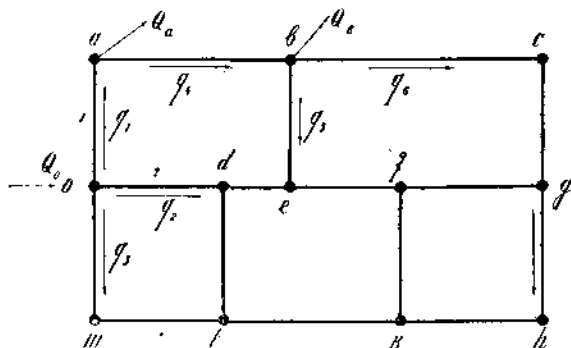
¹⁾ „Zeit. des Verein. Deutsch. Ing.“ 1890.

приходится придерживаться сортамента, проще задачу решать подбором, определяя, при какой комбинации диаметров труб и соответствующем положении точки D стоимость устройства получается наименьшей. Такими же соображениями приходится руководствоваться и в более сложных случаях, решая задачу о подводе воды (фиг. 71) от O к ряду точек A, B, C, D, E . И здесь необходимо сравнивать с точки зрения стоимости различные возможные конфигурации систем, стремясь найти наивыгоднейшие положения точек раздела m, n и p .

II. Замкнутые сети.

1. Мы уже выше указали, что главным затруднением при рассмотрении замкнутых систем является то обстоятельство, что наперед неизвестно распределение расходов и направление течений. Все зависит от соотношения расходов во всей системе.

Если каждый из n узлов системы назвать буквами (фиг. 72), каждый из m соединяющих узлов участков цифрами, соответственно обозначать расходы на участках $q_1, q_2, q_3, \dots, q_m$ и пропускную способность участка K_1, K_2, K_m напоры в узлах $h_a, h_b, \dots$, предположенные известными расходы в узлах $Q_A, Q_B, \dots$ то между элементами, определяющими работу сети, а именно:



Фиг. 72.

m —диаметрами (пропускными способностями),
 m —расходами на участках,
 n —напорами в узлах,

может быть составлено $m + n - 1$ соотношений, а именно: m уравнений (по числу участков, связывающих расход на данном участке с потерей напора, равной разности напора на двух узлах) типа

$$h_a - h_b = q_1^2 \frac{l_1}{K_1^5},$$

n соотношений (по числу узлов), свидетельствующих, что для каждого узла сумма притекающих расходов равна сумме оттекающих, сложенной с расходом, выводимым в данном узле; обозначая притекающие расходы знаком $+$, оттекающие знаком $-$, имеем, например, для узла b :

$$q_4 + q_6 - q_5 - Q_B = 0 \text{ и т. д.}$$

Из этих n соотношений независимы $n - 1$, так как для первого узла O связывающее расходы соотношение является следствием предыдущих уравнений, выражая лишь, что для всей системы сумма потре-

бляемых в узлах расходов равна подаваемому в O расходу Q_o ($Q_A + Q_B + \dots = Q_o$)¹⁾.

Таким образом имеем всего $(m + n - 1)$ уравнений между $(2m + n)$ элементами. Ясно, что задав $m + 1$ элемент, остальные можно определить расчетом.

2. Наиболее простым и к тому же почти единственно практически имеющим применение является случай проверки сети.

Известны размеры (диаметры) трубопровода (m элементов) и начальное давление в точке O (всего $m + 1$ элементов). При заданных расходах в узлах определяются распределение расходов (m расходов в участках) и напоры в $n - 1$ узлах.

3. Можно, наоборот, поставить условием, чтобы в тех или иных узлах напоры не были ниже некоторой требуемой величины и искать, при данном давлении в исходной точке, соответственные диаметры участков сети. При этом, если число узлов, в которых задается напор, меньше m , то можно подчинить расчет еще соответственным условиям, хотя бы экономического свойства и проч.

Следует, однако, заметить, что все подобного рода расчеты, будучи необыкновенно сложны и затруднительны в смысле непосредственной вычислительной работы, в то же время мало наглядны, не дают непосредственного ощущения влияния на работу системы того или иного элемента, а, главное, не приводят к окончательным результатам, так как получив те или иные требуемые пропускные способности на участках, надо затем заменить их соответственными, ближайшими по сортаменту. При таких условиях гораздо целесообразнее вести задачу просто подбором, предварительно назначая сеть и потом, да и то лишь в особенно сложных случаях, проверяя ее рассмотренными выше методами.

Что касается приемов подбора сети, то здесь можно пользоваться хотя бы следующими приемами:

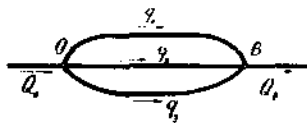
а) Разомкнуть сеть, выкинув из нее временно отдельные смыкающие звенья и сведя ее, например, для сети, изображенной на фиг. 72 к схеме, изображенной на фиг. 73б. Определив диаметры для разомкнутой сети по заданным давлениям в конечных узлах, назначить диаметры смыкающихся участков по соображению с диаметрами прилегающих частей. При этом сеть получится само собою с некоторым излишком пропускной способности, в чем легко убедиться, проверив давления по методу, указанному в п. I. После такой проверки можно соответственно облегчить сеть, уменьшив диаметры в некоторых участках. Однако,

¹⁾ Это весьма хорошо иллюстрируется простейшим случаем сети с двумя узлами O и B , фиг. 73а соединенными параллельно n трубопроводами; соотношения для узлов O и B : $\sum_{i=1}^n q_i + Q_o = 0$ и $\sum_{i=1}^n q_i - Q_B = 0$ являются тождественными.

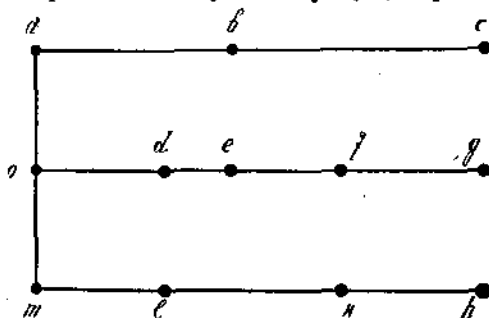
подобное „экономичание“ не всегда целесообразно; некоторая излишняя пропускная способность желательна, если принять во внимание возможность поломки, ремонт сети и проч., когда приходится выключать на время те или иные участки сети и питать узлы в обход¹⁾.

б) Можно поступить и следующим образом: не размыкая сети, наперед задать распределение расходов в ней, руководясь стремлением добиться по возможности равномерной нагрузки магистралей, равномерного питания узлов с разных сторон, однородности сети и проч. Если таким образом расходы в сети известны, то при заданном начальном давлении в O и обусловленном наименьшем давлении в конечных пунктах потребления, диаметры подбираются без всякого затруднения, как для составного трубопровода.

При этом, раз диаметры назначаются по сортаменту, является неизбежным, подходя с разных сторон к какому либо узлу (например к C по линии $oabc$ и $adefgc$) получение в точке C разных давлений (фиг. 72). Если эта неоднородность чрезмерно велика, то не трудно ее выравнять со-



Фиг. 73 а.



Фиг. 73 б.

ответственным перераспределением расходов; при малой разнице можно ограничиться получаемыми приближенными результатами, помня, что в действительности, если расходы и перераспределяются несколько иначе, но во всяком случае так, чтобы падение напоров было наименьшим из возможных.

Можно, наконец, проверить назначенную по подбору сеть аналитически и найти действительное распределение расходов и давлений. В большинстве случаев, однако, это излишне. Достаточен приблизительный подсчет.

Указанный прием иллюстрируется ниже численным примером. Укажем еще на разницу, существующую между расчетом сетей водопроводных и электрических. В последних является существенно необходимым ограничить возможные колебания напряжения в сети весьма узкими пределами (несколько %), так как многие электрические приборы (как,

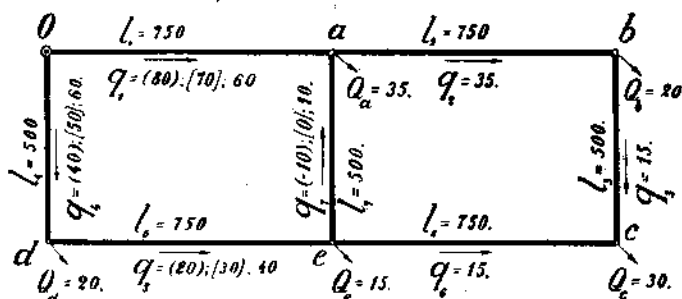
¹⁾ В возможности такого питания узлов с разных сторон и заключается смысл и назначение замкнутых сетей.

например, лампы накаливания) весьма чувствительны к колебаниям напряжения. Сообразно, этому и требуется точный тщательный расчет сети.

Наоборот, в водопроводных системах важно лишь обеспечить определенную минимальную величину напора. Сама по себе точная величина давления не играет роли. Ясно, что расчет может носить сравнительно грубый поверочный характер.

Пример 8. Рассчитать замкнутую водопроводную сеть, изображенную на фиг. 74. Напор в точке O — 40 мтр.; минимальный напор 30 мтр.

Точку c считаем за наиболее удаленную, с минимальным давлением. Расход $Q_c = 30$ литр./сек. распределяем поровну: по cb — 15 и по ec — 15. Распределением расходов в контуре $Oaed$ задаемся в трех предположе-



Фиг. 74.

ниях: 1-й вариант от a к e течет расход, равный 10 литр./сек. (соответствующие расходы показаны на фиг. 74 в круглых скобках); второй вариант — расход в трубе ae равен нулю (соответствующие расходы показаны в квадратных скобках); третий вариант — расход 10 литр./сек от e к a .

За основную магистраль принимаем линию $Oabc$, длина ее — 2000 м.

Задаемся равномерным падением

$$i_p = \frac{40 - 30}{2000} = 0,005.$$

Пользуемся для нахождения необходимых величин следующими формулами:

$$q = K \sqrt{i}; \quad K = \frac{q}{\sqrt{i}}.$$

$$h_{ш} = q^2 \cdot \frac{l}{K^2}.$$

Рассматриваем последовательно три варианта распределения расходов в сети, собирая необходимые расчетные величины и результаты вычислений соответственно в следующие таблицы.

ТАБЛИЦА А.

№№ участк.	l метр.	q лит./сек.	K лит./сек.	$K_{табл.} > K_{треб.}$			$K_{табл.} < K_{треб.}$		
				$K \times 10^{-2}$	$d_{длн.}$	h_w	$K \times 10^{-2}$	d	h_w
1	750	80	1130	21,66	4,00	1,02	10,06	3,00	4,74
2	750	35	495	6,18	2,50	2,41	4,67	2,25	4,21
3	500	15	212	2,39	1,75	1,97	1,58	1,50	4,51
						$\Sigma h_w = 5,40$	$\Sigma h_w = 13,46$		

ТАБЛИЦА В.

№№ участк.	l метр.	q лит./сек.	K лит./сек.	$K_{табл.} > K_{треб.}$			$K_{табл.} < K_{треб.}$		
				$K \times 10^{-2}$	d	h_w	$K \times 10^{-2}$	d	h_w
1	750	70	990	10,06	3,00	3,63	6,18	2,50	9,62
2	750	35	495	6,18	2,50	2,41	4,67	2,25	4,21
3	500	15	212	2,39	1,57	1,97	1,58	1,50	4,51
						$\Sigma h_w = 8,01$	$\Sigma h_w = 18,34$		

ТАБЛИЦА С.

№№ участк.	l метр.	q лит./сек.	K лит./сек.	$K_{табл.} > K_{треб.}$			$K_{табл.} < K_{треб.}$		
				$k \times 10^{-2}$	d	K_w	$K \times 10^{-2}$	d	h_w
1	750	60	850	10,06	3,00	2,67	6,18	2,50	7,07
2	750	35	495	6,18	2,50	2,41	4,67	2,25	4,21
3	500	15	212	2,39	1,75	1,97	1,58	1,50	4,51
						$\Sigma h_w = 7,05$	$\Sigma h_w = 15,79$		

На основании последней таблицы составляем:

1. $\Sigma h_w = 2,67 + 2,41 + 1,97 = 7,05 < 10$
2. $\Sigma h_w = 2,67 + 4,21 + 1,97 = 8,85 < 10$
3. $\Sigma h_w = 2,67 + 2,41 + 4,51 = 9,59 < 10$
1. $\Sigma ld = 750 \times 3,00 + 750 \times 2,50 + 500 \times 1,75 = 5000$
2. $\Sigma ld = 750 \times 3,00 + 750 \times 2,25 + 500 \times 1,75 = 4812,5;$
3. $\Sigma ld = 750 \times 3,00 + 750 \times 2,50 + 500 \times 1,50 = 4875.$

Окончательно выбираем распределение расходов в сети по 2-ой комбинации так как при этом Σld получается наименьшая; диаметры труб: 3,00 дцм., 2,25 дцм. и 1,75 дцм.; потеря напора $h_w = 9,02$ мтр. < 10 мтр. Выбирая вторую магистраль, делаем проверку относительно расхождения h_{wI} и h_{wII} . Расчетные величины сводим в таблицу D.

ТАБЛИЦА D.

№№ участк.	l метр.	q лит./сек.	K лит./сек.	$K_{табл.} > K_{треб.}$			$K_{табл.} < K_{треб.}$		
				$K \times 10^{-2}$	d	h_w	$K \times 10^{-2}$	d	h_w
1	500	60	850	10,06	3,00	1,78	6,18	2,50	4,71
2	750	40	565	6,18	2,50	3,14	4,67	2,25	5,50
3	750	15	212	2,39	1,75	2,95	1,58	1,50	6,76

Одна из возможных комбинаций:

$$\Sigma h_w = 1,78 + 3,14 + 2,95 = 7,87 \text{ мтр.}$$

Между точками a и e ставим трубу одинакового диаметра с трубой на участке a — b, т.е. d = 2,25 дцм.

ГЛАВА IV.

Равномерное движение жидкости в открытых руслах.

§ 1. Общее о движении жидкости в открытых руслах.

С движением жидкости в открытом русле мы имеем дело в любом естественном водотоке, а также и в искусственных каналах, устраиваемых в целях судоходства, обводнения, осушения, канализации, использования энергии падающей воды и проч.

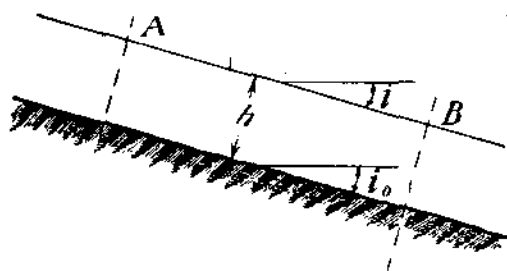
Естественно поэтому считать рассматриваемую область одним из наиболее важных в практическом отношении отделов гидравлики; в то же время, однако, этот отдел является и наиболее трудным, так как явления движения жидкости в открытых руслах вообще весьма сложны и лишь в малой степени поддаются сколько-нибудь точному количественному учету. В противоположность трубам и всяким вообще „одномерным“ системам, в которых жидкость движется заключенной в жесткие неизменяемые стенки, в силу чего при данном расходе само собой определяются средние скорости и ускорения на всем протяжении потока, в открытом русле поток „свободен“ принимать любую глубину (наполнение) h (фиг. 75); вместе с последней изменяется площадь живого сечения, скорость и проч.



Фиг. 75.

В связи с этим даже в правильных искусственных каналах мы лишь в исключительных случаях имеем дело с равномерным движением, у которого сохраняется вдоль потока постоянная глубина, т.-е. с движением, при котором уклон свободной поверхности i одинаков с уклоном дна i_0 и все обстоятельства движения в любых двух сечениях A и B одинаковы (фиг. 76). Наоборот, большею частью на практике движение бывает неравномерным. В естественных водотоках изменяются по оси форма и размеры русла; в правильных искусственных каналах постоянного сечения изменяется глубина потока, образуя при возрастании глубины вдоль потока $\left(\frac{dh}{ds} > 0\right)$ кривую подпора (фиг. 77), при уменьшении глубины $\left(\frac{dh}{ds} < 0\right)$ — кривую спада. К тому же в открытых руслах

мы всего чаще встречаемся с неустановившимся, переменным по времени, движением. В естественных водотоках движение практически почти всегда неустановившееся; не говоря уже про паводки и вообще резкие



Фиг. 76.

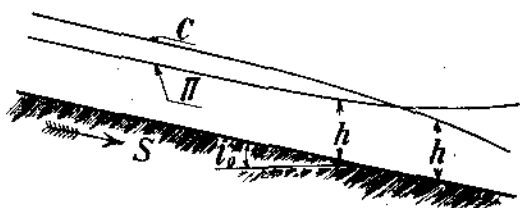
нарушения режима, естественная „переменность“ движения обуславливается, непрерывным, хотя и медленным, изменением расхода реки.

Переменные режимы иногда создаются и искусственно: в естественных водотоках — при пусках воды для искусственного питания, в искусственных системах — при наполнении и

опорожнении водоемов и вообще при регулировании расходов. К области неустановившегося движения относятся, наконец, явления приливов и отливов, волн на свободной поверхности потока и проч.

Рассмотрение явлений переменного движения в открытых руслах особенно сложно; лишь в самом ограниченном числе случаев является возможным получать имеющие практическое значение количественные результаты.

Наоборот, вопросы установившегося неравномерного движения решаются сравнительно легко; по крайней мере почти для всех практически важных случаев удается находить достаточно точные и удобные решения задач, и что самое главное — установить общий физический характер явления, часто далеко не простой.



Фиг. 77.

Все увеличивающаяся сложность гидротехнических задач, выдвигаемых практикой, и растущая необходимость в более тонком и точном их разрешении, приводит к тому, что в настоящее время отправным пунктом при рассмотрении всех сколько-нибудь сложных вопросов, связанных с движением жидкости в открытом русле, должно явиться рассмотрение, исходящее из учения о неравномерном движении, в связи с чем основательное изучение и свободное обращение с названной областью составляют безусловную необходимость для инженера гидротехника.

В основе изучения неравномерного движения жидкости лежат, однако, представления и отношения, устанавливаемые при изучении вопросов равномерного установившегося движения жидкости. Настоящая глава и посвящена целиком последним вопросам.

§ 2. Основные соотношения.

В случае равномерного, установившегося движения жидкости в прямолинейном призматическом канале с постоянной шероховатостью стенок и с постоянным донным уклоном i_0 (фиг. 78):

а) i — уклон свободной поверхности равен уклону дна;

б) h — глубина воды в канале от свободной поверхности до наиболее глубокой точки сечения (точки дна) — постоянная. Величину эту h мы в дальнейшем будем называть „наполнением“;

в) $Q = \omega \cdot v$

ω — живое сечение;

v — средняя скорость;

г) $v = C \sqrt{R \cdot i}$ (1)

где $R = \frac{\omega}{\chi}$ — гидравлический радиус, равный частному от деления площади живого сечения ω на длину смоченного периметра χ , т.е. протяжение той части контура живого сечения, по которой происходит соприкосновение жидкости со стенкой. C — коэффициент (Bazin'a, Ganguillet-Kutter'a и др.), зависящий от формы, размеров русла и шероховатости его стенок.

Подставляя (г) в (в) получим:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{R \cdot i} \quad (2)$$

Величину $\omega \cdot C \sqrt{R}$, имеющую измерение расхода $\left(\frac{L^3}{T}\right)$, мы назвали выше (стр. 6) пропускной способностью русла и обозначили через K ; сообразно этому остальные соотношения:

$$\begin{aligned} Q &= K \cdot \sqrt{i} \\ i &= \frac{Q^2}{K^2} \quad (3) \end{aligned}$$

Пропускная способность K , представляющая, как было выше указано, величину расхода, протекающего в канале при уклоне, равном единице, есть величина, присущая данному руслу, независимо от расхода и от уклона; для данного профиля величина пропускной способности зависит лишь от наполнения, определяясь некоторой функцией от последнего:

$$K = f(h) \quad (4)$$

Очевидно, $K=f(h)$ является характеристикой, присущей данному руслу совершенно независимо от тех частных условий, в которые русло ставится для работы. Условия эти определяются уклоном i русла и расходом Q ; обе эти величины связаны с пропускной способностью соотношением:

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = K = f(h) \quad (5)$$

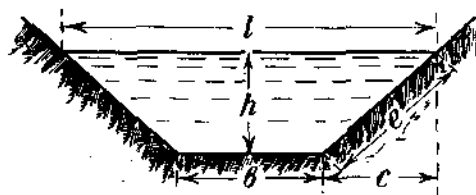
Одно и то же русло при некотором наполнении h (т.е. при данном K) может пропускать самые различные расходы; дело лишь в уклоне (5). Обратно — некоторый определенный расход — Q , при заданном уклоне — i может быть пропущен бесчисленным количеством русел разных форм и наполнений. Необходимо лишь в каждом случае давать потоку такое наполнение h , при котором для данного русла удовлетворялось бы соотношение:

$$K = f(h) = \omega C \sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}}.$$

§ 3. Основные задачи.

Рассмотрим простейшие основные задачи; одновременно укажем некоторые упрощающие счет приемы.

1. Обозначения: в трапециевидальных каналах будем обозначать



Фиг. 78.

(фиг. 78):

b — ширину канала по дну; $\beta = \frac{b}{h}$
 l — ширину по верху; (очевидно $l = f(h)$;
 e — длину подводного откоса;
 c — заложение подводного откоса;

$m = \frac{c'}{h}$ — величину, характеризующую пологость откоса; $m=1$ соответствует одиночному откосу; $m=2$ — двойному откосу и т. д.

Очевидно:

$$\left. \begin{aligned} l &= b + 2mh = (\beta + 2m)h, \\ \omega &= (l + b) \frac{h}{2} = (b + mh)h = (\beta + m)h^2, \\ \chi &= b + 2e = b + 2\sqrt{h^2 + m^2h^2} = \\ &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} = h(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}) \\ R &= \frac{\omega}{\chi} = \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1 + m^2}} \cdot h. \end{aligned} \right\} \dots \dots (6)$$

Для облегчения расчетов приводим следующую таблицу.

Т А Б Л И Ц А I

m	0	0,10	0,20	0,25	0,50	0,75	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0
$2\sqrt{1+m^2}$	2,000	2,010	2,040	2,062	2,236	2,500	2,828	3,202	3,606	4,472	5,385	6,325

2. Задача I. Заданы: русло (форма, характер дна и стенок) наполнение его h , уклон канала i . Определить расход Q ?

Задача решается непосредственным применением соотношений (5) и (6):

по h определяются ω , C , $\sqrt{R}$ и K .

Расход получается умножением K на $\sqrt{i}$.

Пример. Определить расход воды Q в трапециoidalном канале, уклон дна которого $i=4^0_{000}$. Наполнение канала $h=3$ м.; дно и стенки его вымощены камнем, что позволяет придать стенкам одиночный откос и дает величину коэффициента шероховатости по Bazin'у $\gamma=0,85$ (фиг. 79).

$$\omega = (4 + 1 \cdot 3) \cdot 3 = 21 \text{ м}^2.$$

$$\chi = 4 + 3 \cdot 2,82 = 12,46 \text{ м.}$$

$$R = \frac{21}{12,46} = 1,69 \text{ м.; } \sqrt{R} = 1,30 \text{ м}^{1/2}.$$

$$C = \frac{78}{1 + \frac{0,85}{1,30}} = 52,60 \text{ м}^{1/2}/\text{сек.}$$

$$K = \omega \cdot C \sqrt{R} = 21 \cdot 52,6 \cdot 1,3 = 1436 \text{ м}^3/\text{сек.}$$



Фиг. 79.

Для вычисления Q надлежит умножить K на $\sqrt{i}$. При этом удобен следующий прием: так как уклоны обычно малы, то всего удобнее выражать их в десятичных долях с обозначением:

$$i = 0,0004 = 4^0_{000}.$$

Для вычисления $\sqrt{i}$, замечая, что $\sqrt{10000} = 100$, достаточно просто извлечь корень из цифр, обозначающих уклон в десятичных долях и разделить полученное число на 100; таким образом при $i=4^0_{000}$, производя соответственные операции, имеем:

$$Q = K \cdot \sqrt{i} = \frac{1436}{100} \cdot \sqrt{4} = 28,72 \approx 29 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Примечание 1. Два знака более чем достаточны в конечном результате подобного вычисления, принимая во внимание приблизительную групповую оценку шероховатости.

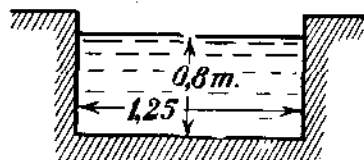
Примечание 2. Задача эта применяется широко для проверки проектируемых каналов. Результаты расчета тем ближе к действительности, чем правильнее оценена шероховатость. Вполне точно предопределить последнюю удастся лишь в исключительных случаях. Согласно этому, возможную неточность расчета приходится практически исправлять, либо придавая каналу в запас несколько больший уклон, чем получается из расчета, либо учитывая возможность работы канала в действительности с несколько большим наполнением ¹⁾. Неизбежная неточность в смысле оценки шероховатости заставляет отказаться от приведенного расчета, как от „измерителя расхода“, т.е. не допускает возможности сколько-нибудь точно „определять расход“ водотока из соотношений (5), измеряя сечение и уклон; помимо произвольности в оценке шероховатости, на практике очень трудно точно определять величины обычно весьма малых уклонов. Лишь при сравнительно больших уклонах в искусственных каналах правильных форм, шероховатость которых достаточно известна, можно иногда определять по (5) приближительные расходы воды. В естественных руслах прием этот совершенно недопустим.

Задача II. Дано русло, наполнение h и требуемый расход Q ; определить уклон i ?

По данным K и Q определяется непосредственно

$$i = \frac{Q^3}{K^2}.$$

Пример. В канале прямоугольного сечения ($m=0$) шириною $b=1,25$ м. дно и стенки оштукатурены цементом. Коэффициент шероховатости цементной штукатурки по Bazin'у $\gamma=0,16$. Какой уклон i дна надлежит дать каналу для пропуска расхода $Q=2$ м³/сек. при наполнении $h=0,8$ м? (Фиг. 80).



Фиг. 80.

$$\omega = 1,25 \cdot 0,80 = 1,00 \text{ м}^2;$$

$$\chi = 1,25 + 2 \cdot 0,80 = 2,85 \text{ м.}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,00}{2,85} = 0,35 \text{ м.}; \quad \sqrt{R} = 0,592;$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,16}{0,592}} = 68,5 \text{ м}^{\frac{1}{2}}/\text{сек.}$$

$$K = \omega \cdot C \sqrt{R} = 1 \cdot 68,5 \cdot 0,592 = 40,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$i = \left(\frac{2}{40,5} \right)^2 = 24,4 \cdot 10^{-6} = 0,00244.$$

¹⁾ Последствия ошибок в этом отношении см. книгу автора: „О неравномерном движении жидкости в открытом русле“, стр. 139—143, Ленинград, Кубуч, 1927.

Задача III. Даны расход Q и уклон канала i_0 . Требуется найти размеры канала? Очевидно, дело сводится к разысканию канала требуемой пропускной способности

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i_0}}.$$

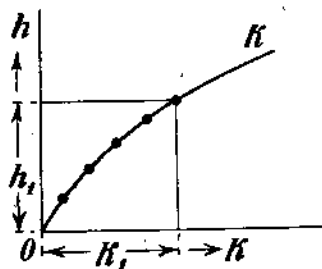
Поставленным условиям может удовлетворить бесчисленное множество типов. Если остановиться на определенном профиле, то разрешение задачи сведется к определению наполнения h , при котором для данного профиля получается требуемая пропускная способность (фиг. 81а). В случае если известен аналитический вид функции $K=f(h)$, вопрос сводится к решению уравнения.



Фиг. 81а.

Часто вопрос решают графически. По точкам строится кривая OK , выражающая пропускную способность профиля в функции от наполнения h . По требуемому K_1 по кривой находим соответственное h_1 . Как видим, разрешение этой задачи значительно более сложно, чем предыдущих, требуя прежде всего знания K и h . Тем самым изложению практических приемов расчета должно предшествовать исследование вопроса о видах функции $K=f(h)$.

Мало того, выше мы предположили, что тип профиля задан. Между тем, в действительности, последний приходится каждый раз выбирать. Отсюда возникает необходимость предварительно подвергнуть оценке различные типы профилей и установить некоторые руководящие соображения относительно выбора последних.



Фиг. 81б.

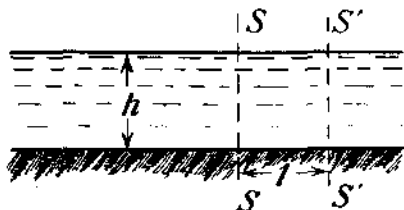
В предыдущем не ставилось совершенно никаких ограничений относительно скоростей в каналах. Между тем, практика ставит определенные, в общем достаточно узкие, пределы возможным скоростям; так, с одной стороны, обычно устанавливается верхний предел допустимой скорости, выше которой является опасность в размыве дна и стенок сооружения; с другой стороны, во многих случаях, особенно в водостоках и оросительных системах, требуется обеспечение некоторой минимальной скорости, ниже которой начинается оседание взвешенных частиц на дно, загрязнение, „заиливание“ каналов.

Наконец, в поставленной выше задаче мы предполагали уклон заданным. Между тем, на практике, часто задается лишь один расход; уклон приходится назначать самому проектирующему; помимо того, бывают случаи, когда, в силу отмеченных выше пределов скоростей, приходится заранее принятый или определяемый общим скатом местности уклон изменять. Как видим, разрешение поставленной задачи

включает необходимость рассмотрения весьма сложного комплекса обстоятельств, требуя предварительного изучения целого ряда вопросов. Это и не мудрено, так как поставленная задача является наиболее важной и существенной в рассматриваемой области, обнимая собою область „гидравлических расчетов“, связанных с проектированием каналов.

Ниже мы вернемся к поставленной задаче. Пока займемся вопросами о виде функции $K=f(h)$, о формах профиля, о предельных скоростях и проч.

3. Зависимость между пропускной способностью и наполнением. Функция $K=f(h)$. Начнем с установления искомой



Фиг. 82.

зависимости для ряда частных случаев, представляющих, с одной стороны, значительный исторический интерес, а с другой—дающих искомую зависимость в особенно простой форме, удобной для приближенного решения некоторых более сложных вопросов.

А. Прямоугольное русло бесконечной ширины (фиг. 82):

в этом случае в любом сечении S обстоятельства движения одинаковы; движение „плоское“. Гидравлический радиус $R=h$. Пропускная способность для отсека $S-S_1$ шириною единица:

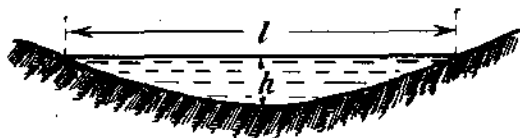
$$K = \omega \cdot C \sqrt{R} = Ch \sqrt{h} = C \cdot h^{3/2}. \dots \dots \dots (7)$$

Если в пределах рассмотрения принять приближенно C постоянным, то окажется, что пропускная способность, а соответственно и расход, пропорциональны степени $\frac{3}{2}$ глубины.

Если принять для C одночленное выражение типа $C = C_0 R^m$, то K выразится через

$$K = C_0 h^{1.5+m}.$$

В. Широкое (параболическое русло (фиг. 83).



Фиг. 83.

Обратимся теперь к широкому параболическому руслу. Этот случай представляет особенный интерес, так как к этой форме приближаются русла естественных потоков. Термин „широкое“ обозначает, что русло имеет глубину h малую по сравнению с шириной l , в силу чего длина смоченного периметра χ весьма мало отличается от ширины русла по верху. В соответствии с этим

$$\omega = \frac{2}{3} lh; \chi = \infty l; R = \frac{2}{3} h^{(1)}.$$

¹⁾ Свойству $\chi = \infty l$ удовлетворяет большинство естественных русел. Достаточно вычертить профиль любой реки в неискаженном масштабе, чтобы убедиться, насколько мало h по сравнению с l .

Таким образом, пропускная способность:

$$K = \varphi(h) = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R} = C \cdot \frac{2}{3} l h \sqrt{h}.$$

В свою очередь $l = \sqrt{2p} \cdot \sqrt{h}$, где p — параметр параболы, откуда:

$$K = C \cdot \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \cdot \sqrt{2p} \cdot h^2.$$

Если опять-таки принять C в пределах рассмотрения постоянным, то получим:

$$K = \text{Const} \cdot h^2. \quad (8)$$

Таким образом, в широких параболических профилях пропускная способность, а вместе с тем и расход возрастают пропорционально квадрату глубины.

Для одночленных формул типа

$$C = C_0 \cdot h^m$$

имеем:

$$K = C_0 \cdot h^{2+m}.$$

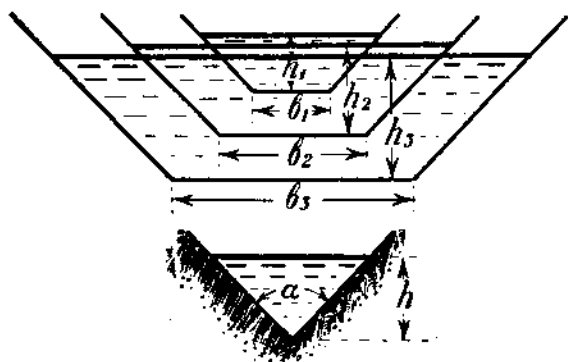
В практике весьма часто, особенно для предварительных приближенных подсчетов, приходится иметь дело с широким прямоугольным руслом или же с параболическим. Для таких русел мы могли бы рекомендовать следующие расчетные формулы (по Mapping'у) в метровом и саженном размерах.

РОД ОБДЕАКИ РУСЛА.	Значения C в форм. Вазин'а.	Значения l в форм. Г-К'а.	Широкое прямо- угольное русло.		Широкое парабо- лическое русло.	
			K м ³ /сек.	K саж. ³ /сек.	K м ³ /сек.	K саж. ³ /сек.
1. Бетонированное р.						
а) гладк. бетон.	0,16	0,0125	80 $h^{1,66}$	29 $h^{1,66}$	80 $h^{2,16}$	29 $h^{2,16}$
б) груб. бетон.	0,20	0,0145	70 $h^{1,66}$	25 $h^{1,66}$	70 $h^{2,16}$	25 $h^{2,16}$
2. Чистая каменная кладка	0,46	0,0170	60 $h^{1,70}$	22 $h^{1,70}$	60 $h^{2,20}$	22 $h^{2,20}$
3. Мощное русло; земляное в чист. состоянии	0,85	0,0200	50 $h^{1,75}$	19 $h^{1,75}$	50 $h^{2,25}$	19 $h^{2,25}$
4. Земляное русло в обычном состоян.	1,30	0,0250	40 $h^{1,75}$	16 $h^{1,75}$	40 $h^{2,25}$	16 $h^{2,25}$
5. Речное русло с за- рослями и кам- нями	1,75	0,0300	32 $h^{1,75}$	12 $h^{1,75}$	32 $h^{2,25}$	12 $h^{2,25}$

С. Подобные профили (фиг. 84). Подобными профилями будем называть профили, имеющие геометрически подобные живые сечения. К таковым, например, будут относиться трапециoidalные профили с одинаковым откосом m и разными ширинами по дну b в случае, если наполнения подобрать так, чтобы величины $\frac{h_1}{b_1}, \frac{h_2}{b_2}, \frac{h_3}{b_3} \dots$ или обратные им: $\beta_1 = \frac{b_1}{h_1}, \beta_2 = \frac{b_2}{h_2} \dots$ и проч. были одинаковы. Подобными будут также живые сечения треугольного профиля при всяком наполнении.

Очевидно, для подобных профилей:

$$\frac{\omega_2}{\omega_1} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2; \frac{\chi_2}{\chi_1} = \frac{h_2}{h_1}; \frac{R_2}{R_1} = \frac{h_2}{h_1}.$$



Фиг. 84.

Кроме того:

$$\omega = \omega_0 h; \chi = \chi_0 h;$$

$$R = R_0 h$$

где ω_0, χ_0, R_0 — соответственные величины площади живого сечения, смоченного периметра и гидравлического радиуса при наполнении единица ($h=1$).

Отношение пропускных способностей:

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{\omega_2 \cdot C_2 \sqrt{R_2}}{\omega_1 \cdot C_1 \sqrt{R_1}} = \frac{h_2^{2.5}}{h_1^{2.5}} \cdot \frac{C_2}{C_1}.$$

При C постоянном для подобных профилей

$$\frac{K_2}{K_1} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{2.5}.$$

Если для C принять выражение одночленного типа

$$C = C_0 R^m,$$

то

$$\frac{K_2}{K_1} = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{2.5+m}$$

$$K = K_0 h^{2.5+m},$$

где K_0 пропускная способность при наполнении $h=1$.

Для обычных условий, принимая во внимание, что m колеблется от 0,15 до 0,25, имеем:

$$K = K_0 h^{2.65 \div 2.75} \dots \dots \dots (9)$$

в среднем, для земляных русел:

$$K = K_0 h^{2.75}.$$

Показательная связь эта сохраняется с достаточной для практики точностью и в том случае, если C считать по формуле Ganguillet-Kutter'a или Bazin'a. На самом деле, из графика, помещенного в I-й главе¹⁾, (стр. 35) видно, что изменение показателя m в формулах Bazin'a и Ganguillet-Kutter'a по отношению к величине $2,5 + m$ в формуле $K = K_0 h^{2.5 + m}$ совсем не велико. Очевидно, соотношение

$$K = K_0 \cdot h^{2.5 + m}$$

будет выражать изменение пропускной способности с наполнением и для треугольного профиля.

Д. Трапециoidalные профили. Для трапециoidalных профилей зависимость пропускной способности от наполнения выражается через

$$K = \omega C \sqrt{R} = \frac{(b + mh)^{\frac{3}{2}} \cdot h^{\frac{3}{2}}}{(b + 2h\sqrt{1 + m^2})^{\frac{3}{2}}} \cdot C,$$

т.е. сложным, неудобным для практического пользования, соотношением.

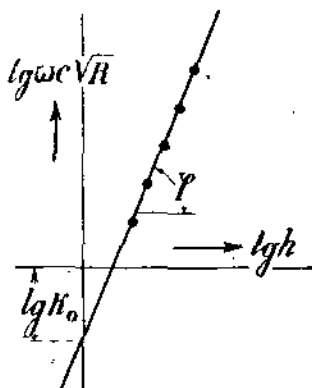
Опыт, однако, устанавливает следующий первостепенной важности эмпирический факт: для большинства практических трапециoidalных профилей, с достаточным для практических надобностей приближением интересующая нас зависимость может быть выражена показательным соотношением:

$$K = K_0 h^p. \quad \dots \dots \dots (10)$$

В этом выражении p —постоянный показатель; K_0 —пропускная способность, соответствующая $h=1$.

Зависимость эта непосредственно проверена нами для весьма значительного числа профилей, покрывающих собою, казалось бы, всю область фактических приложений, при этом не обнаружилось случаев, где отступление от показательного закона было бы существенно.

Сама проверка применимости показательного закона к данному профилю производится построением по точкам связи $K = \varphi(h)$ в логарифмической шкале (логарифмической анаморфозе) (фиг. 85). Если при этом точки ложатся на прямую линию, то соотношение (10) пра-



Фиг. 85.

¹⁾ Формула Bazin'a и др. в логарифмической анаморфозе.

вильно; при этом тангенс угла наклона прямой линии ($tg \varphi$) определяет величину показателя p .

Для данного профиля, предположив самый закон $K = K_0 \cdot h^p$ верным, основные параметры соотношения (10) K_0 и p устанавливаются по двум точкам следующим образом: величина K_0 — есть пропускная способность при $h = 1$; определив последнюю, вычислим K для какого-либо другого h ; из соотношения

$$\frac{K}{K_0} = \left(\frac{h}{1} \right)^p$$

получаем:

$$p = \frac{\text{Log} \left(\frac{K}{K_0} \right)}{\text{Log} h}.$$

Пример. Определить гидравлический показатель земляного трапециoidalного русла (по Bazin'у $\gamma = 1,30$) при работе с наполнением h от 1,0 до 3,0 м. Ширина канала по дну $b = 5$ м., откосы стенок — двойной: $m = 2$ (фиг. 86).



Фиг. 86.

Вычисляем K_0 : при $h = 1$ мтр.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{0,86}} = 34,6; \quad \omega = (5 + 2 \cdot 1) \cdot 1 = 7 \text{ м}^2; \\ \chi = 5 + 4,48 \cdot 1 = 9,48 \text{ мтр.} \\ R = 0,74 \text{ мтр.}; \quad \sqrt{R} = 0,86. \\ K_0 = 7 \cdot 34,6 \cdot 0,86 = 208 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При $h = 3,0$ мтр.

$$\omega = 33 \text{ м}^2. \quad \chi = 18,42 \text{ м}; \quad R = 1,79; \quad \sqrt{R} = 1,34; \\ C = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{1,34}} = 44,2; \quad K = 33 \cdot 44,2 \cdot 1,34 = 1965 \text{ м}^3/\text{сек.} \\ \frac{K}{K_0} = \frac{1965}{208} = 9,40.$$

Для определения p имеем уравнение: $9,4 = 3^p$, откуда:

$$p = \frac{\text{Log} 9,4}{\text{Log} 3} = \frac{0,973}{0,477} = 2,04.$$

Таким образом, для данного русла (фиг. 86) уравнение пропускной способности

$$K = f(h) = 208 h^{2,04} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Различие в значении показателя обнаруживается лишь в тех случаях когда взяты слишком значительные пределы для изменения наполнений, особенно если включить в рассмотрение, одновременно с большими, и очень малые значения h . На практике целесообразно устанавливать величину показателя p для практических пределов и в таком случае показательный закон всегда будет достаточно точен. Во всяком случае и для самых широких пределов наполнения неточность, вносимая изменением S , меньше неточности, вносимой неопределенностью оценки шероховатости и самым типом формул сопротивлений. Во всех расчетах каналов не следует никогда упускать из виду приближенности подобных вычислений вообще. Что касается величины показателя p , то для огромного большинства профилей он колеблется в пределах от 1,50 до 2,25 ($n = 3 \div 4,50$).

Для широкого прямоугольного русла $n = 3 \div 3,50$; для широкого параболического $4 \div 4,50$. Для широких трапециoidalных профилей n может быть принято $3,50 \div 4,50$.

По мере сужения профиля n увеличивается, и для треугольного профиля, как было показано, $n = 5 \div 5,50$. Меньше 3 — n встречается сравнительно редко — для глубоких узких „ще л е в и н ы х“ каналов. (каналы в скале).

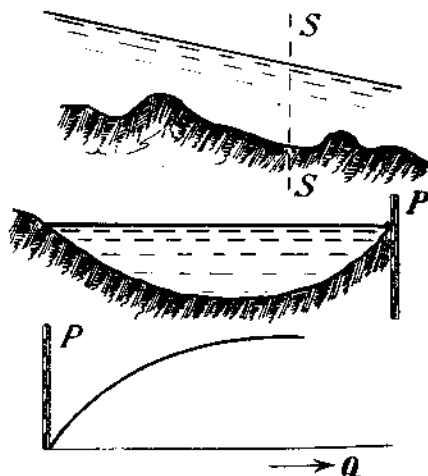
Е. Естественные русла. Розыскание зависимости $K = f(h)$ для живых сечений естественных водотоков тесно связано с основною задачею гидрометрии, с установлением „с в я з и“ между расходом воды в данном живом сечении потока и высотой стояния уровня, измеряемую по водомерной рейке P (фиг. 87). Зависимость эта, как известно, устанавливается обычно эмпирически, нанося полученные гидрометрическими определениями точки на график и строя по последним „кривую связи“ $Q = f(P)$.

Уже издавна, однако, исследователи стремились установить аналитический вид кривой $f(p)$. При этом французские гидротехники обычно искали интересующую нас зависимость в виде алгебраического ряда

$$Q = a + bp + cp^2 + dp^3 + \dots$$

ограничиваясь большею частью двумя или тремя его членами ¹⁾.

¹⁾ Для Сены в Mantes по Lagrene: $Q \text{ м}^3/\text{сек.} = 71 + 110p + 2p^2$; Для Сены в Париже по Allard'у: $Q \text{ м}^3/\text{сек.} = 48 + 209h + 5,8h^2$. Многочисленные данные для французских рек собраны Bresse'ом: „A. P. et Ch.“, 1897 г. Результаты австрийских наблюдений см. Jahrbücher des Kk. hydrographischen Zentralbureau; см. также Forchheimer „Hydraulik“, стр. 88, 1924:

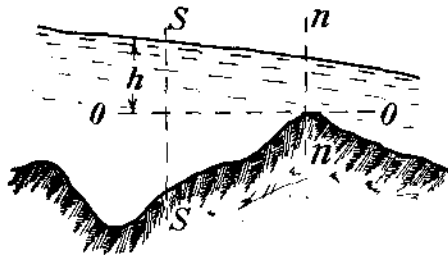


Фиг. 87.

С другой стороны, Harlachner¹⁾ еще в начале 80-х годов считал более целесообразным искать упомянутую выше связь в виде соотношения

$$Q = a(b + \rho)^n \quad ^2)$$

где n — некоторый постоянный показатель, а ρ — некоторая величина, имеющая измерение длины. Формула Harlachner'a, как видно, устанавливает связь между расходом и уровнем в показательной форме.



Фиг. 88.

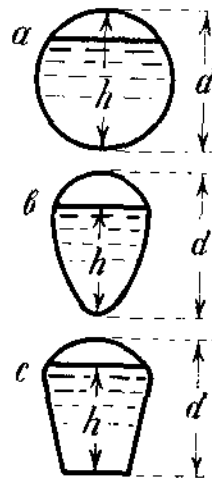
Величина $b + \rho$ аналогична „наполнению“. Для $b + \rho = 0$ $Q = 0$. Таким образом, постоянная b определяет место условного нуля водомерной рейки по отношению к уровню, соответствующему нулевому расходу³⁾.

Ф. Замкнутые профи-

ля: выше мы касались лишь профилей „открытых“. На ряду с последними на практике приходится часто иметь дело с профилями „замкнутыми“, к каковым относятся широко употребляемые в канализационных сооружениях круглые и яйцевидные водосточные коллекторы; каналы, проводимые в штольне и проч. (фиг 89).

Все эти водоводы при полном заполнении жидкостью обращаются в трубы. Пропускная способность в этом случае (при работе трубой) меньше, чем при работе каналом с несколько меньшим наполнением.

В общем кривая пропускной способности (фиг. 90) сперва возрастает с наполнением до некоторого h_k , при котором K достигает наибольшей величины, затем начинает убывать. Криволинейные профили (подобные a и b) кроме того, вообще не удовлетворяют показательному закону⁴⁾.



Фиг. 89.

¹⁾ „Hydrometr. Arbeiten in der Elbe“ 1883 г.

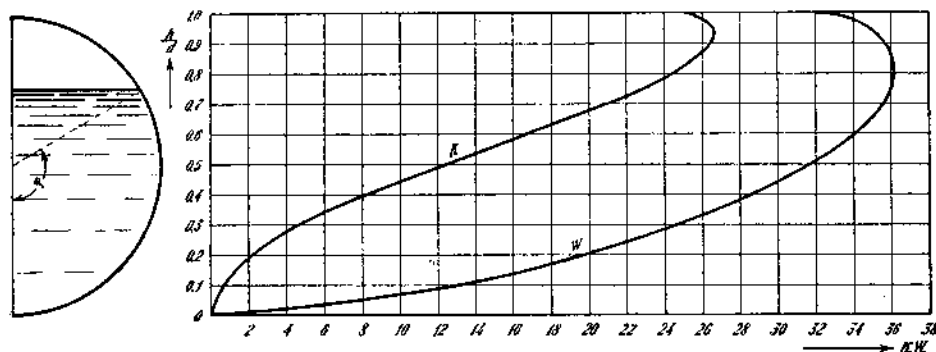
²⁾ Для Эльбы в Telschen: $Q = 78,1(1,45 + \rho)^{1,95}$

³⁾ Во многих случаях величину b можно определить наперед на основании следующих соображений: представим, что водомерная рейка расположена в сечении $S-S$; ниже по течению имеется порог или перекат n (фиг. 88) „задерживающий воду“ и тем самым определяющий протекание в вышележащих живых сечениях; предельною границею возможных понижений горизонтов, соответствующей расходу $Q = 0$ в плесе является плоскость $0-0$, проведенная горизонтально через наиболее высокую точку профиля $n-n$; от этой плоскости и надо отсчитывать $b + \rho$. Прием этот во многих случаях дает на практике весьма хорошие результаты. На этот прием указал мне своевременно инж. Е. А. Кениг.

⁴⁾ Наоборот штольни-каналы типа C (фиг. 89) в нижней трапециoidalной своей части ничем не отличаются, очевидно, от открытого канала.

Для круглых профилей в таблице II приведены в функции от относительного наполнения $\frac{h}{d}$ значения ω , R , $\omega\sqrt{R}$ и $\omega^2 R$. Для вычисления пропускной способности K надо величину $\omega\sqrt{R}$ умножить на C .

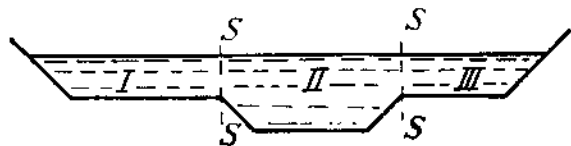
Если принять коэффициент Manning'a $\left(C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}, \text{ где } n \text{ по } G-Ky\right)$, то получим соответственные значения, приведенные в таблице II. Для перехода к другим диаметрам, надо приведенные в графах цифры умножить на соответствующие степени диаметров ¹⁾.



Фиг. 90.

При употреблении яйцевидных профилей обычно задают некоторый определенный тип профиля, так что отдельные каналы, отличаясь абсолютными размерами, остаются „подобными“; в силу этого, вычислив $K=f(h)$ для какого-либо профиля, величины K для других профилей при одинаковых наполнениях непосредственно можно определить по формулам подобия.

Г. Составные профили. Под „составными“ мы будем подразумевать профили, подобные (фиг. 91), состоящие из нескольких частей (I, II, III), гидравлические свойства каждой из которых явно различны. Такой случай представляется, например, при разливе реки, где обычно коренное русло резко выделяется среди поймы; с составными профилями приходится, кроме того, встречаться при выправлении и обваловании рек, при устройствах прорезей на осушительных каналах и проч.



Фиг. 91.

Само собою очевидно, что рассматривать в этом случае движение во всем профиле, как единое, определяемое гидравлическими элемен-

¹⁾ Таблица значений K и W для труб разных диаметров помещена в конце книги.

Т А Б Л И Ц А И.

$\frac{h}{d}$	χ	w	$R = \frac{w}{\chi}$	$w\sqrt{R}$	w^2R	$K = wC\sqrt{R}$	$K^2 = w^3C^2R$	$W = C\sqrt{R}$
0,1	0,644 d	0,041 d^2	0,064 d	0,0103 $d^{5/2}$	0,00106 d^6	0,654 $d^{8/3}$	0,428 $d^{16/3}$	16,00 $d^{2/3}$
0,2	0,927 d	0,112 d^2	0,121 d	0,0388 $d^{5/2}$	0,00151 d^6	2,46 $d^{8/3}$	6,08 $d^{16/3}$	22,05 $d^{2/3}$
0,3	1,159 d	0,198 d^2	0,171 d	0,082 $d^{5/2}$	0,0067 d^6	5,21 $d^{8/3}$	27,1 $d^{16/3}$	26,26 $d^{2/3}$
0,4	1,369 d	0,293 d^2	0,214 d	0,136 $d^{5/2}$	0,0184 d^6	8,62 $d^{8/3}$	74,3 $d^{16/3}$	29,39 $d^{2/3}$
0,5	1,571 d	0,393 d^2	0,250 d	0,196 $d^{5/2}$	0,0386 d^6	12,47 $d^{8/3}$	155,4 $d^{16/3}$	31,75 $d^{2/3}$
0,6	1,772 d	0,492 d^2	0,278 d	0,259 $d^{5/2}$	0,0657 d^6	16,46 $d^{8/3}$	264,8 $d^{16/3}$	33,46 $d^{2/3}$
0,7	1,982 d	0,587 d^2	0,296 d	0,320 $d^{5/2}$	0,1021 d^6	20,29 $d^{8/3}$	411,9 $d^{16/3}$	34,56 $d^{2/3}$
0,75	2,094 d	0,632 d^2	0,302 d	0,348 $d^{5/2}$	0,1204 d^6	22,04 $d^{8/3}$	485,6 $d^{16/3}$	34,88 $d^{2/3}$
0,8	2,214 d	0,674 d^2	0,304 d	0,371 $d^{5/2}$	0,138 d^6	23,59 $d^{8/3}$	556,4 $d^{16/3}$	35,02 $d^{2/3}$
0,813	2,247 d	0,684 d^2	0,3043 d	0,377 $d^{5/2}$	0,142 d^6	23,95 $d^{8/3}$	573,7 $d^{16/3}$	35,03 $d^{2/3}$
0,9	2,498 d	0,745 d^2	0,298 d	0,407 $d^{5/2}$	0,165 d^6	25,31 $d^{8/3}$	665,9 $d^{16/3}$	34,66 $d^{2/3}$
0,95	2,691 d	0,771 d^2	0,287 d	0,412 $d^{5/2}$	0,170 d^6	26,20 $d^{8/3}$	686,2 $d^{16/3}$	33,99 $d^{2/3}$
1,00	3,142 d	0,785 d^2	0,250 d	0,392 $d^{5/2}$	0,154 d^6	24,93 $d^{8/3}$	621,8 $d^{16/3}$	31,75 $d^{2/3}$

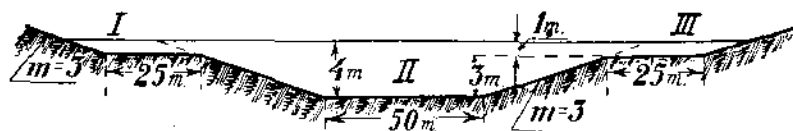
тами всего русла в целом, явилось бы совершенно неправильным. Ясно, что движение резко разнится в отдельных частях профиля; за неимением достаточных опытных данных о взаимодействии течения по плоскостям раздела $S-S$, будем приближенно считать, что движения на отдельных участках (I, II, III) совершенно независимы; тем самым общая пропускная способность определится как

$$K = \Sigma K_i$$

т.е. будет равна сумме пропускных способностей, вычисленных для отдельных участков.

Прием этот сам по себе более чем приближенный; но не следует упускать из виду, что на практике в тех случаях, где приходится иметь дело с подобными расчетами, нет необходимости, а большею частью и возможности, искать очень точных решений.

Пример (фиг. 92). В выемке проложено земляное русло канала (по Bazin'у для плотного земляного грунта $\gamma = 1,30$); ширина его по



Фиг. 92.

дну $b = 50$ м., глубина $t = 3$ м., откос боковых стенок тройной $m = 3,0$: поверху канала с обеих сторон устроены бермы, шириною $c = 25$ м. Определить величину пропускной способности русла в высокую воду, когда бермы канала залиты водой и он работает при наполнении $h = 4$.

$$K_I = K_{III}; \quad K = K_{II} + 2 K_I.$$

$$\omega_1 = \omega_3 = c(h - t) = 25 \cdot 1,0 = 25 \text{ м}^2.$$

$$\chi_1 = c + \sqrt{1 + m^2} = 25 + 3,12 \cdot 1,0 = 28,12 \text{ м.}$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{25}{28,12} = 0,891 \text{ м.}; \quad \sqrt{R_1} = 0,943; \quad C_1 = 45,8.$$

$$K_I = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1} = 25 \cdot 45,8 \cdot 0,943 = 1080 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad \dots \dots \dots (I)$$

$$\omega_{II} = b + mh) h = (50 + 3 \cdot 4) 4 = 248 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$\chi_2 = b + 2\sqrt{1 + m^2} = 50 + 6,32 \cdot 4 = 75,3 \text{ м.}$$

$$R_2 = \frac{\omega_2}{\chi_2} = \frac{248}{75,3} = 3,29 \text{ м.}; \quad \sqrt{R_2} = 1,814; \quad C_2 = 59,2.$$

$$K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2} = 248 \cdot 59,2 \cdot 1,814 = 26630 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad \dots \dots \dots (II)$$

$$K = 2 K_I + K_2 = 2 \cdot 1080 + 26630 = 28790 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

4. Приведенные скорости. До сих пор мы сосредотачивали внимание лишь на величине пропускной способности и соответствующем расходе в канале, совершенно не считаясь с величинами скоростей.

Между тем, как было уже выше отмечено, во многих случаях практики назначение размеров канала определяется именно величиной допустимой скорости. Представив соотношение $V = c\sqrt{Ri}$ в виде $V = c\sqrt{R} \cdot \sqrt{i}$ мы убеждаемся, что средняя скорость при данных обстоятельствах получается умножением на $\sqrt{i}$ значения $C\sqrt{R}$, величины для данного профиля, подобно пропускной способности, вполне определяемой наполнением; таким образом, для всякого профиля наравне с пропускной способностью $K = f(h)$ может быть установлена функция $\Phi(h) = C\sqrt{R}$, имеющая измерение скорости, функцию, которую мы в дальнейшем будем называть „приведенной скоростью“ и обозначим W . Действительная скорость в русле находится умножением W на $\sqrt{i}$

Определим $\Phi(h) = W$ для основных, рассмотренных выше случаев.

а) Широкое прямоугольное русло:

1) C — постоянно: $W = Ch^{1/2}$.

2) C — по одночленной формуле типа $C = C_0 R^m$: $W = C_0 h^{0,5+m}$

б) Широкий параболический профиль:

1) C — постоянно: $W = C\sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{h} = \text{Const} \cdot h^{0,5}$

2) C — по формуле $C = C_0 R^m$: $W = C_0 \left(\frac{2}{3}\right)^{0,5+m} h^{0,5+m} = \text{Const} \cdot h^{0,5+m}$

в) Трапециoidalный профиль:

$$W = C\sqrt{R} = C \left(\frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} \right)^{1/2} \cdot \sqrt{h}.$$

д) замкнутый профиль: W тоже имеет максимум при некотором $h_k < d$; для круглого сечения W наибольшая при $\frac{h}{d} = 0,813$; кривая W для $d=1$ дана на фиг. 90; числовые значения в таблице II.

е) Составные профили. Очевидно, общей функции составлено быть не может: $\Phi(h)$ составляется отдельно для каждого участка.

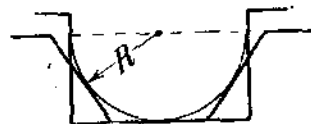
§ 4. Сопоставление профилей.

1. Профиль [наивыгоднейшей формы. Еще Chézy искал профиль наивыгоднейшей формы, т.-е. стремился установить, какую форму следует придавать каналу, чтобы при данных уклоне и площади живого сечения получить наибольший расход. С точки зрения принятого здесь изложения „наивыгоднейшим профилем“ в указанном смысле явится профиль, при данной площади живого сечения обладающий наибольшей пропускной способностью. При данной ω нахождение профиля, обладающего наибольшим $K = \omega c\sqrt{R}$, сводится к нахождению профиля

с наибольшим гидравлическим радиусом, что, в свою очередь, приводит ($R = \frac{\omega}{\chi}$) к розысканию профиля с наименьшим смоченным периметром χ .

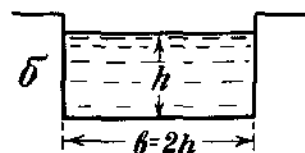
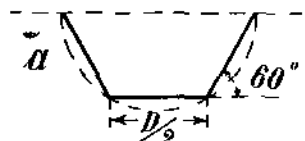
Как известно, из всех фигур наименьшим периметром обладает круг. Таким образом, в отношении открытого канала наибольшей пропускной способностью обладает канал полукруглой формы (фиг. 93). При этом

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{D}{4}.$$



Фиг. 93.

Непосредственно за полукругом следует правильный (вписанный или описанный) многоугольник; при чем пропускная способность (при данной площади ω) тем выше, чем больше число сторон. Сообразно этому для трапециoidalного (половина 6-тиугольника) (фиг. 94а) и прямоугольного (половина квадрата) (фиг. 94б) профиля наивыгоднейшие соотношения получаются: для трапециoidalного сечения при $b = 0,866h$ и откосе $m = 0,5$ (угол 60°); для прямоугольного при $h = 0,5b$.



Фиг. 94а и 94б.

2. Наивыгоднейший профиль трапециoidalного сечения при заданном откосе m .

На практике редко приходится выполнять трапециoidalные каналы в виде половины шестиугольника с откосом $m = 0,5$. Большею частью из-за свойства грунта приходится назначать более пологие откосы. Соответственно этому надо установить тип профиля с наибольшей пропускной способностью при данных ω и m ; задача, очевидно, сводится к нахождению соотношения b к h (при постоянном ω и m), дающего наименьший смоченный периметр χ .

Имеем:

$$\begin{aligned}\omega &= (b + mh)h = \text{Const.} \\ d\omega &= h(db + mdh) + dh(b + mh) = 0 \\ \chi &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} = \text{minimum} \\ d\chi &= db + 2dh\sqrt{1 + m^2} = 0.\end{aligned}$$

Подставляя db из последнего соотношения во второе и сокращая на dh , получим:

$$b = 2h(\sqrt{1 + m^2} - m) \dots \dots \dots (*)$$

или

$$\beta_0 = \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)^{1/2}.$$

Легко видеть, что при этом:

$$\omega = h^2 (2\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$x = 2h (2\sqrt{1+m^2} - m)$$

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

Соответственные значения величины $\beta = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$, обратной величины

$$\frac{h}{b} = \frac{1}{2(\sqrt{1+m^2} - m)},$$

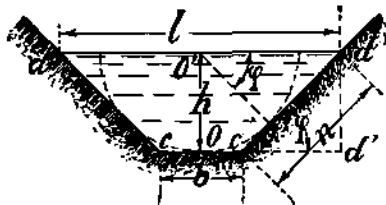
а также величины $(2\sqrt{1+m^2} - m)$, служащей для определения ω и x по наполнению приведены в таблице III. (См. табл. след. стр.).

Выведенные формулы и позволяют назначать размеры каналов, обладающих наилучшими гидравлическими свойствами.

3. Наивыгоднейший профиль трапециoidalного сечения при заданном откосе m и заданном превышении e местности над уровнем воды в канале.

Определенный выше канал обладает при данном ω наибольшей пропускной способностью, а тем самым при заданном K наименьшей площадью живого сечения. Величина ω относится, однако, лишь к части

1) Отметим еще, что полученный результат, во-первых, соответствует следующему геометрическому построению (фиг. 95): из соотношения (*) определяем:



Фиг. 95.

$$\frac{l}{2} = \frac{b}{2} + mh = h\sqrt{1+m^2},$$

т.е., что

$$oc + cd' = cd = \frac{l}{2} = c.$$

Таким образом

$$l = 2c.$$

Во-вторых, обозначая угол $fO'd$, равный углу $d'cd$, через φ ($\operatorname{tg} \varphi = m$, $\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}$), получим для длины x перпендикуляра $O'f$, опущенного из O' на линию cd откоса,

$$O'f = x = \frac{l}{2} \cos \varphi = \frac{h\sqrt{1+m^2}}{\sqrt{1+m^2}}, \text{ или } x = h,$$

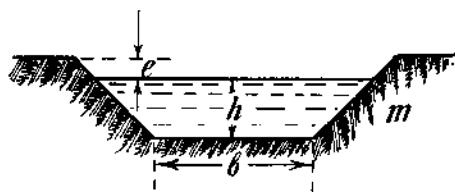
т.е., наивыгоднейшее сечение представляет собою трапецию, описанную около полуокружности, радиуса h (Ред.).

Т А Б Л И Ц А III.

m	$\beta_0 = \frac{b}{h}$	$\frac{\omega}{h^2}$	$\frac{\chi}{h}$	$\frac{1}{\beta_0} = \frac{b}{h}$	$\frac{\omega}{b^2}$	$\frac{\chi}{b}$	$\frac{h}{\sqrt{\omega}}$	$\frac{b}{\sqrt{\omega}}$	$\frac{\chi}{\sqrt{\omega}}$
0,00	2,000	2,000	4,000	0,500	0,500	2,000	0,707	1,414	2,828
0,10	1,810	1,910	3,820	0,552	0,583	2,110	0,724	1,310	2,764
0,20	1,640	1,840	3,679	0,610	0,684	2,243	0,737	1,209	2,713
0,25	1,562	1,812	3,623	0,640	0,743	2,320	0,743	1,160	2,692
0,50	1,236	1,736	3,472	0,809	1,136	2,809	0,759	0,938	2,635
0,75	1,000	1,750	3,500	1,000	1,750	3,500	0,756	0,756	2,646
1,00	0,828	1,828	3,657	1,207	2,664	4,414	0,740	0,613	2,704
1,25	0,702	1,952	3,903	1,425	3,965	5,564	0,716	0,502	2,794
1,50	0,606	2,106	4,211	1,651	5,742	6,954	0,689	0,417	2,902
2,00	0,472	2,472	4,944	2,118	11,090	10,472	0,636	0,300	3,145
2,50	0,385	2,885	5,770	2,596	19,449	14,982	0,589	0,227	3,397
3,00	0,325	3,325	6,649	3,081	31,560	20,487	0,548	0,178	3,647

профиля, занятого движущейся жидкостью. Между тем, на практике часто приходится вести каналы в выемке, при чем от уровня воды до поверхности остается еще большее или меньшее расстояние e (фиг. 96).

При таких условиях правильным явилось бы изменить постановку вопроса, формулировав последний следующим образом: определить соотношение размеров канала так, чтобы при заданной пропускной способности K , при заданном превышении местности над уровнем воды e и откосе стенки m , наименьшей была бы полная площадь выемки Ω , равная



Фиг. 96.

$$\Omega = [b + m(h + e)](h + e) \dots \dots \dots (11)$$

Разрешение задачи приводит к каналу с наименьшим объемом земляных работ, т.е. к каналу наименьшей стоимости.

Для e — постоянного, решение получается следующее: ¹⁾ для трапецидального канала имеем:

$$\omega = bh + mh^2, \quad \chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2}.$$

Заданы: e , m и $K = \omega C \sqrt{R}$.

¹⁾ Разработка вопроса по моим указаниям была произведена А. А. Сабанеевым в 1913 г. (Б. Б.).

Обозначая $\frac{K}{C} = a$ и принимая в пределах расчета C постоянным, имеем:

$$a^2 = \frac{K^2}{C^2} = \omega^2 R = \frac{\omega^3}{\gamma} = \frac{(bh + mh^2)^3}{b + 2h\sqrt{1+m^2}} = \text{Const.} \quad (12)$$

или, вводя $\beta = \frac{b}{h}$,

$$h^5 \cdot \frac{(\beta + m)^3}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} = a^2 = \text{Const.} \quad (13)$$

С другой стороны, объем земляных работ на единицу длины выражается через

$$\Omega = [b + m(h + e)](h + e).$$

Решение задачи сводится к нахождению минимума функции Ω при условии, что удовлетворено соотношение (12), т.е. к задаче об „относительном“ минимуме.

Дифференцируя (11) и (12) и приравнявая нулю $d\Omega$, будем иметь:

$$\begin{aligned} (db + mdh)(h + e) + dh(b + mh + me) &= 0 \\ 3(bdh + hdb + 2mhdh)(b + 2h\sqrt{1+m^2}) - \\ - (bh + mh^2)(db + 2dh\sqrt{1+m^2}) &= 0 \quad (14). \end{aligned}$$

Определяем:

$$db = -dh \cdot \frac{b + 2mh + 2me}{h + e}$$

и подставляя в уравнение (14), получаем по сокращении на dh :

$$3eb - \frac{(bh + mh^2)}{(b + 2h\sqrt{1+m^2})} [2(\sqrt{1+m^2} - m)(h + e) - b] = 0 \quad (15)$$

Или, подставляя $\beta = \frac{b}{h}$ и $\epsilon = \frac{e}{h}$,

$$3\epsilon\beta - \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} [2(\sqrt{1+m^2} - m)(1 + \epsilon) - \beta] = 0 \quad (16)$$

Задачей нашей является найти форму сечения, b и h , или их отношение β при заданном a и ϵ .

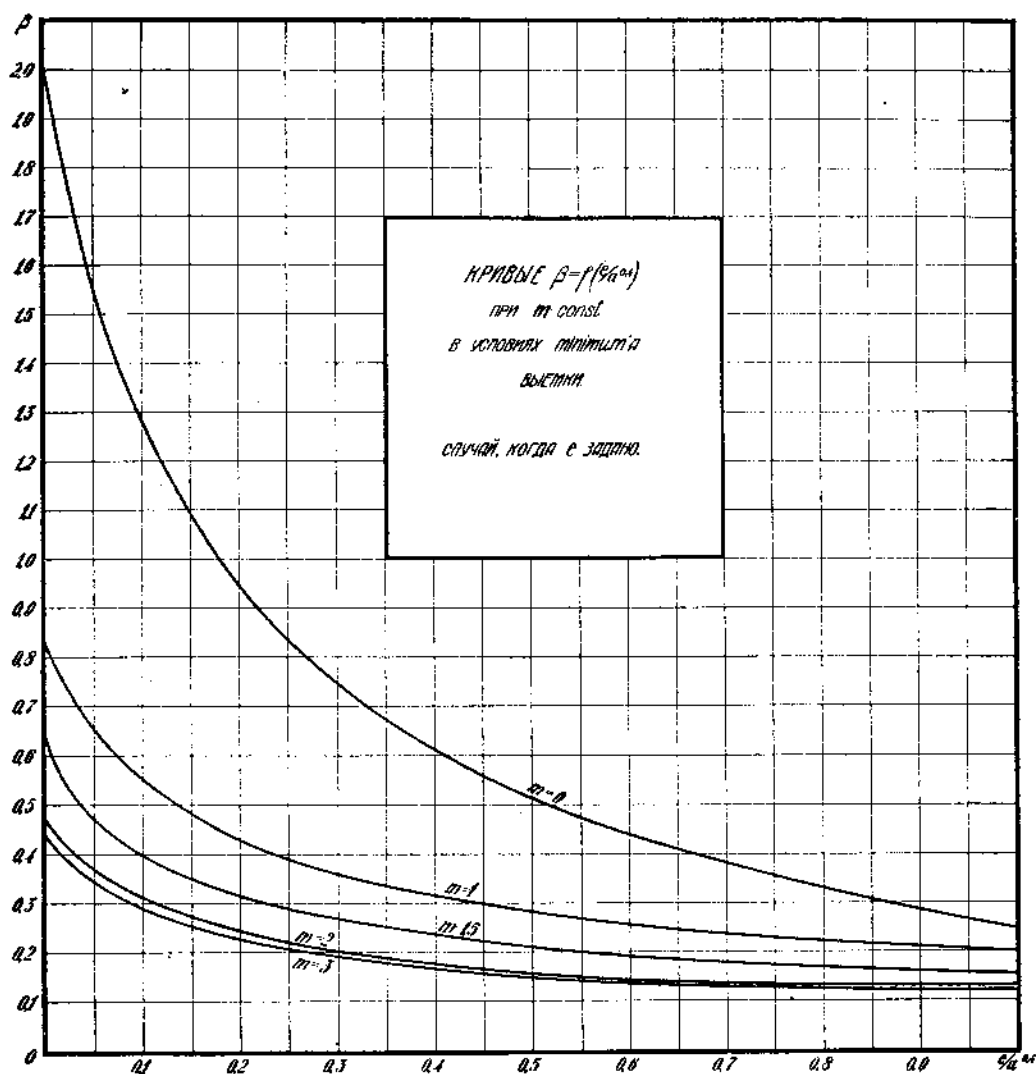
Подставляя h из (13) в выражение $\epsilon = \frac{e}{h}$, получаем:

$$\epsilon = \frac{e}{a^{0.4}} \cdot \frac{(\beta + m)^{0.8}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0.2}} \quad (17)$$

Уравнение (17) совместно с (16), или эквивалентное им уравнение (18)

$$\frac{(\beta + m)^{0.4}}{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0.8}} \cdot [2(\sqrt{1+m^2} - m) - \beta] + \frac{e}{a^{0.4}} \cdot \left[\frac{2(\sqrt{1+m^2} - m)(\beta + m)}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}} - 3\beta \right] = 0 \quad (18)$$

решают вопрос, давая возможность, при заданном $a = \frac{K}{C}$, m и e , найти



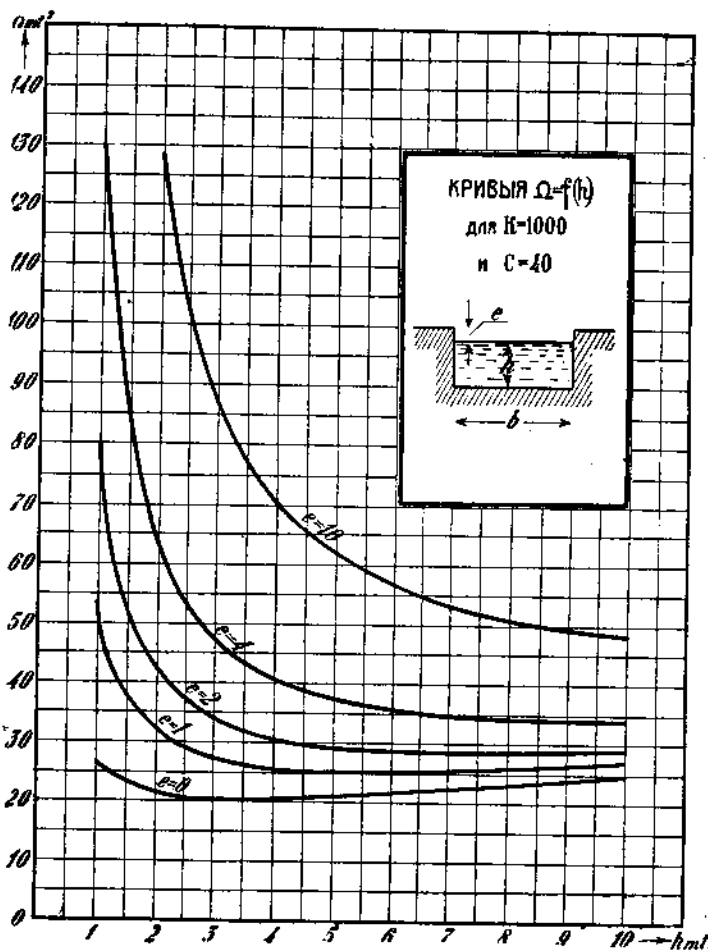
Фиг. 97.

соответствующее β , т.е. определить семейство каналов, отвечающее наименьшей стоимости земляных работ. На графике (фиг. 97) приве-

дены кривые, соответствующие корням уравнения (18) в функции

$$\frac{e}{a^{0.4}} = e \left(\frac{C}{K} \right)^{0.4}$$

при различных m , при этом $\frac{e}{a^{0.4}} = 0$ ¹⁾ соответствует разобранному выше случаю гидравлически наилучшего канала. Как и следовало ожи-



Фиг. 98.

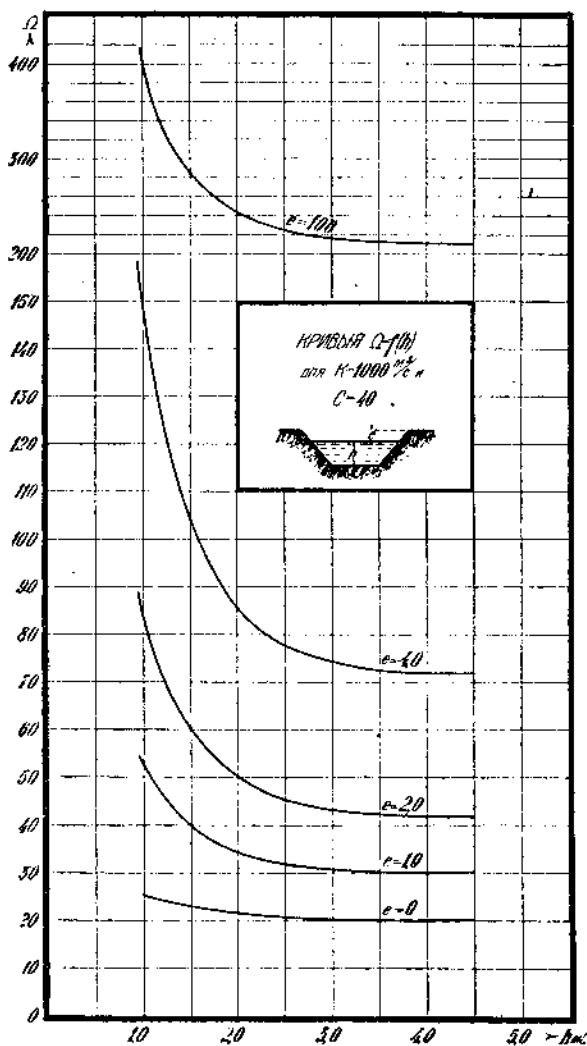
дать, с увеличением e , β уменьшается, т.е. наилучший канал получается более узкий и глубокий. Однако, кривые (для не слишком малых и обычных откосов $m \geq 1$) получаются весьма пологими; это дает основание полагать, что минимумы для поставленной задачи получаются, вообще говоря, не резко выраженными, в силу чего можно назначать размеры каналов, несколько отступая от теоретически правильных соотношений без того, чтобы существенно увеличивать стоимость сооружений.

Уясним дело всего лучше примером. В качестве такового возьмем канал, отвечающий $K = 1000 \text{ м}^3/\text{сек}$; пусть $C = 40 [\text{м}^{1/2}/\text{сек}]$; $a^2 = \frac{K^2}{C^2} = 625 \text{ м}^6$. Определим для случаев $m=0$ и $m=1$ необходимые ширины по дну b

¹⁾ При применении этих кривых может возникнуть затруднение с величиной C , которую мы принимаем в $a = \frac{K}{C}$ постоянной. Производя действия для того или иного случая, проще всего первоначально задаться некоторою среднею величиною C . Затем определить по данному K .

при различных глубинах h и вычислим полные площади выемки Ω для ряда значений e от 0 до 10 мтр.

Соответственные значения Ω нанесены в виде кривых в функции h на фиг. 98 и 99. Как видим, кривые эти вблизи минимума крайне пологие (определить точку минимума по кривой большей частью не представляется даже возможным, так что точка, соответствующая наименьшему Ω , нанесена по вычислению). Этим прекрасно подтверждается высказанное выше предположение, что можно в известных пределах отступать от теоретически правильной формы, не увеличивая сколько-нибудь существенно стоимости сооружения. Обстоятельство это крайне важно по той причине, что при сколько-нибудь значительном e теоретически правильные каналы получаются чрезмерно глубокими и узкими, что весьма трудно для исполнения. В каждом частном случае легко установить уменьшение глубины, которое является допустимым. Отметим, что пологость кривых в такой мере свойственна и случаю $e=0$, т.е. рассмотренному выше каналу, гидравлически наивыгоднейшему. Таким образом, и в этом случае известные отступления от теоретически правильной формы, определяемой таблицей (стр. 153), не ведут к существенному удорожанию канала.



Фиг. 99.

4. Наивыгоднейшая форма сечения русла при искусственном укреплении смоченной поверхности канала.

Выше предполагалось, что стоимость канала целиком определяется количеством выемки. Предположим теперь, что дно и стенки канала

мостятся, бетонируются или обделываются каким-либо иным способом. Наивыгоднейшим типом при таких условиях будет профиль, при котором сумма стоимости выемки и обделки окажется наименьшей. Не входя в подробное аналитическое рассмотрение этого случая, отметим лишь, что в случае дорогой и сложной обделки, когда стоимость ее является преобладающей, требуемый профиль будет приближаться к типу с наименьшей боковой поверхностью при данной пропускной способности, т.е. к типу с наименьшим смоченным периметром.

Этому для всех случаев ($e = 0$ и $e > 0$)¹⁾ отвечает тип, определяемый соотношением (*).

5. Условия применения гидравлически наивыгоднейшего типа канала.

Из всего сказанного следует, что гидравлически наивыгоднейший тип профиля следует употреблять либо когда e близко к нулю, либо если канал проложен в полувыемке (как это часто делается в оросительных системах) (фиг. 101), либо, наконец, в обделанных каналах при дорогой, преобладающей по стоимости, обделке.



Фиг. 101.

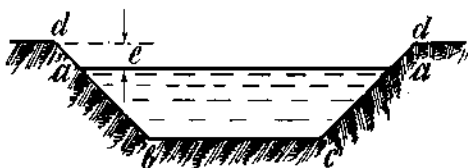
В нормальных условиях, при устройстве каналов в выемке, когда $e > 0$,

выгодным является увеличивать глубину канала, определяя β по кривым фиг. 97; увеличивая глубину канала, не следует, однако, упускать из виду следующие обстоятельства:

а) Профиля с очень малою шириною по дну, приближающиеся к треугольным, практически трудно исполнимы из-за производства работ; таким образом, уменьшение количества выемки может получиться за счет увеличения стоимости единицы работ, в результате чего канал теоретически правильного профиля может и не оказаться самым дешевым.

б) С возрастанием глубины увеличиваются потери на фильтрацию; с другой стороны, по исследованиям оросительных систем в Индии, увеличивается стремление канала к заилению (см. ниже).

¹⁾ Что это правильно и для случая $e > 0$, следует из того, что длины ad (фигура 100) остаются (при данном e и m) одинаковыми для всех профилей. Изменяться может лишь часть $abcd$, т.е. смоченный периметр; последний же — наименьший при β , определяемому по (*).



Фиг. 100.

в) Наконец, с увеличением глубины уменьшается устойчивость откосов.

Все эти обстоятельства заставляют на практике при постройке каналов не переступать некоторых пределов глубины ¹⁾).

§ 5. Ограничение скоростей.

1. Движение наносов и размыв дна и откосов канала.

Наибольшие допустимые в каналах скорости определяются опасением размыва, разрушения откосов и дна сооружений. В каналах, предназначенных одновременно и для судоходства, устанавливаются, кроме того, пределы скоростей, далее которых является затруднительной тяга судов.

Вопрос о наибольших допустимых скоростях в каналах, несмотря на всю его первостепенную важность, представляется до настоящего времени далеко невыясненным. Рекомендуемые в некоторых руководствах нормы (образцы которых мы приводим ниже), большей частью общи и мало определены; нормы эти, кроме того, часто чрезмерно низки.

В этой области, более чем где-либо, настоятельно требуются систематические наблюдения и опыты в крупном масштабе над системами каналов; результатом этих опытов должно бы явиться установление конкретных признаков для определения величины размывающей скорости в зависимости от формы и размеров канала, состава грунта или типа обделки, наконец, физического состава протекающей воды (характер и количество взвешенных частиц).

Следует к тому же отметить, что до настоящего времени большинство, вообще очень немногочисленных, экспериментальных исследований посвящено было по преимуществу явлению „передвижения“ наносов, вопросу основному для области „речной гидравлики“; ясно между тем что изучение взаимодействия потока и дна при непрерывном размыве последнего лишь косвенно освещает основной интересующий нас здесь вопрос—способности откосов и дна канала противостоять размывающему действию потока.

Вопрос о „размывающей силе“ составлял предмет и теоретического рассмотрения. В основной формуле равномерного движения $Ri = \frac{F(v)}{\gamma}$ величина $F(v)$ представляет, как известно, отнесенную к единице веса среднюю силу трения на стенке водотока. Являясь по отношению к движущемуся потоку задерживающей движение силой сопротивления (трения), сила эта по отношению к поверхности стенки пред-

¹⁾ Для установления этих пределов в настоящее время не имеется достаточно твердых, полученных широко поставленными опытами, оснований. В этом деле, кроме подражания исполненным сооружениям, решает пока что „глаз“ и „чутье“ инженера.

ставляется силой влечения (*force d'entrainement. Schleppkraft*), направленной вдоль потока и стремящейся сдвинуть, „увлечь“ образующие покров стенки частицы.

В применении к широкому руслу „сила влечения“ на единицу поверхности выразится как

$$F(v) = \gamma \cdot h \cdot v \dots \dots \dots (18^1)$$

где h — глубина потока.

Это и есть выражение для „силы влечения“, данное Du Boys²⁾ и составившее основу рассмотрения вопроса Kreuter'ом³⁾.

„Силе влечения“ противопоставляют препятствующие перемещению частиц силы; по Du Boys и Kreuter'у, силы эти определяются умножением веса частицы на некоторый коэффициент трения; таким образом, по „модели“ этих исследователей, силы, сопротивляющиеся размыву, определяются, как силы трения твердых тел⁴⁾.

Не говоря о том, что подобная упрощенная модель совершенно не соответствует существу весьма сложного явления сопротивления стенок размыву, надо признать, что и приведенная выше „сила влечения“, определяющая среднюю равнодействующую параллельных оси потока касательных сил на контуре, далеко не является единственной причиной размыва. Наоборот, основной первопричиной разрушения цельности стенок являются, повидимому, восходящие водоворотные движения, обусловленные общею беспорядочностью движения; как показывает наблюдение, энергичный восходящий водоворот способен поднять частицу весьма значительного веса; отделенная от стенки, частица попадает в движущийся поток, которым и переносится вдоль течения до того момента, когда, попав в область слабого восходящего движения, выпадает на дно, чтобы в следующий момент снова быть подхваченной движением.

Наблюдение показывает, что при ддящемся передвижении наносов нижние слои потока полны поднятых частиц, при чем число последних быстро увеличивается по мере приближения ко дну. При этом существует, повидимому, определенная степень „насыщения“ потока поднятыми и поддерживаемыми частицами, в соответствии с чем оказывается, что вода мутная, содержащая в себе вообще большее количество наносов, обладает меньшим размывающим действием, чем вода чистая, лишенная взвешенных частиц.

¹⁾ Отметим, что в „беспорядочном“ движении, так как $F(v) = \gamma \cdot b \cdot v^2$, „сила влечения“ пропорциональна квадрату скорости.

²⁾ Annales des Ponts et Chaussées, 1879.

³⁾ Handbuch d. Ingenieurwesen., Flussbau.

⁴⁾ Kreuter, исходя из этой модели, пытается определить толщину движущегося слоя, а вместе с тем и количество перемещающихся при определенных условиях наносов. Нельзя не отметить, что в этом отношении все рассуждение Kreuter'a представляется просто недоразумением, основанным на неправильном применении элементов механики.

2. Величины размывающих скоростей для различных грунтов.

Со всем тем никаких определенных количественных норм в этой области мы пока не имеем; поэтому единственно, чем приходится руководствоваться при установлении предельных скоростей, это—практикой существующих сооружений.

Telford ¹⁾ дает следующую таблицу скоростей по дну, при которых начинается размыв:

	<i>v</i>
1. Размоченный землистый грунт (Terre detrempée)	0,08 м/сек.
2. Легкая мелкая глина	0,15 „
3. Песок	0,30 „
4. Гравий	0,60 „
5. Крупный гравий, мелкая галька	0,90 „
6. Щебень, крупная галька	1,20 „
7. Мягкий сланец, конгломераты	1,50 „
8. Слоистая скала	1,80 „
9. Твердая скала	3,00 „

С другой стороны, Franzius ²⁾ рекомендует следующие нормы размывающей скорости:

Мелкий песок и ил	0,50 м/сек.
Обыкновенный песок, слежавшийся болотный грунт	1,00 „
Плотный песчано-глинистый грунт, очень круп- ный песок, или мелкий гравий	1,50 „
Галька, крепкий глинистый грунт	2,00 „

Одно сопоставление этих таблиц легко показывает, сколь мало определены и общи классификации грунтов и сколь велика, с другой стороны, разница в нормах скоростей.

Мы не приводим других данных ³⁾, в виду их трудной применимости к потребностям практики.

3. Приведем лишь некоторые указания относительно норм наибольших скоростей, применяемых практикой различных областей гидротехники.

¹⁾ Цитировано по Flamant. Hydraulique.

²⁾ „Handbuch d. Bauk.“, I—II.

³⁾ См., например, Forchheimer: „Hydraulik“, 1924, стр. 471.

По Bligh'ю ¹⁾, наибольшие допустимые средние скорости в оросительных каналах (по данным Калифорнийской практики):

- | | |
|---|------------------|
| 1. Легкий песчаный грунт | 1,5 ÷ 2 фут/сек. |
| 2. Песчано-глинистый грунт | 2 " |
| 3. Обычный плотный глинистый грунт | 3 " |
| 4. Твердая глина, гравелистый грунт | 4 " |
| 5. Мостовая, щебень, галька | 5—6 " |

Такие же примерно величины скорости рекомендуются Wilson'ом, указывающим для обычных песчано-глинистых грунтов на безопасные скорости в 3—3,5 фут/сек., тогда как в очень плотных глинистых грунтах и конгломератах скорость может быть повышена до 5—7 фут/сек. Согласно Wilson'у, кирпичная кладка, равно как тяжелая мостовая или сухая кладка из бутового камня, не выдерживают скоростей более 15 фут/сек., соответственно чему при скоростях, превосходящих эту норму, требуется солидная кладка на гидравлическом растворе.

Таких же примерно величин придерживается и практика силовых установок, назначающая обычно 0,7—1,0 м/сек. для каналов в обычных плотных песчано-глинистых грунтах или каналов в более мягких грунтах, укрепленных слоем гравия. Для бетонированных каналов скорость обычно подымается до 2—3 м/сек.; иногда значительно выше. Очень большие скорости (3 и более метров) допускает шведская инженерная практика в необделанных каналах, высеченных в скале.

В канализационной практике принято ограничивать наибольшую скорость в водосточных каналах величиной 6—7 фут/сек.

3. Наименьшие допустимые скорости. Наименьшие скорости назначаются с тем расчетом, чтобы при излишне медленном движении не происходило засорения каналов осаждающимися частицами, обеспечивалась бы промывка, затруднялось бы произрастание растений и проч. Канализационная практика, основываясь на опытах Базальгета и др., обычно принимает, что скорость 2,5—3 фута в сек. обеспечивает промывку сети от падающих в нее песка, хряща и гравия. При раздельной системе в каналах, отводящих хозяйственные воды, скорость может быть опущена до 2 фут. в сек. и ниже (в проекте канализации г. Петрограда—1,6 фут/сек.).

В каналах силовых установок в огромном большинстве случаев скорость назначается значительно выше опасных низших норм; помимо того, в случае, если вода чрезмерно богата взвешенными частицами, устраивается особый осадочный бассейн с очень малою скоростью (0,1—0,25 м/сек.), где вода и освобождается, насколько возможно, от сколько-нибудь крупных частиц. Таким образом, вопрос о наименьших скоростях не имеет практического значения.

¹⁾ Bligh, Practical design of Irrigation works.

4. Заиление каналов. Формула Kennedy. Наоборот, вопрос о наименьших скоростях имеет первостепенное значение в ирригационном деле, в связи с так называемым „заилением каналов“.

Вообще, весьма многие реки, использованные для орошения (Индия, Египет, Туркестан, Кавказ и проч.), несут огромное количество взвешенных мельчайших частиц. При недостаточной скорости течения в каналах, частицы эти выпадают на дно и весьма быстро засоряют каналы, в самое короткое время сводя их пропускную способность на-нет. Этим, прежде всего, вызывается необходимость постоянной очистки сооружения; к тому же наносится существенный вред делу орошения, так как во многих случаях несомый водами ил крайне плодороден и, будучи выведен распределителями на поля, существенно способствует произрастанию растений. Последнее обстоятельство и послужило поводом меткому выражению Buckley'я, назвавшего ил одновременно „проклятием и благословением“ (bane and the blessing) ирригационного инженера.

Ясно, что задачей рационального проектирования оросительной сети является придание каналам таких соотношений, при которых ил, отнюдь не оседая в каналах по пути, будет полностью доводиться до орошаемых полей.

Единственные сколько-нибудь конкретные указания в этом направлении нам дает в настоящее время опыт индийских оросительных систем. Систематизируя весьма многочисленные наблюдения на Пенджабе, Kennedy пришел к заключению, что величина „незаиляющей“, предохраняющей от выпадения частиц, скорости зависит от глубины канала, возрастая вместе с последней. Наносы результаты своих наблюдений в логарифмической шкале, Kennedy установил, что „незаиляющая скорость“ связана с глубиной показательным законом; в частности, для Пенджабской оросительной системы для футовых мер незаиляющая скорость

$$V_i = Ch^m = 0,84h^{0,81} \dots \dots \dots (19)$$

где h —глубина в футах.

Для метровых мер формула Kennedy дает соответственно:

$$V = 0,55 h^{0,84 \cdot 1) } \dots \dots \dots (19 \text{ bis})$$

Для каналов на Sind'e (бассейн р. Инда), по указанию Kennedy, незаиляющая скорость составляет примерно $\frac{3}{4}$ получаемой из (19) величины. Таким образом, коэффициент формул (19) и (19 bis) изменяется сообразно составу наносов ²⁾.

1) Отметим, что наблюдения Kennedy относились по преимуществу к каналам значительной ширины; вот почему в выражении незаиляющей скорости и входит лишь величина глубины, а не гидравлического радиуса, и отсутствует коэффициент шероховатости.

2) Можно думать, что вместе с составом наносов изменяется несколько и показатель m .

По отзывам практиков ирригационного дела применение формулы Kennedy дало хорошие результаты как в Индии, так и в Египте. Последнее время формулу эту применяют и у нас в проектах орошения Средне-Азиатских владений.

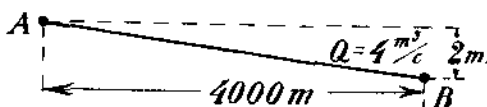
Заканчивая приведенный выше обзор, считаем нужным еще раз отметить, что весь вопрос как о размывающих, так и о незаилающих скоростях настоятельно требует самого основательного и систематического изучения, направленного прежде всего на выяснение общего физического характера явления; исследования эти должны установить самый тип количественного соотношения между предельными скоростями и элементами потока, которое, в свою очередь, послужит основой для соответственных определений расчетных коэффициентов.

§ 6. Расчет каналов.

Вернемся теперь к основной поставленной выше задаче, — назначению размеров канала, отвечающего данным Q и i ; задача эта, как мы уже отметили, входит непосредственно в область „расчета каналов“; применяющиеся при этом практические приемы мы укажем путем рассмотрения ряда частных случаев.

Пример. Оросительный канал.

Пункты A и B (фиг. 102), отстоящие друг от друга на 4000 мтр. с разницей отметок в 2 мтр., необходимо соединить каналом. Грунт — песчано-глинистый; по условиям грунта желательно в необделанном



Фиг. 102.



Фиг. 103.

канале откосы сделать двойные ($m=2$); наибольшая допустимая скорость принята 0,8 м/сек. Что касается типа профиля, то по условиям местности надо вести воду на уровне естественного грунта, насыпая из вынутого грунта банкеты δ (фиг. 103).

Случай 1. Канал должен пропустить расход $Q=4,0$ м³/сек.

В соответствии с этим принимаем гидравлически наивыгоднейший профиль.

$$\text{Уклон канала } \frac{2}{4000} = 0,0005 = 5 \cdot 10^{-4}.$$

Требуемая пропускная способность

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{4}{\sqrt{5}} \cdot 10^2 = 179 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Подбор профиля можно вести либо графически, строя по точкам кривые пропускной способности $K=f(h)$, либо аналитически, приняв связь между пропускной способностью и наполнением в виде показательной функции

$$K = K_0 h^m.$$

Принимаем второй путь; вычисляем K для $h=1$ и $h=4$.

Для гидравлически наивыгоднейшего профиля при $m=2$ (см. табл. на стр. 153) имеем:

$$b = 0,472 h; \omega = (b + mh)h = (0,472 h + 2h)h = 2,472 h^2$$

$$R = 0,5 h; K = 1,75 h^{2,5} C.$$

Считая C по новой формуле Bazin'a с $\gamma = 1,30$, имеем:

При $h=1$ мтр.

$$R = \frac{h}{2} = 0,5; C = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{\sqrt{0,5}}} = 30,6;$$

$$K_1 = 1,75 \cdot 30,6 \cdot 1^{2,5} = 53,55 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При $h=4$ мтр.

$$R = 2; C = 45,3; K_2 = 1,75 \cdot 45,3 \cdot 4^{2,5} = 2537 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Определим показатель m .

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{2537}{53,55} = 47,37 = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^m = 4^m.$$

Следовательно, для определения m имеем уравнение:

$$4^m = 47,37; \text{ откуда } m = 2,783.$$

В нашем случае требуется $K = 179 \text{ м}^3/\text{сек.}$; соответственно имеем:

$$h^{2,783} = \frac{179}{53,55} = 3,343; \text{ Log } h = \frac{\text{Log } 3,343}{2,783} = 0,1883; h = 1,543 \text{ м.}$$

Итак, имеем окончательно:

$$h = 1,543 \text{ м.}; b = 0,472 h = 0,729 \text{ м.}; \omega = 5,89 \text{ м}^2; v = \frac{4}{5,89} = 0,68 \text{ м/с.}$$

Случай II. Предположим теперь, что в тех же условиях надлежит устроить канал для $40 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Соответственно

$$K = \frac{40}{\sqrt{5}} \cdot 10^3 = 1789 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$\text{Log } h = \frac{1}{2,783} \cdot \text{Log } \frac{1789}{53,55} = 0,547; h = 3,53 \text{ м.}$$

Этой глубине соответствует:

$$\omega = 30,7 \text{ м}^2; v = \frac{40}{30,8} = 1,3 \text{ м/сек.}$$

Как видим, получается чрезмерная скорость 1,3 м/сек., на много превосходящая допустимую 0,8 м/сек. Помимо этого, велика глубина.



Фиг. 104.

а) Предположим, что по условиям грунта в канале с натуральными необделанными стенками нежелательно допускать глубину более 2,50 мтр. Допускаемой скоростью 0,8 м/сек. и глубиной 2,50 м. определяется профиль канала (фиг. 104)

$$\omega = (b + mh)h = (b + 2 \cdot 2,5) 2,5 = \frac{Q}{v} = \frac{40}{0,8} = 50 \text{ м}^2.$$

Откуда $b = 15,0 \text{ мтр.}$

Определяем остальные элементы профиля

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 15 + 2,5 \cdot 4,48 = 26,2 \text{ м.}$$

$$R = \frac{50}{26,2} = 1,91; C = 44,8.$$

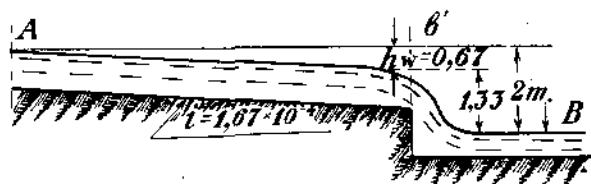
Соответственно уклон:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \left(\frac{0,8}{44,8} \right)^2 \cdot \frac{1}{1,91} = \left(\frac{0,8}{0,448} \right)^2 \cdot \frac{1}{1,91} \cdot 10^{-4} = 1,67 \cdot 10^{-4}.$$

Таким образом, чтобы не вызывать чрезмерных скоростей, канал должен быть проведен с уклоном, меньшим первоначально заданного, с общим падением:

$$h_w = 1,67 \times 10 \times 4000 = 0,67 \text{ м.}$$

вместо 2 м. Если в точке B надо иметь воду на уровне B , (на 2 м, ниже уровня A) (фиг. 105), то подводя воду к b' , исчисленным выше слабым уклоном для оставшейся разности уровней $2 - 0,67 = 1,33 \text{ м.}$ придется устроить падение, так называемый „перепад“.

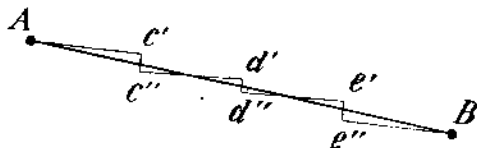


Фиг. 105.

К устройству подобных перепадов приходится прибегать всякий раз, когда уклон местности вдоль оси канала чрезмерно велик. В этом случае (фиг. 106) весь профиль разбивается на ряд участков пологого уклона, подразделяемого перепадами $c'c''$, $d'd''$, $e'e''$ и т. д. Подобного рода устройства особенно широко применяются в ирригационной практике.

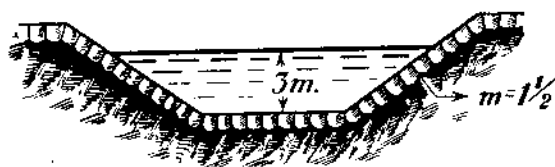
Перепады являются по существу поглотителями энергии. Назначение их уничтожить, сделать безопасной для участков канала энергию, освобождающуюся при падении воды на уступах $c'c''$, $d'd''$ и т. д.

б) В разобранном выше случае возможно, однако, и другое решение вопроса. Вместо того, чтобы вести канал малого уклона с пониженной скоростью, можно использовать все имеющееся падение 2 м. (уклон 5×10^{-4}); неизбежному же увеличению скорости противопоставить соответственную обделку дна и стенок русла.



Фиг. 106.

Предположим, что по местным условиям является удобным обделку эту осуществить в виде солидной мостовой из рваного камня (фиг. 107). При этом является возможным допустить полукруглые откосы; предельную же скорость поднять до 2,0 м/сек. и глубину до 3,0 м. Найдем соответствующий профиль, принимая по Bazin'у $\gamma = 0,85$.



Фиг. 107.

Пропускная способность по-прежнему останется равной

$$K = 1789 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Посмотрим, прежде всего, будет ли искомый профиль находиться в пределах

гидравлически наивыгоднейшего или в области профилей „с постоянной глубиной“.

Определяем пропускную способность для гидравлически наивыгоднейшего профиля при наибольшей допустимой глубине в 3,0 мтр, при $m = 1,5$.

$$R = 0,5 h; \quad \omega = 2,106 h^2; \quad C = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{1,5}}} = 51,4;$$

$$K = 1,533 h^{5/2} C = 1533 \cdot 3^{5/2} \cdot 51,4 = 1228 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Пропускная способность мала. Так как однако увеличивать глубину не представляется уже возможным, то необходимо отступить от гидравлически наивыгоднейшей формы и, сохраняя предельную глубину в 3,0 м., увеличивать K путем расширения канала по дну (уширения b).

Для нахождения величины b , обеспечивающей требуемую пропускную способность, строим кривую $K = f(b)$ при $h = 3 \text{ мтр.} = \text{Const.}$ Элементы кривой:

$$\omega = (b + 1,5 \cdot 3) \cdot 3 = 3b + 13,5; \quad \chi = b + 3 \cdot 3,606 = b + 10,82.$$

$$R = \frac{\omega}{\gamma}; \quad C = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}}; \quad K = \omega c \sqrt{R}$$

помещены в нижеследующей таблице.

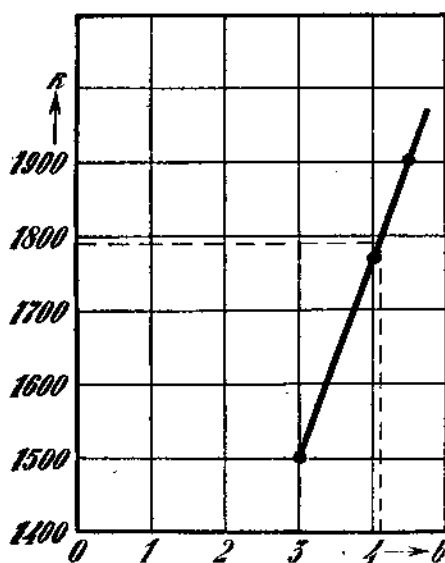
b	ω	γ	R	C	K
3	22,5	13,82	1,627	52,2	1500
4	25,5	14,82	1,720	52,8	1765
4,5	27,0	15,32	1,762	53,0	1900

По кривой (фиг. 108) $K=f(b)$ соответственно находим для $K=1790 \text{ м}^3/\text{сек}$; $b=4,1 \text{ м}$, $\omega=25,8 \text{ м}$. $v = \frac{40}{25,8} = 1,55 \text{ м/сек}$.

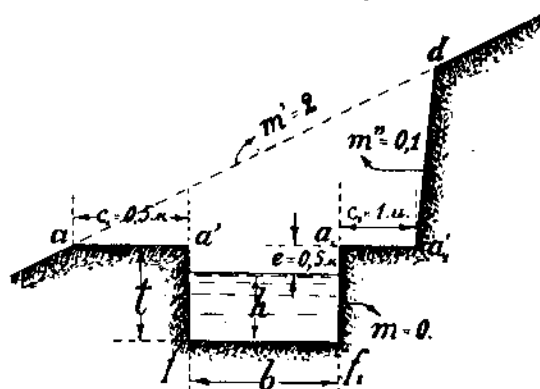
Окончательный выбор между возможными решениями вопроса определяется по совокупности местных условий и прежде всего стоимостей.

Пример. Водоподводящий канал гидравлической установки.

В полугоре (фиг. 109) с общим поперечным уклоном 2:1 в скалистом грунте надлежит провести ка-



Фиг. 108.



Фиг. 109.

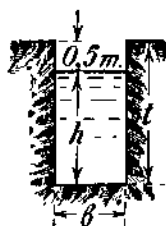
нал для пропуска $Q=2,0 \text{ м}^3/\text{сек}$. с уклоном $i_0=0,001$. Стенки канала могут быть сделаны вертикальными. От уровня воды до площадки $a-a'$ оставлено $e=0,50 \text{ м}$. Ширина площадки и пр. согласно чертежу (фиг. 109).

Прежде всего в рассматриваемом случае ясно преобладающее значение, в смысле величины выемки, верхней холостой части aad . В виду этого следует всеми силами стремиться возможно уменьшить последнюю.

Это достигается возможным уменьшением ширины канала. Само собой ясно, что гидравлически наивыгоднейший профиль $\left(\frac{b}{h} = 2\right)$ здесь был бы более, чем неуместен, вызывая непроизводительные расходы. Очевидно, надо отойти от этого профиля, избрав глубокий узкий профиль. Выбирая элементы последнего, следует, однако, принять во внимание условия производства работ, так как работать в узкой глубокой щели (да еще в скалистом грунте) является весьма затруднительным. Как предел, назовем $\frac{b}{t} = 0,5$ (фиг. 110); соответственно этому:

$$h = t - 0,5 = 2b - 0,5.$$

Далее приходится еще считаться здесь со следующим вопросом: полученный в результате взрывных работ в скале канал обычно имеет весьма неровные стенки. Лишь при исключительных условиях строения пород удастся простой обработкой привести дно и стенки в сравнительно правильное состояние. При обычных условиях сопротивления движению воды огромны ¹⁾. Коэффициент шероховатости в этом случае может быть очень изменчив; неопределенность последнего, необходимость обеспечить соответственный пропуск воды вынуждает во всяком случае принимать высокие значения γ и мы лично, если не имеется особых исключительных условий, не считаем возможным в таких случаях принимать γ ниже 1,75.



Фиг. 110.

При этом сам собою напрашивается вопрос об искусственном уменьшении шероховатости путем бетонирования русла. Нужен лишь небольшой заполняющий пустоты слой бетона, чтобы сгладить отены и понизить γ до 0,16—0,20. Очевидно, надо подсчитать, не явится ли выгодным с точки зрения стоимости канала бетонировать дно и стенки его.

Соответственные подсчеты приведены ниже, где сопоставляется стоимость необделанного и бетонированного канала, одинаковой пропускной способности $K = \frac{2}{\sqrt{10}} \cdot 100 = 63,3 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при цене единиц работ:

выемка скалистая 1 р. 80 к. за 1 кв. метр; бетонировка 1 р. 50 к. за 1 кв. метр; γ по Bazin'у = 1,75; для гладко бетонированного канала $\gamma = 0,16$

Площадь выемки $aa'd$ (фиг. 109) определяется выражением

$$\Omega' = \frac{1}{2} \frac{(c_1 + c_2 + b + 2mt)^2}{m' - m''}$$

где $t = h + e$, m' — поперечный уклон линии ad , m'' — уклон откоса $a'd$ и m — уклон боковых стенок рабочего сечения канала.

¹⁾ Проф. Reichel, определяя сопротивление в высеченной скале и необделанной штольне давления гидравлической установки Odde, нашел по Bazin'у $\gamma = 1,75$.

Площадь выемки $a'ff_1a_1$ равняется

$$\Omega'' = (b + mt)t, \text{ где } t = h + e.$$

В нашем случае: $m = 0$; $m' = 2,0$; $m'' = 0,1$; $e = 0,5$ м.; $\frac{b}{t} = 0,5$
 $c_1 = 1,5$ м. и $c_2 = 1,0$ м.

$$\Omega' = \frac{(2,5 + b)^2}{3,8} \text{ и } \Omega'' = 2b^2.$$

При определении размеров канала, обладающего требуемой пропускной способностью $K = 63,3$ м³/сек. задаемся рядом значений b —ширины по дну. При заданном b определяем $h = 2b - 0,5$, $\omega = (b + mh)h = bh^2 = b^2 - 0,5b$, $\chi = b + 2\sqrt{1 + m^2}h = 5b + 1,0$; $R = \frac{\omega}{\chi}$, $C = \frac{87}{1 + \frac{0,16}{\sqrt{R}}}$

и $K = \omega C \sqrt{R}$. Далее, строим аналогично фиг. 108, кривую K в зависимости от b , по которой находим искомую ширину b .

А. Для канала с бетонированными стенками: при $b = 1,0$ м.; $\omega = 1,5$ м²; $\chi = 4,0$ м.; $R = 0,375$ м.; $\sqrt{R} = 0,612$; $C = 69,0$; $K = 63,3$ м³/сек. При этом $\Omega' = 3,22$ м² и $\Omega'' = 2,0$ м².

Объем выемки на погонный метр канала

$$W_b = (\Omega' + \Omega'') \cdot 1,0 = 5,22 \text{ м}^3.$$

Площадь бетонировки:

$$\Omega_{\text{бет.}} = (2t + b) \cdot 1,0 = 5b = 5,0 \text{ м}^2.$$

Стоимость погонного метра канала:

$$S_1 = 1,8 \cdot 5,22 + 1,5 \cdot 5,0 = 16,90 \text{ руб.}$$

Б. Для канала с необделанными стенками, аналогично, имеем: $b = 1,42$ м.; $\omega = 3,32$ м.; $\chi = 6,10$ м.; $R = 0,54$ м.; $\sqrt{R} = 0,74$; $C = 25,8$ и $K = 63,3$ м³/сек. При этом $\Omega' = 4,04$ м² и $\Omega'' = 4,03$ м².

Объем выемки на погонный метр канала:

$$W_b = 4,04 + 4,03 = 8,07 \text{ м}^3.$$

Стоимость погонного метра канала:

$$S_2 = 8,07 \cdot 1,80 = 14,53 \text{ руб.}$$

Подсчет показывает, что бетонировать дно и стенки канала в данном частном случае—невыгодно.

§ 7. Сети каналов.

Гидравлический расчет сетей каналов составляет лишь часть общей задачи—проектирование сети, т. е. установление конфигурации сети, выбор типа и размеров каналов, укрепление откосов и проч. Чисто

гидравлическую часть обычно трудно выделить из всей совокупности подлежащих решению вопросов; наоборот, сравнение всяческих возможных вариантов ведется параллельно с гидравлическим расчетом, тесно переплетаясь с последним.

Так как проектирование сетей каналов относится уже к области гидротехники, то рассмотрение поставленной задачи во всей полноте здесь выполнено быть не может. Мы считаем полезным все же изложить некоторые основные приемы гидравлического расчета, применимые при проектировании сетей. В силу такого выделения частной задачи из общей, предлагаемые решения будут неизбежно несколько схематичны, но суть дела, полагаем, будет достаточно выяснена.

I. Водораспределительная (или водосборная) сеть.

Предлагаемые приемы всего удобнее уяснить на частном примере.

Пример. Оросительная сеть. Требуется рассчитать оросительную сеть, схематически изображенную на фиг. 111, где дано общее начертание, высотные элементы и расходы, потребляемые в различных пунктах сети ¹⁾.

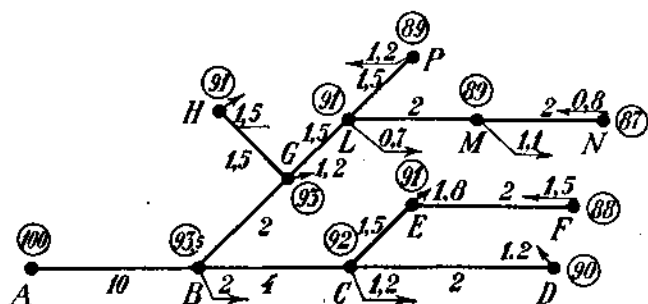
Заданы (см. фиг. 111):

а) Отметки узловых точек (A, B, C, ... N, P) в метрах (цифры в кружках).

б) Длины отдельных участков в километрах (цифры в середине участков).

в) Расходы, выводимые в узловых точках в куб. мтр. (цифры, стоящие со стрелкой).

Зная потребление в узлах, непосредственным сложением определяются расходы на участках; кроме того, по разности отметок узловых точек и длинам участков определяются уклоны каналов. Соответственные величины для разбираемого примера сведены в таблицу А и изображены



Фиг. 111.

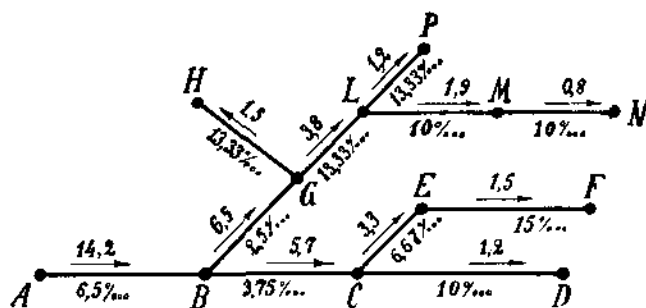
¹⁾ В предположении закрепленной конфигурации сети с заданными отметками воды в узловых точках и заключается наибольшая „схематизация“ задачи. На практике обычно можно изменять в известных пределах как расположения, так и отметки, стремясь таким путем избавиться от неудобств, обуславливаемых той или иной конфигурацией. Помимо того, в поставленной задаче уклоны вперед заданы. Часто на практике обратно, конфигурация определяется в результате стремления проложить канал данного уклона. Заметим, однако, что во всех таких случаях задача решается легче, чем в условиях рассматриваемых ниже примеров.

на фиг. 112, где цифры со стрелками обозначают расходы воды, а цифры посредине участков—уклоны в десяти тысячных.

Т А Б Л И Ц А А.

Участки.	Падение z мтр.	Длина L кмтр.	Уклоны i ‰	Расходы Q м ³ /сек.	Треб. пропуск- ная способн. $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$	Допуск. приве- ден. скорость $W_{max} = \frac{v_{max}}{\sqrt{i}}$ ($v_{max}=1$ м/сек.)
E—F	3,0	2,0	15,00	1,50	38,7	25,8
C—E	1,0	1,5	6,67	3,30	127,8	38,7
C—D	2,0	2,0	10,00	1,20	38,0	31,6
B—C	1,5	4,0	3,75	5,70	294,5	51,6
M—N	2,0	2,0	10,00	0,80	25,3	31,6
L—M	2,0	2,0	10,00	1,90	60,1	31,6
L—P	2,0	1,5	13,33	1,20	32,9	27,4
G—L	2,0	1,5	13,33	3,80	104,0	27,4
G—H	2,0	1,5	13,33	1,50	41,1	27,4
B—G	0,5	2,0	2,50	6,50	411,1	63,2
A—B	6,5	10,0	6,50	14,20	557,0	39,2

Приступая к расчету сети, надо прежде всего остановиться на том или ином типе каналов и поставить ограничение в смысле допускаемых скоростей.

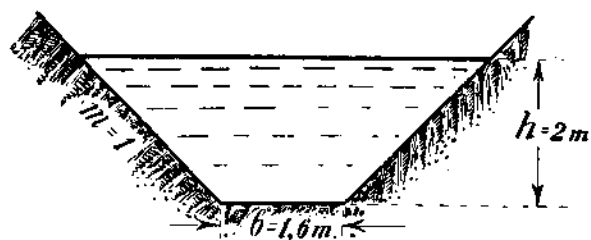


Фиг. 112.

Предположим, что в условиях рассматриваемого случая решено остановиться на необходимом земляном канале с одиночным откосом ($m=1,0$; $\gamma=1,30$); при этом наибольшая глубина принята в 2 м., наибольшая допустимая средняя скорость $v_{max}=1,0$ м/сек.

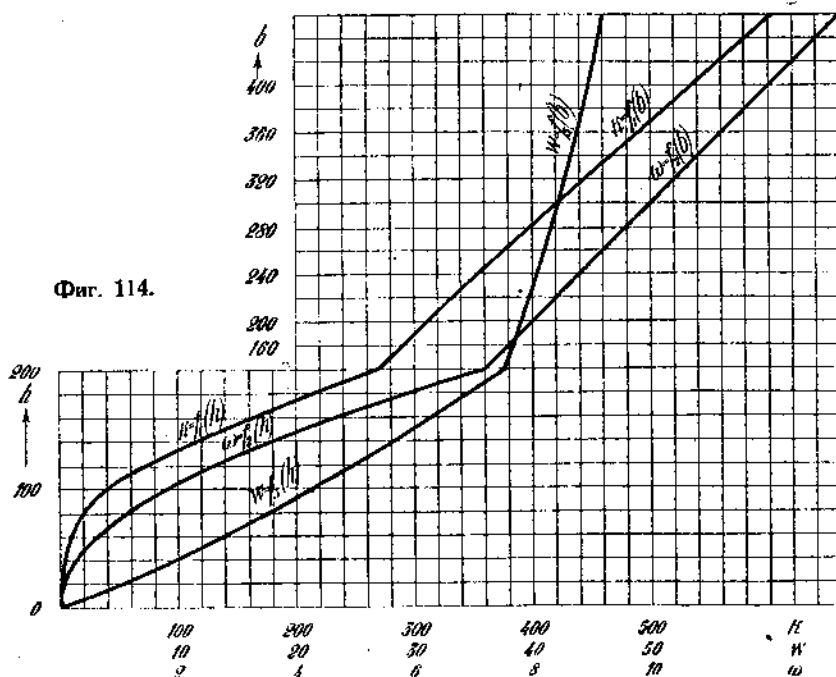
Что касается типа каналов, то предположим, что для небольших каналов решено придерживаться типа, близкого к гидравлически наилучшему с отношением $\beta = \frac{b}{h} = 0,8$.

Подобные каналы могут назначаться во всех случаях, когда требуемая пропускная способность не превосходит наибольшей K_{max} , соответствующей выбранному типу каналов при наибольшей глубине $h_{max} = 2,0$ м. (фиг. 113) и равной $K_{max} = 270,6$ м³/сек. (при $\beta = 0,8$).



Фиг. 113.

Большие пропускные способности достигаются уширением канала по дну ($b > 1,6$ м.) при сохранении постоянной глубины в 2 метра.



Фиг. 114.

Для принятых типов каналов строим по точкам характеристики в виде кривых K , W и ϕ . Результаты подсчетов приведены в таблицах В и С и представлены графиком (фиг. 114).

Т А Б Л И Ц А В.

$$\beta = \frac{b}{h} = 0,8; \quad K < 270,68.$$

h	b	ω	γ	R	C	K	W
0,25	0,20	0,11	0,91	0,124	18,92	0,75	6,66
0,50	0,40	0,45	1,81	0,248	24,12	5,41	12,01
1,00	0,80	1,80	3,63	0,496	30,55	38,70	21,50
1,50	1,20	4,05	5,44	0,744	34,67	121,00	29,90
2,00	1,60	7,20	7,26	0,992	37,74	270,60	37,60

Т А Б Л И Ц А С.

h постоянно и равно 2 мтр.; $K > 270,6$ м³/сек.

b	ω	γ	R	C	K	W
1,60	7,20	7,26	0,992	37,7	270,6	37,6
1,80	7,60	7,46	1,019	38,03	291,7	38,4
2,00	8,00	7,66	1,045	38,30	313,1	39,1
2,50	9,00	8,16	1,103	38,85	367,2	40,8
3,00	10,00	8,66	1,155	39,36	423,0	42,3
3,50	11,00	9,16	1,201	39,80	479,6	43,6
4,00	12,00	9,66	1,243	40,15	537,2	44,8
4,50	13,00	10,16	1,280	40,48	595,4	45,8

Имея эти характеристические кривые ¹⁾ (фиг. 114), подбор профилей производят крайне просто: прежде всего по расходам и уклонам вычисляем для данного участка требуемые пропускные способности

$K_i = \frac{Q_i}{\sqrt{i}}$, определяем также по наибольшей скорости величины предельных приведенных скоростей

$$W_{max} = \frac{v_{max}}{\sqrt{i}} = \frac{1}{\sqrt{i}} \text{ м/сек.}$$

Соответственные значения указаны в графах 5 и 6 таб. В.

¹⁾ Графики эти для данного типа каналов строятся раз навсегда и годятся для всех последующих подсчетов.

Теперь надо установить для каждого, из участков придется ли назначать каналы, исходя из уклонов или из скоростей.

Для этого поступаем следующим образом: по требуемым K из графика (фиг. 113) определяем размеры каналов. Последние приведены в графе 5-й таблицы D подбора размеров каналов; в графе 6-й даны значения приведенных скоростей, взятые из вышеназванного графика. Если последние меньше значений W_{max} , как это имеет место для всех участков, кроме $A-B$ и $G-L$, то каналы удовлетворительны и цифры графы 5-ой определяют их размеры. Если, однако, значения приведенных скоростей больше допустимых, то уклон слишком велик, так как вызывает недопустимые скорости. В этих случаях соответствующие каналы приходится делать меньшего уклона, применяя перепады.

Результаты подсчетов сводим в таблицу D.

Т А Б Л И Ц А D
подбора размеров канала.

Участки.	Уклон $i \text{ ‰}$	W_{max}	$K \text{ м}^3/\text{сек.}$	Размеры: h при $\beta = 0,8$; или b при $h = 2$.	По графику $W \text{ м/сек}$	Примечание.
$E-F$	15,00	25,8	38,7	$h = 1,00$	21,5	$W < W_{max}$
$C-E$	6,67	38,7	127,8	$h = 1,56$	30,4	"
$C-D$	10,00	31,6	38,0	$h = 0,99$	21,4	"
$B-C$	3,75	51,6	294,5	$b = 1,83$	38,6	"
$M-N$	10,00	31,6	25,3	$h = 0,86$	19,0	"
$L-M$	10,00	31,6	60,1	$h = 1,16$	24,2	"
$L-P$	13,33	27,4	32,9	$h = 0,95$	20,6	"
$G-L$	13,33	27,4	104,0	$h = 1,42$	28,6	Необходим перепад.
$G-H$	13,33	27,4	41,1	$h = 1,02$	21,8	$W < W_{max}$
$B-G$	2,50	63,2	411,0	$b = 2,90$	42,0	"
$A-B$	6,50	39,2	557,0	$b = 4,18$	45,3	Необходим перепад.

Из таблицы D видно, что необходимо пересчитать участки AB и GL , для которых $W > W_{max}$ и, следовательно, при размерах сечения, указанных в таблице, скорость получается выше допустимой ($v > v_{max}$).

При необходимости устройства перепада размеры канала назначаются непосредственно по допустимой скорости.

Вычисляем необходимую площадь живого сечения

$$\omega_{min} = \frac{Q}{v_{max}}$$

и по графику (фиг. 114) находим соответствующие размеры канала.

Величина уклона определяется из соотношения

$$i = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{v_{max}^2}{W^2},$$

где K — пропускная способность и W — приведенная скорость для выбранного сечения канала.

Величина перепада при длине канала L километров равна

$$z_w = z - 0,1 i L,$$

где z падение местности на протяжении канала, выраженное в метрах а уклон i в ‰.

Результат подсчета сводим в таблицу Е¹⁾.

Т А Б Л И Ц А Е.
Подсчет величины перепада в каналах.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Участок.	Q м ³ /сек.	ω_{min} м ² .	b м.	K м ³ /сек.	W м/сек.	i ‰	L км.	Z метр.	Z_w метр.
A-B	14,2	14,2	5,10	666,0	53,8	3,45	10,0	6,5	3,05
G-L	3,8	3,8	1,45	110,6	29,1	11,80	1,5	2,0	0,23

В рассмотренной задаче мы не ввели никаких ограничений в смысле „наименьшей“ скорости. Между тем ограничения эти могут быть поставлены в двух формах:

а) Может быть поставлена та или иная зависимость допустимой наименьшей скорости от гидравлических элементов, обеспечивающих канал от заиления; примером могут служить хотя бы нормы Kennedy (см. стр. 164). Расчет каналов в этом случае несколько усложняется. Соответственные приемы решения задачи изложены ниже.

¹⁾ Величины b , h , K и W для канала с перепадом можно получить и непосредственно из формул: $h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}}$ и $b = \beta h$ при $h < 2,0$ м. или $h = 2,0$ м. и $b = \frac{\omega}{h} - mh$; $i = b + 2\sqrt{1 + m^2}h$, $R = \frac{\omega}{i}$, $C = \frac{87}{1 + \frac{1}{\sqrt{R}}}$, $K = \omega C\sqrt{R}$ и $W = C\sqrt{R} = \frac{K}{\omega}$.

б) Может быть установлена вообще некоторая минимальная скорость v_{min} , дальше которой по тем или иным соображениям не желательно понижать скорость в системе (см. водосборная сеть). В этом случае при расчете возможно либо просто-на-просто непосредственно проверить скорость, деля Q на ω , либо подобно тому, как это было сделано в разобранном выше примере в отношении наибольшей скорости, сопоставлять величину W графы 6-ой в таблице D с величиной W_{min} , определяемой делением v_{min} на корень из уклона $W_{min} = \frac{v_{min}}{\sqrt{i}}$.

Если получится на том или ином участке излишне малая скорость, то выходы из положения могут быть следующие:

а) Надо видоизменить конфигурацию сети, увеличив на соответственных участках уклоны. Это самое простое и самое верное средство.

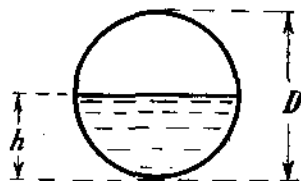
б) Если такое решение по тем или иным причинам неприемлемо, то возможно уменьшить шероховатость канала соответственной обделкой.

с) Кое-чего, наконец, удастся иногда добиться, изменив форму канала, приближая его к гидравлически более выгодному профилю.

Последнее средство, однако, приносит мало пользы. На основании таких же соображений решается вопрос о расчете состоящих из открытых каналов водосборных (осушительных) сетей.

II. Водосточная сеть.

При расчете городских водосточков обычно являются заданными: общая конфигурация сети, длины участков и расходы на них, отметки поверхности улиц в узловых пунктах. Кроме того, предполагаются заданными: тип каналов, наибольшая и наименьшая допустимые скорости в последних, а также наполнение. За величину последнего в канализации хозяйственных вод принимают обычно (фиг. 115) $h = 0,5 D$; иногда для наполнения ставятся определенные пределы (0,5—0,75) D .



Фиг. 115.

В ливневых сетях допускают при наиболее сильных ливнях работу коллекторов при наивыгоднейших гидравлических условиях, т.-е. при $h = 0,95 D$.

Величинами предельных скоростей и наполнений само собой определяются пределы расходов для водосточного канала данного размера¹⁾.

На самом деле, называя ω_{max} и ω_{min} площадь живого сечения при наибольшем и наименьшем наполнении, имеем:

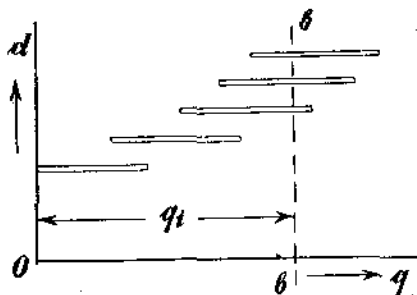
$$Q_{max} = \omega_{max} \cdot v_{max}; \quad Q_{min} = \omega_{min} \cdot v_{min}.$$

¹⁾ Во всем этом рассуждении предполагается, что каналы строятся по определенному сортаменту. Это и соответствует большинству практических случаев.

Если наполнение принять постоянным, то:

$$Q_{max} = \omega \cdot v_{max}; \quad Q_{min} = \omega \cdot v_{min}.$$

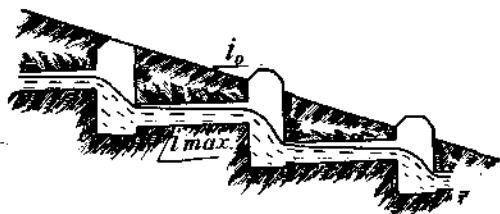
Если против соответствующих размерам каналов ординат отложить отрезки прямых, обнимающие пределы определенных таким путем для данного канала расходов, то получается весьма наглядная диаграмма (фигура 116), непосредственно показывающая, какие именно каналы могут быть вообще поставлены на данном участке при заданном расходе. Для этого надо лишь соответственно данному расходу Q_i провести вертикальную линию $b-b$, пересекая отрезки прямых, соответствующие возможным решениям.



Фиг. 116.

Окончательный выбор того или иного типа канала и величины наполнения производится по соображению с уклоном. Заметим, что, деля полученные выше величины Q_{max} и Q_{min} на соответствующие K^2_{max} и K^2_{min} , получим наибольший и наименьший допустимые уклоны i_{max} и i_{min} для данного номера канала.

Случай а. Предположим теперь, что система проектируется для некоторого постоянного наполнения; определим по диаграмме возможные для данного расхода номера каналов и величины i_{max} и i_{min} .



Фиг. 117.

1. Если улица обладает крутым склоном $i_0 > i_{max}$, то ставим наименьший возможный канал, с предельным наибольшим уклоном и скоростью, устраивая перепады в колодцах ¹⁾ (фиг. 117).



Фиг. 118.

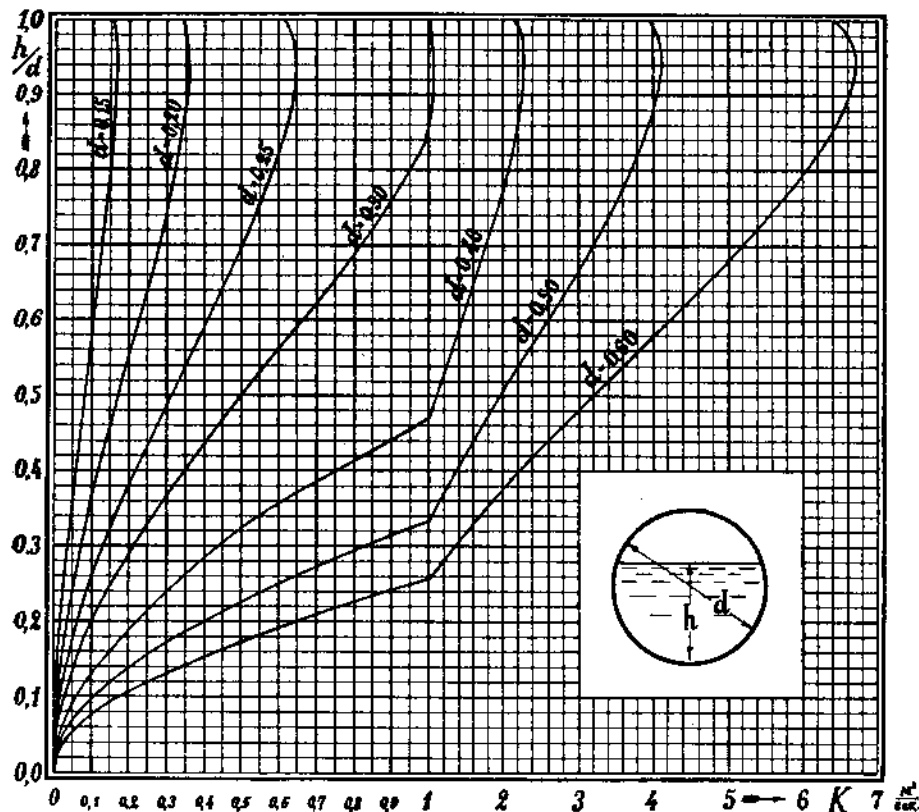
2. Предположим теперь, что местность ровная и уклон поверхности i_0 меньше наименьшего допустимого уклона водостока (фигура 118). В этом случае приходится выигрывать уклон постепенным углублением сети, увеличивая глубину заложения каналов. Для отвода воды в этих случаях приходится большею частью прибегать к механической перекачке сточных вод.

¹⁾ Расстояние между колодцами определится по величинам наименьшего и наибольшего допустимого углубления коллекторов.

3. В промежуточных случаях, когда $i_{max} > i_0 > i_{min}$, размер канала подбирается по уклону i_0 , определяя соответственно требуемую пропускную способность $K_i = \frac{Q}{\sqrt{i_0}}$ и назначая канал, дающий при заданном наполнении значение, наиболее приближающееся к требуемому. Окончательный уклон коллектора определяется по равенству $i = \frac{Q}{K^2}$.

Случай б. Более гибким получается решение задачи, если наполнение водосточного канала можно варьировать в известных пределах.

В этом случае, во-первых, естественно расширяются пределы i_{max} и i_{min} при данном расходе; помимо того, можно проложить канал точно



Фиг. 119.

требуемого уклона, равного, например, уклону местности; для этого надо лишь по расходу и уклону определить требуемое K и по графику (фиг. 119) определить соответственный номер канала и его наполнение ¹⁾.

¹⁾ График построен для круглых каналов с C по формуле Manning'a при $C_0 = 80$ случаю постоянного наполнения соответствовали точки, лежащие на пересечении горизонтальной линии $a-a$, соответствующей данному наполнению, с кривыми K . См. также таблицы в приложении.

III. Дренажные сети.

Подобным же образом производится расчет дренажных сетей в осушительных системах. Здесь большей частью приходится иметь дело с глиняными трубами малых диаметров (обычно от 5 до 15 см.), укладываемых со свободными стыками. Связанные с этим неизбежные неправильности и, кроме того, возможное засорение труб приводят к необходимости принимать значительный запас в пропускной способности, что достигается высокою оценкой сопротивлений. Spöttle („Handb. d. Ingw.“) рекомендует считать C по Kutter'y ¹⁾ с $m = 0,27$ или по Bazin'y с $\gamma = 0,20$.

$$C = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

Выше было указано, что именно для малых труб эти формулы дают чрезмерно преувеличенную оценку сопротивлений. Однако, принимая во внимание сказанное выше о необходимости запаса (тем более, что дренажные трубы считаются обычно на полное заполнение или даже на заполнение $0,95d$, соответствующее наибольшему K), мы не считали бы возможным отступать от принятой практики и переходить на более низкие коэффициенты сопротивления ранее, чем весь вопрос не будет освещен достаточно широкими непосредственными наблюдениями.

Дрены назначаются обычно по наименьшей допустимой скорости: за таковую для вязких почв, обычно, принимают величину $0,15—0,20$ м/сек.; в песке скорость повышается до $0,35$ м/сек.; в случае же возможности попадания в дренах верховой грязной воды, даже до $0,50—0,60$ м/сек. Сообразно этому и определяются наименьшие уклоны для труб.

Данные для расчета дренах приведены в нижеследующей таблице. (В таблице этой K вычислены для полного заполнения, т.е. положено $h = D$; C принято по Kutter'y ²⁾ с $m = 0,27$). (См. табл. IV стр. 181).

§ 8. Нормальные профили при выправлении рек.

1. При проектировании выправительных сооружений на реках в целях улучшения судоходных условий пользуются иногда, так называемыми, „нормальными профилями“; под этим термином Teubert понимает некоторую идеальную форму p (фиг. 120), к которой имеет в виду постепенно привести естественное русло путем выправительных сооружений (на чертеже показано заштрихованным). В нормальном профиле движение предполагается равномерным; за нормальный профиль Teubert принимает параболу, окаймляющую прямоугольник $a—a$ (фиг. 121); глубина t и ширина b определяются требованиями судоходства. На прак-

¹⁾ и ²⁾ Формула Kutter'a:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

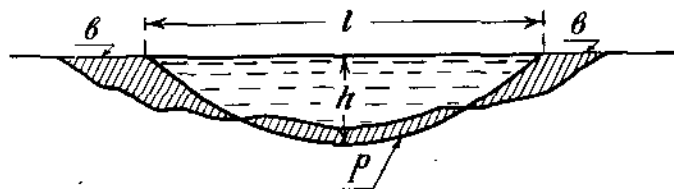
ТАБЛИЦА IV
для расчета дреч.

Диаметр d см.	Расходы в литр/сек. при:			K литр/сек.	Уклоны в ‰ при:		
	$v = 0,15$ м/сек.	$v = 0,35$	$v = 0,60$		$v = 0,15$	$v = 0,35$	$v = 0,60$
3	0,11	0,25	0,42	1,5	5,09	27,10	80,00
4	0,19	0,44	0,75	3,4	3,08	16,80	49,30
5	0,29	0,69	1,18	6,4	2,10	11,40	33,60
6	0,42	0,99	1,70	10,8	1,54	8,39	24,60
7	0,58	1,35	2,31	16,7	1,19	6,47	19,00
8	0,75	1,76	3,02	24,4	0,95	5,18	15,20
9	0,95	2,23	3,82	34,1	0,78	4,27	12,50
10	1,18	2,75	4,71	45,9	0,66	3,59	10,50
12,5	1,84	4,29	7,36	85,8	0,46	2,50	7,36
15	2,65	6,18	10,60	145,0	0,34	1,82	5,34
17,5	3,61	8,42	14,43	220,0	0,27	1,47	4,32
20	4,71	11,00	18,85	318,0	0,22	1,19	3,51
25	7,36	17,18	29,45	590,0	0,16	0,85	2,49

тике—при проектировании—величины b и t предполагаются заданными; кроме того, известны расходы воды в реке и средний поверхностный уклон данного участка водотока.

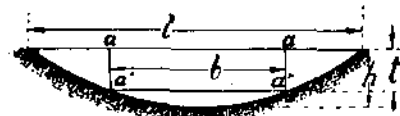
Гидравлический расчет должен дать элементы нормальных профилей (глубину h и ширину по вер-ху l параболы).

Предварительно, однако, уместно поставить общий вопрос о том, можно ли, вообще, при данных условиях (Q и i) обеспечить



Фиг. 120.

желаемый габарит судового хода (b и t) и, если нельзя, то какие именно улучшения все же могут быть достигнуты. Как увидим ниже, все эти вопросы разрешаются на основании самых элементарных соображений.



Фиг. 121.

2. Установим, прежде всего, некоторые основные соотношения: „нормальным профилем“ явится всякая парабола, проходящая через точки $a'a'$, т.-е. удовлетворяющая соотношению:

$$\frac{l}{b} = \sqrt{\frac{h}{h-t}} \dots \dots \dots (a)$$

Площадь живого сечения параболы:

$$\omega = \frac{2}{3}lh.$$

Гидравлический радиус, принимая для русла, глубина которого не велика по сравнению с шириною, $\chi = t$:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{2}{3}h.$$

Введем обозначение:

$$h = \xi \cdot t.$$

Соответственно получим:

$$l = b \sqrt{\frac{\xi}{\xi-1}}; \omega = \frac{2}{3}bt\xi \sqrt{\frac{\xi}{\xi-1}}; R = \frac{2}{3}\xi t. \dots \dots (6)$$

Пропускная способность русла:

$$K = \omega C \sqrt{R} = C \left(\frac{2}{3} \right) bt^{1,5} \frac{\xi^2}{\sqrt{\xi-1}} \dots \dots \dots (в)$$

Примем для C одночленную формулу типа $C = C_0 R^m$; подставляя в (в) и заменяя соответственно R имеем:

$$K = \left(\frac{2}{3} \right)^{1,5+m} C_0 bt^{1,5+m} \frac{\xi^{2+m}}{\sqrt{\xi-1}} \dots \dots \dots (г)$$

Расход воды, необходимый для того, чтобы при данном уклоне i обеспечить соответственное живое сечение, равен $Q = K\sqrt{i}$. Величину ξ мы можем выбрать произвольно. В пределах соотношений (б), (в) и (г) каждой ξ будет соответствовать некоторый нормальный профиль, определяемый элементами h и l и потребный расход воды.

Наименьший из всех возможных расходов, который в состоянии обеспечить судового ход $b \times t$, будет соответствовать такому профилю, при котором величина K получится наименьшая. Определим соответствующее ξ . Беря производную от K по ξ (г), имеем:

$$\frac{dK}{d\xi} = \frac{\text{Const}}{(\xi-1)} \left[(2+m)\xi^{1+m}\sqrt{\xi-1} - \frac{1}{2} \frac{\xi^{2+m}}{\sqrt{\xi-1}} \right] = 0,$$

откуда

$$2(2+m)(\xi-1) - \xi = 0$$

$$\xi = \frac{4+2m}{3+2m} \dots \dots \dots (д)$$

Соотношение (д) и определяет значение ξ , а вместе с тем и глубину $h = \xi \cdot t$, соответствующую наименьшей пропускной способности параболического русла при данных b и t . Значению $m=0$ соответствует $\xi = \frac{4}{3}$. Практически для обычных русел m близко к 0,25.

Соответственно имеем:

$$\xi = \frac{4,5}{3,5} = 1,29.$$

Подставляя в (г), получим значения K_{min} :

$$K_{min} = C_0 \left(\frac{2}{3} \right)^{1,75} \frac{1,29^{2,25}}{\sqrt{0,29}} b t^{1,75} = 1,60 C_0 b t^{1,75} \quad \dots \quad (e)$$

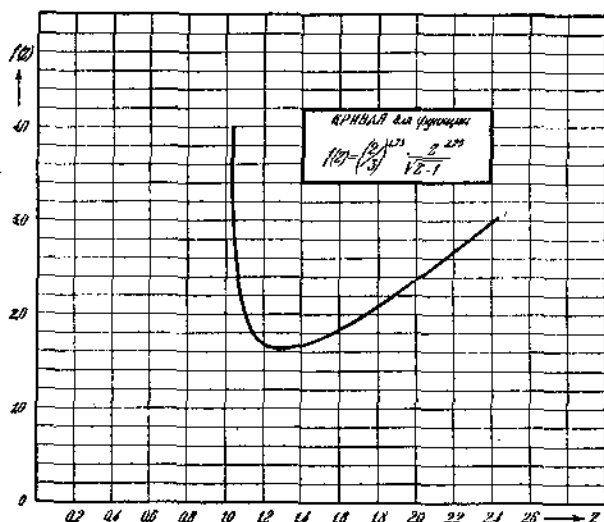
Величину C_0 в этом выражении можно принять в первом приближении обратной коэффициенту n (Ganguillet-Kutter'a), т.е. положить $C_0 = \frac{1}{n}$.

Вообще пропускная способность определяется по (г):

$$K = C_0 b t^{1,75} \left(\frac{2}{3} \right)^{1,75} \frac{\xi^{2,25}}{\sqrt{\xi-1}} = C_0 b t^{1,75} \Phi \quad \dots \quad (ж)$$

значения величины

$$\Phi = \left(\frac{2}{3} \right)^{1,75} \cdot \frac{\xi^{2,25}}{\sqrt{\xi-1}}$$



Фиг. 122.

приведены на кривой (фиг. 122). Как видим, кривая вблизи минимума достаточно пологая; таким образом, является возможным несколько отступать от профиля, соответствующего теоретически наименьшей пропускной

способности, без того, чтобы сколько-нибудь существенно увеличивать расход ¹⁾).

3. Выведенные соотношения позволяют весьма просто разрешать вопросы, связанные с подбором нормальных профилей при выправлении рек. Прежде всего, соотношение (е) непосредственно определяет судоходные условия, на которые при данном уклоне и шероховатости может быть выправлена река при минимальном расходе.

Действительно, из соотношения (е) имеем:

$$(bt^{1,75})_{\max} = \frac{K_{\min}}{1,60 C_0} = \frac{Q}{1,60 C_0 \sqrt{i_0}} \dots \dots \dots (a)$$

или, заменяя C_0 через Ganguillet-Kutter'овское $\frac{1}{n}$

$$(bt^{1,75})_{\max} = \frac{Q \cdot n}{1,60 \sqrt{i_0}} \dots \dots \dots (и)$$

Обратно при заданной ширине трассы b и глубины t из соотношения (а) определяется наименьший, необходимый для обеспечения поставленных условий, расход.

Пример. Обеспечение максимальной судоходной трассы при заданном расходе воды в реке. Река несет наименьший меженный расход $Q = 80 \text{ м}^3/\text{сек.}$; $i_0 = 8/1000$. Желательно обеспечить судоходную трассу, глубиной $t = 2,0 \text{ м.}$ и шириной $b = 100 \text{ м.}$

Посмотрим, прежде всего, могут ли вообще быть обеспечены подобные условия. Подставляя данные b и t в (е) и принимая по Ganguillet-Kutter'у $n = 0,025$, $C_0 = 40$, имеем:

$$K_{\min} = 40 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 2^{1,75} = 21400 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

¹⁾ Так, например, можно принимать легко запоминаемый профиль, определенный для $\xi = \frac{4}{3}$ (соответственно $m = 0$), чему соответствует по (б) $l = 2b$ и при этом K лишь на 1,87% больше $K_{\min}$.

²⁾ Формула (а) соответствует метровым мерам; при переходе к иным мерам следует иметь в виду, что в (а) C_0 имеет размерность $\frac{L^{0,25}}{T}$; таким образом, при переходе от метров к саженям надо C_0 умножить на $\sqrt[4]{\frac{1}{2,135}} = 0,83$; выражая C_0 через коэффициент Ganguillet-Kutter'a будем иметь:

$$C_0 = \frac{0,83}{n} = \frac{1}{1,2 n}.$$

Между тем, расходу $Q = 80 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при наличном уклоне соответствует всего:

$$K = \frac{80 \times 100}{\sqrt{0,8}} = 8950 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

т.-е. более чем в два раза меньше.

Для обеспечения поставленных условий требуется расход не менее

$$Q = 80 \times \frac{21400}{8950} = 191 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Посмотрим, однако, что может быть достигнуто при наличном минимальном расходе в $80 \text{ м}^3/\text{сек.}$; по (э) имеем:

$$bt^{1,75} = \frac{80 \times 100}{40 \times 1,6 \times \sqrt{0,8}} = 140;$$

Примем $b = 50 \text{ мтр.}$; соответственная глубина:

$$t^{1,75} = \frac{140}{50} = 2,8; \quad t = 1,8 \text{ м.}$$

4. В том случае, если $\frac{Q}{\sqrt{i_0}} > K_{\min}$, определенного по (ж), можно отступать от профиля, соответствующего минимальной пропускной способности.

Для определения элементов профиля в этом случае служит кривая Ф (см. фиг. 121). Из (ж) имеем:

$$\Phi = \frac{K}{C \cdot b t^{1,75}} = \frac{Qn}{b t^{1,75} \sqrt{i_0}}.$$

Каждой величине Φ соответствует два значения $\xi = \frac{h}{t}$, дающие одно — более широкий, другое — более узкий профиль, оба удовлетворяющие поставленной задаче. Все промежуточные профили, давая меньшее K , дадут фактически большую глубину.

Пример. Обеспечение требуемой судоходной трассы, когда пропускная способность трассы меньше пропускной способности русла при заданном расходе. Река несет наименьший меженный расход $Q = 15 \text{ саж}^3/\text{сек.}$; $i_0 = 0,25\text{‰}$. Желательно обеспечить судоходную трассу, глубиной $t = 1,0 \text{ саж.}$ и шириною $b = 40 \text{ саж.}$

$$K_{\min} = \frac{1,6}{1,2 \times 0,03} \cdot 40 \cdot 1 = 1780 \text{ саж}^3/\text{сек.}$$

Требуемый расход:

$$Q = K_{\min} \sqrt{i_0} = 1780 \frac{\sqrt{0,25}}{100} = 8,9 \text{ саж}^3/\text{сек.}$$

Как видим, требуемый расход меньше наличного. Соответственно определяем:

$$\Phi = \frac{Q \cdot 1,2 \cdot n}{\sqrt{i_0} b t^{1,75}} = \frac{15 \cdot 0,036 \cdot 100}{40 \cdot 1 \cdot 0,5} = 2,70$$

чему по кривой соответствует $\xi_1 = 2,23$ и $\xi_2 = 1,04$. Соответственная ширина по верху определится из (6)

$$e_1 = 40 \sqrt{\frac{2,23}{2,23-1}} = 54 \text{ саж.} \quad \text{и} \quad e_2 = 40 \sqrt{\frac{1,04}{1,04-1}} = 204 \text{ саж.}$$

Мы ограничиваемся вышеизложенным, полагая, что метод в общем выяснен в достаточной мере. Подробности и соображения о выборе тех или иных решений относятся уже непосредственно к курсу речной гидротехники. Там же должна быть дана общая оценка приема Teubert'a, главный недостаток которого заключается в самом факте рассмотрения речного потока, как водотока, находящегося в равномерном движении.

Отметим еще следующее: 1) При решении подобных задач часто приходится принимать во внимание скорость по дну. Для широкого параболического русла вблизи середины потока можно связь между скоростями принимать по Bazin'у. 2) Подбрав профили по наименьшему расходу, приходится определять глубину при иных, больших расходах. Для этого надо лишь для выбранного профиля построить кривую $K=f(h)$;



Фиг. 123.

соответственные глубины будут определяться при различных расходах Q' из условия $K = \frac{Q'}{\sqrt{i_0}}$. При высоких горизонтах выше $A'A'$ величину K надо вычислять для составного профиля (фиг. 123).

§ 9. Экономические расчеты каналов.

Совершенно так же, как при расчете трубопроводов, во многих случаях и при проектировании каналов является целесообразным назначать размеры последних, исходя из экономических соображений.

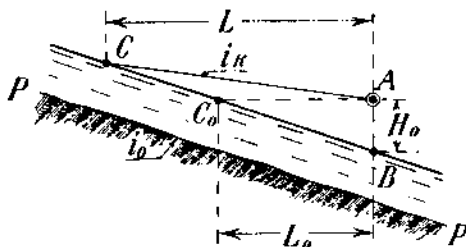
При этом необходимо различать два основных случая: случай сооружения наименьшей стоимости и случай наиболее выгодной эксплуатации.

1. Случай сооружения наименьшей стоимости.

А. Типичным примером первого случая является следующая задача: в некоторую точку A необходимо вывести из реки воду в количестве Q (фиг. 124); средний уклон реки i_0 , возвышение точки A над уровнем реки в ближайшей точке B равно H_0 .

Спрашивается, из какого места C всего рациональнее начать канал?

Ближайшим к A возможным местом вывода воды могло бы быть место соседнее слева в точке C_0 , лежащей на одной горизонтали с A ; но тогда у канала уклон был бы очень мал (близок к нулю) и размеры канала получились бы чрезмерно большими, в пределе при $i_k = 0$ бесконечными. Чем дальше отступить от C_0 , тем все более и более удлиняется канал. Вместе с тем, однако, увеличивается уклон канала и в силу этого уменьшается требуемая пропускная способность $K = \frac{Q}{\sqrt{i_k}}$,

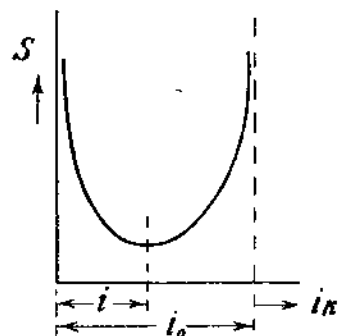


Фиг. 124.

т.е. уменьшаются размеры канала.

Пределом увеличения уклона канала, очевидно, является i_0 уклон реки; если каналу придать такие размеры, при которых $i_k = i_0$, то длина канала L обращается в бесконечность.

Задачей расчета является найти такие размеры сооружения, при которых стоимость его является наименьшей. Стоимость складывается из стоимости земляных работ, отделки канала, искусственных сооружений и проч. Как в случае очень малого уклона канала, так и при уклоне, приближающемся к уклону реки i_0 , стоимость сооружения делается очень большой (в пределе при $i_k = 0$ и $i_k = i_0$ стремясь к бесконечности); в первом случае стоимость велика из-за размеров канала, во втором случае—из-за его длины.



Фиг. 125.

Если на диаграмме (фиг. 125) откладывать стоимости канала в функции от его уклона, то кривая стоимости будет иметь две вертикальные асимптоты, соответствующие $i_k = 0$ и $i_k = i_0$ в промежутке кривая стоимостей имеет минимум, соответствующий наивыгоднейшему экономическому решению вопроса, сооружению наименьшей стоимости.

В сложных случаях, решая задачу, приходится учитывать всю совокупность наличных условий, определяя стоимость всех сооружений по устройству канала. В некоторых случаях, однако, решение задачи может быть упрощено.

Предположим, например, что местность, где проводится канал, имеет на всем протяжении последнего одинаковый характер, так что количество работ на единицу длины примерно одинаковое. Пусть, кроме того, одинаков будет средний уклон реки i_0 . В этом случае

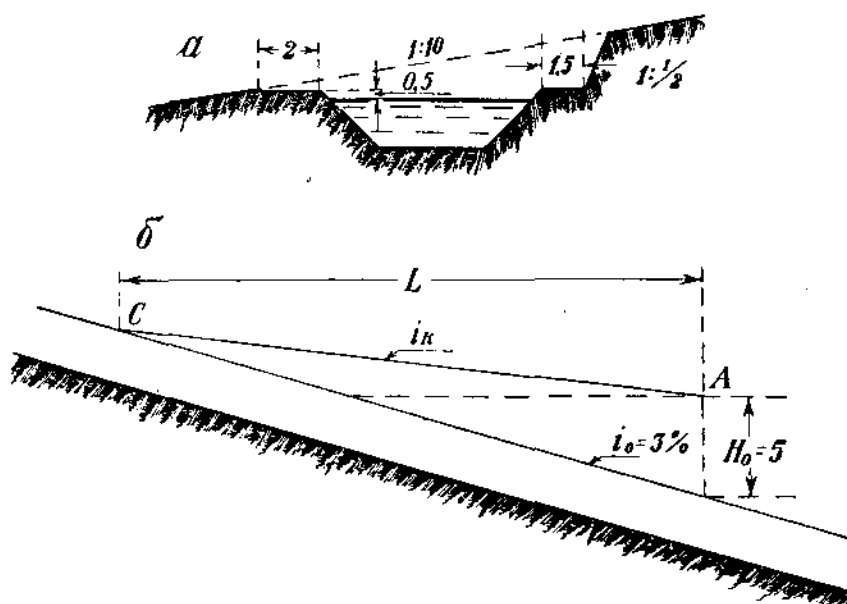
длина канала, принимая во внимание (фиг. 124) что $L \cdot i_0 = L_0 i_0 + L \cdot i_k$, равна:

$$L = \frac{i_0 L_0}{i_0 - i_k} = \frac{H_0}{i_0 - i_k} \dots \dots \dots (1)$$

Для каждого назначенного уклона i_k по пропускной способности $K = \frac{Q}{\sqrt{i_k}}$ определяется канал с соответственной выемкой на единицу длины Ω ¹⁾. Полная выемка на всю длину

$$W_b = \Omega \cdot L = \Omega \cdot H_0 \cdot \frac{1}{i_0 - i_k} \dots \dots \dots (2)$$

Если стенки канала не обделаны, то величина $\Omega \cdot L$ пропорциональна стоимости сооружения и решение задачи сводится к определению



Фиг. 126.

размеров сооружения, обеспечивающих минимум $\Omega \cdot L$. Если канал обделывается, то для каждого типа надо исчислить полную стоимость погонной единицы канала, слагающуюся из стоимости земляных работ и обделки дна и стенок.

Подобная задача может представиться в самых разнообразных случаях: в водоснабжении; в оросительной системе, если фиксирована точка А,

¹⁾ Величина Ω определяет всю выемку, приходящуюся на единицу длины, как относящуюся непосредственно к живому сечению ω , так и „холостую“, выше переменного уровня воды.

в которую надо подвести воду; в случае силовой установки задача эта решает вопрос об установке с наименьшей стоимостью единицы мощности, представляя из себя разрешение вопроса о получении требуемого напора H_0 с наименьшими затратами ¹⁾.

Пример. Экономический расчет канала гидравлической установки. Подобрать экономически наивыгоднейшие размеры канала (фиг. 126), глубиною $h=2,0$ м., шириною по дну не $<1,0$ м. (по Bazin'у), $\gamma=1,30$. При пропуске расхода $Q=15$ м³/сек, в конце канала необходимо получить перепад $H_0=5,0$ м. Уклон реки $i_0=3''/100$, поперечный уклон местности $m'=10$, откос грунта выше внутренней бермы $m''=0,5$, откос стенок канала $m=1,0$; ширина наружной бермы $c_1=2,0$ м, внутренней $c_2=1,5$ м. Превышение бермы над поверхностью воды в канале $e=0,5$ м.

Предварительно строим вспомогательный график $K=f(b)$. Задаемся рядом значений b , начиная с $b=1,0$ м. до $b=7,0$ м. Наполнение $h=2,0$ м.

Зная b и h , подсчитываем $\omega=(b+mh)h$, $\chi=b+2\sqrt{1+m^2} \cdot h$, затем $R=\frac{\omega}{\chi}$, $C=\frac{87}{1+\frac{1,30}{\sqrt{R}}}$ и $K=\omega C\sqrt{R}$.

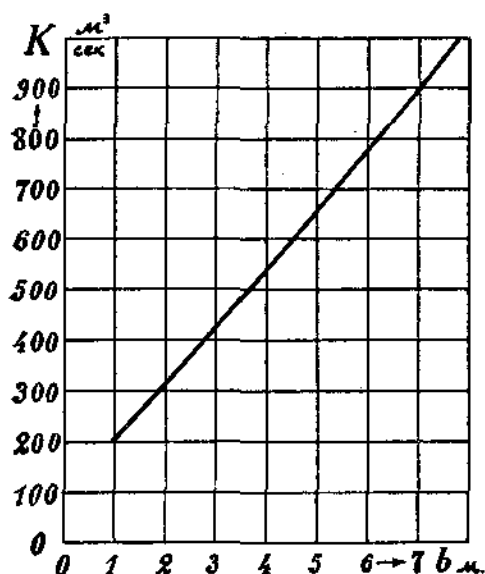
Результаты подсчета сводим в таблицу А и представляем графически на фиг. 127, где по оси абсцисс отложены значения K , а по оси ординат—соответствующие значения b .

Т А Б Л И Ц А А.

Наполнение h мтр.	Ширина b мтр.	Площадь ω кв.мтр.	χ мтр.	R мтр.	$\sqrt{R}$	C	$K=\omega C\sqrt{R}$ м ³ /сек.
2,00	1,0	6	6,66	0,901	0,949	36,7	209
2,00	2,0	8	7,66	1,045	1,022	38,3	313
2,00	3,0	10	8,66	1,154	1,074	39,4	423
2,00	4,0	12	9,66	1,242	1,114	40,1	536
2,00	5,0	14	10,66	1,312	1,145	40,7	653
2,00	6,0	16	11,66	1,371	1,171	41,2	772
2,00	7,0	18	12,66	1,421	1,192	41,6	893

¹⁾ С этой точки зрения задача эта аналогична вопросам, рассмотренным в отделе, посвященном расчету трубопроводов (глава III, § 4).

Задаваясь различными уклонами i_k , определяем длину канала L и его пропускную способность K . Зная K , по графику $K=f(b)$ при



Фиг. 127.

$h=2 \text{ м.} = \text{Const.}$ (фиг. 127), определяем ширину канала по дну — b . По известной b определяем $\Omega' = (b + m t) t$, $\Omega'' = \frac{(c_1 + c_2 + 2mt + b)^2}{2(m' - m'')}$, где $t = h + e$, $\Omega = \Omega' + \Omega''$ и объем выемки на весь канал $L \cdot \Omega$. Результаты вычислений сводим в таблицу В и представляем графически (на фиг. 128).

Из фиг. 128 видно, что наименьший объем выемки $L \Omega$ будет при $i_k = 0,78\text{‰} = 0,00078$ и $b = 4,0 \text{ м.}$; следовательно, эти размеры являются экономически наиболее выгодными и на них следует остановиться.

В. Совершенно подобными же соображениями разрешается вопрос в следующей задаче, встречающейся при проектировании водоотводных каналов (в канализации и осушении).

Из точки A (фиг. 129а), лежащей на H_0 выше уровня воды водотока или тальвега $C_0 - C_1$ надо отвести воду в последний. Во многих случаях (если H_0 невелико, а уклон тальвега i_0 наоборот, значителен)

ТАБЛИЦА В.

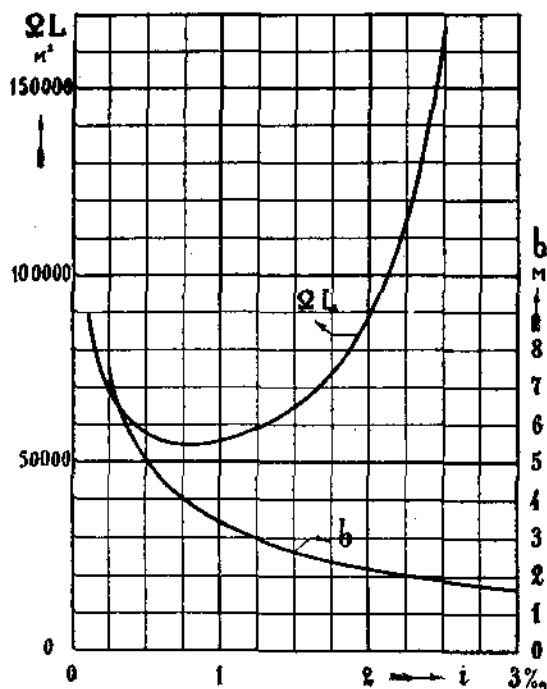
$i_k \text{ ‰}$	$L = \frac{H_0}{i_0 - i_k}$ мтр.	$K = \frac{Q}{\sqrt{i_k}}$ м³/сек.	b мтр.	Ω' кв. мтр.	Ω'' кв. мтр.	$\Omega' + \Omega'' = \Omega$ кв. мтр.	$\Omega \cdot L$ куб. мтр.
0,25	1818	948,7	7,42	24,80	13,33	38,13	69200
0,50	2000	670,8	5,09	18,97	9,72	28,69	57400
1,00	2500	474,3	3,40	17,45	7,45	22,20	55500
1,50	3333	387,3	2,65	12,88	6,54	19,42	64800
2,00	5000	335,4	2,16	11,65	5,98	17,63	88200
2,50	10000	300,0	1,88	10,95	5,67	16,62	166200
3,00	∞	273,9	1,63	10,32	5,40	15,72	∞

кратчайшее направление AC_0 не будет наивыгоднейшим. Наоборот, стоимость сооружения будет наименьшей для некоторого направления AC_1

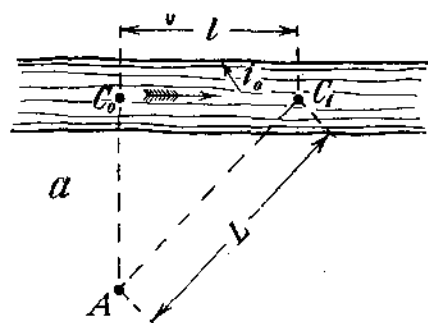
(фиг. 129б) в аксонометрических проекциях), при котором увеличение длины компенсируется увеличением уклона:

$$i_k = \frac{H_0 + i_0 e}{L} \dots (3)$$

Пример. Экономический расчет канала, осушающего болото. Определить наивыгоднейшую дли-



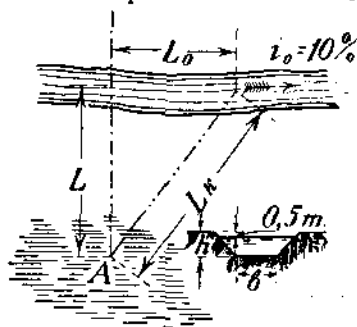
Фиг. 128.



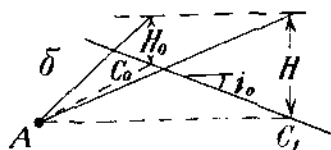
Фиг. 129а.

ну L_k канала (фиг. 130), отводящего воду из болота, находящегося в кратчайшем расстоянии $L=5$ км. от ручья с уклоном $i_0=10\text{‰}$.

Разность отметок (точек A и C_0 , фиг. 129) $H_0=0,80$ м. Грунт допускает одиночные откосы $m=1,0$ и $l=1,30$ (по Bazin'у). Соотношение



Фиг. 130.



Фиг. 129б.

между шириной канала по дну и его наполнением принимаем: $b=0,8h$. Расстояние от поверхности воды до бермы канала $e=0,5$ м.

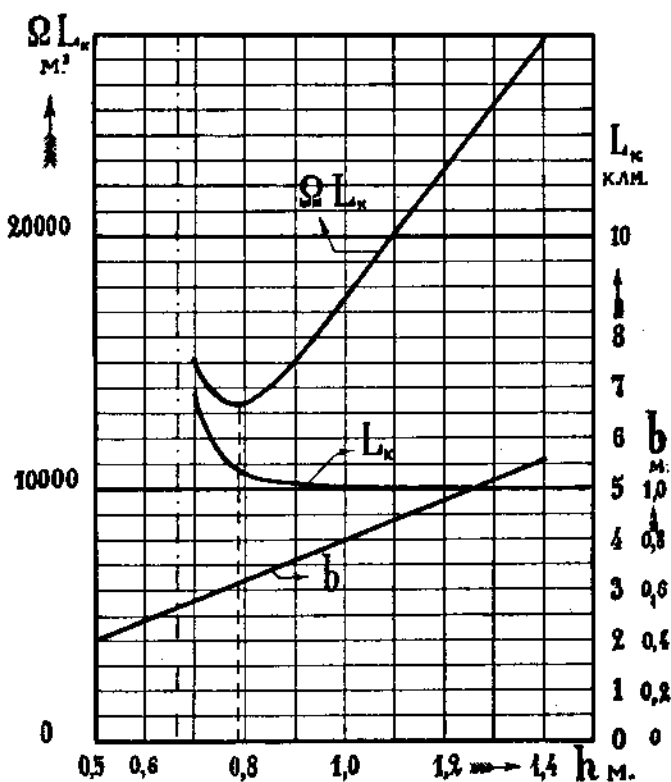
Задаваясь различной величиной наполнения h , определяем путем соответственных вычислений b , ω , χ , R , C , $K=\omega C\sqrt{R}$, и уклон канала

$$i_k = \frac{Q^2}{K^2}$$

Значения L_k — длины канала находятся из уравнений:

$$L_k^2 = L^2 + L_0^2 \quad \text{и} \quad i_0 L_0 + H_0 = i_k L_k^1).$$

Далее, определяем площадь выемки $\Omega = (\beta + m)(h + e)^2$ и объем выемки $\Omega \cdot L_k$.



Фиг. 131.

Результаты сводим в таблицу С и строим графически на фиг. 131, из которой видно, что наиболее выгодной длиной канала можно считать

$$L_k = 5400 \text{ м. при } h = 0,78 \text{ м. и } b = 0,62 \text{ м.}$$

$$^1) \text{ Решая эти уравнения, находим } L_k = L \frac{\sqrt{\left(\frac{H_0}{i_0 L}\right)^2 + 1 - \frac{i_k^2}{i_0^2}}}{1 - \frac{i_k^2}{i_0^2}}, \text{ или прибли-}$$

$$\text{женно при } \frac{H_0}{i_0 L} \leq 0,03, \quad L_k \cong \frac{L}{\sqrt{1 - \frac{i_k^2}{i_0^2}}} \cong L \left(1 + \frac{1}{2} \frac{i_k^2}{i_0^2}\right). \quad (\text{Ред.}).$$

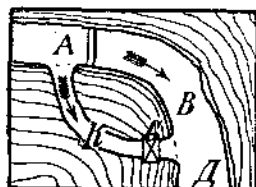
ТАБЛИЦА С.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h мтр.	b мтр.	ω кв. мтр.	γ мтр.	R мтр.	C	$K = \omega C \sqrt{R}$ м ³ /сек.	$i_k = \frac{Q^2}{K^2}$ ‰	L_k мтр.	Ω кв. мтр.	$\Omega \cdot L_k$ куб. мтр.	Примечание.
0,50	0,40	0,45	1,81	0,25	24,2	5,4	49,40	—	1,40	—	$i_k > i_0$ (невозможно).
0,70	0,56	0,88	2,54	0,35	27,1	14,1	7,25	7270	2,11	15340	
0,80	0,64	1,15	2,90	0,40	28,4	20,6	3,40	5320	2,52	13410	
1,00	0,80	1,80	3,63	0,50	30,5	38,8	0,957	5025	3,45	17340	
1,20	0,96	2,59	4,35	0,60	32,4	65,0	0,341	5005	4,52	22620	
1,40	1,12	3,53	5,06	0,70	34,0	100,0	0,144	5010	5,57	27920	

II. Случай наимыгоднейшей эксплуатации.

Рассмотрим теперь некоторые примеры, в которых приходится считаться с эксплуатацией, обеспечивая наимыгоднейшие условия последней.

А. Промышленный канал в случае полной утилизации. В точке А водотока (фиг. 132) поставлена плотина, посредством которой вода отводится в канал К, подводящий воду к гидроэлектрической станции С. Подъем воды плотиной, сложенный с падением реки на участке АВС, обуславливает разность уровней между А и D (ниже станции), равную H_0 . Однако, напор этот не может быть полностью использован на станции. Для движения воды по каналу необходим некоторый уклон i_k , а следовательно, произойдет известная потеря напора в канале $H_w = i_k \cdot L$, благодаря чему при расходе воды в канале Q м³/сек. полезный напор у станции оказывается равным лишь $H_{ef} = H_0 - H_w$, полезная гидравлическая мощность $\gamma Q H_{ef}$ и мощность, теряемая в канале на сопротивления $\gamma Q H_w$. Как и в случае экономического расчета трубопровода, потерянная в канале мощность при определенных условиях представляет некоторую потерянную ценность, так как если бы эта мощность не была бы потеряна, возможно было бы ее передать в виде электрической энергии или полезно использовать в каком-либо производстве. Теряемая мощность увеличивается с уменьшением размеров канала, так как с увеличением скорости воды в последнем быстро растут потери.



Фиг. 132.

Экономически наимыгоднейшими размерами канала являются такие соотношения, при которых сумма стоимости теряемой ежегодно энергии S_2 и ежегодный расход S_1' , по оплате первоначально затраченного капитала, будет наименьшей.

При решении задачи надлежит задаваться различными размерами канала, в каждом случае определить первоначальную строительную стоимость сооружения; ежегодные (эксплоатационные) расходы по оплате первоначальной стоимости постройки $S_1' = p \cdot S_1$, где p — процент ежегодного отчисления на первоначально затраченный капитал S_1 ; S_2 — стоимость ежегодно теряемой на сопротивление в канале энергии.

Откладывать полученные величины всего целесообразнее в функции от средней скорости воды в канале.

Кривые S_1' , S_2 и представляют полный эксплуатационный расход; суммы их $S = S_1' + S_2$ имеют вид, изображенный на фиг. 131; минимум кривой S в точке C и определяет „экономическую“ скорость $V_{эк.}^1)$.

Должно заметить, что исчисление стоимости потерянй энергии в случае канала, вообще говоря, много сложнее, чем в трубопроводе. На самом деле в трубопроводе, как в одноразмерной системе, движение всегда равномерное и для всякого расхода потеря равна:

$$h_w = L \cdot \frac{Q^2}{K^3}.$$

Наоборот, в открытом канале при некоторой начальной глубине h_1 движение будет равномерным лишь для одного совершенно определенного расхода Q ($Q = K\sqrt{h_1}$, где K — пропускная способность при $h = h_1$). При всех других расходах движение будет неравномерным, h_w уже не будет просто равно $i_0 L$; потеря напора должна будет исчисляться по правилам неравномерного движения. Учитывать всю совокупность обуславливающих движение факторов не представляется возможным; вот почему при экономическом расчете каналов обычно довольствуются расчетом на наибольший нормальный расход $Q_{пак}$, на который канал и рассчитывается в равномерном движении, за величину же потерянй ценности считается стоимость потерянй мощности при этом расходе, исчисляя стоимость последней, как стоимость годовой силы или киловатта.

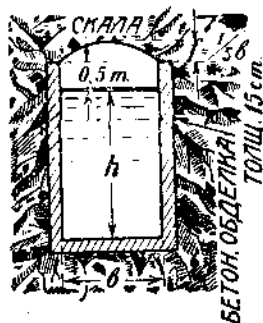
В. Промышленный канал в случае неполной утилизации гидравлической энергии. Мощность станции при полной утилизации гидравлической энергии потока может получиться чрезмерно большой сравнительно с возможным спросом на энергию. В этом случае экономически бывает выгоднее строить станцию заранее заданной

¹⁾ В случае, если кривая S не имеет минимума в интервале допустимых скоростей, экономически наимыгоднейшее сечение определяется максимальной допустимой скоростью. (Ред.).

мощности. Если высота плотины и величина используемого расхода уже выбраны из других соображений, можно ставить задачу об экономическом расчете канала или штольни в случае неполной утилизации энергии, при условии заданного напора гидравлической станции, или что то же, при условии постоянного перепада в конце канала.

Задача совершенно аналогична предыдущей и экономически наивыгоднейшими будут те значения длины L_k сооружаемого водотока и его размеров, при которых сумма всех ежегодных расходов будет наименьшей ¹⁾.

Пример. Штольня силовой установки (фиг. 132). К гидроэлектрической станции необходимо подвести расход $Q=8,0$ м³/сек. штольней-каналом, форма сечения которого показана на фиг. 133. Уклон дна реки $i_0=45^0/000$; зависимость наполнения от ширины по дну $h=1,5 b$; боковые стенки — вертикальные, стрелка свода $f=0,2 b$. Штольня пробита в скальном грунте, стенки и дно ее предполагаются бетонированными на толщину $s=0,15$ м.; коэффициент шероховатости по Bazin'у: $\gamma=0,16$. Стоимость выемки—8 руб. за куб. метр, стоимость бетонной обделки—4 руб. за кв. метр, стоимость годовой силы—40 руб. Требуется подобрать экономически наивыгоднейшие размеры штольни: а) в случае полной утилизации энергии при величине процентов на затраченный капитал эксплуатационные расходы $p=10\%$; б) при необходимости получения в конце канала перепада $H=1,0$ м.



Фиг. 133.

Случай а. Полная утилизация гидравлической энергии.

Задаемся рядом значений скорости ²⁾:

$$v=0,5; 1,0; \dots 2,5; 3,0 \text{ м/сек.} \dots (1)$$

Площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q}{v} = (\beta + m) h^2 = \frac{h^2}{1,5} \dots (2)$$

определяет величину наполнения

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}} = 0,445 \sqrt{\omega} \dots (3)$$

¹⁾ Включая проценты на затраченный капитал и амортизацию, а также стоимость потерянных сил.

В случае неполной утилизации энергии приходится считаться: при подводе воды открытым каналом или штольней-каналом — с необходимостью регулировать величину расхода в голове канала, а при штольне-давления — с повышением давления в трубопроводе и штольне при не работающих турбинах. (Ред.).

²⁾ Возможные пределы величины v , см. стр. 164.

Далее, находим ширину штольни

$$b = \frac{h}{8} = 0,667 h \dots \dots \dots (4)$$

Смоченный периметр

$$\chi = (b + 2\sqrt{1+m^2}h) = b + 2h \dots \dots \dots (5)$$

и гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} \dots \dots \dots (6)$$

определяют постоянную Chezy $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ (по Bazin'y) $\dots \dots \dots (7)$

Уклон канала равен

$$i_k = \frac{v^2}{C^2 R} \dots \dots \dots (8)$$

и представляет собою потерю напора на 1 метре длины штольни-канала.

Потерянная мощность

$$N_w = \frac{\gamma Q H_w \cdot \eta_{\text{мпрб.}}}{75} \cong 10 Q i_k \text{ (л. с.), } \dots \dots \dots (9)$$

умноженная на стоимость 1 годовой лошадиной силы дает величину стоимости потерянных сил за год:

$$S_1 = 40 N_w \dots \dots \dots (10)$$

Площадь выемки:

$$\begin{aligned} \Omega &= [(b + 2s) + m(h + e)](h + e) + \frac{2}{3} f[b + 2m(h + e)]^{\frac{1}{2}} = \\ &= (b + 0,3)(h + 0,5) + 0,133 b^2 \dots \dots \dots (11) \end{aligned}$$

Кубатура выемки на 1 метр длины канала-штольни равна 1,0 Ω куб. м., умноженная на стоимость выемки одного куб. метра, дает стоимость выемки

$$S_2 = 8 \Omega \text{ руб. } \dots \dots \dots (12)$$

Площадь бетонной обделки на 1 метр длины штольни равная:

$$B = 1,0 \cdot [(b + s) + 2\sqrt{1+m^2}(h + e)] \text{ кв. м. } = 1,15 + b + 2h, \dots (13)$$

будучи умножена на величину стоимости 1 кв. метра бетонировки, определяет величину S_3 затраты капитала на бетонирование штольни

$$S_3 = 4,0 \cdot B \text{ руб. } \dots \dots \dots (14)$$

¹⁾ Считаем приближенно очертание свода по параболе. На фиг. 133 величина $e=0,5$ м.; при $m=0$ задается отношение стрелки f свода к его пролету.

Полная стоимость одного погонного метра штольни

$$S' = S_2 + S_3 \dots \dots \dots (15)$$

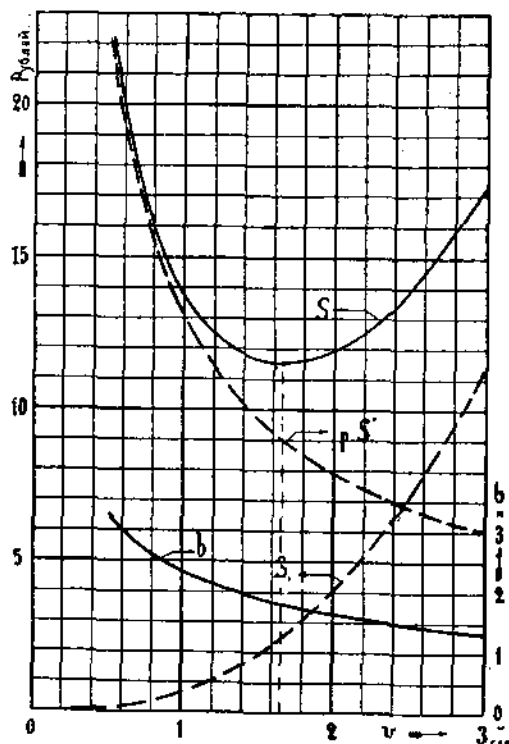
Ежегодные расходы по уплате процентов на затраченный капитал по сооружению штольни

$$p \cdot S' \text{ рублей} \dots \dots \dots (16)$$

Сумма ежегодных расходов

$$S = S_1 + p S' \text{ рублей} \dots \dots \dots (17)$$

Результат вычислений сводим в таблицу и представляем графически на фиг. 134; на основании которой можно принять, что $v_{\text{эк.}} = 1,66 \text{ м/сек.}$ при $h = 2,70 \text{ м.}$; $b = 1,80 \text{ м.}$ и $f = 0,36 \text{ м.}$



Фиг. 134.

Случай 6. Неполная утилизация энергии.

Аналогично только что изложенному, задаемся рядом значений ω и вычисляем соответствующие значения ω , h , b , γ , R , C и $i_k = \frac{v^2}{C^2 R}$.

Длина канала определяется формулой

$$L_k = \frac{H}{i_0 - i_k} \cdot 1)$$

¹⁾ При $H \text{ const.}$ экономически наиболее выгодное сечение не зависит от величины сосредоточенного перепада H , почему нами и принято в примере $H = 1,0 \text{ м.}$ (Ред.).

Случай а. Полная утилизация.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Скорость v м/сек.	Площадь ω кв. м.	Глубина h мтр.	Ширина b мтр.	λ мтр.	R мтр.	C	Уклон канала i_k ‰	Потерянная мощность N_w л. с.
0,50	16,00	4,90	3,27	13,07	1,223	75,8	0,36	$2,85 \cdot 10^{-3}$
0,75	10,67	4,00	2,67	10,67	1,000	75,0	1,00	$8,00 \cdot 10^{-3}$
1,00	8,00	3,46	2,31	9,23	0,867	74,1	2,10	$16,80 \cdot 10^{-3}$
1,25	6,40	3,10	2,07	8,26	0,775	73,6	3,72	$29,75 \cdot 10^{-3}$
1,50	5,33	2,83	1,89	7,55	0,706	73,1	5,96	$47,7 \cdot 10^{-3}$
1,75	4,57	2,62	1,75	6,99	0,654	72,6	8,89	$71,1 \cdot 10^{-3}$
2,00	4,00	2,45	1,63	6,53	0,613	72,0	12,60	$100,8 \cdot 10^{-3}$
2,50	3,20	2,19	1,46	5,84	0,548	71,5	22,30	$178,4 \cdot 10^{-3}$
3,00	2,67	2,00	1,33	5,31	0,502	71,0	35,55	$284,5 \cdot 10^{-3}$

	10	11	12	13	14	15	16	17
Скорость v м/сек.	Стоимость потер. сил S_1 руб.	Выемка грунта.		Обделка бетоном.		Полная стоимость S' рублей.	% на капитал $p \cdot S'$ рублей.	$S = S_1 + pS'$ Руб.
		Кубатура Ω кв. м.	Стоимость S_2 руб.	Площадь обделки B кв. м.	Стоимость S_3 руб.			
0,50	0,114	20,71	165,7	14,22	55,9	221,6	22,16	22,27
0,75	0,320	14,32	114,6	11,82	47,3	161,9	16,19	16,51
1,00	0,672	11,05	88,4	10,38	41,5	129,9	12,99	13,66
1,25	1,190	9,10	72,8	9,42	37,7	110,5	11,05	12,24
1,50	1,908	7,77	62,2	8,70	34,8	97,0	9,70	11,61
1,75	2,845	6,81	54,5	8,14	32,6	87,1	8,71	11,55
2,00	4,033	6,01	48,3	7,68	30,6	78,9	7,89	11,92
2,50	7,136	5,01	40,1	6,99	28,0	68,1	6,81	13,94
3,00	11,375	4,31	34,5	6,48	25,9	60,4	6,04	17,41

Полная стоимость S' выемки и бетонировки 1 погонного метра штольни подсчитывается точно так же, как для случая полной утилизации.

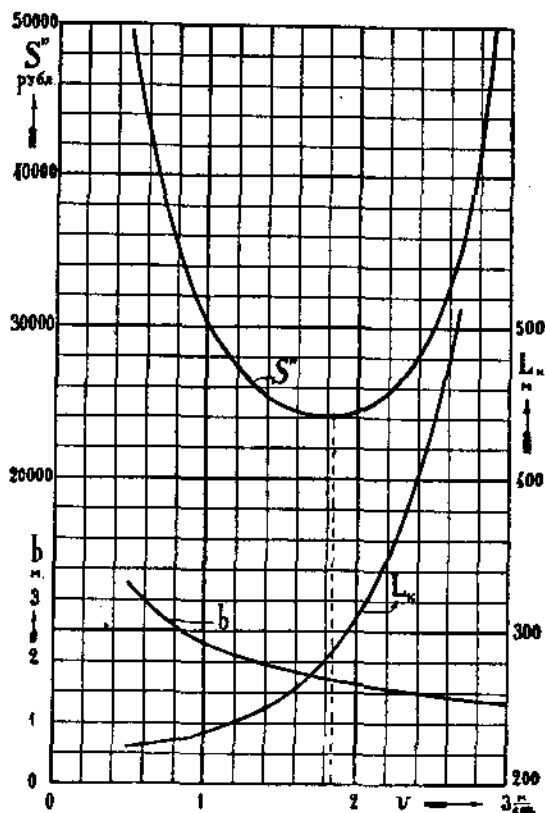
Умножая S' на длину L_k штольни, получаем величину капитала, затраченного на сооружение штольни-канала

$$S'' = S' \cdot L_k.$$

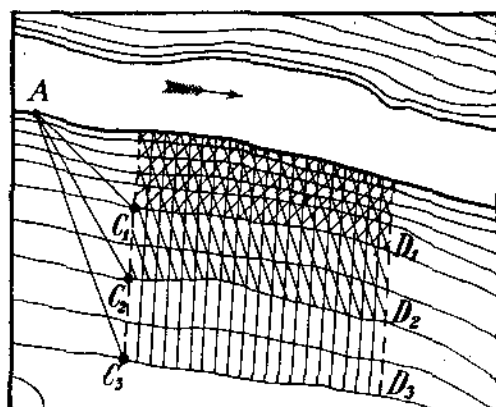
Результаты вычислений для $H=1,0$ м. сводим в таблицу и наносим графически¹⁾ на фиг. 135, на основании которых можно считать, что в случае неполного использования энергии в нашем случае экономически наимыгоднейшими будут

$$v_{\text{эк.}} = 1,84 \text{ м/сек.}, \quad h = 2,55 \text{ м} \\ b = 1,70 \text{ м.}, \quad f = 0,34 \text{ м.}$$

При этом длина канала-штольни, необходимая для создания каждого метра сосредоточенного перепада в конце его равна $L_k^{\text{э}} = 287 \text{ м.}$



Фиг. 135.



Фиг. 136.

С. Другие случаи экономических расчетов.

Подобного же рода соображения могут быть применимы к проектированию оросительной системы, где магистральный канал, выводимый из точки А (фиг. 136), в зависимости от размеров и соответственно уклона может получить различное расположение в плане AC_{III} , AC_{II} , AC_I соответственно изменяя величину командуемой

¹⁾ Построение графиков можно рекомендовать не столько в целях более точного нахождения минимума кривой, сколько для проверки правильности подсчетов. (Ред.).

Случай 6. Неполная утилизация.

(H = 1 м.).

1	2	3	4	5	6	7
Скорость v м/сек.	Глубина h мтр.	Ширина b мтр.	Уклон канала i_k ‰	Длина канала L_k мтр.	Полная стоимость 1 м. длины канала S' рублей.	Стоимость длины L_k канала S'' рублей.
0,50	4,90	3,27	0,36	224,0	221,6	49650
0,75	4,00	2,67	1,00	227,2	161,9	36800
1,00	3,46	2,31	2,10	233,1	129,9	30300
1,25	3,10	2,07	3,72	242,4	110,5	26800
1,50	2,83	1,89	5,96	256,1	97,0	24850
1,75	2,62	1,75	8,89	277,0	87,1	24130
2,00	2,45	1,63	12,60	308,6	78,9	24350
2,50	2,19	1,46	22,30	440,5	68,1	30000
3,00	2,00	1,33	35,55	1053,0	60,4	63600

площади ACD , могущей быть подвергнутой орошению из канала. Возрастание стоимости канала за счет увеличения его размеров при малом уклоне и проведения его по AC_{III} компенсируется увеличением количества могущей быть орошенной площади и т. д.

В судоходном канале с увеличением размеров последнего (отношение ω к миделю судна) уменьшается сопротивление и тем самым расход по тяге судов.

Экономически наивыгоднейшим каналом является сооружение, при котором сумма процентов по оплате затраченного капитала, сложенная с ежегодной стоимостью тяги, наименьшая.

Особенно интересным является подобное рассмотрение в случае смешанного канала для судоходства и орошения или для судоходства и использования гидравлической энергии; при каждой скорости течения воды в канале должны быть учтены расходы по буксировке судов как по течению, так и против течения. Решение может получиться совершенно различным в зависимости от того, будет ли движение судов равномерным в обоих направлениях или оно преобладает в одном направлении.

Мы не считаем нужным входить в детальное обсуждение всех этих вопросов. Общий характер постановки и разрешения вопросов в таких

случаях представляется нам достаточно выясненным; частности определяются непосредственно условиями того или иного конкретного случая. И здесь, как и в случае трубопроводов, считаем нужным предостеречь от излишнего увлечения подобными расчетами, в смысле слепого подчинения полученным результатам.

Значение экономического расчета заключается прежде всего в том, что намечаются известные пределы возможных решений и устанавливается влияние отдельных элементов, в кругу которых окончательный выбор подсказывается здравым смыслом, опытом и чутьем инженера.

Проф. Б. А. БАХМЕТОВ.

Незаиляющие каналы.**§ 1. Формула Kennedy и проверка каналов на заиление.**

Рассмотрим приемы расчета каналов в случае необходимости считаться с заилением; при этом будем полагать, что предохраняющая от заиления скорость определяется по формуле типа Kennedy: ¹⁾

$$v_{кр.} = ah^p \dots \dots \dots (1)$$

Чтобы уяснить себе те затруднения, которые встречаются при подобных расчетах, рассмотрим частный пример.

Требуется рассчитать канал для пропуска $10 \text{ м}^3/\text{сек.}$ в галечно-глинистом грунте, допускающем одиночные откосы и наибольшую скорость, $v_{max} = 1,25 \text{ м/сек.}$ Наибольшее допустимое наполнение канала $h = 2,0 \text{ мтр.}$ Параметры формулы (1) примем непосредственно по Kennedy:

$$v_{кр.} = 0,55 h^{0,64}.$$

При $h = 2 \text{ мтр.}$

$$v_{кр.} = 0,55 \cdot 2^{0,64} = 0,86 \text{ м/сек.}$$

Таким образом, наименьшая допустимая скорость равна $0,86 \text{ м/сек.}$

а) Предположим, что уклон местности $i_0 = 8^0/000$.

Имеем:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = \frac{10 \cdot 100}{\sqrt{8}} = 353 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При глубине $h = 2 \text{ мтр.}$ и $\gamma = 1,30^2)$, этой величине соответствует $b = 2,4 \text{ мтр.}$

Соответственно: $\omega = 8,8 \text{ м}^2$; $v = \frac{10}{8,8} = 1,14 \text{ м/сек.} > v_{кр.}$

Таким образом, при заданном уклоне незаиляемость обеспечена.

б) Предположим теперь, что уклон канала $i_0 = 2^0/000$.

¹⁾ Напомним здесь еще раз, что наблюдения Kennedy относились по преимуществу к каналам широким; в более узких каналах, надо думать, критическая незаиляющая скорость будет зависеть от гидравлического радиуса. Некоторые соображения об этом см. ниже.

²⁾ По Bazin'у.

Соответственно: пропускная способность

$$K = \frac{10 \cdot 100}{\sqrt{2}} = 707 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

ширина по дну $b = 5,5 \text{ м.}$; площадь живого сечения $\omega = 15 \text{ м}^2$; скорость: $v = \frac{10}{15} = 0,667 \text{ м/сек.} < v_{кр.}$

Скорость мала. Канал не обеспечен от заиления.

По формуле Kennedy, критическая незаилающая скорость уменьшается с глубиной воды в канале. Принятое наполнение $h = 2 \text{ м.}$ требует скорости $0,86 \text{ м/сек.}$, которая при заданном уклоне получена быть не может. Для обеспечения незаиляемости приходится уменьшать глубину. Так как, однако, с уменьшением глубины увеличивается стоимость канала, то уменьшать h надо возможно меньше. Таким образом, из всех каналов, элементы которых удовлетворяют тому, что:

1) обеспечена требуемая пропускная способность

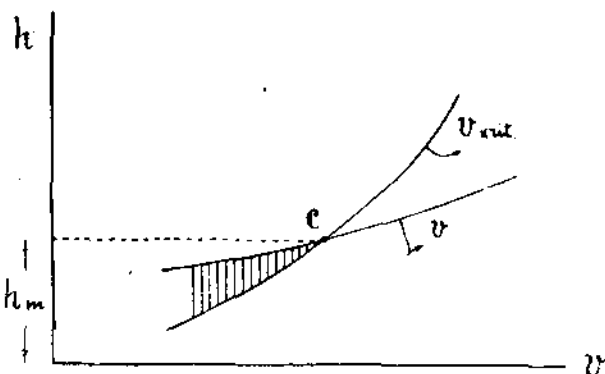
$$K = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} \dots \dots \dots (2)$$

2) средняя скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = W \sqrt{i_0} \geq v_{кр.} \dots \dots \dots (3)$$

надо избрать то решение, при котором глубина получается наибольшая.

Задачу возможно решить следующим образом. Задаемся различными глубинами воды в канале; для каждой глубины h находим ширину по дну b и площадь живого сечения ω соответственно требуемой пропускной способности K ; зная последнюю, определяем скорость $v = \frac{Q}{\omega}$, которую и наносим на кривую в функции от h . Получаем, таким образом, кривую $v = f(h)$



Фиг. 137.

при $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \text{const.}$ На ряду с этим строим по Kennedy, в функции того же h кривую критических незаилающих скоростей. Заштрихованное линиями пространство есть область возможных решений ($v > v_{кр.}$); наибольшая возможная глубина незаилающегося канала определяется точкой пересечения кривых (фиг. 137).

§ 2. Способ подсчета незаияляющихся каналов, предложенный проф Б. А. Бахметевым.

1. Общие соображения. Приведенный выше прием, решая поставленную задачу, в то же время очень неудобен в применении, требуя в каждом случае длинных и утомительных вычислений¹⁾. В виду этого желательно найти более общее решение вопроса, что может быть достигнуто следующим образом.

По Kennedy, вообще говоря:

$$v_{кр.} = a \cdot h^p.$$

С другой стороны, средняя скорость:

$$v = W \sqrt{i_0} = C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{i_0}.$$

Для незаияемости необходимо, чтобы $v > v_{кр.}$; откуда, сделав подстановку и преобразовывая, имеем:

$$i \geq \frac{a^2}{C^2} \cdot \frac{h^{2p}}{R} \dots \dots \dots (4)$$

Примем, что C выражено одночленной формулой:

$$C = C_0 \cdot R^y \dots \dots \dots (5)$$

Рассмотрим случай трапециoidalных каналов, начав при этом с „гидравлически наивыгоднейших каналов“.

2. Гидравлически наивыгоднейший канал. В этом случае:

$$R = 0,5 h;$$

соответственно:

$$C^2 R = C_0^2 (0,5 h)^{1+2y}.$$

Подставляя в (6), получаем:

$$i \geq \frac{a^2}{C_0^2 \cdot (0,5)^{1+2y}} h^{2(p-y)-1} \dots \dots \dots (7)$$

Для конкретизации вопроса примем параметры a и p непосредственно по Kennedy: для метровых мер $p = 0,64$; $a = 0,55$; что же касается $C = C_0 R^y$, то для случая заияемых каналов можно принять формулу Manning'a: $C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$, где n коэффициент формулы Ganguillet-Kutter'a.

Подставляя в (6), получим:

$$i \geq \left(\frac{v_{кр.}}{W} \right)^2 = \frac{0,55^2 n^2}{0,5^{\frac{4}{3}}} h^{2(0,64 - 0,166) - 1} \approx \frac{0,76 n^2}{h^{0,06}}.$$

¹⁾ Для облегчения расчетов Kennedy составил особые диаграммы.

Величина $h^{0,05} = \sqrt[20]{h}$ в пределах обычных, встречающихся в практике, глубин мало отличается от единицы.

h	0,2	0,5	1	2	3	4
$\sqrt[20]{h}$	0,92	0,97	1,00	1,03	1,05	1,07

Таким образом, для обычных случаев можно смело принимать $\sqrt[20]{h_a} = 1$. Соответственно этому имеем для наивыгоднейших профилей

$$i_{0\text{кр}} \geq 0,76 n^2 \dots \dots \dots (8)$$

Выражение (7) указывает, что имеется, вообще говоря некоторый критический уклон $i_{\text{кр}} \geq 0,76 n^2$, который при данной шероховатости делит все каналы гидравлически наивыгоднейшей формы на заиляющиеся и незаиляющиеся.

Канал, проведенный с уклоном $i > i_{\text{кр}}$, заиливаться не будет; наоборот, при уклоне $i < i_{\text{кр}}$, канал, поскольку верны параметры формулы Kennedy, не безопасен от заиления.

Приводим критические уклоны для различных коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'y:

n	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030
$i_{0\text{кр.}} \text{ } ^0/_{000}$	2,20	3,04	3,86	4,75	5,74	6,83

Соотношение (8) соответствует значению параметра в формуле Kennedy: $a_0 = 0,55$. При ином параметре $a = \alpha a_0$ формула обращается в

$$i_{0\text{кр.}} = 0,76 \alpha^2 n^2.$$

3. Общий случай трапециoidalного канала. Обратимся теперь к общему случаю трапециoidalного канала. Будем рассматривать семейства подобных профилей характеризуемых параметрами $\beta = \frac{b}{h}$ и m (заложение откоса стенок канала).

Элементы данного семейства профилей определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} \omega &= (b + mh) h = (\beta + m) h^2; \\ \chi &= b + 2h \sqrt{1 + m^2} = (\beta + 2 \sqrt{1 + m^2}) h, \\ R &= \frac{\beta + m}{\beta + 2 \sqrt{1 + m^2}} h = \frac{h}{2} \cdot \frac{2(\beta + m)}{\beta + 2 \sqrt{1 + m^2}}. \end{aligned}$$

Величину $\frac{2(\beta + m)}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}$, характеризующую данное семейство профилей, назовем δ таким образом:

$$R = 0,5 h \cdot \delta.$$

Подставляя в (6), имеем:

$$i \geq \frac{a^2}{C^2} \cdot \frac{h^{2p}}{R^{1+2y}} = \frac{a^2}{C_0^2 \cdot (0,5)^{1+2y}} h^{2(p-y)-1} \frac{1}{\delta^{1+2y}} \quad (9)$$

Выражение (9) отличается от (7) лишь членом $\frac{1}{\delta^{1+2y}}$ постоянным для данного семейства профилей.

Для параметров Kennedy и формулы Manning'a, полагая $\sqrt[20]{h} = 1$, имеем вместо (9)

$$i > i_{кр.} = a^2 \frac{0,76}{\delta^{\frac{4}{3}}} n^2 \quad (10)$$

или обозначая критический уклон для канала гидравлически наивыгоднейшего через $i_{0кр.}$

$$i_{кр.} = i_{0кр.} \cdot \frac{1}{\delta^{1,33}} \quad (11)$$

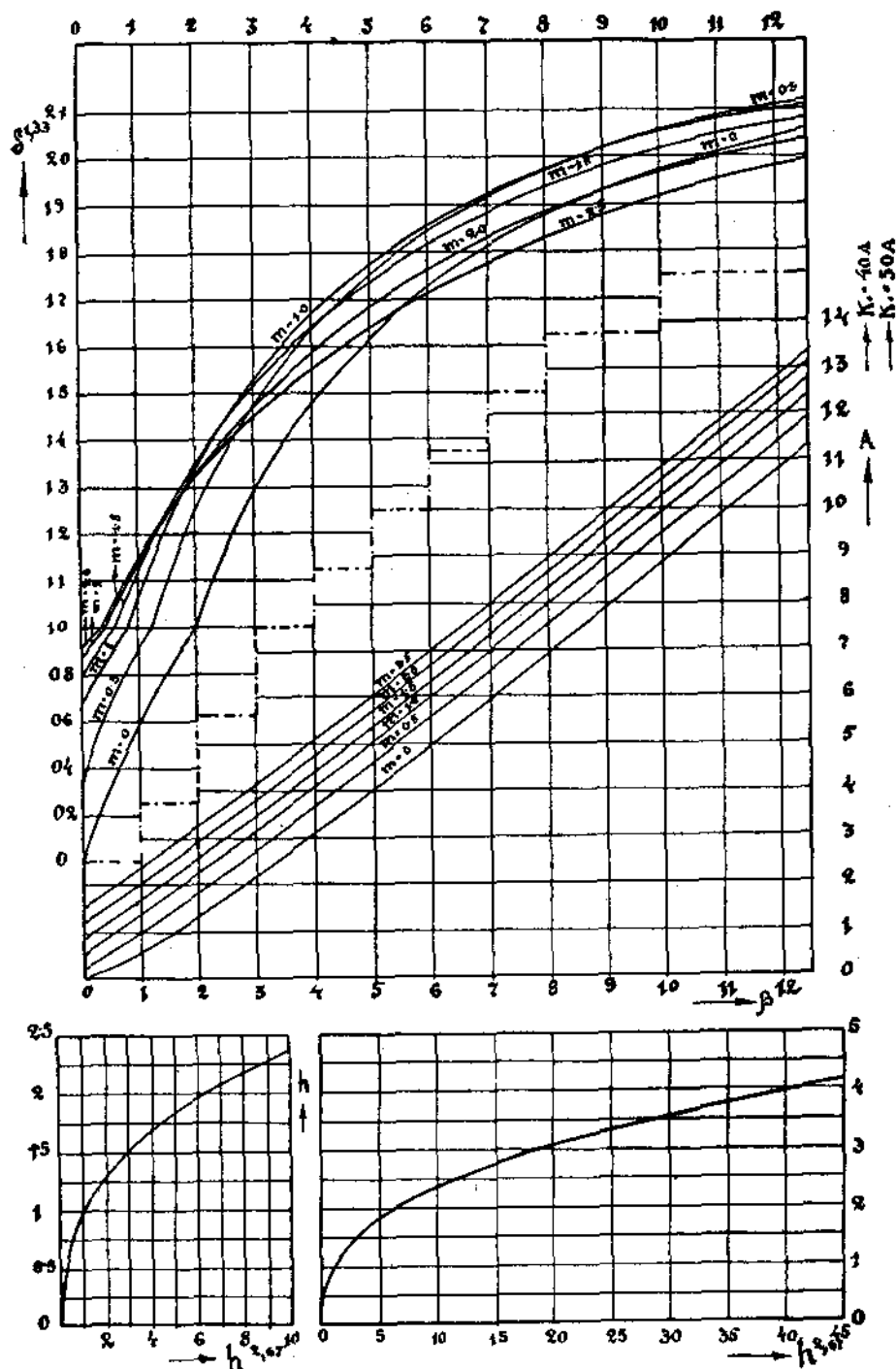
Как видим, критический, предохраняющий от заиления, уклон равен уклону $i_{0кр.} = 0,76 a^2 n^2$, соответствующему гидравлически наивыгоднейшему профилю, деленному на величину $\delta^{\frac{4}{3}}$, значения которой при различных β и m могут быть взяты из прилагаемого графика. Для широких и неглубоких профилей $(\beta - \beta_0) \delta > 1$; обратно $i_{кр.} < i_{0кр.}$ для глубоких и узких. Соотношение (10) непосредственно указывает минимальный обеспечивающий от заиляемости уклон, соответствующий данному семейству профилей, при определенной шероховатости стенок и составе наноса; обратно, в случае, если наперед задан уклон i , с которым должен быть проложен канал, то для того, чтобы он был незаиляющимся, относительная ширина канала по дну должна быть не меньше некоторой β_{min} , определяемой по кривой $f(\beta) = \delta^{1,33}$ из условия:

$$\delta^{1,33} = \frac{i_{кр.0}}{i} = \frac{0,76 a^2 n^2}{i}$$

4. Расчет незаиляющихся каналов. При практических расчетах приходится находить не только семейства профилей, но и размеры самого канала, т. е. помимо величины β , определить соответствующую требуемой пропускной способности величину h .

При наших обозначениях величина K равна:

$$K = \omega C \sqrt{R} = (\beta + m) h^2 C_0 (0,5 h \delta)^{0,5+y} = C_0 0,5^{0,5+y} (\beta + m) \delta^{0,5+y}.$$



Фиг. 138.

Принимая по Manning'у $y = 0,17$; $C_p = \frac{1}{n}$ и называя величину

$$(\beta + m) \left(\frac{\delta}{2} \right)^{0,87} = A \quad (12)$$

имеем:

$$K = \frac{A}{n} \cdot h^{2,87} = K_0 h^{2,87} \quad (13)$$

где $K_0 = \frac{A}{n}$, есть значение K при $h = 1$.

Кривые A в функции β и m приведены на диаграмме (фиг. 138).

Эти же кривые в соответствующем масштабе непосредственно определяют значения $K_0 = \frac{A}{n}$ при коэффициентах шероховатости $n = 0,020$ ($K_0 = 50 A$) и $n = 0,025$ ($K_0 = 40 A$).

На этой же диаграмме внизу для облегчения расчетов приведена кривая $h^{2,87}$ (левая кривая в увеличенном масштабе для малых h).

Пользование диаграммой сводится к следующему: пусть канал при расходе Q , откосе m и уклоне i должен быть сделан незаияющим. Для этого необходимо, чтобы

$$\delta^{1,33} \geq 0,76 \alpha^2 n^2 \quad (14)$$

Определив $\delta^{1,33}$, по диаграмме находим наименьшее возможное β , а также соответственное A и $K_0 = \frac{A}{n}$.

Определив по Q и i требуемую пропускную способность $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, находим $\frac{K}{K_0} = h^{2,87}$ и по кривой $h^{2,87}$ величину h .

Пример: возьмем рассмотренный выше случай

$$Q = 10 \text{ м}^3/\text{сек.}; i = 2^0/000; m = 1; n = 0,0225, [\alpha = 1]$$

$$K = \frac{10 \cdot 100}{\sqrt{2}} = 709 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Определяем

$$\delta^{1,33} = \frac{0,76 \cdot 0,0225^2 \cdot 1^2}{0,0002} = 1,92;$$

соответственно по графику

$$\beta = 7,05 \text{ и } A = 7,04.$$

$$K_0 = \frac{A}{n} = \frac{7,04}{0,0225} = 313 \text{ и } \frac{K}{K_0} = \frac{709}{313} = 2,27.$$

По кривой $h^{2,87}$ находим:

$$h = 1,36.$$

Соответственное живое сечение:

$$\omega = h^2 (\beta + m) = 1,36^2 \cdot 8,05 = 14,89 \text{ м}^2.$$

Скорость:

$$v = \frac{10}{14,89} = 0,67 \text{ м/сек.}$$

По Kennedy же имеем:

$$v = 0,55 \cdot 1,36^{0,64} = 0,669 \text{ или } 0,67 \text{ м/сек.}$$

5. Несколько общих замечаний. Все вышеизложенное невольно приводит к следующим соображениям.

Условием незаияемости является наличие некоторого уклона, одинакового для целого семейства каналов.

Уклон в свою очередь является мерой удельной работы сопротивлений на единицу длины водотока. Таким образом, оказывается, что для предотвращения заиливания, т.е. выпадения взвешенных частиц или, что то же, для поддержания наноса во взвешенном состоянии, необходима некоторая определенная затрата энергии в потоке. Говоря о беспорядочном движении, можно, таким образом, сказать, что отсутствие заиливания связано с поддержанием известной степени беспорядочности. Всякому определенному размеру фракций соответствует определенная беспорядочность; основываясь на наблюдении Kennedy и принимая для характеристики порядка фракций его параметр, можно установить и меру требуемой беспорядочности движения; для этого может служить мера затраты энергии на единицу веса на единице длины потока, равная

$$\frac{a^2}{C_0^2 (0,5\delta)^{1+2y}} = \left[\frac{a}{C_0 (0,5\delta)^{0,5+y}} \right]^2.$$

Напомним, что выражение это получено из (9), приравнявая $h^{2(p-y)-1}$ единице. Строго говоря, это требует определенной связи между показателями. Именно:

$$2(p-y)-1=0$$

или

$$p-y=0,5 \quad (15)$$

по Kennedy $p=0,64$; по Manning'у $y=0,167$; т.е. $p-y=0,47$.

Вспомним, однако, что согласно данным опыта для заиленных каналов y принимает и меньшие значения падая до 0,15 и даже ниже; таким образом оказывается, что величины p и y как раз возвращаются в пределах, близких к соотношению (15). Показатель Kennedy p также представляет лишь некоторую среднюю полученную величину; при более детальном изучении вопроса возможно, что величина показателя также будет изменяться в известных пределах. При этом нет ничего невероятного, что показатели y и p окажутся связанными соотношением $p-y=0,5$. Такая связь могла бы служить подтверждением правильности отмеченного выше сопоставления, вообще легко и свободно усвояемого разумом, о необходимости затраты удельной энергии для поддержания в взвешенном

состоянии определяемых фракций наноса. Ограничиваясь пока этими замечаниями, будем ждать разъяснения этого крайне интересного и важного вопроса от дальнейших исследований, прежде всего, конечно, опытных.

От редакции. 1. Формула Кеннеди хотя и носит приближенный характер ¹⁾, но получила большое распространение при проверке ирригационных каналов на заиливание. Она выведена автором путем наблюдений над теми каналами Пенджабской оросительной системы, которые практически не подвергались ни заиливанию, ни размыву ²⁾.

Кеннеди получил значение параметра $a_0 = 0,55$ для Пенджаба. Buckley (Irrigation Channels) указывает, что на оросительных системах Sind'a $a = \frac{3}{4} a_0 = 0,41$, в Египте $a = \frac{2}{3} a_0 = 0,37$, для каналов Burma считают незаиливающие скорости по формуле $v_{кр} = 0,67 \cdot h^{0,57}$. Принимая во внимание эти данные, а также опыты Deason'a ³⁾ и кривые Thripp'a ⁴⁾, можно заключить, что общий вид формулы для незаиливающей скорости будет:

$$v_{кр} = a \cdot h^v.$$

Parker, подробно анализируя результаты формулы Кеннеди, приходит к заключению, что в каналах Кеннеди лишь не происходит размыва грунта, наносы же, находящиеся в воде, как взвешенные, так и увлекаемые по дну, проносятся в них к полям орошения. Он считает, что параметр a зависит от размеров фракций этих наносов и предлагает подсчитывать его величину по формуле:

$$a = \frac{a_0 \sigma}{40} = 0,55 \cdot \frac{\sigma}{40} \dots \dots \dots (16)$$

где σ — процент (по объему) частиц проносимого ила, осаждающихся в спокойной воде со скоростью большей 0,3 м/сек. Их содержание в воде каналов Пенджаба характеризуется, по Parker'y, $\sigma = 40\%$.

Moritz ⁵⁾ при воде, насыщенной наносами, применяет формулу типа Кеннеди ($v_{кр} = a \cdot h^{0,61}$), но для коэффициентов a дает значения от 0,55 до 0,72, в зависимости от размера фракций наносов. При воде, практически не содержащей наносов, он пользуется формулой:

$$v_{кр} = a \cdot h^{0,5},$$

оставляя для параметра a те же значения, но классифицируя их по характеру поверхностного слоя грунта на стенках и дне канала.

2. Возвращаясь к оригинальной попытке проф. Бахметева подойти к вопросу о расчете незаиливающихся каналов, можно развить далее его точку зрения. Формула Кеннеди ⁶⁾ выведена для широких каналов, для которых $R \cong h$. Принимая во внимание ее приближенный характер, можно считать, что те же результаты могут быть вполне удовлетворительно представлены формулой:

$$v_{кр} = a R^p.$$

¹⁾ Kennedy, Crafic Hydraulic Diagrams. См. также Proc. of Inst. Civ. Eng., vol. 119, p. 282.

²⁾ Parker, Control of Water, 1925, p. 755, fig. 223

³⁾ Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 118, p. 93.

⁴⁾ Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 171, p. 346.

⁵⁾ Working Data for Irrigations Engineers. 1915, p. 49.

⁶⁾ Теоретическое объяснение формулы Кеннеди в предположении потока, заполненного эллиптическими вихрями, дано проф. Н. Е. Жуковским в его статье „О снежных заносах и заиливании рек“. Труды Центр. Аэрогидр. Инст., Москва, 1919.

Скорость воды в канале:

$$v_k = W \cdot \sqrt{i} = C \sqrt{R \cdot i}$$

Откуда:

$$i_{кр.} = \frac{v_k^2}{W^2} = \frac{a^2 R^{2p}}{C^2 R}$$

Выражая C через $C = C_0 R^y$, имеем:

$$i_{кр.} = \frac{a^2 R^{2(p-y)-1}}{C_0^2}$$

Принимая по Кеннеди $p = 0,64$, по Manning'у $C_0 = \frac{1}{n}$ и $y = \frac{1}{6} = 0,17$ и по Parker'у $\alpha = \frac{0,55\sigma}{40}$, получим:

$$i_{кр.} = a^2 n^2 R^{0,05}$$

Так как R одного порядка с наполнением h и лишь немного менее его, следуя Бахметеву, можно принять для каналов, обычно применяемых в практике:

$$R^{0,05} \approx 1,0.$$

Таким образом, в первом приближении, можно считать

$$i_{кр.} = a^2 n^2 = \left(\frac{0,55 \cdot \sigma}{40} \right)^2 n^2.$$

3. Чрезвычайно интересный результат был получен Seddon'ом, который ¹⁾ в малом масштабе произвел опыты по разработке потоком своего ложа в размываемом грунте, а именно, поток размывал себе такое русло, что средняя скорость не зависела от уклона, т.-е., при всех уклонах $U = C \sqrt{Ri} = \text{Const}$ ²⁾. Несоответствие этого результата формуле Кеннеди объясняется тем, что тут мы имеем совершенно иное физическое явление. В каналах Кеннеди вода с наносами движется по руслу, которого она не может размывать, а в опытах Seddon'а—чистая вода производит размыв грунта. Средняя скорость, постоянство которой он установил в своих опытах, практически оказалась равной той, при которой частицы грунта начинают увлекаться потоком.



¹⁾ Trans. Assoc. of Eng. Soc., 1886, p. 127; цитируем по Parker'у: л. а. с., p. 770.

²⁾ При увеличении уклона русло делается лишь более мелким и широким.

Профессор *Н. Н. ПАВЛОВСКИЙ*.

О новых показательных формулах при равномерном движении воды.

Еще в 1914—15 г. проф. Б. А. Бахметев указывал на преимущества так наз. „показательных формул“ при расчетах, связанных с равномерным движением воды в каналах и трубах, и считал желательным введение таких формул в инженерную практику. Этот взгляд Б. А. Бахметева на показательные формулы вполне подтвердился дальнейшим ходом развития практической гидравлики в этой области, а именно — появлением за последние 10—15 лет целого ряда формул „показательного типа“ как в Америке, так и в Европе. В настоящей заметке я останавливаюсь на тех из них, которые являются наиболее существенными по практическим приложениям или по своей разработке.

§ 1. Формулы Moritz'a, Scobey и Barnes'a.

Американский инженер Мориц (Moritz) указывает для напорных трубопроводов ¹⁾ формулу, которую можно свести к виду:

$$V = C_0 R^{0,7} \cdot i^{0,556},$$

где при метровых размерах для деревянных труб (бочарной клепки) $C_0 = 144$, для бетонных $C_0 = 131$, для железных клепанных $C_0 = 125$, для чугунных $C_0 = 139$. Эта формула применяется в Америке Отделом Земельных Улучшений (U. S. Reclamation Service), в особенности для первых двух категорий трубопроводов.

Формулы Scobey. Производя подробную сводку опытных материалов по деревянным и бетонным трубопроводам, Скобей (Scobey) пришел к таким выражениям (в метр. измерениях).

Для деревянных ²⁾ труб (1915 г.):

$$V = 122 \cdot R^{0,68} \cdot i^{0,558},$$

для бетонных труб (1920 г.):

$$V = C_0 R^{0,625} \cdot i^{0,6},$$

где для C_0 автором дается ³⁾ несколько значений в зависимости от способа изготовления и возраста труб.

¹⁾ Moritz, „Working Data for Irrigation Engineers“, 1915, p. 67.

²⁾ Scobey, U. S. Depart. of Agriculture, Bull. 376.

³⁾ Scobey, U. S. Depart. of Agriculture, Bull. 852.

Формула Barnes (1916 г.). Барнес (Barnes) предлагает ¹⁾ свою формулу как для труб, так и для каналов; хотя она не находит широких приложений, но заслуживает некоторого внимания, как попытка найти различные значения показателей α и β для разных видов шероховатости. Имея в виду общий вид ее:

$$V = C_0 R^3 i^\alpha,$$

приведем для иллюстрации значения C_0 и показателей α и β для земляных русел.

Для земляных каналов в средних условиях и рек без растительности имеем, например, согласно таблице Barnes'a:

$$V = 40,6 \cdot R^{0,694} \cdot i^{0,496} \text{ (для метр.)},$$

что по Barnes'у можно написать и проще:

$$V = 42 \cdot R^{0,7} \cdot i^{0,5}.$$

По Barnes'у для каждого рода труб или каналов получается, в сущности, отдельная формула, и нет связи между тремя указываемыми в его таблице коэффициентами; равным образом, по таблице нельзя связать эти цифры и с хорошо известными типами шероховатости по Ganguillet-Kutter'у, т. е. с их коэффициентом „ n “. Это вносит в формулу Barnes'a заметную неопределенность и составляет, несомненно, ее слабое место. Кроме того, классификация видов шероховатости для каналов совершенно не достаточна. В виду этого, в таком виде формула Barnes'a пока не может быть признана имеющей общее расчетное значение.

§ 2. Формула Ellis'a (1916 г.).

Инженер Эллис (Ellis) обработал ²⁾ в виде показательной формулы новые опытные данные, опубликованные Департаментом Земледелия Соединенных Штатов (U. S. Department of Agriculture) для земляных, бетонированных и деревянных каналов, а также для металлических желобов, при чем гидравлический радиус R доходил до 4 фут., уклоны дна изменялись от 0,01 до 0,0001. Автор приходит к формуле:

$$V = C_0 R^{0,69} \cdot i^{0,5},$$

где он предлагает брать для предварительных расчетов в земляных каналах $C_0 = 41,5$, в бетонированных $C_0 = 72,5$, в деревянных каналах $C_0 = 65,5$; для металлических желобов в среднем $C_0 = 79,5 = \approx 80$ (для метр. размеров).

Однако Ellis дает и более подробные данные о коэффициенте C_0 , вполне правильно полагая, что этот коэффициент следует связать с коэф-

¹⁾ Engineering News, 1916, oct. 19.

²⁾ Trans. of American Soc. of Civ. Eng., Vol. LXXX, p. 1644.

фициентом „ n “ Ganguillet-Kutter'a. Такую связь на основании опытных данных автор дает в виде:

$$C_0 = \frac{1,25}{n} + \frac{0,03}{n^2} \text{ (фут.)}$$

или более грубо:

$$C_0 = \approx \frac{1,45}{n} \text{ (фут.)} = \approx \frac{1}{n} \text{ (метр.)}$$

К достоинствам формулы Ellis'a следует отнести только что названную связь между C_0 и коэффициентом „ n “, вносящую во всяком случае достаточную определенность при выборе C_0 , а также то обстоятельство, что им были использованы новые опытные данные. Из приводимой Ellis'ом обработки их, однако, видно, что значение показателя $\beta = 0,69$ является лишь средним и в действительности изменялось по опытным данным таким образом: для бетонных каналов $\beta = 0,637 - 0,718$; для деревянных $\beta = 0,675 - 0,718$; для земляных $\beta = 0,675 - 0,767$; для металлических желобов $\beta = 0,63 - 0,67$. В общем значения β увеличиваются с возрастанием шероховатости, но никаких исследований для изучения этой связи Ellis'ом, к сожалению, не сделано.

§ 3. Формула Forchheimer'a (1923 г.).

В журнале „Wasserkraft“ от 15 апреля 1920 г., за подписью нескольких известных немецких профессоров-гидротехников, было опубликовано обращение к гидротехническим предприятиям и промышленным фирмам и к отдельным специалистам по поводу необходимости производства новых опытов над движением воды в каналах. Этот призыв имел успех, и гидротехника обогатилась несколькими новыми опытами, относящимися к большим каналам и произведенными по точным современным методам.

Проф. Ф. Форхеймер (Philipp Forchheimer) обработал ¹⁾ эти данные (по каналам: Frostberg-Tacherting, Garching-Neukirchen, Stettenhofen и два канала предприятия Uppenborn), присоединив к ним также данные новых опытов по некоторым другим каналам в Европе (бетонное русло р. Вены, канал Аачан в Швейцарии и нек. др.). Все эти опыты весьма ценны именно благодаря большим размерам каналов (гидравлический радиус $R = \approx 2 - 3$ м); число наблюдений по этим каналам составляет около 200.

Форхеймер рассмотрел также новые американские опыты по бетонным трубам, собранные в 1920 г. уже упомянутым выше инж. Scobey, а кроме того — старые опыты Bazin'a по каналам и несколько (сравнительно немного) отдельных опытных данных других исследователей по каналам и трубам. Водопроводных труб Форхеймер в своей работе почти не касался.

¹⁾ Ph. Forchheimer, „Der Durchfluss des Wassers durch Röhren und Gräben“ Berlin, 1923.

В результате своих исследований он дал (в 1923 г.) следующую показательную формулу:

$$V = C_0 R^{0,7} \cdot i^{0,5}, \dots \dots \dots (A)$$

где для C_0 он на основании новых опытных данных считает возможным, как и Mapping, положить $C_0 = \frac{1}{n}$, что согласно и с новыми данными Ellis'a.

Самая обработка материала у Форхеймера производит несколько странное впечатление. Он пользуется одними опытами для определения C_0 , другими — для нахождения показателя при R , третьими для показателя при i , что вызывает некоторые сомнения при чтении работы. Далее Форхеймер нигде не пользуется графической обработкой материала, что обычно лучше всего ведет к цели при отыскании показательных зависимостей, но дает лишь вычисления и при том без определенного плана. Он не столько ищет показатель β при R , сколько старается лишь подтвердить вычислениями, что, если принять формулу (A), то она дает достаточно близкие к опытам результаты. Однако, степень точности формулы (A) в ‰ ‰ автором нигде не дается. Все это вместе взятое делает чрезвычайно трудным самое чтение и оценку исследования Форхеймера.

Мы во всяком случае не можем согласиться, что можно столь просто всегда считать показатель $\beta = 0,7$; по данным самого Форхеймера β получается в пределах 0,6 — 0,8 чаще близко к 0,7, но этот вопрос, конечно, нуждается в дальнейшем освещении, которого нет у Форхеймера.

К достоинствам его работы следует отнести тот новый материал по большим каналам, который им опубликован и таким образом сделан доступным для других исследователей, а также то обстоятельство что в его работе находят подтверждение зависимости:

$$C_0 = \propto \frac{1}{n} \text{ и } \alpha = \propto 0,5.$$

Формула (A) в немецкой литературе называется „формулой Форхеймера“; под таким именем и мы здесь привели ее. Однако, едва ли в зависимости (A) можно видеть что-либо существенно новое: она весьма близка к формуле Ellis'a и совпадает с формулой Barnes'a для земляных каналов. На эти формулы Форхеймер, впрочем, нигде в своей работе не ссылается. Пожалуй, правильнее зависимость (A) назвать „упрощенной показательной формулой“.

§ 4. Общая характеристика показательных формул.

Показательные формулы вида $v = C_0 R^\beta i^\alpha$ могут быть вообще разбиты на две группы: 1) в первой показатели α и β постоянны, коэффициент C_0 изменяется с шероховатостью (есть формулы, о которых

мы не упоминали, где C_0 зависит также и от гидравлического радиуса); 2) во-вторых, все три величины: C_0 , α и β изменяются с шероховатостью. Кроме того, показательные формулы можно разделить еще по другому признаку, а именно — на формулы общие для каналов и труб и частные, пригодные либо только для каналов, либо только для труб; в группе таких частных формул можно выделить узко-специальные, предназначенные только для труб определенного рода (напр., формулы *Scobeu* для деревянных труб или его же формулы для труб бетонных).

Имеющимися до сего времени опытами достаточно ясно показано, что для бывших в употреблении труб и всякого рода каналов в практических расчетных формулах следует считать $\alpha = 0,5$, как принято почти во всех показательных формулах, находящих хотя бы некоторые применения. Что касается коэффициента C_0 , то, несомненно, следует признать наиболее правильной мысль — так или иначе на основании опытов связать этот коэффициент с хорошо известной величиной „ n “ по *Г.-К.* В тех формулах, где нет такой связи, самые значения C_0 не достаточно определены и ненадежны при практических расчетах.

Наконец, укажем, что хуже всего в показательных формулах обстоит дело с вопросом о показателе β . Все исследования указывают, что показатель этот изменяется с шероховатостью и даже в зависимости от R , но закономерность этого изменения до сего времени не найдена. Те авторы, которые в своих формулах считают β постоянным, в сущности принимают его среднее значение, получаемое по их опытам, которое у разных авторов выходит, естественно, различным. Такое положение не может считаться удовлетворительным: закономерность для β должна быть найдена, хотя бы на первое время лишь приближенно.

§ 5. Формула автора настоящей заметки.

Имея в виду только что указанные соображения, я считал небесполезным сделать попытку к выяснению зависимости коэффициента β как от шероховатости, так и от размеров русла, т. е. от гидравлического радиуса R . Для этой цели, конечно, пришлось обратиться к эмпирическим материалам — наиболее новым, технически совершенным и по возможности охватывающим разнообразие условия водотоков.

В качестве таковых материалов в 1925—26 г. я и подверг рассмотрению и обработке данные следующих новых опытов по равномерному движению:

- 1) опыты *United States Reclamation Service* ¹⁾;
- 2) опыты, изложенные американским инж. *Ivan Houk* ²⁾;

¹⁾ См., напр., в указанной выше книге *Moritz*, p. 52—58.

²⁾ „*Calculation of Flow in open Channels*“, Dayton, Ohio, 1918.

3) опыты, сводка коих дана проф. Forchheimer'ом ¹⁾.

Из материалов я получил около 300 опытных точек. Кроме того, та формула, к которой я пришел (см. ниже), была сопоставлена мною в дальнейшем с данными туркестанских опытов ²⁾ на оросительных каналах, при чем было рассмотрено еще около 300 точек с удовлетворительными результатами для предлагаемой формулы. Здесь я и хотел бы дать краткие сведения о ней ³⁾, оговариваясь, что подробное изложение будет дано мною в „Известиях Научно-Мелиорационного Института“.

Сопоставляя показательную формулу:

$$v = C_0 R^{\beta} \cdot i^{\alpha}$$

и формулу Chezy:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

видим, что

$$C = C_0 \cdot R^{\beta - 0,5} \cdot i^{\alpha - 0,5},$$

что при $\alpha = 0,5$ (см. выше §§ 3 и 4) дает:

$$C = C_0 R^{\beta - 0,5}.$$

Обозначая здесь

$$\beta - 0,5 = y$$

получим для коэффициента Chezy:

$$C = C_0 R^y \dots \dots \dots (B)$$

при чем я и ставил себе задачей найти выражение для „y“, как функции от коэффициента шероховатости „n“ и гидравлического радиуса R:

$$y = f(n, R).$$

Для коэффициента C_0 , как и другие авторы, я нахожу правильным принять (в метровых размерах):

$$C_0 = \frac{1}{n},$$

так что формула (B) более определенно переписется в виде:

$$C = \frac{1}{n} R^y \dots \dots \dots (C)$$

Логарифмируя эту зависимость, имеем:

$$\log C = \log \frac{1}{n} + y \log R,$$

откуда

$$y = \frac{\log C + \log n}{\log R} = \frac{\log (Cn)}{\log R} \dots \dots \dots (D)$$

¹⁾ См. его вышеуказанную работу (1923 г.).

²⁾ См. разные №№ „Вестника Иригации“ за 1923—1926 гг.

³⁾ Эта формула помещена в книге: Н. К. Горчин и М. Д. Чертоусов, „Гидравлика в задачах“, Ленинград, Кубуч, 1927, стр. 343.

Так как в правой части формулы все величины известны по опытным данным, то эту формулу можно подвергнуть графической обработке, после чего и можем подобрать наиболее удовлетворительную эмпирическую зависимость для величины $y = f(n, R)$. Все опыты при этом были разделены мною на 4 группы: 1) при $R \leq 0,3$ метра, 2) при $R = 0,3 \div 1$ м., 3) при $R = 1,0 \div 3,0$ м., 4) при $R \geq 3$ м. Коэффициенты шероховатости изменялись в пределах от $n \cong 0,011$ до $n = 0,035$.

Зависимость для показателя y получена мною в следующем виде (при метровом измерении):

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10) \dots \dots (E)$$

что приближенно оказалось возможным заменить двумя простыми выражениями:

1) при $R < 1$ м.

$$y \approx 1,5 \sqrt{n};$$

2) при $R > 1$ мтр.

$$y \approx 1,3 \sqrt{n}.$$

Значения показателя y по формуле (E) приводятся в прилагаемой таблице, из которой видно, что значения этого показателя изменяются от $y = 0,12 \div 0,15$ до $y = 0,30$ и даже более.

В заключение отмечу следующее. Формулы (C) и (E) пока еще не исследованы мною для водопроводных труб и водосточных коллекторов и в настоящее время предлагаются мною главным образом для разного рода каналов и некоторых видов трубопроводов больших диаметров (главным образом—бетонных и железо-бетонных). Отмечу еще, что формулу (E) я не могу распространить на случаи весьма больших гидравлических радиусов ($R > 3$ м.), для каковых, повидимому, наиболее применима полная формула Ganguillet-Kutter'a. Наконец, укажу, что некоторая сложность предлагаемой мною формулы, дающей достаточную определенность при выборе показателя y (а, следовательно, и показателя β), не может создать каких-либо затруднений при практическом применении, так как для всех главных типов шероховатости весьма легко построить графики изменения значений коэффициента C в зависимости от гидравлического радиуса R , а также дать соответствующие таблицы, как то и сделано мною¹⁾.

¹⁾ График помещен в вышеуказанной книге Н. К. Горчина и М. Д. Чертоусова (стр. 344). См. также приложение 3.

ТАБЛИЦЫ и ГРАФИКИ.

Т а б л и ц ы:

- I. Веса водопроводных чугунных труб.
- II. Таблица Manning'a для чистых труб.
- III. Таблица Manning'a для нормальной расчетной формулы.
- IV. Таблица Manning'a для грязных труб.
- V. Таблица Fanning'a для чугунных водопроводных труб.
- VI. Таблица W для канализационных труб по Manning'y.
- VII. Таблица K для канализационных труб по Manning'y.
- VIII. Приведенные скорости в каналах по формуле Manning'a.
- IX. Приведенные скорости в каналах по формуле Bazin'a.
- X. Коэффициенты шероховатости по Bazin'y.
- XI. Коэффициенты шероховатости по Ganguillet-Kutter'y и Manning'y.
- XII. Сравнение коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'y, Manning'y и Bazin'y.
- XIII. Опытные данные о коэффициенте шероховатости в каналах Северной Америки ¹⁾.
- XIV. Значения показателя u в формуле проф. Н. Н. Павловского.

Г р а ф и к и:

- A. Формула Bazin'a.
- Б. Формула Ganguillet-Kutter'a.
- В. Формула проф. Н. Н. Павловского.

¹⁾ Таблица V заимствованная у Fanning'a (Treatise on Hydraulics, New-York, 1909, p. 269), и таблицы X, XI, XII и XIII, взятые у King'a (Handbook of Hydraulics, New-York, 1918, pp. 193, 204—206, 404—413), лишь пересчитаны на метровый размер с точностью логарифмической линейки.

ТАБЛИЦА I.

Весы водопроводных чугунных труб по русскому нормальному сортаменту, выработанному на V Водопроводном съезде.

Внутренний диаметр труб.	Приблизительное значение внутреннего диаметра.	Раструбные соединения.				Фланцевые соединения.			
		Весы в килограммах.		Весы в пудах.		Весы в килограммах.		Весы в пудах.	
		Одной трубы с раструбом и бургом.	Погон. метра трубы с раструбом и бургом.	Одной трубы с раструбом и бургом.	Погонной саж. трубы с раструбом и бургом.	Одной трубы с двумя фланцами.	Погон. метра трубы с двумя фланцами.	Одной трубы с двумя фланцами.	Погонной саж. трубы с двумя фланцами.
d мм.	Дюйм.								
40	1,5	19,50	9,75	1,19	1,27	20,89	10,44	1,27	1,36
50	2	23,35	11,68	1,43	1,52	25,11	12,55	1,54	1,65
75	3	50,39	16,77	3,08	2,18	38,83	19,17	2,27	2,40
100	4	69,57	23,19	4,25	3,01	73,07	24,66	4,51	3,21
125	5	90,48	30,16	5,52	3,92	94,86	31,62	5,79	4,12
150	6	113,9	37,78	6,92	4,91	118,4	39,43	7,22	5,13
(175)	(7)	(138,3)	(46,09)	(8,44)	(5,99)	(145,1)	(48,36)	(8,86)	(6,30)
200	8	165,0	54,98	10,07	7,15	172,4	57,46	10,52	7,48
(225)	(9)	(193,7)	(64,50)	(11,82)	(8,38)	(202,8)	(67,60)	(12,39)	(8,81)
250	10	223,8	74,58	13,66	9,70	233,6	77,85	14,24	10,13
300	12	290,7	96,89	17,74	12,60	307,4	102,5	18,72	13,31
350	14	433,0	115,5	26,43	15,01	373,4	124,2	22,80	16,21
400	16	531,6	141,8	32,45	18,43	455,4	151,8	27,80	19,77
450	18	640,4	170,8	39,11	22,20	555,2	185,1	33,41	23,75
500	20	758,4	202,2	46,30	26,29	656,1	218,7	40,03	28,89
600	24	1024	273,2	62,54	35,51	881,9	294,0	53,83	38,27
700	28	1327	353,9	81,03	36,01	1162	387,3	69,70	49,56
(750)	(30)	(1496)	(399,0)	(91,35)	(51,86)	(1303)	(434,3)	(79,55)	(56,56)
800	32	1671	445,7	102,0	57,94	1474	491,3	89,92	63,93
900	36	2054	547,7	125,4	71,20	1809	602,9	110,4	78,51
1000	40	2478	660,9	151,3	85,91	2183	727,7	133,3	94,75
1200	48	3444	918,4	210,3	119,4	3081	1027	188,1	133,7

Примечание: Заключенные в скобки диаметры труб указывают на временно употребление последних.

ТАБЛИЦА II.

К расчету водопроводных труб по формуле Manning'a.

$$C = C_0 R^{1/6}, C_0 = 90 = \frac{1}{0,011}.$$

Чистые трубы.

Внутренний диаметр d мм.	Коэффициент Chezy C.	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность K $\frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	K ² $\frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
40	42,24	0,0440	5,308	28,17
50	43,84	0,0408	9,624	92,62
75	46,90	0,0357	28,37	805,1
100	49,21	0,0324	61,11	3,734 · 10 ³
125	51,07	0,0301	110,8	12,28 · 10 ³

Внутренний диаметр <i>d</i> м.м.	Коэффициент Chezy <i>C</i>	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность $K \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	$K^2 \frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
150	52,65	0,0283	180,2	32,46 · 10 ³
175	54,02	0,0269	271,8	73,86 · 10 ³
200	55,23	0,0257	388,0	150,6 · 10 ³
225	56,33	0,0247	531,2	282,2 · 10 ³
250	57,33	0,0239	703,5	494,9 · 10 ³
300	59,10	0,0225	1,144 · 10 ³	1,309 · 10 ⁶
350	60,63	0,0213	1,726 · 10 ³	2,978 · 10 ⁶
400	62,00	0,0204	2,464 · 10 ³	6,070 · 10 ⁶
450	63,23	0,0196	3,373 · 10 ³	11,38 · 10 ⁶
500	64,35	0,0189	4,467 · 10 ³	19,95 · 10 ⁶
600	66,33	0,0178	7,264 · 10 ³	52,76 · 10 ⁶
700	68,06	0,0169	10,96 · 10 ³	120,1 · 10 ⁶
750	68,84	0,0166	13,17 · 10 ³	173,4 · 10 ⁶
800	69,59	0,0162	15,64 · 10 ³	244,7 · 10 ⁶
900	70,97	0,0156	21,42 · 10 ³	458,6 · 10 ⁶
1000	72,23	0,0150	28,36 · 10 ³	804,5 · 10 ⁶
1200	74,45	0,0142	46,12 · 10 ³	2,127 · 10 ⁹
1400	76,39	0,0134	69,57 · 10 ³	4,840 · 10 ⁹
1600	78,11	0,0129	99,33 · 10 ³	9,866 · 10 ⁹
1800	79,66	0,0124	136,0 · 10 ³	18,49 · 10 ⁹
2000	81,07	0,0119	180,1 · 10 ³	32,43 · 10 ⁹

Т А Б Л И Ц А III.

К расчету водопроводных труб по формуле Manning'a.

$$C = C_0 R^{1/6}, \quad C_0 = 80 = \frac{1}{0,0125}$$

Нормальные расчетные условия.

Внутренний диаметр <i>d</i> м.м.	Коэффициент Chezy <i>C</i>	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность $K \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	$K^2 \frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
40	37,13	0,0569	4,666	21,77
50	38,54	0,0528	8,460	71,58
75	41,23	0,0462	24,94	622,2
100	43,26	0,0419	53,72	2,886 · 10 ³
125	44,90	0,0389	97,40	9,487 · 10 ³
150	46,28	0,0366	158,4	25,09 · 10 ³
175	47,49	0,0348	238,9	75,08 · 10 ³
200	48,56	0,0333	341,1	116,4 · 10 ³
225	49,52	0,0320	467,0	218,1 · 10 ³
250	50,40	0,0309	618,5	382,5 · 10 ³

Внутренний диаметр <i>d</i> мм.	Коэффициент Chezy <i>C</i>	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность $K \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	$K^2 \frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
300	51,95	0,0291	$1,006 \cdot 10^3$	$1,011 \cdot 10^6$
350	53,30	0,0276	$1,517 \cdot 10^3$	$2,301 \cdot 10^6$
400	54,50	0,0264	$2,166 \cdot 10^3$	$4,691 \cdot 10^6$
450	55,58	0,0254	$2,965 \cdot 10^3$	$8,792 \cdot 10^6$
500	56,57	0,0245	$3,927 \cdot 10^3$	$15,41 \cdot 10^6$
600	58,31	0,0231	$6,386 \cdot 10^3$	$40,78 \cdot 10^6$
700	59,83	0,0219	$9,632 \cdot 10^3$	$92,78 \cdot 10^6$
750	60,52	0,0214	$11,58 \cdot 10^3$	$134,1 \cdot 10^6$
800	61,18	0,0210	$13,75 \cdot 10^3$	$189,1 \cdot 10^6$
900	62,39	0,0200	$18,83 \cdot 10^3$	$354,5 \cdot 10^6$
1000	63,50	0,0195	$24,93 \cdot 10^3$	$621,7 \cdot 10^6$
1200	65,45	0,0183	$40,55 \cdot 10^3$	$1,644 \cdot 10^9$
1400	67,16	0,0174	$61,16 \cdot 10^3$	$3,741 \cdot 10^9$
1600	68,67	0,0166	$87,32 \cdot 10^3$	$7,625 \cdot 10^9$
1800	70,03	0,0160	$119,5 \cdot 10^3$	$14,29 \cdot 10^9$
2000	71,27	0,0154	$158,3 \cdot 10^3$	$25,07 \cdot 10^9$

Т А Б Л И Ц А IV.

К расчету водопроводных труб по формуле Manning'a.

$$C = C_0 R^{1/6}, C_0 = 70 = \frac{1}{0,0143}$$

Грязные трубы.

Внутренний диаметр <i>d</i> мм.	Коэффициент Chezy <i>C</i>	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность $K \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	$K^2 \frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
40	32,49	0,0743	4,083	16,67
50	33,72	0,0692	7,403	54,80
75	36,08	0,0603	21,83	476,4
100	37,85	0,0548	47,01	$2,209 \cdot 10^3$
125	39,29	0,0508	85,23	$7,264 \cdot 10^3$
150	40,50	0,0479	138,6	$19,21 \cdot 10^3$
175	41,55	0,0455	209,0	$43,70 \cdot 10^3$
200	42,49	0,0435	298,5	$89,08 \cdot 10^3$
225	43,33	0,0418	408,6	$167,0 \cdot 10^3$
250	44,10	0,0404	541,2	$292,8 \cdot 10^3$
300	45,46	0,0380	880,0	$774,4 \cdot 10^3$
350	46,64	0,0361	$1,327 \cdot 10^3$	$1,762 \cdot 10^3$
400	47,69	0,0345	$1,895 \cdot 10^3$	$3,592 \cdot 10^3$
450	48,64	0,0332	$2,594 \cdot 10^3$	$6,731 \cdot 10^3$
500	49,50	0,0320	$3,436 \cdot 10^3$	$11,81 \cdot 10^3$

Внутренний диаметр d мм.	Коэффициент Chezy C	Коэффициент Darcy λ	Пропускная способность $K \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$	$K^2 \frac{\text{литр.}^2}{\text{сек.}^2}$
600	51,02	0,0301	$5,587 \cdot 10^3$	$31,22 \cdot 10^6$
700	52,35	0,0286	$8,428 \cdot 10^3$	$71,04 \cdot 10^6$
750	52,96	0,0280	$10,13 \cdot 10^3$	$102,6 \cdot 10^6$
800	53,53	0,0274	$12,03 \cdot 10^3$	$144,8 \cdot 10^6$
900	54,59	0,0263	$16,47 \cdot 10^3$	$271,4 \cdot 10^6$
1000	55,56	0,0254	$21,82 \cdot 10^3$	$476,0 \cdot 10^6$
1200	57,27	0,0239	$35,48 \cdot 10^3$	$1,259 \cdot 10^9$
1400	58,76	0,0227	$53,52 \cdot 10^3$	$2,864 \cdot 10^9$
1600	60,09	0,0217	$76,41 \cdot 10^3$	$5,838 \cdot 10^9$
1800	61,28	0,0209	$104,6 \cdot 10^3$	$10,94 \cdot 10^9$
2000	62,36	0,0202	$138,5 \cdot 10^3$	$19,19 \cdot 10^9$

ТАБЛИЦА V.

К расчету чугунных водопроводных труб по Fanning'у.

Диаметр трубы d мм	Чистые гидрониро- ванные трубы.		Слегка загрязненные.		Грязные трубы.	
	C $\text{м}^0,5/\text{сек.}$	K $\text{литр}/\text{сек.}$	C $\text{м}^0,5/\text{сек.}$	K $\text{литр}/\text{сек.}$	C $\text{м}^0,5/\text{сек.}$	K $\text{литр}/\text{сек.}$
100	54,5	67,7	45,2	56,1	19,8	24,6
150	55,8	191	47,3	162	22,9	78,3
200	57,0	401	48,8	343	25,3	178
250	58,2	727	50,2	628	27,1	339
300	59,2	$1,15 \cdot 10^3$	51,4	996	28,6	553
350	60,2	$1,71 \cdot 10^3$	52,4	$1,49 \cdot 10^3$	29,7	845
400	61,1	$2,43 \cdot 10^3$	53,4	$2,12 \cdot 10^3$	30,6	$1,22 \cdot 10^3$
450	62,0	$3,30 \cdot 10^3$	54,4	$2,90 \cdot 10^3$	31,4	$1,67 \cdot 10^3$
500	62,8	$4,38 \cdot 10^3$	55,3	$3,85 \cdot 10^3$	32,1	$2,23 \cdot 10^3$
600	64,5	$7,03 \cdot 10^3$	56,9	$6,23 \cdot 10^3$	33,4	$3,66 \cdot 10^3$
700	66,2	$10,7 \cdot 10^3$	58,2	$9,42 \cdot 10^3$	34,5	$5,56 \cdot 10^3$
750	66,9	$12,8 \cdot 10^3$	59,8	$11,4 \cdot 10^3$	35,0	$6,70 \cdot 10^3$
800	67,6	$15,2 \cdot 10^3$	60,0	$13,5 \cdot 10^3$	35,5	$7,98 \cdot 10^3$
900	69,0	$20,8 \cdot 10^3$	61,3	$18,5 \cdot 10^3$	36,4	$11,0 \cdot 10^3$
1000	70,4	$27,6 \cdot 10^3$	62,7	$24,6 \cdot 10^3$	37,2	$14,6 \cdot 10^3$
1200	73,2	$45,8 \cdot 10^3$	65,5	$40,6 \cdot 10^3$	39,1	$24,2 \cdot 10^3$
1400	75,7	$69,6 \cdot 10^3$	67,9	$61,8 \cdot 10^3$	40,6	$38,0 \cdot 10^3$
1600	78,1	$99,4 \cdot 10^3$	70,1	$89,2 \cdot 10^3$	41,9	$53,3 \cdot 10^3$
1800	80,2	$141 \cdot 10^3$	72,5	$127 \cdot 10^3$	43,2	$75,8 \cdot 10^3$
2000	82,4	$183 \cdot 10^3$	74,5	$162 \cdot 10^3$	44,4	$98,7 \cdot 10^3$
2500	87,0	$337 \cdot 10^3$	79,3	$308 \cdot 10^3$	47,2	$183 \cdot 10^3$

Примечание: Коэффициент формулы Darcy $\lambda = \frac{78,48}{C^2}$.

ТАБЛИЦА VI

Значения величин приведенной скорости $V_{н.ц.к.}$ для канализационных труб по Manning'у для различных степеней наполнения $\frac{h}{d}$.

Нормальная расчетная формула: $C_0 = 80 = \frac{1}{0.0125}$.

Диаметр <i>d</i> мм	Степень наполнения $\frac{h}{d}$												
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,80	0,813	0,90	0,95	1,00
100	3,448	4,750	5,657	6,331	6,840	7,208	7,446	7,514	7,545	7,546	7,468	7,322	6,840
150	4,518	6,225	7,413	8,296	8,963	9,445	9,757	9,846	9,887	9,889	9,785	9,595	8,963
200	5,473	7,541	8,980	10,05	10,86	11,44	11,82	11,93	11,98	11,98	11,85	11,62	10,86
250	6,350	8,750	10,42	11,66	12,60	13,28	13,72	13,84	13,90	13,90	13,76	13,49	12,60
300	7,171	9,881	11,77	13,17	14,23	14,99	15,49	15,63	15,69	15,70	15,53	15,23	14,23
350	7,947	10,95	13,04	14,60	15,77	16,62	17,16	17,32	17,39	17,40	17,21	16,88	15,77
400	8,687	11,97	14,26	15,95	17,24	18,16	18,76	18,93	19,01	19,02	18,82	18,45	15,24
450	9,397	12,95	15,42	17,26	18,64	19,24	20,29	20,48	20,57	20,57	20,35	19,96	18,64
500	10,08	13,89	16,54	18,51	20,00	21,08	21,77	21,97	22,06	22,07	21,84	21,41	20,00
550	10,74	14,80	17,63	19,73	21,31	22,46	23,20	23,41	23,51	23,51	23,27	22,82	21,31
600	11,38	15,69	18,68	20,91	22,59	23,80	24,59	24,81	24,91	24,92	24,66	24,18	22,59
700	12,62	17,38	20,70	23,17	25,03	26,38	27,25	27,50	27,61	27,61	27,33	26,80	25,03
800	13,79	19,01	22,64	25,33	27,37	28,84	29,79	30,06	30,19	30,19	29,88	29,30	27,37
900	14,92	20,55	22,48	27,40	29,60	31,19	32,22	32,51	32,65	32,65	32,31	31,68	29,60
1000	16,00	22,05	26,26	29,39	31,75	33,46	34,56	34,88	35,02	35,03	34,66	33,99	31,75
1200	18,07	24,90	29,65	33,19	35,85	37,78	39,03	39,38	39,55	39,55	39,14	38,38	35,85
1400	20,03	27,59	32,86	36,78	39,73	41,87	43,25	43,65	43,83	43,84	43,38	42,53	39,73
1600	21,89	30,16	35,92	40,20	43,43	45,77	47,28	47,71	47,91	47,92	47,42	46,50	43,43
1800	23,68	32,63	38,86	43,49	46,98	49,51	51,14	51,61	51,82	51,83	51,29	50,29	46,98
2000	25,40	35,00	41,68	46,65	50,40	53,11	54,86	55,36	55,59	55,60	55,02	53,95	50,40

ТАБЛИЦА VIII.

К расчету каналов по формуле Manning'a.

Значения величины $nW \frac{M}{\text{сек.}} = R^{\frac{2}{3}}$ для различных значений R .

R метр.	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0,0	0,000	0,046	0,074	0,097	0,117	0,136	0,153	0,170	0,186	0,201
0,1	0,215	0,229	0,243	0,256	0,269	0,282	0,295	0,307	0,319	0,331
0,2	0,342	0,353	0,364	0,375	0,386	0,397	0,407	0,418	0,428	0,438
0,3	0,448	0,458	0,468	0,477	0,487	0,497	0,506	0,515	0,525	0,534
0,4	0,543	0,552	0,561	0,570	0,578	0,587	0,596	0,604	0,613	0,622
0,5	0,630	0,638	0,647	0,655	0,663	0,671	0,679	0,687	0,695	0,703
0,6	0,711	0,719	0,727	0,735	0,743	0,750	0,758	0,765	0,773	0,781
0,7	0,788	0,796	0,803	0,811	0,818	0,825	0,832	0,840	0,847	0,855
0,8	0,862	0,869	0,876	0,883	0,890	0,897	0,904	0,911	0,918	0,925
0,9	0,932	0,939	0,946	0,953	0,960	0,966	0,973	0,980	0,987	0,993
1,0	1,000	1,007	1,013	1,020	1,027	1,033	1,040	1,046	1,053	1,059
1,1	1,065	1,072	1,078	1,085	1,091	1,097	1,104	1,110	1,117	1,123
1,2	1,129	1,136	1,142	1,148	1,154	1,160	1,167	1,173	1,179	1,185
1,3	1,191	1,197	1,203	1,209	1,215	1,221	1,227	1,233	1,239	1,245
1,4	1,251	1,257	1,263	1,269	1,275	1,281	1,287	1,293	1,299	1,305
1,5	1,310	1,316	1,322	1,328	1,334	1,339	1,345	1,351	1,357	1,362
1,6	1,368	1,374	1,379	1,385	1,391	1,396	1,402	1,408	1,413	1,419
1,7	1,424	1,430	1,436	1,441	1,447	1,452	1,458	1,463	1,469	1,474
1,8	1,480	1,485	1,491	1,496	1,502	1,507	1,513	1,518	1,523	1,529
1,9	1,534	1,539	1,545	1,550	1,556	1,561	1,566	1,571	1,577	1,582
2,0	1,587	1,593	1,598	1,603	1,608	1,613	1,619	1,624	1,629	1,634
2,1	1,639	1,645	1,650	1,655	1,660	1,665	1,671	1,676	1,681	1,686
2,2	1,691	1,697	1,702	1,707	1,712	1,717	1,722	1,727	1,732	1,737
2,3	1,742	1,747	1,752	1,757	1,762	1,767	1,772	1,777	1,782	1,787
2,4	1,792	1,797	1,802	1,807	1,812	1,817	1,822	1,827	1,832	1,837
2,5	1,842	1,847	1,852	1,857	1,862	1,867	1,871	1,876	1,881	1,886
2,6	1,891	1,896	1,900	1,905	1,910	1,915	1,920	1,925	1,929	1,934
2,7	1,939	1,944	1,949	1,953	1,958	1,963	1,968	1,972	1,977	1,982
2,8	1,987	1,992	1,996	2,001	2,006	2,010	2,015	2,020	2,024	2,029
2,9	2,034	2,038	2,043	2,048	2,052	2,057	2,062	2,066	2,071	2,075
3,0	2,080	2,085	2,089	2,094	2,099	2,103	2,108	2,112	2,117	2,122
3,1	2,126	2,131	2,135	2,140	2,144	2,149	2,153	2,158	2,163	2,167
3,2	2,172	2,176	2,180	2,185	2,190	2,194	2,199	2,203	2,208	2,212
3,3	2,217	2,221	2,226	2,230	2,234	2,239	2,243	2,248	2,252	2,257
3,4	2,261	2,265	2,270	2,274	2,279	2,283	2,288	2,292	2,296	2,301
3,5	2,305	2,310	2,314	2,318	2,323	2,327	2,331	2,336	2,340	2,345
3,6	2,349	2,353	2,358	2,362	2,366	2,371	2,375	2,379	2,384	2,388
3,7	2,392	2,397	2,401	2,405	2,409	2,414	2,418	2,422	2,427	2,431
3,8	2,435	2,439	2,444	2,448	2,452	2,457	2,461	2,465	2,469	2,474
3,9	2,478	2,482	2,486	2,490	2,495	2,499	2,503	2,507	2,511	2,516
4,0	2,520	2,524	2,528	2,532	2,537	2,541	2,545	2,549	2,553	2,558
4,1	2,562	2,566	2,570	2,574	2,579	2,583	2,587	2,591	2,595	2,599
4,2	2,603	2,607	2,611	2,616	2,620	2,624	2,628	2,632	2,636	2,640
4,3	2,644	2,648	2,653	2,657	2,661	2,665	2,669	2,673	2,677	2,681
4,4	2,685	2,689	2,693	2,698	2,702	2,706	2,710	2,714	2,718	2,722
4,5	2,726	2,730	2,734	2,738	2,742	2,746	2,750	2,754	2,758	2,762
4,6	2,766	2,770	2,774	2,778	2,782	2,786	2,790	2,794	2,798	2,802
4,7	2,806	2,810	2,814	2,818	2,822	2,826	2,830	2,834	2,838	2,842
4,8	2,846	2,850	2,854	2,858	2,862	2,866	2,869	2,873	2,877	2,881
4,9	2,885	2,889	2,893	2,897	2,901	2,904	2,908	2,912	2,916	2,920

<i>R</i> <i>метр.</i>	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
5,0	2,924	2,928	2,932	2,936	2,940	2,944	2,947	2,951	2,955	2,959
5,1	2,963	2,967	2,971	2,975	2,979	2,982	2,986	2,990	2,994	2,998
5,2	3,001	3,005	3,009	3,013	3,017	3,021	3,024	3,028	3,032	3,036
5,3	3,040	3,044	3,047	3,051	3,055	3,059	3,063	3,067	3,070	3,074
5,4	3,078	3,082	3,086	3,089	3,093	3,097	3,101	3,105	3,108	3,112
5,5	3,116	3,120	3,123	3,127	3,131	3,135	3,138	3,142	3,146	3,150
5,6	3,154	3,157	3,161	3,165	3,169	3,172	3,176	3,180	3,184	3,187
5,7	3,191	3,195	3,198	3,202	3,206	3,210	3,213	3,217	3,221	3,224
5,8	3,228	3,232	3,236	3,239	3,243	3,247	3,250	3,254	3,258	3,261
5,9	3,265	3,269	3,273	3,276	3,280	3,284	3,287	3,291	3,295	3,298
6,0	3,302	3,306	3,309	3,313	3,317	3,320	3,324	3,328	3,331	3,335
6,1	3,339	3,342	3,346	3,350	3,353	3,357	3,360	3,364	3,368	3,371
6,2	3,375	3,379	3,382	3,386	3,389	3,393	3,397	3,400	3,404	3,408
6,3	3,411	3,415	3,418	3,422	3,426	3,429	3,433	3,436	3,440	3,444
6,4	3,447	3,451	3,454	3,458	3,461	3,465	3,469	3,472	3,476	3,479
6,5	3,483	3,486	3,490	3,494	3,497	3,501	3,504	3,508	3,511	3,515
6,6	3,519	3,522	3,526	3,529	3,533	3,536	3,540	3,543	3,547	3,550
6,7	3,554	3,558	3,561	3,565	3,568	3,572	3,575	3,579	3,582	3,586
6,8	3,589	3,593	3,596	3,600	3,603	3,607	3,610	3,614	3,617	3,621
6,9	3,624	3,628	3,631	3,635	3,638	3,642	3,645	3,649	3,652	3,656
7,0	3,659	3,663	3,666	3,670	3,673	3,677	3,680	3,684	3,687	3,691
7,1	3,694	3,698	3,701	3,705	3,708	3,712	3,715	3,718	3,722	3,725
7,2	3,729	3,732	3,736	3,739	3,742	3,746	3,749	3,753	3,756	3,760
7,3	3,763	3,767	3,770	3,773	3,777	3,780	3,784	3,787	3,791	3,794
7,4	3,797	3,801	3,804	3,808	3,811	3,814	3,818	3,821	3,825	3,828
7,5	3,832	3,835	3,838	3,842	3,845	3,849	3,852	3,855	3,859	3,862
7,6	3,866	3,869	3,872	3,876	3,879	3,883	3,886	3,889	3,893	3,896
7,7	3,899	3,903	3,906	3,910	3,913	3,916	3,920	3,923	3,926	3,930
7,8	3,933	3,937	3,940	3,943	3,947	3,950	3,953	3,957	3,960	3,963
7,9	3,967	3,970	3,973	3,977	3,980	3,983	3,987	3,990	3,993	3,997
8,0	4,000	4,003	4,007	4,010	4,013	4,017	4,020	4,023	4,027	4,030
8,1	4,033	4,037	4,040	4,043	4,047	4,050	4,053	4,057	4,060	4,063
8,2	4,066	4,070	4,073	4,076	4,080	4,083	4,086	4,090	4,093	4,096
8,3	4,099	4,103	4,106	4,109	4,113	4,116	4,119	4,122	4,126	4,129
8,4	4,132	4,136	4,139	4,142	4,145	4,149	4,152	4,155	4,159	4,162
8,5	4,165	4,168	4,172	4,175	4,178	4,181	4,185	4,188	4,191	4,194
8,6	4,198	4,201	4,204	4,207	4,211	4,214	4,217	4,220	4,224	4,227
8,7	4,230	4,233	4,237	4,240	4,243	4,246	4,249	4,253	4,256	4,259
8,8	4,262	4,266	4,269	4,272	4,275	4,279	4,282	4,285	4,288	4,291
8,9	4,295	4,298	4,301	4,304	4,307	4,311	4,314	4,317	4,320	4,324
9,0	4,327	4,330	4,333	4,336	4,340	4,343	4,346	4,349	4,352	4,356
9,1	4,359	4,362	4,365	4,368	4,372	4,375	4,378	4,381	4,384	4,387
9,2	4,391	4,394	4,397	4,400	4,403	4,407	4,410	4,413	4,416	4,419
9,3	4,422	4,426	4,429	4,432	4,435	4,438	4,441	4,445	4,448	4,451
9,4	4,454	4,457	4,460	4,464	4,467	4,470	4,473	4,476	4,479	4,482
9,5	4,486	4,489	4,492	4,495	4,498	4,501	4,504	4,508	4,511	4,514
9,6	4,517	4,520	4,523	4,526	4,530	4,533	4,536	4,539	4,542	4,545
9,7	4,548	4,551	4,555	4,558	4,561	4,564	4,567	4,570	4,573	4,576
9,8	4,580	4,583	4,586	4,589	4,592	4,595	4,598	4,601	4,604	4,608
9,9	4,611	4,614	4,617	4,620	4,623	4,626	4,629	4,632	4,635	4,639

ТАБЛИЦА IX.

К расчету каналов по формуле Вазин'a

Значения величины $\frac{W}{\gamma} = \frac{C\sqrt{R}}{\gamma}$ для различных значений $\frac{R}{\gamma^2}$.

$\frac{R}{\gamma^2}$	Следующий знак величины $\frac{R}{\gamma^2}$									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,001	0,0843	0,0926	0,1009	0,1092	0,1174	0,1256	0,1338	0,1420	0,1502	0,1584
0,002	0,1666	0,1747	0,1828	0,1910	0,1991	0,2071	0,2152	0,2233	0,2314	0,2394
0,003	0,2475	0,2555	0,2635	0,2715	0,2795	0,2875	0,2955	0,3035	0,3114	0,3194
0,004	0,3273	0,3353	0,3432	0,3511	0,3590	0,3669	0,3748	0,3827	0,3906	0,3984
0,005	0,4063	0,4141	0,4220	0,4298	0,4377	0,4455	0,4533	0,4611	0,4689	0,4767
0,006	0,4845	0,4923	0,5001	0,5078	0,5156	0,5233	0,5311	0,5388	0,5466	0,5543
0,007	0,5620	0,5697	0,5774	0,5851	0,5928	0,6005	0,6082	0,6159	0,6235	0,6312
0,008	0,6389	0,6465	0,6542	0,6618	0,6695	0,6772	0,6847	0,6924	0,6999	0,7076
0,009	0,7152	0,7228	0,7304	0,7379	0,7456	0,7531	0,7607	0,7683	0,7759	0,7834
0,010	0,7909	0,8662	0,9410	1,015	1,089	1,163	1,236	1,309	1,381	1,453
0,020	1,524	1,596	1,667	1,738	1,810	1,878	1,948	2,018	2,087	2,156
0,030	2,225	2,291	2,362	2,430	2,498	2,565	2,633	2,700	2,767	2,833
0,040	2,900	2,966	3,033	3,098	3,164	3,230	3,295	3,361	3,426	3,490
0,050	3,555	3,620	3,684	3,748	3,812	3,876	3,940	4,003	4,067	4,130
0,060	4,193	4,256	4,319	4,381	4,444	4,506	4,568	4,627	4,692	4,754
0,070	4,816	4,877	4,939	5,000	5,061	5,122	5,183	5,244	5,305	5,365
0,080	5,426	5,486	5,546	5,606	5,666	5,726	5,785	5,845	5,905	5,992
0,090	6,025	6,082	6,141	6,200	6,259	6,318	6,391	6,435	6,493	6,552
0,100	6,607	7,184	7,754	8,313	8,864	9,407	9,943	10,47	10,99	11,51
0,200	12,02	12,53	13,03	13,53	14,01	14,50	14,98	15,46	15,93	16,40
0,300	16,86	17,33	17,79	18,23	18,69	19,13	19,58	20,02	20,45	20,89
0,400	21,32	21,75	22,17	22,60	23,01	23,43	23,85	24,26	24,67	25,08
0,500	25,48	25,89	26,29	26,68	27,08	27,48	27,87	28,26	28,65	29,03
0,600	29,42	29,80	30,18	30,56	30,93	31,31	31,68	32,05	32,42	32,79
0,700	33,16	33,52	33,89	34,25	34,61	34,97	35,33	35,68	36,04	36,39
0,800	36,74	37,09	37,44	37,79	38,13	38,48	38,82	39,17	39,51	39,84
0,900	40,18	40,52	40,86	41,19	41,52	41,86	42,19	42,52	42,85	43,18
1,000	43,50	46,71	49,82	52,85	55,79	58,66	61,46	64,20	66,88	69,50
2,000	72,07	74,60	77,08	79,51	81,91	84,27	86,58	88,87	91,12	93,34
3,000	95,53	97,69	99,82	101,9	104,0	106,1	108,0	110,1	112,1	114,0
4,000	116,0	117,9	119,8	121,7	123,6	125,4	127,3	129,1	130,9	132,7
5,000	134,4	136,2	137,9	139,6	141,3	143,0	144,7	146,4	148,1	149,7
6,000	151,3	152,9	154,6	156,2	157,7	159,3	160,9	162,4	164,0	165,5
7,000	167,0	168,6	170,1	171,6	173,1	174,5	176,0	177,5	178,9	180,4
8,000	181,8	183,2	184,7	186,1	187,5	188,9	190,3	191,6	193,0	194,4
9,000	195,8	197,1	198,5	199,8	201,1	202,5	203,8	205,1	206,4	207,7
10,000	209,0	221,7	233,9	245,6	258,1	267,8	278,4	288,7	298,7	308,5
20,000	318,0	327,3	336,4	345,8	354,0	362,5	370,9	379,1	388,1	395,1
30,000	403,0	410,7	417,4	425,7	433,0	440,9	447,4	454,5	461,5	468,3
40,000	475,1	481,8	488,4	495,0	501,5	505,6	514,2	520,5	526,7	532,9

ТАБЛИЦА X.

К расчету каналов по формуле Bazin'a.

Значения коэффициентов шероховатости γ .

Характер поверхности.	Состояние поверхности.			
	Очень хорошее.	Хорошее.	Обычное.	Плохое.
Обычные керамиковые дренажные трубы	0,11	0,17	0,28	0,60
Глазированные канализационные трубы	0,06	0,22	0,34	0,50
Бетонные трубы	0,14	0,22	0,34	0,42
Штукатурка чистым цементом	—	0,06	0,14	0,22
Глазированный кирпич	0,06	0,14	0,22	0,34
Штукатурка цементным раствором	0,06	0,11	0,22	0,34
Кирпичная кладка на цементном растворе	0,14	0,22	0,34	0,50
Бетонированные каналы	0,14	0,28	0,42	0,55
Кладка из тесаного камня	0,22	0,28	0,36	0,50
Обычная бутовая кладка	0,50	0,70	1,10	1,40
Сухая каменная кладка	1,10	1,40	1,60	1,75
Деревянные лотки из строганых досок	—	0,14	0,22	0,28
Деревянные лотки из нестроганых досок	0,06	0,22	0,28	0,34
Деревянные лотки с набитыми поперек планками	0,14	0,34	0,42	0,55
Металлические лотки новые	0,06	0,14	0,22	0,34
Металлические лотки ржавые	0,88	1,07	1,25	1,40
Земляные каналы в хороших условиях	0,50	0,70	0,90	1,10
Земляные каналы заросшие, с крупными камнями и пр.	1,10	1,40	1,75	2,15
Каналы, высеченные в скале	1,40	1,75	2,10	2,35
Естественные русла в хороших условиях	1,10	1,40	1,75	2,15
Естественные русла заросшие, с крупными камнями и пр.	1,75	2,50	3,50	4,00

ТАБЛИЦА XI.

Значения коэффициентов шероховатости n (по Horton'y) для формул Ganguillet-Kutter'a и Manning'a.

Характер поверхности.	Состояние поверхности.			
	Очень хорошее.	Хорошее.	Обычное.	Плохое.
Лагунные и стеклянные трубы	0,009	0,013	0,014	0,015
Деревянные трубы	0,010	0,011	0,012	0,013
Сваренные трубы (без стыков)	0,010	0,011*	0,013*	—
Гудронированные чугунные трубы	0,011	0,012*	0,013*	—
Негудронированные чугунные трубы	0,012	0,013	0,014	0,015
Промышленные железные трубы, черные	0,012	0,013	0,014	0,015
Промышленные железные трубы, оцинкованные	0,013	0,014	0,015	0,017

Характер поверхности.	Состояние поверхности:			
	Очень хорошее.	Хорошее.	Обычное.	Плохое.
Обычные керамиковые дренажные трубы . . .	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Покрытые глазурью канализационные трубы . .	0,010	0,013*	0,015	0,017
Бетонные трубы . . .	0,012	0,013	0,015*	0,016
Клепаные и стальные-спиральные трубы . . .	0,013	0,015*	0,017*	—
Поверхность из чистого цемента	0,010	0,011	0,012	0,013
Кирпич, покрытый глазурью	0,011	0,012	0,013*	0,015
Штукатурка цементным раствором	0,011	0,012	0,013*	0,015
Кирпичная кладка на цементном растворе . . .	0,012	0,013	0,015*	0,017
Бетонированные каналы	0,012	0,014*	0,016*	0,018
Облицовка из тесаного камня	0,013	0,014	0,015	0,017
Обычная бутовая кладка на цементе	0,017	0,020	0,025	0,030
Сухая бутовая кладка	0,025	0,030	0,033	0,035
Деревянные лотки:				
Из строганых досок	0,010	0,012*	0,013	0,014
Из нестроганых досок	0,011	0,013*	0,014	0,015
Из досок с наколаченными планками	0,012	0,015*	0,016	—
Полудиркульные металлические лотки, чистые . .	0,011	0,012	0,013	0,015
Полудиркульные металлические лотки, ржавые .	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Каналы и водостоки:				
Земляные каналы, правильной формы	0,017	0,020	0,0225*	0,025
Извилистые с медленным течением	0,0225	0,025*	0,0275	0,030
Земляные, вырытые землечерпалкой	0,025	0,0275*	0,030	0,033
Чисто высеченные в скале, правильной формы .	0,025	0,030	0,033*	0,035
Земляное дно, откосы из каменной кладки . .	0,028	0,030*	0,033*	0,035
Грубое каменное дно с заросш. землян. откосом	0,025	0,030	0,035*	0,040
Грубо высеченные в скале, неправ. сечения . .	0,035	0,040	0,045	—
Русло естественных рек:				
(1) Чистое прямое ложе без обвалов и глубоких промоин	0,025	0,0275	0,030	0,033
(2) То же, что (1), но с камнями и слегка заросшее	0,030	0,033	0,035	0,040
(3) Чистое извилистое ложе с небольшим количеством промоин и отмелей	0,033	0,035	0,040	0,045
(4) То же, что (3), но слегка заросшее и с камнями	0,035	0,040	0,045	0,050
(5) То же, что (3), в нижних плесах, с меньшим уклоном и с менее эффектив. сеч.	0,040	0,045	0,050	0,055
(6) То же, что (4), каменистые участки	0,045	0,050	0,055	0,060
(7) Участки рек с очень медленным течением, значительно заросшие и с очень глубокими промоинами	0,050	0,060	0,070	0,080
(8) Очень сильно заросшие участки рек . . .	0,075	0,100	0,125	0,150

Примечание: Цифры, отмеченные звездочкой, обычны для расчетной практики.

ТАБЛИЦА XII.

Сравнение коэффициентов шероховатости по Ganguillet-Kutter'y, Manning'y и Bazin'y для различных R и i .

Гидравлич. радиус R м	Коэффиц. формулы Chezy C	Коэффициент шероховатости n по Ganguillet-Kutter'y.							n по Man- ning'y.	γ по Bazin'y
		$i =$.000025	$i =$.00005	$i =$.0001	$i =$.0002	$i =$.0004	$i =$.001	$i =$.01		
0,03	5,52	.040	.042	.044	.045	.047	.049	.050	.101	2 . 57
	8,29	.028	.032	.034	.035	.037	.038	.039	.067	1 . 66
	11,04	.022	.025	.027	.028	.029	.031	.032	.051	1 . 20
	16,56	.016	.018	.020	.022	.022	.023	.023	.034	. 74
	22,07	.013	.015	.016	.017	.018	.019	.019	.025	. 51
	27,60	.011	.012	.014	.015	.015	.016	.016	.020	. 38
	41,40	. . .	.009	.010	.011	.011	.012	.012	.014	. 19
	55,20	. . .	. . .	. . .	.009	.009	.010	.010	.010	. 10
0,06	8,29	.037	.040	.041	.042	.042	.043	.044	.076	2 . 35
	11,04	.029	.032	.034	.036	.037	.038	.039	.057	1 . 70
	16,56	.021	.023	.024	.026	.027	.028	.028	.088	1 . 05
	22,07	.017	.018	.020	.021	.022	.022	.023	.028	. 72
	27,60	.014	.015	.017	.018	.018	.019	.019	.023	. 53
	41,40	.010	.011	.012	.013	.013	.014	.014	.015	. 32
	55,20	. . .	.009	.010	.010	.011	.011	.011	.011	. 14
	69,10	. . .	. . .	. . .	.009	.009	.009	.009	.009	. 06
0,12	11,04	.038	.040	.042	.045	.045	.046	.046	.064	2 . 40
	16,56	.027	.029	.030	.032	.032	.033	.034	.043	1 . 48
	22,07	.021	.022	.024	.025	.026	.026	.027	.032	1 . 03
	27,60	.017	.019	.020	.021	.022	.022	.023	.026	. 75
	41,40	.012	.013	.015	.015	.016	.016	.016	.017	. 38
	55,20	.010	.011	.0115	.012	.012	.013	.013	.013	. 20
	69,10	. . .	.009	.010	.010	.010	.010	.011	.010	. 09
	82,90	. . .	. . .	. . .	.009	.009	.009	.009	.009	. 02
0,18	16,56	.031	.033	.035	.036	.036	.037	.038	.046	1 . 82
	22,07	.024	.026	.027	.028	.029	.030	.030	.034	1 . 26
	27,60	.020	.021	.023	.024	.024	.024	.025	.027	. 92
	41,40	.014	.015	.016	.017	.017	.017	.017	.018	. 47
	55,20	.011	.012	.013	.013	.013	.013	.014	.014	. 25
	69,10	.009	.010	.010	.011	.011	.011	.011	.011	. 11
	82,90	. . .	. . .	.009	.009	.009	.009	.009	.009	. 02
0,24	16,56	.035	.036	.038	.039	.040	.040	.041	.048	2 . 10
	22,07	.027	.028	.030	.031	.031	.031	.032	.036	1 . 45
	27,60	.022	.023	.024	.025	.026	.026	.026	.029	1 . 06
	41,40	.015	.017	.017	.017	.018	.018	.018	.019	. 54
	55,20	.012	.013	.013	.013	.014	.014	.014	.014	. 28
	69,10	.010	.010	.011	.011	.012	.012	.012	.0115	. 13
	82,90	. . .	.009	.009	.010	.010	.010	.010	.010	. 03

[illegible]

Гидравлич. радиус R м	Коэффиц. формулы Chezy C	Коэффициент шероховатости n по Ganguillet-Kutter'y.							n по Man- ning'y.	γ по Bazin'y.
		$i =$.000025	$i =$.00005	$i =$.0001	$i =$.0002	$i =$.0004	$i =$.001	$i =$.01		
1,52	27,6	.045	.045	.044	.043	.042	.041	.041	.040	2 . 91
	41,4	.030	.029	.029	.028	.027	.027	.027	.027	1 . 49
	55,2	.022	.021	.021	.020	.020	.020	.020	.020	. 78
	69,1	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016	.016	. 35
	82,9	.014	.014	.013	.013	.013	.013	.013	.013	. 07
	96,7	.012	.012	.011	.011	.011	.011	.011	.011	— . 14
	110,4	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	— . 29
2,44	27,6	.048	.048	.047	.046	.045	.044	.044	.042	3 . 36
	41,4	.033	.031	.030	.029	.028	.028	.028	.028	1 . 72
	55,2	.024	.023	.022	.021	.021	.020	.020	.021	. 90
	69,1	.019	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.017	. 41
	82,9	.015	.014	.014	.014	.013	.013	.013	.014	. 08
	96,7	.013	.012	.012	.011	.011	.011	.011	.012	— . 16
	110,4	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	— . 33
3,05	41,4	.039	.034	.032	.031	.030	.030	.030	.029	1 . 92
	55,2	.027	.024	.023	.022	.022	.021	.021	.022	1 . 00
	69,1	.019	.018	.018	.017	.017	.017	.016	.017	. 45
	82,9	.016	.015	.014	.014	.014	.014	.014	.015	. 87
	96,7	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.011	.012	— . 17
	110,4	.011	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.011	— . 37
	124,2	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.010	— . 52
6,10	41,4	.045	.041	.037	.036	.034	.033	.033	.033	2 . 72
	55,2	.033	.029	.026	.025	.024	.023	.023	.024	1 . 42
	69,1	.024	.021	.020	.019	.018	.018	.018	.020	. 65
	82,9	.019	.017	.016	.015	.015	.014	.014	.016	. 12
	96,7	.016	.014	.013	.012	.012	.012	.012	.014	— . 25
	110,4	.013	.012	.011	.011	.010	.010	.010	.012	— . 52
	124,2	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.011	— . 74
9,15	41,4	.050	.047	.041	.039	.036	.035	.034	.035	3 . 33
	55,2	.037	.031	.028	.026	.025	.024	.024	.026	1 . 74
	69,1	.027	.023	.021	.019	.019	.018	.018	.021	. 80
	82,9	.022	.018	.016	.015	.015	.015	.015	.018	. 15
	96,7	.017	.015	.013	.013	.012	.012	.012	.015	— . 30
	110,4	.014	.012	.011	.011	.011	.010	.010	.013	— . 64
	124,2	.012	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.012	— . 90

ТАБЛИЦА XIII.

Данные опыта о коэффициентах шероховатости каналов.

№ по поряд.	Название канала и его характеристика.	Длина. L (м)	Ширина по верху. B (м)	Максим. глубина. h _{max} (м)	Средняя глубина. h (м)	Площадь сечения. ω (м²)	Средняя скорость v м/сек.	Расход. Q м³/сек.	Смоченн. периметр. χ (м)	Гидравл. радиус. R (м)	Уклон. i	Коэфф. шерохов. по формуле:			
												Chezy. C	Ганг-Куттер. n	Маннинг. n	Базин. γ
Бетонированные каналы.															
1	New-York'ский канал	183,5	18,00	2,02	1,71	30,92	1,67	51,66	19,39	1,60	.000161	104,1	.0101	.0105	—
2	Водосброс Sulphur Creek	426,5	—	0,70	—	1,09	6,28	6,82	2,75	0,40	.0144	83,1	.0108	.0104	.031
3	Водопровод Los Angeles, криволиин. участок	229,7	—	—	—	0,48	0,86	0,41	1,90	0,25	.00051	75,4	.0108	.0106	.075
4	Ridenbaugh, очень гладкая поверхность	518,0	6,95	1,31	0,95	6,57	1,26	8,31	7,68	0,86	.000237	89,2	.0110	.0109	—
5	Водопровод Los Angeles, криволиин. участок	229,7	—	—	—	0,46	0,83	0,38	1,86	0,25	.00051	73,2	.0111	.0108	.095
6	Туннель 23 установки San Gabriel	97,0	1,37	1,07	—	1,46	1,44	2,11	3,50	0,42	.00082	78,2	.0113	.0111	.071
7	Лоток Dry Creek, цементная штукатур. под железу	157,0	2,41	0,40	—	0,91	4,81	43,60	3,15	0,29	.01459	74,2	.0115	.0110	.091
8	Ridenbaugh, прямой участок	901,0	6,70	1,16	0,84	5,63	1,11	6,26	7,30	0,77	.000251	80,0	.0121	.0121	.079
9	Водоспуск Long Pond, гладкая поверхность	183,0	1,34	0,47	—	5,80	6,00	3,48	2,21	0,26	.02971	67,6	.0123	.0118	.149
10	Ridenbaugh, прямой и криволинейные участки	311,0	7,20	1,39	0,99	7,11	1,26	8,97	8,15	0,89	.000283	—	.0124	—	—
11	Водосброс № 1 уст. Lizard, гладкая поверхность	54,9	0,95	0,11	—	—	4,59	4,65	—	0,09	.08244	53,7	.0124	.0124	.185
12	Водоспуск Long Pond, гладкая поверхность	183,0	1,34	0,22	—	0,26	3,92	1,02	1,73	0,15	.02978	58,8	.0125	.0124	.185
13	Туннель № 1 уст. San Gabriel	136,0	1,37	0,95	—	1,31	1,53	2,00	3,26	0,40	.00126	68,0	.0128	.0127	.177
14	Ridenbaugh, прямой и криволинейный участки	552,3	6,70	1,16	0,84	5,62	1,11	6,26	7,30	0,77	.000284	75,1	.0129	.0128	.140
15	Главный канал, Boise project	732,0	14,96	0,91	—	11,47	1,16	13,30	15,33	0,75	.000333	73,6	.0130	.0128	.154
16	Водосброс № 1, Lizard, гладкая поверхность	54,9	0,91	0,33	—	—	1,88	.58	—	.03	.08244	37,1	.0130	.0150	.0238
17	Umatilla project, гладкая поверхность	284,0	—	—	—	2,56	0,63	1,61	1,45	0,18	.0007	56,3	.0130	.0134	.0227
18	Ridenbaugh, криволинейный участок	732,0	4,23	0,50	0,41	1,91	0,75	1,43	4,85	0,40	.000329	65,2	.0132	.0132	.0211

№	Название канала и его характеристика	L (м)	B (м)	h _{max} (м)	h (м)	ω (м ²)	v м/сек.	Q м ³ /сек.	γ (м)	R (м)	i	C	n _{Kut.}	n _{Ma.}	γ
19	Umatilla project, прямой участок	195,0	—	1,22	—	2,69	2,16	5,80	4,12	0,65	.0014	71,2	.0132	.0131	0,177
20	Магистраль North-Side Twin Falls	579,0	—	—	—	29,73	2,50	74,10	18,05	1,65	.000639	77,0	.0138	.0143	0,167
21	Водопуск, Агела, прямой уч. с гладк. поверхностью	30,5	1,86	0,07	—	—	5,00	6,58	—	0,07	.02056	42,6	.0139	.0149	0,270
22	Водооброс, Sulphur Creek, криволиин. участок	295,3	—	0,73	—	1,18	5,83	6,82	2,84	0,41	.0206	63,0	.0140	.0138	0,245
23	Davis and Weber, средней шероховатости	168,2	8,50	0,83	0,76	6,44	1,16	10,35	9,04	0,71	.000413	69,4	.014	.0136	0,214
24	Umatilla project, извилистый участок	328,0	—	0,91	—	2,67	2,18	5,80	4,12	0,65	.00177	65,7	.0142	.0142	0,258
25	King Hill, шерохов. пов., криволиин. участок	925,0	5,03	—	0,49	1,99	0,78	1,55	5,23	0,38	.000450	59,3	.0143	.0144	0,288
26	Davis and Weber, средней шероховатости	—	—	—	0,53	3,18	1,19	3,77	7,30	0,46	.000626	60,7	.0144	.0145	0,292
27	Davis and Weber, средней шероховатости	142,8	6,95	0,54	0,48	3,36	1,02	3,14	7,34	0,46	.000619	60,2	.0146	.0147	0,306
28	Алгон, Hamilton Mill, новый	915,0	2,13	1,25	1,25	2,59	1,18	3,04	4,39	0,59	.00062	61,5	.0149	.0150	0,315
29	Davis and Weber, средней шероховатости	304,8	7,01	0,79	0,71	5,00	1,20	6,00	7,93	0,63	.000629	60,6	.0154	.0154	0,350
30	Главный канал, Boise project	304,8	16,37	1,45	—	20,39	1,43	29,08	17,22	1,18	.000387	66,6	.0154	.0156	0,337
31	Южный канал (South Canal)	222,5	4,48	0,54	0,52	2,20	1,43	3,15	5,13	0,43	.00151	56,4	.0155	.0155	0,355
32	Sanderfer, прямой участок, гладкая поверхность	226,5	1,07	0,55	0,44	0,46	1,14	0,53	1,81	0,26	.00237	50,8	.0155	.0155	0,360
33	Santa Ana, песок	304,8	—	—	—	0,94	0,80	0,75	3,81	0,25	.00106	49,3	.0157	.0161	0,387
34	Южный канал (South Canal)	64,0	3,17	0,17	0,71	0,54	4,73	2,54	3,44	1,55	.07180	44,6	.0158	.0164	0,375
35	Lateral 12, Orland project	62,8	1,65	0,24	0,17	0,28	0,57	0,16	1,73	0,16	.00099	44,3	.0160	.0167	0,396
36	Colton, прямой участок, покрыт. мхом	304,8	—	—	—	0,63	0,69	0,43	2,10	0,30	.0007	48,4	.0167	.0170	0,437
37	South Cottonwood Ward, песок	106,7	0,79	0,27	0,24	0,19	0,42	0,08	1,21	0,16	.000694	40,1	.0171	.0185	0,465
38	Южный канал	43,3	4,05	0,14	0,12	0,49	3,45	1,69	4,24	1,16	.07230	37,7	.0171	.0184	0,445
39	Магистраль, Modesto, скальный грунт	230,3	6,40	0,47	0,47	2,98	1,09	3,25	7,08	0,42	.001157	49,5	.0174	.0175	0,495
40	Северный канал, прямой участок	73,2	3,87	0,68	0,63	2,44	0,87	2,12	4,92	0,50	.000629	50,1	.0176	.0178	0,520
41	Santa Ana, магистраль, песок, наносы	33,0	3,50	0,48	0,43	1,50	0,51	0,77	4,04	0,37	.000321	46,7	.0176	.0182	0,525
42	Северный канал, шерохов. поверхн., прямой	73,2	3,93	0,85	0,79	3,10	0,90	2,78	5,24	0,59	.000525	51,1	.0177	.0180	0,537
43	Северный канал, прямой и криволиин. участок	309,0	3,93	0,85	0,79	3,30	0,92	2,78	5,21	0,58	.000639	48,0	.0187	.0191	0,618

№	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	h _{шах} (м)	h (м)	ω (м ²)	v м/сек.	Q м ³ /сек.	γ (м)	R (м)	i	C	n _{кат.}	n _{ман.}	γ
44	Los Nietos, наносы, песок	182,9	1,34	0,66	0,47	0,62	0,88	0,55	2,07	0,30	0,01444	42,4	0,188	0,194	0,574
45	Arroyo Ditch, прямой участок, покрыт мхом	304,5	1,25	0,53	0,49	0,61	0,86	0,52	2,10	0,29	0,01449	42,1	0,188	0,194	0,574
46	Umatilla project, криволиин. участок	67,1	—	1,23	—	2,73	2,13	5,80	4,12	0,65	0,0273	49,7	0,189	0,189	0,607
47	Северный канал, прямой и криволиин. участки	309,0	3,87	0,68	0,62	2,42	0,87	2,12	4,91	0,49	0,00729	46,1	0,190	0,193	0,624
48	Orland project, Lateral 12	230,5	1,65	0,24	0,19	0,31	0,52	0,16	1,75	0,18	0,01134	36,0	0,192	0,208	0,596
49	Северный канал, прямой участок	73,2	3,78	0,33	0,30	1,14	0,64	0,73	4,23	0,27	0,00950	40,0	0,192	0,202	0,613
50	Северный канал, North canal, прям. и кривая	309,0	3,78	0,33	0,31	1,17	0,62	0,73	4,24	0,28	0,01021	37,04	0,206	0,209	0,712
51	Orland project, магистраль	91,8	6,40	0,67	0,54	3,45	0,69	2,39	6,94	0,50	0,00574	41,0	0,211	0,219	0,789
52	Upper, Riverside, две кривых	182,9	—	—	—	0,65	0,37	0,24	3,01	0,21	0,0063	32,0	0,218	0,242	0,795
53	Small ditch, цементная штукатурка	175,3	0,82	0,52	0,32	0,26	0,33	0,09	1,38	0,19	0,005839	30,97	0,220	0,245	0,789
54	Lower, Riverside, шерохов. поверхн., изломы оси	213,0	3,35	0,40	0,35	1,17	0,57	0,67	3,75	0,31	0,00851	35,2	0,221	0,235	0,817
55	Upper, Riverside, песчаное дно	100,5	3,93	0,67	0,63	2,48	0,55	1,35	5,07	0,49	0,00482	35,56	0,231	0,250	1,015
56	Upper, Riverside, песок трава	244,0	—	—	—	2,88	0,60	1,71	6,32	0,45	0,0092	29,20	0,284	0,302	1,330
Деревянные лотки.															
57	Reno, строганные доски с наколачен. планками	244,0	2,93	—	1,71	5,21	1,37	7,10	7,50	0,70	0,003108	93,3	0,103	0,101	—
58	Bitter Root Valley Irrigation Co	152,4	5,39	—	0,76	4,09	0,98	4,02	6,92	0,59	0,0024	82,8	0,112	0,111	0,392
59	Orchard Mesa Power, строганные доски	—	3,66	—	0,69	2,56	1,55	3,95	5,06	0,51	0,00713	76,6	0,112	0,108	0,036
60	Orchard Mesa Power, строганные доски	—	3,66	—	0,43	1,56	1,16	0,79	4,60	0,34	0,00710	69,8	0,114	0,111	0,085
61	King Hill, гладкая поверхность	341,2	1,98	—	0,69	1,39	1,76	86,99	3,31	0,41	0,01288	71,3	0,115	0,113	0,078
62	Central Oregon Irrigation Co, строган.	335,3	3,38	—	0,83	4,07	2,78	11,31	7,04	0,58	0,0210	74,1	0,117	0,115	0,063
63	Alkali Creek, излошен., покр. слязью	254,3	3,05	—	0,63	1,93	2,38	4,55	4,31	0,45	0,0213	71,2	0,118	0,114	0,083
64	Fargo drop, доски, покрытые смолой	75,2	1,86	0,07	—	—	4,36	0,62	—	0,07	0,1054	50,6	0,122	0,127	0,190
65	Orchard Mesa Power, строган. поверхн.	—	3,66	—	0,90	3,27	1,82	5,92	5,48	0,60	0,00965	71,1	0,123	0,120	0,097
66	Bitter Root Valley Irrigation Co	213,4	4,82	—	0,77	3,72	0,71	2,63	6,36	0,58	0,0016	67,9	0,125	0,126	0,145
67	Orchard Mesa Power, строган. поверхн.	—	3,66	—	1,00	3,66	1,77	6,48	5,67	0,65	0,00858	70,5	0,126	0,123	0,116
68	Alkali Creek, излошен., покр. слязью	254,3	3,05	—	0,65	1,97	2,22	4,34	4,34	0,45	0,0213	66,0	0,126	0,124	0,150
69	Alkali Creek, излошен., покр. слязью	254,3	3,05	—	0,80	2,42	2,42	5,85	4,64	0,52	0,0213	67,1	0,127	0,125	0,147
70	Bitter Root Valley Irrigation Co	304,8	0,48	—	0,71	3,41	0,79	2,71	6,22	0,55	0,00225	72,8	0,127	0,127	0,161

№	Название канала и его характеристика	L (м)	B (м)	h _{миз} (м)	h (м)	ω (м ²)	v м/сек.	Q м ³ /сек.	λ (м)	R (м)	t	C	n _{кат.}	n _{ман.}	γ
71	Hedge, новый, строганая поверхность	45,75	2,93	—	0,71	2,96	0,63	1,88	4,97	0,60	.000133	72,5	.0129	.0129	.0172
72	Arnold, прямой и криволиный участок	187,8	0,36	—	0,44	1,60	1,13	1,81	5,32	0,30	.001044	64,9	.0131	.0129	.0200
73	Bitter Root Valley Irrigation Co	304,8	0,54	—	0,91	4,94	0,81	4,05	7,23	0,68	.00020	70,8	.0135	.0136	.0207
74	Billings Land and Irrig. Co, lateral № 4	184,7	0,61	—	0,20	0,12	0,50	0,61	3,32	0,12	.000868	48,7	.0138	.0145	.0719
75	Telluride flume, строган. поверхность	122,0	1,80	—	1,33	2,38	1,89	4,51	4,45	0,51	.00169	65,7	.0141	.0139	.0246
76	Bear River, строганая поверхность	38,1	—	—	—	1,09	1,66	1,82	4,15	0,26	.0032	58,1	.0142	.0141	.0270
77	Arnold, прямой и криволиный участки	640,0	0,36	—	0,48	1,73	1,05	1,81	5,38	0,32	.001048	58,2	.0145	.0145	.0297
78	Alkali Creek, изношен и покрыт глиной	254,3	3,05	—	0,45	1,51	1,66	2,51	4,08	0,37	.00213	54,3	.0149	.0145	.0298
79	Swalley, прямой и криволиный участки	48,5	3,05	—	0,37	1,15	1,24	1,42	4,16	0,27	.001934	97,5	.0149	.0150	.0322
80	Arnold, криволинейный участок	133,2	0,36	—	0,49	1,78	1,02	1,81	5,39	0,33	.001035	56,3	.0150	.0150	.0328
81	Oxford, дно из поперечных досок	522,0	2,96	0,43	0,33	0,97	0,47	4,53	7,23	0,28	.000274	53,2	.0150	.0153	.0338
82	Arnold, прямой участок	350,0	0,36	—	0,49	1,78	1,02	1,81	5,41	0,33	.001054	54,5	.0152	.0153	.0342
83	Hedge, старый, строганая поверхность	228,6	2,38	—	0,87	2,05	0,95	1,95	4,11	0,50	.00053	59,6	.0153	.0153	.0344
84	Hedge, старый, строганая, поверхность	304,8	2,32	—	0,85	1,98	0,93	1,85	3,97	0,49	.00053	104,5	.0155	.0155	.0357
85	Swalley, прямой и криволиный участки	182,2	3,05	—	0,38	1,17	1,22	1,42	4,16	0,28	.002019	92,9	.0156	.0158	.0376
86	Swalley, прямой участок	59,5	3,05	—	0,42	1,29	1,10	1,42	4,24	0,30	.001479	93,8	.0157	.0159	.0375
87	Swalley, прямой и криволиный участки	74,4	3,05	—	0,36	1,07	1,33	1,42	4,05	0,26	.002145	99,3	.0157	.0146	.0303
88	Golden Rock, Lower, шерохов. поверхн.	49,8	1,80	—	0,28	0,50	0,40	0,20	2,50	0,20	.000361	84,1	.0159	.0165	.0392
89	Modesto, магистраль, асфальтирован.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
90	Salt Lake City and Jordan, lateral	143,2	4,18	—	0,89	3,71	0,33	1,22	6,27	0,59	.000057	97,4	.0163	.0171	.0476
91	Wheeler, планки, изношен., песок	309,0	1,98	—	0,57	1,12	0,49	0,55	3,54	0,32	.000325	86,9	.0167	.0173	.0458
92	Elm farm, выступающие накладки	—	—	—	—	0,14	0,20	0,27	3,75	0,10	.00038	57,6	.0184	.0214	.0552
93	Roller flume, покрыт глиной	152,4	3,96	—	0,90	5,14	0,37	1,90	7,01	0,70	.000084	87,5	.0191	.0196	.0673
94	Lower, Riverside, асфальтиров. поверхн.	227,5	225,5	—	0,22	0,61	1,09	0,67	2,81	0,22	.003915	67,6	.0196	.0208	.0624
95	Bear River, камни на дне	45,75	—	—	—	6,19	0,91	5,59	7,11	0,87	.0004	48,4	.0201	.0203	.0745
96	Fullerton, песок и мох	205,0	2,99	—	0,32	0,94	0,48	0,44	3,57	0,26	.00063	37,0	.0202	.0217	.0690
97	Bear River, гравий	30,5	—	—	—	7,81	0,75	5,86	8,72	0,90	.00031	45,1	.0217	.0219	.0878
Металлические лотки.															
98	Minnesota, гладкая поверхн., прямой участок	61,0	0,85	0,20	—	0,10	1,83	0,20	0,95	0,11	.0052	75,2	.0099	.0092	.0054
99	Garland, гладк. поверхн., прям. участок	198,1	1,74	0,34	—	0,34	1,63	0,55	1,83	0,19	.0023	78,6	.0101	.0096	.0047
100	Boise project, гладкая поверхность	—	0,64	0,21	—	—	0,51	0,05	—	0,12	.0005	66,1	.0106	.0105	.0106

№	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	h _{max} (м)	h (м)	ω (м²)	v м/сек.	Q м³/сек.	γ (м)	R (м)	I	C	n _{Кол.}	n _{Мед.}	γ
101	Moro Canal, № 108, гладк. поверхн.	—	1,07	0,21	—	—	0,77	0,11	—	0,12	0,0117	64,4	0,112	0,110	0,124
102	Boise project, № 80, гладк. поверхн.	—	0,95	0,23	—	—	0,72	0,09	—	0,12	0,0113	60,7	0,117	0,116	0,152
103	Yarnell, № 172, lateral, гладкая поверхность	—	0,79	0,17	—	—	0,88	0,07	—	0,10	0,0175	67,1	0,122	0,101	0,944
104	Garland, гладк. поверхн., прим. участок	99,1	1,77	1,12	—	0,39	1,34	0,55	1,96	0,21	0,022	62,1	0,126	0,124	0,183
105	Partridge-lateral, выступающие стяжки	—	0,61	0,17	—	—	0,55	0,04	—	0,10	0,0120	51,6	0,127	0,131	0,214
106	Golden Gulch, выступающие стяжки	—	1,37	0,34	—	—	0,44	0,19	—	0,26	0,0020	60,7	0,129	0,132	0,218
107	Ten-mile feeder, выступающие стяжки	—	1,59	0,50	—	—	0,42	0,23	—	0,28	0,00175	60,5	0,130	0,134	0,232
108	South Ridge, выступающие стяжки	—	0,67	0,15	—	—	0,51	0,04	—	0,09	0,0130	46,0	0,139	0,146	0,275
109	King lateral, выступающие стяжки	193,6	1,28	0,48	—	0,43	1,55	0,77	1,68	0,26	0,0411	47,8	0,166	0,167	0,416
110	King lateral, выступающие стяжки	57,6	1,52	0,51	—	0,54	1,76	0,94	1,92	0,28	0,0537	45,6	0,177	0,178	0,482
111	King lateral, выступающие стяжки	93,0	1,55	0,61	—	0,68	1,63	1,11	2,08	0,33	0,0386	45,9	0,179	0,181	0,516
112	Stuart, криволин. уч., ржавая поверхн.	532,0	1,83	0,54	—	0,71	0,58	0,42	2,24	0,32	0,00892	34,7	0,222	0,239	0,850
Поверхность из каменной кладки.															
113	Jakobs, откосы из бутовой кладки	68,6	1,28	0,46	0,43	0,55	1,16	0,55	2,10	0,26	0,01367	61,5	0,130	0,130	0,210
114	Cottonwood flume, бутровая кладка	—	1,74	0,40	—	—	1,88	0,83	—	0,26	0,05575	49,6	0,163	0,163	0,390
115	Jakobs, откосы из сухой кладки	85,4	2,26	0,59	0,54	1,21	0,45	0,55	3,24	0,37	0,00471	34,16	0,235	0,249	0,944
116	Jakobs, откосы оплутатурены	85,5	1,55	0,54	0,52	0,80	0,69	0,55	2,50	0,32	0,01597	30,6	0,250	0,271	1,043
117	Отг. кладка на растворе	65,1	3,51	0,82	0,69	2,42	0,54	1,30	0,45	0,54	0,00636	28,9	0,298	0,314	1,478
Земляные каналы.															
118	Interstate, плотная глина	—	—	—	—	19,27	1,45	23,50	15,98	1,18	0,0017	102,0	0,120	0,101	—
119	Farmer's, плотная глина	304,8	15,55	1,13	0,77	11,99	0,78	9,35	16,40	0,73	0,00154	73,4	0,130	0,130	0,159
120	Bear River, напосы	—	6,98	1,20	0,82	5,79	1,10	6,38	7,62	0,76	0,0031	71,9	0,134	0,134	0,184
121	Bear River, City, напосы	—	3,47	0,37	0,27	0,95	0,32	3,02	3,61	0,26	0,0012	56,4	0,135	0,142	0,277
122	Bear River, Corinne Branch, на	30,5	7,29	0,85	0,59	0,41	0,72	3,10	7,62	0,57	0,0027	58,4	0,155	0,156	0,370
123	Farmer's, плотная глина	366,0	15,55	1,19	0,83	12,99	0,68	9,02	16,25	0,80	0,0017	58,1	0,164	0,167	0,445
124	Bear River, Corinne Branch, жирн. глина	—	5,76	0,68	0,51	2,94	0,62	1,81	6,03	0,88	0,00273	53,4	0,164	0,167	0,439
125	Fort Lyons, на, очень гладкая поверхн.	793,0	20,72	0,37	0,34	7,02	0,57	3,98	20,36	0,34	0,0038	49,4	0,165	0,170	0,447

№ п/п	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	h _{max} (м)	h (м)	ω (м²)	v м/сек.	Q м³/сек.	γ (м)	R (м)	i	C	n _{кат.}	n _{ман.}	γ
126	Matigora, твердое ложе	274,3	8,84	0,91	0,70	6,22	0,39	2,42	9,61	0,67	0,00080	54,8	0,166	0,172	0,481
127	Winter Creek, плотная глина	423,8	4,12	0,52	0,31	1,27	0,28	3,62	4,24	0,30	0,00134	44,7	0,170	0,184	0,520
128	Empire intake, песок, гравий	211,9	14,63	1,22	0,86	12,62	0,90	1,05	12,71	0,87	0,00025	56,9	0,170	0,173	0,494
129	Billings Land and Irrig. Co, жирн. глина	304,8	7,32	1,16	0,87	6,36	0,70	47,44	8,02	0,79	0,00230	55,2	0,174	0,175	0,513
130	Jarbeau Power, суглинок	274,4	13,60	1,40	0,37	1,53	0,60	0,91	4,50	0,34	0,00049	46,3	0,176	0,181	0,513
131	Cove, глина с песком, трава	182,9	1,37	0,23	0,16	0,22	0,35	0,08	1,52	0,14	0,00617	36,8	0,180	0,197	0,518
132	Billings Land and Irrig. Co, заиление	304,8	6,10	0,88	0,71	4,32	0,70	3,03	6,68	0,65	0,00295	50,8	0,181	0,184	0,574
133	Grand Canal, твердый грунт	304,8	8,84	0,85	0,61	5,53	0,83	4,58	8,90	0,62	0,00438	50,1	0,183	0,185	0,530
134	Logan, Hyde Park and Smithfield	—	4,17	0,49	0,39	1,65	0,79	1,30	4,51	0,37	0,00383	45,0	0,184	0,189	0,563
135	Cove, глина с песком, трава	121,9	1,68	0,27	0,15	0,26	0,29	0,08	1,70	0,15	0,0460	35,55	0,186	0,206	0,563
136	Billings, Land and Irrig. Co, глина с песком	228,6	7,77	0,91	0,75	5,86	0,44	2,61	8,20	0,71	0,00111	49,9	0,186	0,190	0,629
137	Billings, Land and Irrig. Co, магистр., глина	304,8	8,23	1,01	0,81	6,15	0,78	4,80	8,35	0,73	0,00333	50,1	0,188	0,190	0,629
138	Maxwell, песчаное русло	182,9	2,13	0,30	0,24	0,52	0,13	0,07	2,38	0,22	0,00067	33,8	0,192	0,229	0,729
139	Billings, Land a. Irrig. Co, глина с песком	228,6	8,08	1,13	0,91	7,36	0,57	4,21	8,66	0,85	0,00152	50,3	0,193	0,195	0,673
140	Empire intake, слежавшийся гравий	211,9	—	—	—	6,61	0,75	4,97	12,63	0,53	0,00050	46,14	0,194	0,196	0,641
141	Billings Land and Irrig. Co, глина с песком	228,6	8,23	1,16	0,92	7,57	0,64	4,86	8,75	0,85	0,00187	50,2	0,194	0,195	0,673
142	Bear River, Corinne Branch, глина	—	1,22	0,22	0,17	0,21	0,35	2,53	1,36	0,15	0,00688	34,0	0,194	0,215	0,607
143	Millville and Providence	15,2	3,08	4,88	0,35	1,07	0,59	22,28	3,29	0,33	0,0062	41,2	0,195	0,202	0,635
144	Bitter Root Valley Irrigation Co	304,8	7,93	0,91	0,71	6,28	0,56	112,50	8,40	0,67	0,00215	47,2	0,196	0,200	0,695
145	Logan and Hide Park, песок	22,9	4,33	0,62	0,47	2,02	0,33	23,55	4,75	0,43	0,00015	41,8	0,197	0,208	0,707
146	Billings Land and Irrig. Co, глина с песком	228,6	8,08	1,10	0,97	7,66	0,51	3,90	8,81	0,65	0,00127	48,6	0,199	0,202	0,740
147	Mesa lateral, с наносами	167,7	4,52	0,70	0,67	2,59	0,46	42,16	5,04	0,51	0,0022	43,2	0,200	0,208	0,729
148	Solverson and Co, галька	—	2,29	0,25	0,16	0,37	0,31	4,03	2,36	0,16	0,00056	32,7	0,201	0,225	0,662
149	Turlock District, lateral № 7, твердый грунт	304,8	6,40	0,43	0,33	2,13	0,20	15,44	6,74	0,32	0,00098	36,8	0,202	0,225	0,767
150	Logan City, гравелистое дно	—	2,29	0,05	0,04	0,09	0,16	56	2,19	0,04	0,00135	21,7	0,204	0,272	0,624
151	Billings Land and Irrigation Co	121,9	7,32	1,22	1,03	7,52	0,78	207,00	8,35	0,87	0,00308	47,6	0,204	0,207	0,773
152	Rist and Goss, заиленный	—	1,92	0,30	0,17	0,33	0,28	3,30	1,92	0,17	0,00034	35,9	0,204	0,228	0,596
153	Wilcox, галька и камни	121,9	5,21	0,24	0,15	0,82	0,53	15,29	8,02	0,10	0,00334	28,8	0,205	0,237	0,640
154	Old Barnes, покрытый илом	—	2,74	0,43	0,29	0,79	0,36	9,90	2,74	0,29	0,0032	37,0	0,206	0,220	0,729
155	Bitter Root Valley Irrigation Co	228,6	8,08	0,88	—	5,24	0,61	3,19	8,30	0,62	0,00312	48,9	0,208	0,211	0,773

№	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	h _{max} (м)	h (м)	ω (м²)	v м/сек.	Q м³ сек.	γ (м)	R (м)	i	C	n _{Kut.}	n _{Мед.}	γ
156	Logan and Richmond, глина	30,5	4,59	0,74	0,65	2,97	0,65	1,94	5,43	0,53	0,0046	41,7	0,211	0,217	0,789
157	Bitter Root Valley Irrigation Co	304,8	8,23	0,88	0,67	5,56	0,48	0,27	8,78	0,63	0,0020	43,1	0,211	0,216	0,811
158	Billings L. and Irrig. Co, lateral № 2	121,9	2,56	0,43	0,30	0,76	0,24	0,18	2,80	0,27	0,00175	34,3	0,212	0,234	0,795
159	Logan, Hide Park and Smithfield	18,3	3,66	0,63	0,52	1,91	0,76	1,45	4,13	0,46	0,0077	40,3	0,213	0,219	0,789
160	Morris, дно вспахано, травянистое	304,8	21,34	1,25	0,91	19,37	0,13	2,53	21,90	0,90	0,000107	43,9	0,216	0,224	0,922
161	Hedge, хороший гранит, немного кам- ней	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
162	Beareh, Imperial Water, № 1, твердый грунт	61,0	5,03	0,81	0,59	2,97	0,64	1,90	5,43	0,55	0,0044	41,1	0,216	0,221	0,828
163	Point Lookout, с наносами	304,8	3,05	0,49	0,40	1,21	0,41	0,49	3,57	0,34	0,00379	35,9	0,217	0,233	0,828
164	Crowley, дно взорвано, травянистое	304,8	10,92	0,69	0,50	5,47	0,45	2,47	11,20	0,49	0,0027	39,3	0,218	0,226	0,850
165	Bessemer (b), smooth adobe	487,7	8,23	1,55	0,93	7,53	0,25	1,93	8,48	0,91	0,000345	44,2	0,219	0,224	0,927
166	Big Ditch high line, заливный	304,8	5,55	0,88	0,62	3,46	0,47	1,64	6,06	0,57	0,0024	40,2	0,219	0,227	0,878
167	Lowden, чистый песок	—	3,20	0,52	0,36	1,14	0,38	0,43	3,55	0,32	0,00357	35,3	0,220	0,235	0,834
168	Mesa lateral (b), дно из мелчайш. ила	182,9	7,62	0,61	0,45	3,46	0,51	1,75	7,47	0,46	0,0034	38,1	0,220	0,232	0,872
169	Rio Grande lateral 1 (с), гравий	377,5	4,48	0,73	0,61	2,54	0,45	1,14	23,30	0,51	0,0026	39,0	0,220	0,230	0,878
170	Santa Ana main, слежавшийся песок	304,8	7,77	0,58	0,44	3,46	1,18	4,07	7,99	0,43	0,00220	38,0	0,221	0,230	0,850
171	California Development Co, главная магистраль	304,5	11,58	1,52	1,30	15,01	0,63	9,54	13,35	1,12	0,00168	46,2	0,221	0,222	0,933
172	Billings Land and Irrig. Co., гравий	457,4	6,55	0,88	0,72	4,73	0,61	2,89	7,29	0,65	0,00335	41,4	0,221	0,226	0,889
173	Salt River Valley	274,4	5,18	1,04	0,76	3,92	0,95	3,72	5,96	0,66	0,00798	41,4	0,222	0,226	0,889
174	Lewistone, глина, частично покрыт мхом	—	5,06	0,65	0,51	2,56	0,37	0,93	5,51	0,46	0,0020	37,6	0,224	0,235	0,895
175	Geo. Rist, гравий	—	3,66	0,40	0,28	1,02	0,35	0,36	3,69	0,28	0,0040	33,2	0,224	0,244	0,850
176	Big Ditch, песчаное дно, грязн. откосы	304,8	4,73	1,13	0,74	3,72	0,64	2,37	0,57	0,65	0,00377	40,7	0,225	0,230	0,917
177	Bitter Root Valley Irrigation Co	121,9	8,23	0,84	0,64	5,28	0,50	2,63	0,88	0,60	0,00262	39,5	0,226	0,233	0,927
178	Orland project, lateral № 10	173,2	3,66	0,53	0,38	1,38	0,54	26,35	4,02	0,34	0,00736	34,3	0,228	0,244	0,894
179	Providence Upper, уграбован. грунт	—	1,98	0,19	0,15	0,30	0,22	0,10	2,07	0,15	0,0043	27,2	0,229	0,267	0,839
180	Bear River lateral, ил и мох	—	1,68	0,29	0,22	0,36	0,36	0,13	1,83	0,20	0,0075	29,8	0,230	0,256	0,856
181	Bear River lateral № 2, ил и трава	24,4	2,38	0,29	0,22	0,53	0,42	0,22	2,47	0,22	0,00875	30,6	0,230	0,254	0,856
182	Orland, South Main	181,8	6,43	0,76	0,65	4,12	0,58	2,39	7,01	0,59	0,00386	38,5	0,231	0,239	0,966
183	Walker tract, глина	—	5,95	0,82	0,60	1,24	0,31	1,09	6,37	0,56	0,0012	37,4	0,232	0,244	0,988
184	River Branch Canal, немного гальки	180,8	5,03	0,73	0,53	2,76	0,86	23,73	5,48	0,50	0,01105	36,4	0,236	0,246	0,983
185	Providence, гравий средней величины	—	1,95	0,27	0,25	0,49	0,53	2,82	2,26	0,22	0,0175	29,7	0,238	0,261	0,900

№	Название канала и его характеристика	L (м)	B (м)	H _{max} (м)	H (м)	ω (м ²)	v м/сек.	Q м ³ /сек.	γ (м)	R (м)	I	C	n _{Кал.}	n _{Мен.}	γ
186	College and City, гравий, корн	15,24	1,13	0,23	0,21	0,24	0,89	0,22	1,44	0,17	0,00616	27,8	0,238	0,267	0,872
187	Logan, Hide Park and Thatcher	30,5	5,37	0,65	0,53	2,84	0,60	1,70	5,76	0,49	0,006	34,9	0,246	0,256	0,105
188	Small Ditch, новый	106,7	1,07	0,33	0,21	0,22	0,10	0,02	1,26	0,18	0,00101	24,3	0,246	0,309	0,109
189	College and City, неровный	—	1,34	0,27	0,24	0,33	0,49	5,66	1,66	0,20	0,0016	27,7	0,247	0,276	0,950
190	Boulder and White Rock	91,5	2,19	0,15	0,14	0,30	0,30	3,20	2,30	0,13	0,001246	23,9	0,248	0,298	0,955
191	Billings Land and Irrigation Co, гравий	304,8	8,54	1,19	0,98	8,85	0,55	164,45	9,50	0,88	0,00248	37,6	0,258	0,262	1,231
192	South Side Twin Falls, lateral	230,0	3,05	0,61	0,45	1,38	0,53	26,06	3,51	0,39	0,00737	31,3	0,259	0,274	1,115
193	Billings Land and Irrig. Co.	304,8	8,23	1,30	1,05	8,64	0,72	218,33	9,39	0,92	0,0038	38,1	0,259	0,261	1,231
194	Hyrum, каменное земляное дно	304,8	1,52	0,13	0,11	0,17	0,26	1,57	1,61	0,11	0,0013	21,6	0,260	0,320	0,999
195	Bitter Root Valley Irrigation Co	304,8	8,23	0,85	0,67	5,49	0,49	95,30	8,84	0,62	0,0032	34,8	0,260	0,267	1,186
196	North Ogden, гравий	244,0	2,59	0,53	0,42	1,09	0,52	20,12	2,98	0,37	0,00831	30,1	0,262	0,282	1,142
197	Main Branch Turlock district, плоти.	304,8	8,51	0,53	0,38	3,27	0,30	35,01	8,48	0,39	0,00263	30,0	0,262	0,285	1,181
198	Billings Land and Irrigation Co, гравий	304,8	7,32	1,07	0,81	5,95	0,81	171,34	8,22	0,73	0,0072	35,4	0,264	0,269	1,236
199	Rocky Ford (a), разное русло, песок	304,8	4,42	0,61	0,51	2,27	0,51	41,20	4,90	0,46	0,0058	31,2	0,266	0,283	1,220
200	Salt Lake City and Jordan	182,9	2,90	0,69	0,67	1,88	0,48	31,86	4,03	0,48	0,00478	31,6	0,267	0,281	1,209
201	Loveland and Greely	—	10,36	0,70	0,53	5,50	0,51	2,83	10,67	0,51	0,0050	32,1	0,267	0,280	1,226
202	Fullerton, разное песчаное русло	182,9	3,66	0,46	0,35	1,28	0,35	0,45	4,08	0,31	0,00493	27,9	0,269	0,297	1,148
203	Farmer's, небольшое количество камней	182,9	3,35	0,27	0,19	0,63	0,43	0,27	3,47	0,18	0,01758	24,0	0,270	0,313	1,115
204	Billings Land and Irrig. Co, песчаное русло	121,9	2,59	0,55	0,35	0,92	0,44	0,40	2,95	0,31	0,00812	27,9	0,271	0,296	1,137
205	Yosemite Power Co.	202,7	1,07	0,23	0,17	0,18	0,40	0,07	1,26	0,14	0,003679	17,44	0,274	0,415	1,507
206	Billings Land and Irrig. Co, песчаное русло	121,9	2,29	0,43	0,30	0,69	0,37	0,26	2,99	0,25	0,00842	25,67	0,277	0,310	1,203
207	Parley Ditch, lateral, песчаное русло	182,9	1,52	0,37	0,22	0,34	0,37	0,12	1,72	0,20	0,01168	23,84	0,278	0,321	1,186
208	Bessemer (b) токий на, камни	610,0	5,00	0,94	0,62	3,12	0,38	1,20	5,66	0,55	0,0028	30,86	0,280	0,295	1,352
209	Bessemer (a), smooth adobe	456,0	4,91	1,07	0,70	3,46	0,47	1,64	5,53	0,62	0,0036	31,73	0,281	0,293	1,374
210	South Side Twin Falls, lateral	218,8	1,98	0,58	0,38	0,75	0,76	0,57	2,45	0,31	0,002683	26,55	0,283	0,310	1,264
211	Arizona Canal, lateral	213,4	1,68	0,52	0,33	0,57	0,72	0,41	2,03	0,28	0,003088	25,40	0,284	0,319	1,275
212	Rio Grande, lateral № 1, гравий	1610,0	1,33	0,73	0,57	0,76	1,42	10,75	7,23	0,57	0,00366	36,08	0,284	0,294	1,358
213	Beech Imperial Water Co, № 1, песок, русло	304,8	2,44	0,27	0,23	0,55	0,26	0,15	2,64	0,21	0,005594	23,63	0,290	0,327	0,631

№	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	H _{max} (м)	h (м)	ω (м²)	v м/сек.	Q м³/сек.	L (м)	R (м)	I	C	n _{Кит.}	n _{Man.}	γ
214	Wheeler, твердая почва, отдельные камни	1164,5	3,20	0,61	0,47	1,52	0,36	0,55	3,67	0,41	0,00411	27,50	0,292	0,315	0,640
215	Bear River lateral, неправ. формы, глинистые	—	2,56	0,26	0,17	0,44	0,51	0,23	2,61	0,17	0,0083	27,16	0,293	0,344	2,260
216	Billings Land and Irrig. Co, песчаное русло	121,9	2,13	0,33	0,26	0,57	0,32	0,18	2,50	0,23	0,0082	23,24	0,294	0,337	1,313
217	Bear River lateral, неправильный, глинистый	—	3,38	0,50	0,35	1,19	0,19	0,22	3,60	0,33	0,0017	24,90	0,295	0,335	0,733
218	Billings Land and Irrig. Co, lateral № 1	182,9	3,35	0,61	0,39	1,32	0,26	0,35	3,76	0,35	0,0029	26,38	0,299	0,319	0,667
219	Modesto магистраль, чистый песок	283,5	16,77	0,49	0,26	4,41	0,28	1,22	16,55	0,27	0,00516	23,57	0,300	0,342	0,714
220	Billings Land and Irrig. Co, lateral № 1	121,9	2,29	0,38	0,30	0,69	0,33	0,29	2,73	0,25	0,0084	22,80	0,308	0,350	0,728
221	Upper, Riverside, песок, мох	89,9	3,66	0,82	0,70	2,56	0,53	0,79	4,48	0,57	0,00634	27,72	0,315	0,330	0,830
222	Lower, Riverside, прямоугольный участок	108,2	3,51	0,55	0,39	1,37	0,49	0,67	3,70	0,37	0,01064	24,52	0,318	0,347	0,799
223	Нугун, гравелистое дно	—	1,68	0,19	0,15	0,26	0,27	0,07	1,76	0,15	0,014	18,60	0,319	0,393	0,730
224	Bisley, гравелист. дно, ряжев. откосы	—	7,32	0,24	0,15	1,12	0,33	0,38	7,62	0,15	0,014	22,90	0,320	0,310	0,532
225	Bessemer (с), отдельные камни	364,0	4,69	0,97	0,73	3,40	0,35	1,20	5,42	0,63	0,0026	27,6	0,321	0,337	1,706
226	Lower, from Big Cottonwood	304,8	2,44	0,52	0,37	0,91	0,31	0,28	2,80	0,33	0,00533	23,63	0,324	0,352	1,529
227	Smithfield lateral, отдел. булыжники	—	1,65	0,20	0,18	0,28	0,13	0,04	1,74	0,16	0,00353	17,66	0,329	0,417	1,562
228	Yosemite Power Co; Golden Rock	163,7	2,19	0,33	0,25	0,54	0,37	0,20	2,42	0,22	0,01629	19,15	0,346	0,407	1,672
229	Billings Land and Irrig. Co, lateral № 1	121,9	2,90	0,53	0,31	0,91	0,34	0,36	3,12	0,29	0,0093	20,59	0,349	0,397	1,744
230	Logan and Benson Ward, мох	—	6,40	0,49	0,42	2,71	0,26	0,70	6,71	0,40	0,0033	22,24	0,352	0,388	1,843
231	Lower, Riverside, прямой и криволи.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
232	Logan and Hide Park, гравий	257,3	3,51	0,55	0,46	1,60	0,42	0,67	3,98	0,40	0,00909	21,80	0,360	0,395	0,974
233	Hillsboro, шероховатый	167,7	4,42	0,58	0,49	2,15	0,36	0,75	5,34	0,40	0,00698	21,47	0,364	0,402	1,937
234	Turlock district, lateral 2, 5, песок	311,0	7,01	0,76	0,63	4,65	0,44	2,04	8,14	0,57	0,0060	23,63	0,371	0,387	2,025
235	Cochran, гравий	224,3	4,37	0,64	0,48	2,14	0,25	1,02	7,47	0,55	0,0217	22,68	0,373	0,401	2,097
236	Perrault, твердый грунт, трава	185,9	3,51	0,49	0,35	1,23	0,21	0,63	5,07	0,42	0,00695	20,92	0,379	0,416	2,053
237	Rio Grande lateral № 1, гравий	1610,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
238	Nugun, lateral, камни, мох	—	2,01	0,37	0,26	0,51	0,13	0,70	2,19	0,23	0,0029	16,34	0,393	0,482	2,097
239	Орт, твердый грунт с промывками	434,8	4,57	0,85	0,64	2,96	0,44	1,30	5,43	0,56	0,00746	21,57	0,397	0,423	2,268
240	Small ditch, наносы на тверд. грунте	93,9	1,19	0,18	0,13	0,16	0,14	0,02	1,28	0,12	0,009 9	12,86	0,399	0,547	2,015
241	Саруго, отдельные булыжники	91,4	0,98	0,27	0,26	0,35	0,11	0,03	1,51	0,17	0,003367	14,13	0,403	0,527	2,130
242	Brighan City Electric Light Co, мох	—	3,26	0,76	0,58	1,99	0,46	0,88	3,84	0,49	0,0115	19,43	0,424	0,460	2,445

№	Название канала и его характеристика.	L (м)	B (м)	h _{max} (м)	h (м)	ω (м²)	v м/сек.	Q м³/сек.	γ (м)	R (м)	i	C	n _{кш.}	n _{исп.}	γ
243	New Ruiter, гравелистое ложе	182,9	1,68	0,35	0,23	0,39	0,20	0,08	1,87	0,21	0,0095	14,13	0,436	0,545	2,345
244	Sullivan and Kelly, отделен. булыжники	308,0	3,96	0,94	0,66	2,62	0,44	1,06	4,60	0,55	0,00894	19,65	0,436	0,463	2,540
245	Roller, откосы покрыты травой	304,8	14,63	1,68	1,25	18,23	0,12	2,22	15,33	1,19	0,00023	23,24	0,461	0,446	2,992
246	Brigham City, сильно заросшие	—	5,97	0,73	0,55	3,32	0,20	0,66	6,25	0,53	0,00028	16,34	0,499	0,553	3,147
247	Thatcher lateral, сильно заросший	—	15,24	0,21	0,15	0,24	0,13	0,03	1,62	0,15	0,0107	10,15	0,519	0,715	2,893
248	Thatcher lateral, сильно заросший	—	1,25	0,25	0,21	0,27	0,11	0,03	1,52	0,18	0,00064	10,59	0,529	0,707	3,030
249	Small ditch, заросшие травой откосы	30,5	1,52	0,30	0,19	0,30	0,10	0,03	1,83	0,16	0,00067	9,55	0,544	0,771	3,218
Каналы, мощенные булыж- ником.															
250	Beasley	—	4,88	0,24	0,14	0,64	0,53	0,36	5,03	0,13	0,00093	48,03	0,220	0,149	2,98
251	Bitter Root Valley Irrigation Co	182,9	8,23	0,91	0,71	5,81	0,69	4,02	8,40	0,69	0,0055	33,45	0,262	0,283	1,33
252	Logan and Northern, трава	192,1	4,94	1,13	0,79	3,97	0,54	2,14	5,79	0,69	0,0037	33,84	0,270	0,279	1,302
253	Upper, from Big Cottonwood	289,6	3,35	0,52	0,42	1,42	0,54	0,76	4,85	0,36	0,01012	28,26	0,277	0,299	1,241
254	Reno, ручная кладка из битого камня	244,0	5,49	1,83	1,19	6,55	1,09	7,61	7,13	0,92	0,01129	33,74	0,291	0,294	1,512
255	Sullivan and Kelly, мощенные откосы	204,3	3,20	1,01	0,07	2,39	0,48	1,06	4,64	0,55	0,00603	26,60	0,324	0,342	1,683
256	Logan and Hyde Park	—	0,55	0,12	0,11	0,58	0,41	0,02	0,71	0,82	0,0991	14,30	0,337	0,461	1,457
257	Hyrum, lateral	—	1,10	0,08	0,07	0,74	0,31	0,02	1,22	0,06	0,1212	11,42	0,365	0,548	1,634
258	Smithfield lateral	—	1,40	0,09	0,07	0,10	0,40	0,04	1,45	0,07	0,171	11,64	0,377	0,550	1,711
259	Beasley, очень немного травы	268,0	4,27	0,24	0,22	0,92	0,55	0,51	4,69	0,20	0,0584	16,34	0,383	0,468	1,926
260	Smithfield lateral, очень неровный	—	1,40	0,08	0,07	0,98	0,33	0,03	1,43	0,07	0,170	9,88	0,423	0,648	2,065
Каналы в полугоре (выемка и подпорная стенка).															
261	Hedge, оштукатуренная стенка	76,2	4,27	1,05	0,93	4,00	0,48	1,92	5,64	0,70	0,00132	49,95	0,185	0,190	0,624
262	Hedge, русло, земля и гравий	137,2	3,96	0,96	1,15	3,34	0,56	1,88	5,21	0,64	0,0030	40,74	0,225	0,229	0,911
263	Cove, бетонированное дно	274,4	3,66	0,82	0,57	1,88	0,70	1,32	4,21	0,44	0,0080	37,26	0,278	0,235	0,689
264	Logan, Hyde Park and Smithfield	102,8	3,96	0,76	0,53	2,09	0,95	1,99	4,65	0,45	0,01852	32,96	0,256	0,267	1,103
265	Hedge, бетонное дно и стенка	91,5	0,38	0,96	0,88	3,34	0,56	1,88	5,15	0,65	0,00344	33,40	0,269	0,280	1,291
266	Logan, Hyde Park and Smithfield	30,5	0,38	0,76	0,54	2,06	0,96	1,99	4,74	0,44	0,00237	29,92	0,278	0,293	1,264
Каналы со смешанным профилем.															
267	Lower, Riverside Water Co	61,0	3,20	0,46	0,42	1,34	0,40	0,54	3,77	0,36	0,00045	31,68	0,249	0,267	1,043
268	Lower, Riverside Water Co	228,6	3,05	0,55	0,46	1,41	0,38	0,54	3,73	0,38	0,005253	27,10	0,291	0,315	1,357
269	Logan, Hyde Park and Smithfield	80,8	2,90	0,76	0,66	1,89	1,05	1,99	4,09	0,46	0,0030	28,10	0,298	0,314	1,424

Т А Б Л И Ц А XIV

значений показателей u в формуле проф. Н. Н. Павловского.

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (смр.)}$$

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,5 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10).$$

R и n	0,010	0,013	0,015	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,0325	0,035	0,0375	0,040
0,10	0,120	0,152	0,171	0,189	0,214	0,233	0,251	0,269	0,286	0,305	0,318	0,332	0,346
0,20	0,120	0,151	0,168	0,186	0,210	0,228	0,246	0,263	0,279	0,296	0,309	0,323	0,337
0,40	0,120	0,149	0,165	0,182	0,204	0,221	0,238	0,254	0,268	0,283	0,297	0,309	0,323
0,60	0,120	0,147	0,163	0,179	0,200	0,216	0,232	0,247	0,261	0,275	0,288	0,299	0,312
0,80	0,120	0,146	0,161	0,176	0,196	0,211	0,227	0,241	0,254	0,268	0,280	0,291	0,303
1,00	0,120	0,145	0,159	0,173	0,193	0,207	0,222	0,235	0,248	0,261	0,273	0,284	0,295
1,50	0,120	0,141	0,155	0,168	0,184	0,199	0,212	0,224	0,236	0,247	0,258	0,268	0,278
2,00	0,120	0,140	0,152	0,164	0,178	0,192	0,204	0,215	0,225	0,236	0,246	0,255	0,264
2,50	0,120	0,139	0,150	0,160	0,174	0,185	0,197	0,206	0,216	0,226	0,235	0,243	0,251
3,00	0,120	0,137	0,147	0,156	0,169	0,180	0,190	0,199	0,208	0,217	0,225	0,232	0,240

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

(Просьба исправить)

Стр.	Строка	Напечатано:	Должно быть:
18	7 снизу	R	$\log R$
20	6 "	1,7:5	1,75
21	1 сверху	шероховатных	шероховатых
23	8 "	Ganguillet-Kutter'a	Ganguillet-Kutter'a
30	16 "	$n = 0,14$	$n = 0,014$
33	1 "	многочисленных	многочленных
33	4 "	логаримической	логарифмической
33	5 снизу	Gonguillet-Kutter'y	Ganguillet-Kutter'y
34	8 "	больше	большие
36	21 сверху	в слове Ganguillet перевернута буква l.	
38	5 "	Gauguillet-Kutter'y	Ganguillet-Kutter'y
38	3 снизу	$\gamma = 0,022$	$\gamma = 0,22$
39	13 сверху	В таблице (см. приложение) приведены по Fanning'y ¹⁾ значения	Fanning ¹⁾ приводит подробные таблицы значений
39	12 снизу	$i = \frac{h_w}{l} =$	$i = \frac{h_w}{L} =$
46	14 сверху	установка	установках
48	фиг. 5	$v = f(y)$	$u = f(y)$
48	7 снизу	Du-Baut	Du-Boys
50	форм. (1)	$\alpha \cdot \frac{z^2}{h^2}$	$\alpha \cdot \frac{z^2}{h^2}$
51	12 снизу	$C = 40 + 50$	$C = 40 \div 50$
52	13 сверху	на фиг. 8с	на фиг. 8в
55	4 сверху	полученные	полученные
57	2 снизу	Abbota	Abbot'a
57	примеч.)	Fahhheimer	Forchheimer
59	14 сверху	$(u_{0,bh} = v)$	$(u_{0,6h} = v)$
60	1 "	Lasmund'a ($v = U_{0,63h}$)	Jasmund'a ($v = u_{0,63h}$)
60	1 "	отношения $\frac{v}{u_{0,6h}}$	отношения $\frac{v}{u_{0,6h}}$
61	8 "	Правило $v = u_{0,bh}$	Правило $v = u_{0,6h}$
61	11 снизу	отношение $\frac{v}{u_n}$	отношение $\frac{v}{u_n}$

Стр.	Строка	Напечатано:	Должно быть:
62	3 сверху	наводке	паводке
65		нет надписи под чертежом	Фиг. 19.
69	14 снизу	0,73 R	0,737 R
70	Примечания	)	1)
70	"	Tramsactions	Transactions
71	Фиг. 23	нужно повернуть по часовой стрелке таким образом, чтобы черта дробной формулы была горизонтальна.	
74	Формулы (2)	$\sum \frac{v^3}{2g}$	$\sum \frac{v^2}{2g}$
75	2 снизу	давление; $h = z + y$	напор; $h = z + y =$
76	Фиг. 25	В точке пересечения y и z с осью трубы нет стрелок; нет горизонтальной линии, проходящей через точку X.	
76	Там же	$y_x = \frac{p}{\gamma}$	$y_x = \frac{p_x}{\gamma}$
76	6 сверху	$R = \frac{\omega}{X} =$	$R = \frac{\omega}{l} =$
76	10 снизу	$y_x = p \frac{x}{\gamma}$	$y_x = \frac{p_x}{\gamma}$
77	7 сверху	Строки 13—15 читать сразу после седьмой.	
77	9 снизу	$i = \frac{H}{l}$	$i = \frac{H}{l}$
78	1 сверху	ТАБЛИЦА 7.	ТАБЛИЦА I.
79	6 снизу	(y)	(y)
80	15 "	т.-е.	т.-е.,
82	На фиг. 33	не проведены стрелки для напора h_d .	
88	форм. (13)	$H = h_{eff} + h_w =$	$H = h_{eff} + h_w =$
89	На фиг. 39	при цифрах, обозначающих диаметры труб, показаны дюймы, тогда как диаметры даны в дециметрах.	
91	формула (3)	$= (q_y + q_l)^2 \frac{l_3}{K_3^2}$	$= (q_y + q_l)^2 \frac{l_3}{K_3^2}$
92	в формуле (14)	$= \frac{(q_l + q_r)}{K^2}$	$= \frac{(q_l + q_r)^2}{K^2}$
94	1 снизу	клапана	крана
103	2 "	$q_c = 15 \text{ л/с}$	$q_c = 10 \text{ л/сек.}$
108	12 "	$q \mid q$	$q - q$
118	примечание	элементов	элементов
125	12 сверху	$q = \omega \cdot v; \omega = \frac{q}{v}$	$q = \omega \cdot v; \omega = \frac{q}{v};$
125	таблица, 1 строка	оа	Оа
127	18 сверху	стка	стков
131	табл. С, 5 столб.	$K \times 10^{-2}$	$K \times 10^{-2}$

Стр.	Строка	Напечатано:	Должно быть:
131	табл. С, 7 столб.	K_w	h_w
133	фигура 75	x	l
136	" 78	c	c'
137	15, 16 и 17 снизу	$m^{1/2}, m, m^2$	$m^{1/2}, m, m^2$
137	фигура 79	3 м., 4 м.	3 м., 4 м.
138	" 80	0,8 м.	0,8 м.
140	1 снизу	$R = \frac{2}{3} h \gamma^{1/2}$	$R = \frac{2}{3} h^{1/2}$
141	Таблица	Значения С в формуле Bazin'a	Значения γ в формуле Bazin'a
143	6 сверху	изменение показателя m в формулах Bazin'a и Ganguillet-Kutter'a по отношению к величине $2,5 + m$ в формуле	изменение переменного показателя m при определении С по формулам Bazin'a и Ganguillet-Kutter'a по отношению к его постоянному значению m в формуле
142	фигура 86	3 м, 5 м,	3 м., 5 м.
145	12 сверху	$(n = 3 \div 4,5)$	$(n = 2p = 3 \div 4,5)$
148	табл. II, графа 8, строка 1 снизу	$621,8 d^{1/3}$	$621,8 d^{1/3}$
149	8 снизу	$\omega_{II} = (b + mh) h$	$\omega_{II} = (b + mh) h$
150	3 сверху	$V = c \sqrt{Rl}$ в виде $V = c \sqrt{R} \cdot \sqrt{l}$	$v = C \sqrt{Rl}$ в виде $v = C \sqrt{R} \cdot \sqrt{l}$
150	1 снизу	$K = \omega c \sqrt{R}$	$K = \omega C \sqrt{R}$
151	фигура 93	R	0,5 D
152	5 сверху	$x = 2h (2 \sqrt{1 + m^2} - m)$	$l = 2h (2 \sqrt{1 + m^2} - m)$
152	7 "	β	β_0
152	примечание, 5 строка снизу	углу $d'cd$	углу cdd'
152	На фиг. 95	через φ необходимо обозначить угол cdd' , (а не угол $d'cd$).	
153	Таблица III, 5 графа	$\frac{1}{\beta_0} = \frac{b}{h}$	$\frac{1}{\beta_0} = \frac{h}{b}$
155	1 сверху	(18)	(18)
168	1 "	$K = \omega c \sqrt{R}$	$K = \omega C \sqrt{R}$
170	12 снизу	$\omega = 3,32 \text{ м.};$	$\omega = 3,32 \text{ м.}^2;$
173	фигура 113	$b = 1,6 \text{ м.}, h = 2 \text{ м.}$	$b = 1,6 \text{ м.}, h = 2 \text{ м.}$
178	" 116	q_i	Q_i
179	5 сверху	$i = \frac{Q}{K^2}$	$l = \frac{Q^2}{K^2}$
180	9 "	формулу для С перенести в примечание.	
191	6 снизу	$\lambda = 1,30$	$\gamma = 1,30$
199	фигура 136	при буквах С и D индексы 1, 2, 3 заменить индексами I, II, III.	

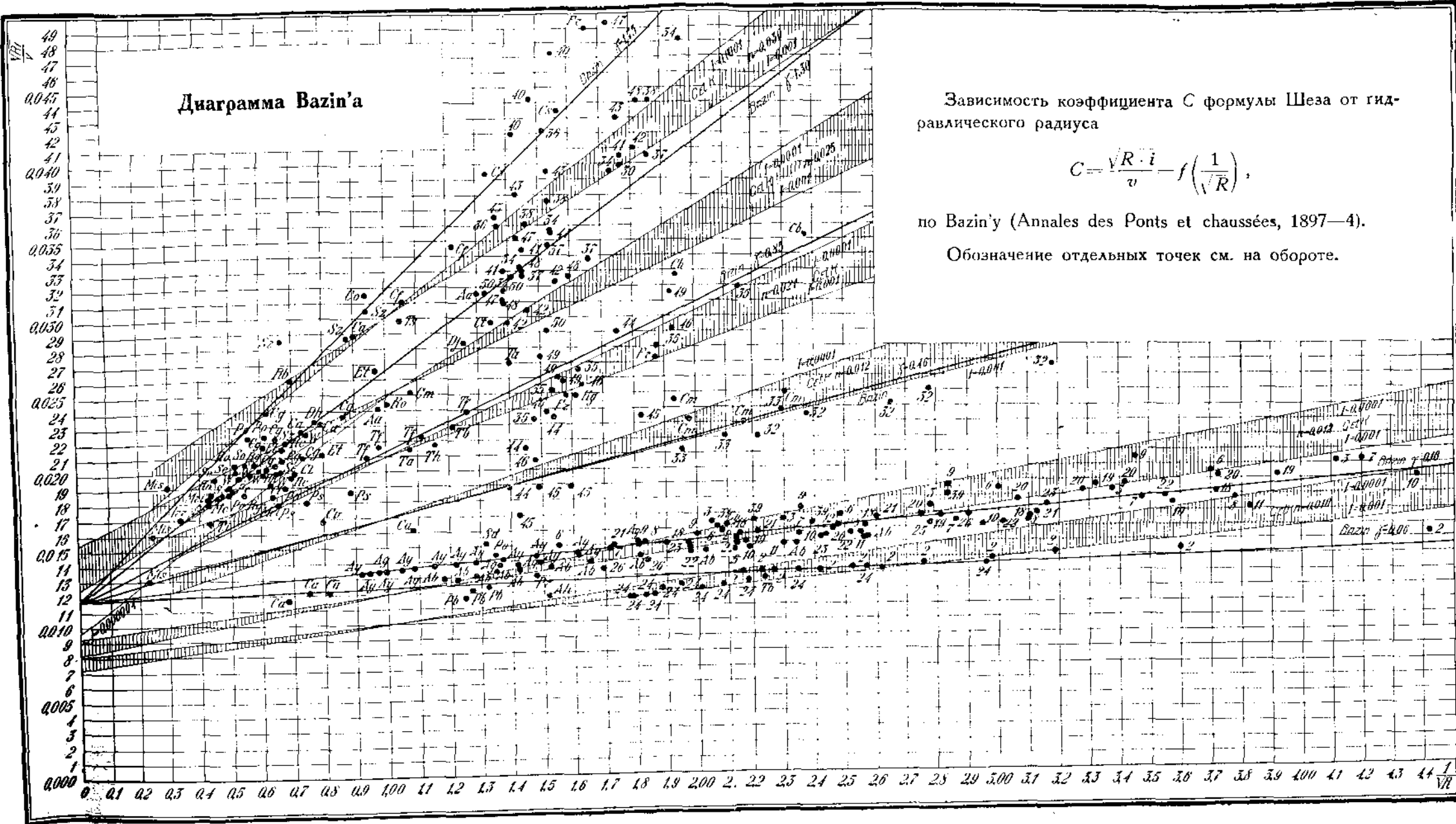
Диаграмма Bazin'a

Зависимость коэффициента C формулы Шеза от гидравлического радиуса

$$C = \frac{\sqrt{R \cdot i}}{v} = f\left(\frac{1}{\sqrt{R}}\right),$$

по Bazin'y (Annales des Ponts et chaussées, 1897—4).

Обозначение отдельных точек см. на обороте.



ОБОЗНАЧЕНИЯ.

Данные опытов Базена обозначены №№ соответствующих серий (*Recherches Hydrauliques*): № 2—бетонный канал прямоугольного сечения, № 24—бетонный полуциркульный, № 3—бутовая кладка прямоугольный; деревянные лотки: с наколаченными планками №№ 8—11, №№ 18—20 прямоугольного сечения, №№ 21—23 трапециoidalный и прямоугольный, № 26—полуциркульный, №№ 36—43 лоток Шазилли, №№ 44—50 лоток Гросбуа.

Опыты Дюбуа: *Dj*—Ярдский канал, *Dh*—Хейнский канал, *Cb*—опыты Грабенау над неб. речками.

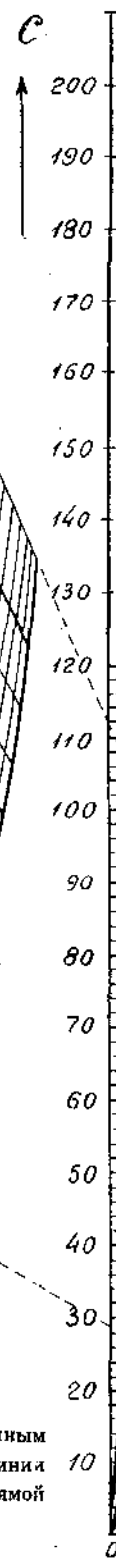
Реки: *Aa*—р. Аа; *Ti*—Тибр; *Eb*—Эльба; *Se*—Сена; *So*—Саона; *Sz*—Зальцах; *W*—Везер; *Ta*—Таубер; *Ts*—Тессино; *Po*—р. По; *Irr*—Ирравади; *Ro*—Рона; *Miss*—Миссисипи; *Mri*—Миссури; *Rg*, *Rs*, *Rc*, *Rb* и *Rh*—Рейн у разных городов; *Sa*—Салах; *Fr*—ручьи у Фрейберга; *Kg*—ручьи у г. Кагисвилль.

Акведуки: *An*—Неаполя; *Ab*—Бостона; *Ag*—Глазго; *Ay*—Нью-Йорк.

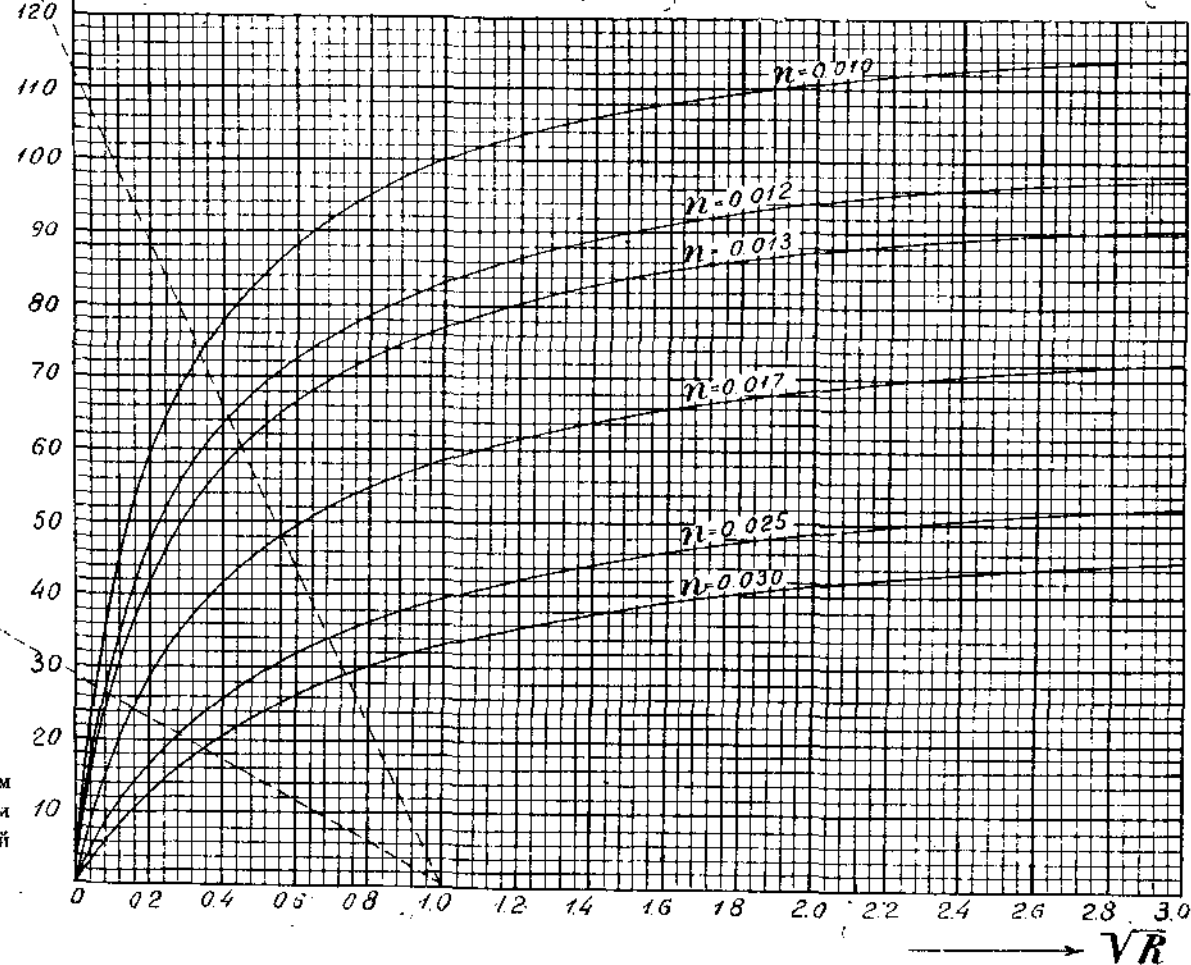
Мосты-акведуки: *Pb*—у Бостона; *Pr*—у Рокфора; *Pc*—у Кро; *Ps*—у Соляни на Ганге.

Каналы: *Ca*—Кавуарский; *Cg*—Гангский; *Cm*—Марсельский; *Cs*—Симмский; *Cv*—Веронский; *Cl*—Линтский; *Ct*—Лаутерский; *Co*—Огайский; *Se*—Эшерский; *Cf*—водосборный канал оз. Фучино; *Th*—Тунский канал.

Td—Дижонский трубопровод; *Tb*—Биконский туннель в Бостоне; *Tf*—распределительный туннель оз. Фучино; *Sd*—Дурчестерский сифон в Бостоне.


$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (\text{метры})$$

Правая часть графика относится к „сокращенной“ формуле Ganguillet-Kutter'a



Примечание. Для получения C , определяемого полной формулой Г.-К., соответствующего заданным значениям n , i и R , нужно соединить прямой линией точку $\sqrt{R}$, взятую на оси, с точкой пересечения линии данной шероховатости (n) с линией данного уклона (i) (левая половина графика). Точка пересечения этой прямой с осью C и определяет искомое значение C .

ГРАФИК № 2

для формулы Bazin'a

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (метры)}$$

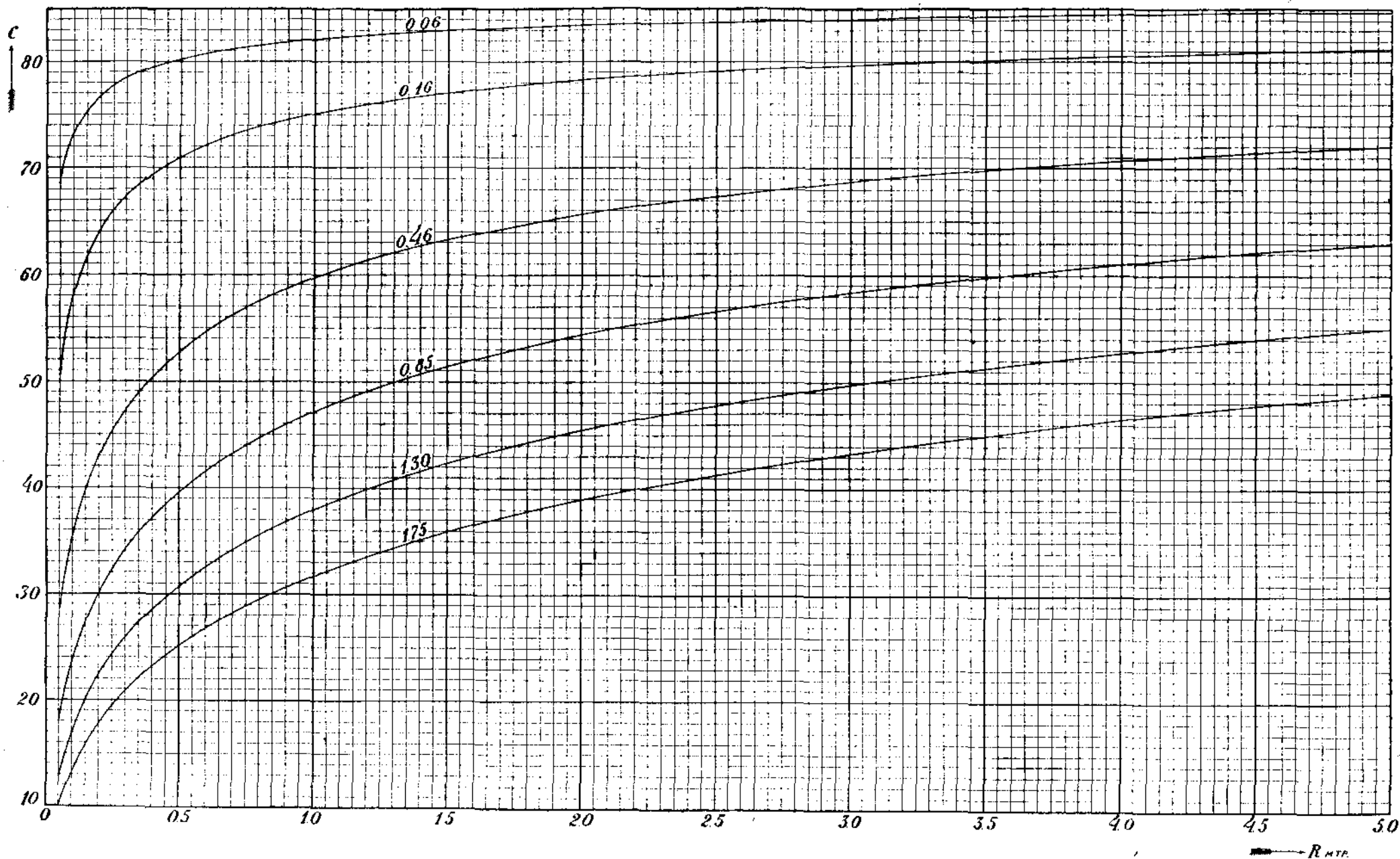


ГРАФИК № 3
для формулы проф. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (метры)}$$

