Г. В. Железняков

Теория гидрометрии

Издание 2-е,
переработанное и дополненное

Гидрометеоиздат Ленинград 1976

УДК 556.5.08.001

В книге обобщены и развиты вопросы теории гидрометрии, что необходимо для дальнейшего совершенствования ее методов и приборов. Большое внимание уделяется гидравлическому обоснованию способов производства гидрометрических работ на реках, а также каналах. Дан гидромеханический анализ показаний приборов для измерения скоростей течения воды, в том числе и в условиях нестационарных течений жидкости.

Рассчитана на специалистов в области гидрологии, гидравлики, гидротехники, строительства мостов и тоннелей, а также на аспирантов и студентов старших курсов высших учебных заведений.

Some problems in the theory of hydrometry are discussed, which contribute much to further improvement of the technique and apparatus in this field. Much attention is paid to the hydraulic bases of the way the hydrometric work is carried out in the rivers and canals. The hydromechanic analysis is given of instruments for measuring the velocities of water motion, the case of non-stationary fluid motion is included.

The book will be of interest to specialists in hydrology, hydraulic engineering, building of bridges and tunnels, and also to post-graduates and students of the hydrological higher schools.

Ж $\frac{20806\text{-}026}{069(02)\text{-}76}$ 51-76

© Гидрометеоиздат, 1976 г.

Оглавление

Предисловие 3

Глава 1. Рельеф свободной поверхности воды и глубины неравномерного потока 5

1.1. Определение продольных уклонов водной поверхности рек и каналов 6
1.2. Стереофотограмметрический способ определения рельефа свободной поверхности воды 10
1.3. Определение взаимосвязи рельефа поверхности воды с кинематикой потока 15
1.4. Системы отсчета глубин неравномерных потоков . . . 18
1.5. Система отсчета глубин потока при повышенной шероховатости его дна 21
1.6. Определение рельефа дна с помощью дистанционного гидростатического профилографа 25

Глава 2. Распределение скоростей в турбулентных потоках 29

2.1. Профиль осредненных скоростей течения жидкости . . 30
2.2. Средняя скорость течения воды на вертикали 37
2.3. Параметры профилей скоростей 41
2.4. Положение средней скорости на вертикали и в потоке 50
2.5. Тахиграфические кривые и их применение к расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса 57
2.6. Относительный дефицит средней скорости потока . . . 65

Глава 3. Донные скорости открытых потоков 71

3.1. Местная донная скорость 72
3.2. Расчет распределения донных скоростей по ширине потока 73
3.3. Средняя донная скорость потока 79
3.4. Придонная скорость 82

Глава 4. Относ гидрометрических приборов в открытом потоке 86

4.1. Общее уравнение гибкого троса в открытом потоке . . 87
4.2. Форма подводной части троса при равномерном распределении скоростей течения воды по вертикали 89
4.3. Форма подводной части троса при неравномерном распределении скоростей течения воды по вертикали 93
4.4. Основные типы задач на расчет относа гидрометрических приборов течением 96

Глава 5. Гидромеханический анализ работы гидрометрических вертушек 101

5.1. Характеристики гидрометрических вертушек . . . . . —
5.2. Путь и время синхронизации гидрометрических вертушек 109
5.3. Влияние турбулентности потока на показания гидрометрических вертушек 114

Глава 6. Обоснование методики измерения малых скоростей течения воды 119

6.1. Безмениковые гидрометрические трубки 120
6.2. Интеграционный электронно-механический способ измерения скоростей течения воды 123
6.3. Принцип измерения малых скоростей течения воды способом регулярного режима охлаждения 132

Глава 7. Гидрометрические водосливы 137

7.1. Полигональные водосливы с тонкой стенкой 138
7.2. Коэффициент расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива 141
7.3. Пропорциональный водослив с тонкой стенкой 143
7.4. Коэффициент расхода и методика расчета пропорционального водослива 147
7.5. Комбинированные пропорциональные водосливы . . . 150

Глава 8. Параметр формы живого сечения открытых потоков 154

8.1. Параметр формы живого сечения в общем виде . . . 155
8.2. Параметр формы правильных сложных живых сечений 157
8.3. Параметр формы правильных несложных живых сечений 161
8.4. Параметр формы живых сечений речных потоков . . 165

Глава 9. Гидравлико-гидрометрические способы определения расходов воды в открытых руслах 170

9.1. Основные уравнения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды 171
9.2. Методика применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды 174
9.3. Определение расходов воды с интеграцией поверхностных скоростей по косым галсам 180
9.4. Перспективы применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах с интеграцией поверхностных скоростей 186

Глава 10. Взаимодействие руслового и пойменного потоков 191

10.1. Общие характеристики кинематического эффекта безнапорного потока 193
10.2. Кинематический эффект при параллельном направлении руслового и пойменного потоков 201
10.3. Опыт определения связи между скоростями потока в основном русле и пойме 211
10.4. О подобии кинематических эффектов и балансе энергии при взаимодействии потоков 215
10.5. Применение гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды при взаимодействии руслового и пойменного потоков 220
10.6. Пропускная способность основного русла при выходе потока на пойму 224

10.7. Расчет расходов воды при резком изменении гидравлических сопротивлений по ширине потока 233
10.8. Кинематический эффект при непараллельном направлении смежных потоков 238
10.9. Интегро-дифференциальные уравнения неустановившегося движения воды с учетом кинематического эффекта потока 242
10.10. Влияние поймы на скорость движения паводочных волн 247
10.11. Пропускная способность поймы как естественного водосброса 253

Глава 11. Кинематический эффект в размываемых руслах и расходы наносов 259

11.1. Особенности кинематического эффекта в размываемых руслах . . . . . —
11.2. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт наносов 267
11.3. Общий расход наносов 273
11.4. Расход наносов в форме гряд 281

Глава 12. Гидравлическое обоснование зависимости уровней от расходов воды речного потока 286

12.1. Обобщенное уравнение расхода воды . . . . . —
12.2. Формулы для определения коэффициента Шези речного потока 289
12.3. Экстраполяция зависимости уровней от расходов воды 305

Глава 13. Точность определения расходов по измеренным местным скоростям и глубинам потока 311

13.1. Общее обоснование способов расчета точности определения расходов воды 313
13.2. Методика расчета точности определения расходов воды 317
13.3. Повышение точности вычисления расхода воды аналитическим способом 322
13.4. Вопросы унификации и систематизации данных о точности гидрологических измерений 324

Условные обозначения 326

Список литературы 330

Посвящается
светлой памяти брата
Анатолия Васильевича ЖЕЛЕЗНЯКОВА,
отдавшего жизнь за Родину
в Великой Отечественной войне

Предисловие

Комплексное использование водных ресурсов и управление водным режимом больших территорий — важнейшая проблема. И в разрешении ее широко используется гидрометрия, с помощью которой устанавливаются сток воды и его распределение по территории и изменение во времени.

Развитие гидротехнического строительства, гидравлики и инженерной гидрологии обусловило необходимость создания теории гидрометрии.

Опыт изложения некоторых вопросов речной гидрометрии на теоретической основе принадлежит автору монографий [51, 52, 76]. В настоящей книге обобщены новые данные по теории гидрометрии, систематизированы и изложены в форме, доступной для инженеров и студентов высших учебных заведений.

Главное содержание книги — гидравлическое обоснование методов гидрометрии. Не менее практически важным представляется автору гидромеханический анализ работы гидрометрических приборов.

Материал в книге расположен в традиционной для гидрометрии последовательности, т. е. сначала изложены вопросы определения геометрических элементов потока (уровней и глубин), затем кинематических, далее расходов воды и т. д. При изложении теории гидрометрии выдержать эту схему в полной мере не удается. Так, например, теория измерения глубин с помощью гибкого троса отнесена к главе 4, чтобы учесть влияние неравномерности распределения скоростей по вертикали на относ гидрометрического груза. Параметру формы живого сечения, учитывающему переход от плоской задачи к пространственной, посвящена отдельная глава, так как этот параметр используется во многих гидравлических и гидрологических расчетах.

Проблему — взаимодействие руслового и пойменного потоков, — хотя и содержащую много данных по кинематике потока, оказалось более целесообразно изложить в последующих главах. Это объясняется тем, что один из важных прикладных аспектов этой проблемы состоит в оценке пропускной способности русла при выходе потока на пойму. А это тесно связано с анализом зависимости между расходами и уровнями воды.

Первое издание этой книги под названием «Теоретические основы гидрометрии» вышло в 1968 г. Второе издание переработано и дополнено в соответствии с развитием гидрометрии, а также гидравлики, широко используемой при разработке теории гидрометрии.

Важность продолжения теоретических исследований в области гидрометрии отмечена в решениях IV Всесоюзного гидрологического съезда (1973 г.). Структура книги в основном осталась прежней. Ее объем увеличился незначительно.

Существенно переработана глава «Взаимодействие руслового и пойменного потоков» и введена новая глава «Кинематический эффект в размываемых руслах и расходы наносов». Дополнены новым содержанием глава «Гидравлическое обоснование зависимости уровней от расходов воды речного потока» и другие главы.

В книге, кроме того, изложены вопросы о точности определения расходов воды, как имеющие непосредственное отношение к теории гидрометрии.

Автор благодарен Н. Б. Барышникову за ценные пожелания и замечания по рукописи монографии.

Глава I

Рельеф свободной поверхности воды и глубины неравномерного потока

При изучении движения воды для характеристики формы свободной поверхности потока исследователи часто ограничиваются измерением только продольного уклона свободной поверхности, да и то у одного берега потока. В действительности уклоны у правого и левого берегов и на стрежне реки могут существенно отличаться. На изгибах потока поперечные уклоны могут быть соизмеримы с продольными.

При неравномерном движении и в особенности при обтекании гидротехнических сооружений и сооружений мостовых переходов и наплавных мостов форма поверхности воды становится весьма сложной. В этих случаях измерение только одних уклонов в каких-то ограниченных направлениях потока явно недостаточно. Очевидно, что при изучении, во всяком случае, плановых задач гидравлики определение рельефа поверхности потока должно всегда или в большинстве случаев находиться в поле зрения исследования.

Наиболее совершенным способом определения рельефа свободной поверхности воды является стереофотограмметрическая съемка. В этой главе дается краткое изложение принципа этого способа съемки и методика его применения при изучении движения воды на русловых моделях. Затем на конкретном примере показано, что изучение рельефа поверхности воды имеет самое прямое отношение к кинематике потока и определению распределения соотношения между удельными кинетической и потенциальной энергией в плане.

Далее рассматривается вопрос о системах отсчета глубин неравномерного потока, а затем потока с повышенной шероховатостью. Приводятся некоторые данные о способах определения

отметки так называемого гидравлического дна. Гидравлическое обоснование определения расчетной глубины потока и расчетной абсолютной шероховатости дна позволит внести ясность в методы обобщения результатов исследований гидравлических сопротивлений.

Современная техника стереофотограмметрических работ позволяет применять ее с успехом и в натурных условиях (на реках). Поэтому открывается перспектива постановки весьма интересных работ по динамике русловых потоков — изучению связи рельефа поверхности воды и размываемого дна, но для этого требуется дальнейшее развитие методов определения рельефа дна потока. В известной мере этот вопрос решается применением гидрометрических профилографов, в частности акустических и гидростатических. Акустическим профилографам посвящена сравнительно большая литература, но гидростатические профилографы оказались забытыми, хотя гидростатический принцип измерения глубин с использованием современной регистрирующей аппаратуры, безусловно, заслуживает внимания, что и показано в последнем параграфе этой главы.

1.1. Определение продольных уклонов водной поверхности рек и каналов

Уклоны поверхности воды используются почти во всех гидравлических и гидрологических расчетах. Продольный уклон свободной поверхности воды есть важнейшая гидравлическая характеристика водотока. По уклону, коэффициенту Шези и площади живого сечения рассчитывают расход воды. Сокращенно этот способ определения расхода можно назвать способом «уклон—площадь», в отличие от способа «скорость—площадь», согласно которому скорости течения измеряются гидрометрическими приборами.

Запишем уравнение Д. Бернулли для безнапорного неравномерного потока, считая, что местными гидравлическими сопротивлениями можно пренебречь,

$$z_1+\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}=z_2+\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}+h_l, \qquad (1.1)$$

где z_1, z_2 — отметки поверхности воды (уровни); α_1, α_2 — коэффициенты Кориолиса; v_1, v_2 — средние скорости потока, соответственно в первом (выше по течению) и во втором (ниже по течению) сечениях; h_l — потери напора по длине (на трение), равной расстоянию L между сечениями; g — ускорение свободного падения. Отношение $\frac{h_l}{L}=\bar{I}_т$ называется гидравлическим

уклоном (осредненным на длине L). Из уравнения (1.1) получим

$$\bar{I}_г = \frac{\left(z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right)}{L}. \qquad (1.2)$$

Следовательно, гидравлический уклон есть изменение удельной энергии потока (гидродинамического напора), отнесенное к его длине.

Разность уровней воды $z_1 - z_2 = \Delta z$ (падение водотока), отнесенная к длине участка L, т. е. $\frac{\Delta z}{L} = \bar{I}$, представляет собой продольный уклон свободной поверхности воды (осредненный на длине L).

Выражения для гидравлического уклона и уклона свободной поверхности воды в данном живом сечении имеют следующий вид:

$$I_г = -\frac{d\left(z + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dL},$$

$$I = -\frac{dz}{dL}.$$

Для простоты записей знак осреднения будем опускать. Обозначив скоростной напор $\frac{\alpha v^2}{2g} = h_v$, уравнение (1.2) перепишем в виде

$$I_г = I + \frac{h_{v_1} - h_{v_2}}{L}. \qquad (1.3)$$

Если в сечениях 1 и 2 измерено поле скоростей, то h_{v_1} и h_{v_2} можно рассчитать достаточно точно. Основным источником ошибок при определении $I_г$ являются погрешности при определении падения Δz, как это показано в работе [67]. Однако надо иметь в виду, что методику измерения уклона поверхности воды нельзя свести только к геодезической задаче. Уклон поверхности воды должен быть измерен не только с необходимой точностью, но, что не менее важно, должен быть репрезентативным для данного живого сечения неравномерного потока с индивидуальным полем его скоростей и морфологией русла [67].

Если бы существовала техническая возможность измерить с высокой точностью падение Δz (обозначаемое часто через ΔH), то расстояние L могло бы быть небольшим, вполне

обеспечивающим репрезентативность уклона. Учитывая необходимость измерения уклона I с заданной точностью, приходится увеличивать расстояние L (длину базиса), в связи с чем получаются осредненные на длине L уклоны I. Участки, в пределах которых осреднение уклона допустимо, можно назвать репрезентативными. Продольный уклон сложно изменяется по длине реки в зависимости от морфологии русла, типа руслового процесса и уровня воды H. Уклон может возрастать или убывать с увеличением H. Есть и такие створы, в которых отсутствует связь уклона с уровнем.

Отделом гидрометрии Государственного гидрологического института (ГГИ) проделана соответствующая работа в целях усовершенствования методики определения продольных уклонов поверхности воды. Ее достоинства в том, что в ней учитывается неравномерность движения воды в реках [112] и сформулированы принципы выбора участка реки для организации измерений продольных уклонов водной поверхности. Основными из них являются следующие. На участке реки или канала для измерения уклона площади живых сечений должны изменяться однозначно по длине потока, т. е. уменьшаться или увеличиваться. Участок водотока должен быть прямолинейным в плане. На меандрирующих реках гидрометрические створы обычно назначаются в пределах прямолинейных участков между излучинами. Если отсутствуют такие участки, то створы располагают на перегибе оси русла.

Важнейшим условием для назначения участка (базиса) является его длина L, определяющая падение уровня Δz с тем, чтобы уклон I был определен с заданной точностью.

Формула для определения L была предложена Е. В. Близняком [27], а затем В. А. Троицким. Согласно Руководству [112], длина L определяется по формуле

$$L=\frac{\sigma_г^2+\sqrt{\sigma_г^4+800\sigma_I I^2\sigma_H^2}}{200I^2\sigma_I^2}, \qquad (1.4)$$

где L — расстояние между уклонными водомерными постами, км; $\sigma_г$ — средняя квадратичная погрешность нивелирования методами геодезии (для нивелирования IV класса $\sigma_г=\pm 10$ мм на 1 км двойного хода); σ_I — относительная средняя квадратичная погрешность измерения уклона, %; σ_H — средняя квадратическая погрешность измерения уровня воды, мм; I — величина измеряемого уклона, ‰ (падение в 1,0 м на участке длиной 1,0 км равняется 1‰).

Значения L изменяются ориентировочно от 0,1 до 10 км (табл. 1.1) при изменении параметров формулы (1.4) в пределах, представляющих практический интерес. Таблица 1.1 составлена применительно к IV классу нивелирования.

Таблица 1.1

Расстояние между уклонными водомерными постами L км при измерении продольных уклонов водной поверхности

I‰	$\sigma_I=7\%$		$\sigma_I=10\%$		$\sigma_I=15\%$	
	$\sigma_H=5$ мм	$\sigma_H=10$ мм	$\sigma_H=5$ мм	$\sigma_H=10$ мм	$\sigma_H=5$ мм	$\sigma_H=10$ мм
0,05	8,7	9,8	4,5	5,5	2,2	3,0
0,06	6,1	7,2	3,2	4,1	1,6	2,3
0,08	3,6	4,6	2,0	2,7	1,0	1,6
0,10	2,5	3,3	1,4	2,0	0,7	1,2
0,20	0,8	1,3	0,5	0,9	0,3	0,5
0,30	0,4	0,8	0,3	0,5	0,2	0,3
0,40	0,3	0,5	0,2	0,4	0,1	0,3
0,50	0,2	0,4	0,2	0,3	0,1	0,2
0,60	0,2	0,4	0,2	0,3	0,1	0,2
0,80	0,1	0,3	0,1	0,2	0,1	0,1
1,00	0,1	0,2	0,1	0,2	0,1	0,1
1,50	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

На горных реках с уклонами больше 1,5‰ независимо от величины падения уровня реки длина L должна быть не менее 30 м на малых реках (с шириной до 10 м) и не менее 100 м на больших реках. Уклон I определяется предварительно в результате рекогносцировочных обследований. Погрешность измерения уровня составляет 2—10 мм (в зависимости от конструкции водомерной рейки).

Из данных табл. 1.1 видно, что при малых значениях уклонов длина базиса очень велика (порядка 5 км) и выбранный участок реки может стать нерепрезентативным. Поэтому для уменьшения L необходимо применять нивелирование более высоких классов. Измерения продольных уклонов поверхности воды необходимо организовать таким образом, чтобы зависимость $I=I(H)$ можно было исследовать во всей амплитуде изменения уровней воды.

В руководстве [112] рассмотрен вопрос об определении уклонов I на реках с поймами. Обращено внимание на необходимость учета взаимодействия руслового (основного) и пойменного потоков. Рекомендовано назначать отдельно базисы для измерения уклонов главного русла, основных протоков и характерных участков поймы.

Значение определения с необходимой точностью продольных уклонов водной поверхности рек и каналов трудно переоценить. Уклон является одним из важнейших гидравлических элементов потока, обусловливающих пропускную способность русла. Дальнейшее развитие способов измерения уровней воды [44] будет способствовать повышению точности определения уклонов поверхности воды.

1.2. Стереофотограмметрический способ определения рельефа свободной поверхности воды

Этот вид съемки основан на использовании фотографических снимков, представляющих собой перспективное изображение снимаемого объекта. Пользуясь известными геометрическими соотношениями, устанавливается связь между координатами точек на фотоснимке и на изучаемом объекте. Съемка производится двумя фототеодолитами с концов базиса OO_1 (рис. 1.1), привязанного к опорным пунктам. Точка N, расположенная на снимаемом объекте, изобразится на левом снимке в точке n_1 с координатой x_1; на правом снимке она изобразится в точке n_2 с координатой x_2 (считая от точки O_1). Проводя вспомогательную линию $N'O_1n_1'$ параллельно линии NOn_1, запишем следующие пропорции:

$$\frac{Y}{f}=\frac{X}{x_1},$$

$$\frac{Y}{f}=\frac{Z}{z},$$

$$\frac{Y}{f}=\frac{B}{x_1-x_2}=\frac{B}{P},$$

где X, Y, Z — координаты точки N на снимаемом объекте; x_1, x_2, z — координаты той же точки на снимках; f — главное фокусное расстояние объектива; B — длина базиса; P — величина базиса при изображении его на снимке, называемая горизонтальным параллаксом (уклонением).

Из этих формул видно, что для определения X, Y и Z при стереофотограмметрической съемке необходимо производить измерение координат x_1, x_2 и z на фотоснимках, что выполняется с помощью стереокомпаратора. При этом левый и правый негативы рассматриваются в бинокулярный микроскоп, благодаря чему получается стереоскопическое изображение изучаемого объекта. После обработки на стереокомпараторе каждой пары фотоснимков по найденным координатам составляется план в горизонталях. Более совершенным прибором является стереоавтограф, с помощью которого автоматически вычерчивается план в горизонталях. Методика применения стереофотограмметрии в лабораторных гидравлических исследованиях была впервые разработана в 1938 г. П. М. Орловым в Московском гидромелиоративном институте. Горизонтали поверхности воды и рельефа размываемого дна были построены через 5 мм.

Ниже излагается методика высокоточной стереофотограмметрической съемки потока, разработанная М. Н. Ютановым, позволяющая проводить горизонтали свободной поверхности воды через 1 мм.

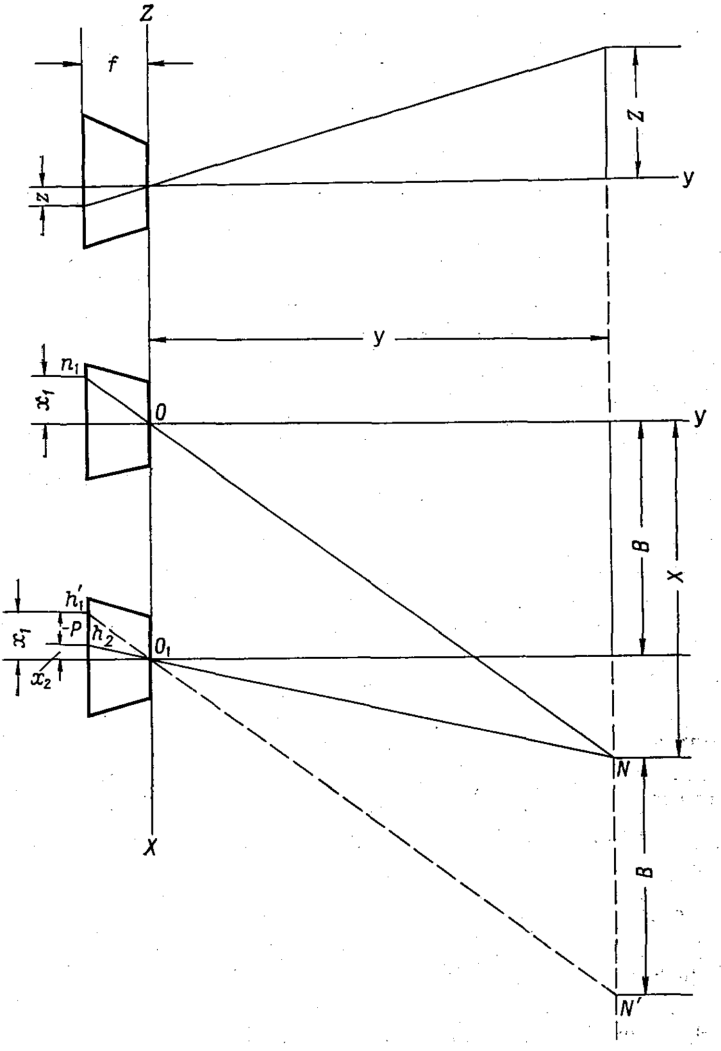


Рис. 1.1. Схема стереофотограмметрической съемки.

Для фотографирования поверхности потока применяется сдвоенный аппарат, предназначенный для скульптурных съемок.

В комплект аппарата входят две фотокамеры, базисный мостик и тренога. Камеры имеют прикладную рамку (115×150 мм)

и объектив ($F=180$ мм) с ирисовой диафрагмой и синхронно работающими затворами. Фокусное расстояние камер лежит в пределах от 180 до 236 мм, что позволяет производить фотографирование начиная с расстояния 0,85 м.

Камеры на базисном мостике могут устанавливаться на расстоянии друг от друга, равном 250, 375 и 500 мм.

Нарушение синхронности работы затворов понижает точность фотограмметрических измерений потока. Допустимая асинхронность работы затворов μ_t может быть подсчитана по формуле

$$\mu_t=\frac{\mu_z B}{z_0 u_б},$$

где μ_z — допустимая ошибка определения высоты точек поверхности воды; B — длина базиса фотографирования; z_0 — высота фотографирования; $u_б$ — скорость движения жидкости в направлении, параллельном линии базиса.

Фактическая асинхронность работы затворов обычно составляет 1/700 с. Направление съемки должно по возможности совпадать с направлением наибольших скоростей в потоке.

Фотографирование желательно производить на ортопанхроматические пластинки светочувствительностью $\frac{20°}{10}$ дин ($\sim$65 единиц ГОСТ) при выдержке 1/75 с.

Наибольшая продолжительность выдержки t зависит от скорости движения потока, величины допустимого сдвига изображения Δ и масштаба съемки, что выражается формулой

$$t=m\frac{\Delta}{u}, \qquad (1.5)$$

где m — знаменатель масштаба изображения.

Для определения элементов внешнего ориентирования снимков создается высокоточными геодезическими способами микрополигон. Опорными точками являются металлические репера, зацементированные на русловой площадке (10—15 в зависимости от размеров русловой модели). Расстояния между реперами измеряются базисной стальной лентой. Средняя квадратическая ошибка этих измерений составляет $\pm 0{,}2$ мм.

Для нивелирования реперов применяется нивелир с реверсионным уровнем. В качестве нивелирной рейки необходимо применить линейку, позволяющую определять высоты опорных точек с погрешностью 0,05 мм.

Поверхность потока демаскируется бумажными поплавками, которые освещаются электролампами, исходя из расчета 4000 Вт на 1 м^2. В конце русловой площадки устанавливаются черные вертикальные экраны, защищающие поверхность воды от вредных отражений.

При этом способе невозможно определить отметки тех точек поверхности воды, в которых не проходят поплавки, что является его недостатком. Заполнение же водной поверхности большим числом поплавков может вызвать деформацию поверхности воды за счет изменения поверхностного натяжения, а также нагромождения поплавков, в особенности вблизи моделей сооружений со стороны верхнего бьефа.

Фотографирование производится при среднем расстоянии объекта съемки от фотоаппарата около 3 м. При этом приходится отдельно снимать ближний и дальний планы.

Обработка снимков производится на стереоавтографе в масштабе 1 : 10 или другом, удобном в зависимости от изучаемого объекта. Для проведения горизонталей набирается от 150 до 200 пикетных высотных точек. Сечение горизонталей, проводимых способом интерполирования, составляет 1 мм. Точность съемки колеблется от 0,3 мм на среднем плане до 0,5 мм на дальнем плане, что выгодно отличает методику стереофотограмметрии, предложенную М. Н. Ютановым, от других аналогичных методик, поскольку прежде не была достигнута такая высокая точность изображения рельефа поверхности воды.

За нулевую отметку может быть принята наинизшая точка на оси потока в конце русловой площадки. Высота фотографирования относительно этой точки может быть около 0,8 м.

Стереофотограмметрия является единственным способом, позволяющим определить в один момент времени форму свободной поверхности воды. Ценность его очень велика при изучении неустановившегося движения воды. Приходится констатировать, что в настоящее время стереофотограмметрия все еще недостаточно применяется в лабораторных и полевых гидравлических исследованиях. В этой связи отметим, что форма рельефа поверхности воды гидравлического прыжка методом стереофотограмметрии впервые получена автором монографии [53] (в лабораторных условиях на русловой площадке).

Ниже приводится опыт применения стереофотограмметрии к изучению движения воды в русле и пойме (рис. 1.2) в условиях подпора от плотины, сооружаемой в русле. Эксперименты были поставлены Г. В. Железняковым [53, 59] и М. Н. Ютановым на русловой площадке размерами 5,26×7,20 м. Русло имело параболическое очертание с глубиной на оси $h_{р.\,макс} = 0{,}06$ м и шириной $B_р = 0{,}60$ м; пойма — плоская симметричная с нулевым поперечным уклоном. Продольный уклон дна потока $I_0 = 0{,}001$. Поверхность русла в пойме была покрыта цементной штукатуркой. На рисунках показаны положения реперов № 1, 12, 13 и 14. Опыты проводились при различной ширине поймы $B_п$.

Плотина *1* (рис. 1.2) представляет собой на модели плоскую стенку толщиной 0,5 см и длиной, равной ширине русла. На этих рисунках приведены горизонтали поверхности воды. Видно, что

данный пример построения горизонталей поверхности воды интересен четкостью изменения рельефа водной поверхности.

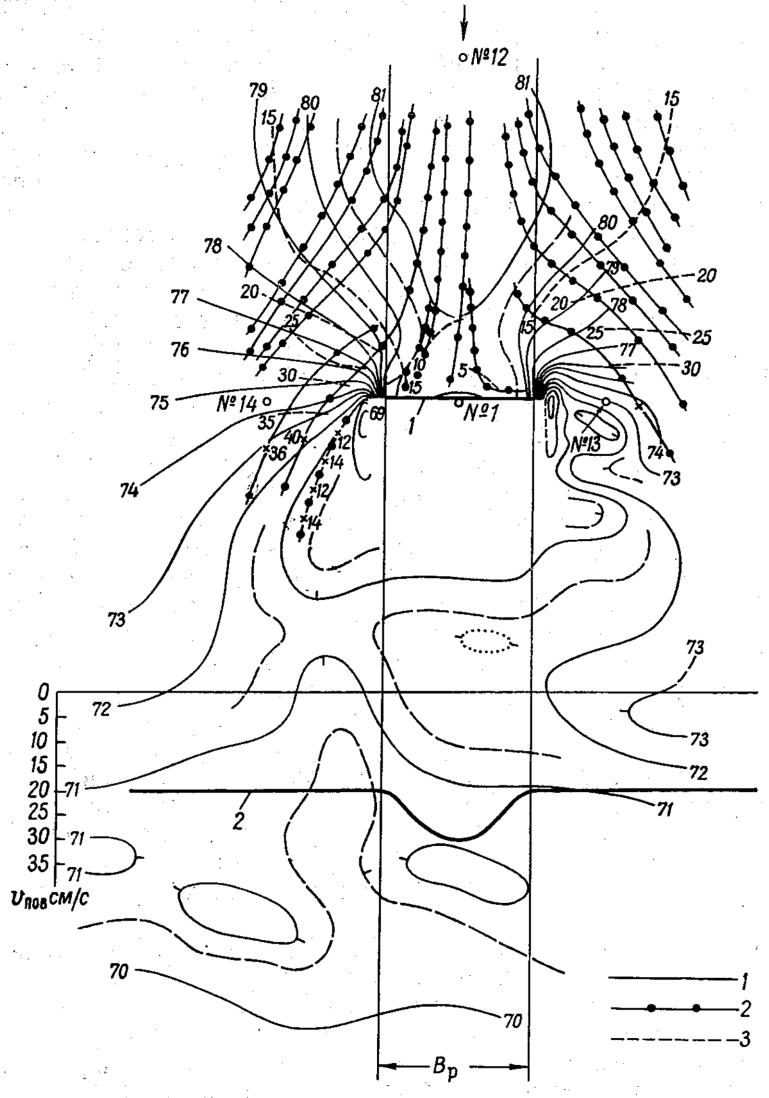


Рис. 1.2. Горизонтали поверхности воды (*1*), траектории (*2*) и плановые изотахи (*3*) потока при $Q=15{,}2$ л/с и $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{7{,}8}$.

У оголовков плотины при ее обтекании заметно снижаются отметки поверхности воды. Ниже будет показано, что у оголовков плотины скорости увеличиваются, поэтому уменьшение от-

меток поверхности воды может дать косвенное представление о повышении в этой области скоростей течения воды.

По рельефу поверхности воды представляется возможным проследить изменение отметки поверхности воды в любом направлении. В частности, в створе плотины отметка уменьшается в направлении от оголовка плотины и на небольшом от нее расстоянии достигает наименьшего значения, а затем плавно возрастает и становится почти одинаковой по ширине потока.

В областях с пониженными глубинами, а следовательно, с повышенными скоростями следует ожидать наибольших размывов дна.

1.3. Определение взаимосвязи рельефа поверхности воды с кинематикой потока

Постановка такой задачи имеет и теоретическое и практическое значение, так как, зная, например, форму свободной поверхности воды, можно получить косвенное представление о распределении скоростей в потоке. Преимущество описанной методики стереофотограмметрии состоит и в том, что она удобна в сочетании с фотограмметрическими измерениями поля скоростей на свободной поверхности (направлений и величин скоростей).

Плановое положение траекторий движения воды и поверхностные скорости определяются многократным вертикальным фотографированием движущихся бумажных поплавков, которые используются и для демаскирования водной поверхности. Можно рекомендовать фотоаппарат с фокусным расстоянием $f = 194$ мм и относительным отверстием объектива 1 : 6,3. Фотоаппарат устанавливается над центром площади в расстоянии от нее по вертикали около 3 м. К объективу камеры прикрепляется самовозводящийся затвор и соленойд для спуска затвора. Соленойд приводится в действие импульсами постоянного тока (напряжением около 40 В), посылаемыми контактным секундомером. Затвор аппарата может открываться и закрываться через 1 с с экспозицией 1/70 с. Фотографирование производится на одну фотографическую пластинку без затемнения русловой площадки, что создает большие удобства в работе. Освещенность площадки можно принять из расчета 600—700 Вт на 1 м^2 площади.

Преимущество этого способа заключается в том, что при очень малых глубинах воды в пойме возможно измерять действительные поверхностные скорости, что трудно сделать сколько-нибудь точно, применяя светящиеся поплавки, которые

обычно погружаются в воду на некоторую глубину и регистрируют осредненную скорость в пределах этой глубины.

Плывущие поплавки на снимках дают точки. По расстояниям между поплавками определяются скорости потока; расстояние между поплавками определяется измерителем и умножается на масштаб снимка, в результате получается скорость потока в м/с, так как время здесь $t=1$ с. Для определения масштаба снимков на русловой площадке определяются координаты нескольких (4—6) опорных точек. Отношение расстояний между опорными точками на площадке, измеренных по снимку, определяет масштаб последних. Поправочные члены к знаменателю масштаба определяются, учитывая глубину воды и показатель преломления водной среды. Следовательно, формула для определения скорости (на коротком отрезке траектории) имеет вид

$$u=m\frac{l_{\text{п}}}{t}=\left(\frac{L}{l}-\frac{h}{nf}\right)\frac{l_{\text{п}}}{t}, \qquad (1.6)$$

где $l_{\text{п}}$ — расстояние между двумя смежными изображениями поплавка на снимке; t — интервал между экспозициями; m — знаменатель масштаба снимка; L — расстояние между опорными точками на русловой площадке; l — расстояние между изображениями этих точек на снимке; h — глубина потока; n — показатель преломления водной среды; f — фокусное расстояние.

Поправка $\frac{h}{nf}$ учитывает разность отметок поверхности воды и дна.

При таком способе измерения скоростей можно построить эпюру скоростей в любом по длине потока створе с весьма малым осреднением скорости по длине траектории. Точность работ по этому способу составляет 0,5%. Для облегчения обработки фотоснимков поплавки выпускаются разных форм: круглые, квадратные и др. На рис. 1.2 показаны траектории движения жидкости, на которых точками отмечены отрезки траектории за секундный интервал времени движения поплавка.

Общепринятое исследование местных характерных скоростей и профилей скоростей, хотя и позволяет дать ответы на ряд важных вопросов гидравлики, все же не дает полной картины о движении потока в целом. Поэтому необходимо ввести в практику гидравлических лабораторий такой способ исследования потока, при котором можно производить анализ движения воды с учетом пространственного распределения элементов движения.

Стереофотограмметрия и фотограмметрия решают эту задачу, позволяя определить взаимосвязь рельефа, поверхности воды, поля скоростей и траекторий движения. Введя в рассмотрение плановые изотахи и сравнивая их положение с траекториями движения и горизонталями поверхности воды, можно су-

дить о степени неравномерности движения воды. Этот прием исследования состоит в следующем. Траектории движения воды накладываются на планы в горизонталях свободной поверхности (рис. 1.2). В верхнем бьефе на некотором расстоянии от плотины наблюдается приблизительно ортогональное расположение горизонталей и траекторий. По мере приближения к створу и оголовкам плотины ортогональность их нарушается. Распределение скоростей в таких областях более сложное. Отсюда следует, что отклонение от ортогональности в расположении горизонталей и траекторий должно указывать на сложный характер поля скоростей; сгущение горизонталей соответствует увеличению скоростей.

На основании поверхностных скоростей течения воды, отнесенных к середине отрезка между точками на траектории, способом интерполяции строятся плановые изотахи. На рис. 1.2 сечение изотах составляет 5 см/с. Отметим некоторые особенности построения плановых изотах, с которыми в подобных случаях приходится встречаться. На некоторых участках потока перед плотиной изменение скорости происходило настолько незначительно, что практически получалось поле точек с одинаковыми скоростями. В этом случае плановые изотахи можно провести через середину поля точек. По изотахам легко прослеживается темп нарастания скоростей потока. Некоторые из траекторий движения поплавков следует рассматривать индивидуально, например, траектории вблизи вихревой зоны потока.

Рассматривая совместно изотахи и траектории движения воды, можно подметить приблизительно ортогональное их расположение вдали от плотины. При движении воды вблизи плотины расположение горизонталей, изотах и траекторий значительно отклоняется от ортогонального. Степень этого отклонения и его особенности могут служить характеристикой движения воды. Так, например, в нижнем бьефе, вблизи плотины траектории и горизонтали имеют тенденцию к пересечению под малыми углами.

Для сопоставления неравномерного потока с равномерным на рис. 1.2 построена эпюра *2* распределения поверхностных скоростей (получена фотограмметрическим способом) по ширине равномерного потока (до устройства плотины) при уровне воды, равном уровню неравномерного потока. Названная эпюра изображена сплошной утолщенной линией; шкала скоростей показана слева на чертеже. На рис. 1.2 можно видеть, что: а) скорости течения воды по мере приближения к плотине (в верхнем бьефе) несколько снижаются по сравнению с равномерным движением, чему соответствует повышение отметок поверхности воды перед плотиной; б) вблизи створа плотины (в верхнем бьефе) скорости течения воды в пойме восстанавливаются, делаясь приблизительно равными скоростям равномерного потока; в) в створе плотины, в особенности вблизи ее

Ленинградский Гидрометеорологический ин-т БИБЛИОТЕКА

оголовков, происходит значительное нарастание скоростей и снижение отметок поверхности воды; здесь скорости течения воды в пойме при неравномерном движении значительно превышают скорости в пойме при равномерном движении.

С помощью горизонталей, траекторий и изотах можно более обоснованно указать опасные в отношении размываемости участки дна потока. Для определения кинематических характеристик потока можно также применить стереофотограмметрическую съемку по методике, развитой Н. Н. Федоровым [176].

1.4. Системы отсчета глубин неравномерных потоков

Для определения расхода жидкости требуется знать площадь живого сечения, т. е. площадь поверхности, проведенной в пределах потока жидкости, нормальной в каждой своей точке к вектору соответствующей местной скорости в этой точке. При плавноизменяющемся движении жидкости живое сечение при-

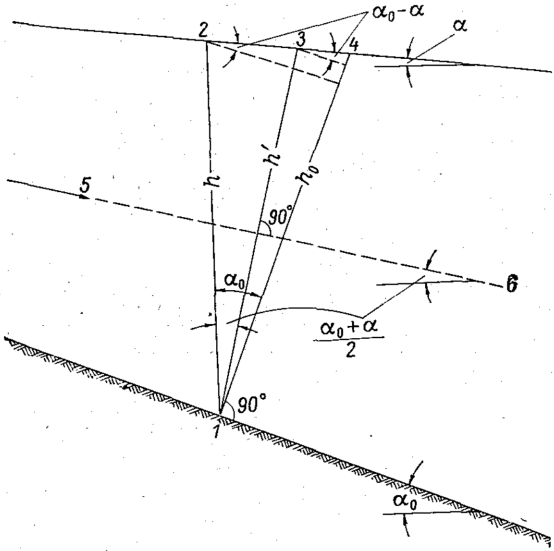


Рис. 1.3. Схема к отсчету глубин неравномерного потока.

нимается плоским, нормальным к направлению движения. При рассмотрении системы отсчета глубин будем исходить из этого допущения. При неравномерном движении жидкости уклон поверхности воды $I=\sin\alpha$ не равен уклону дна потока $I_0=\sin\alpha_0$ (рис. 1.3). В связи с этим могут быть три системы отсчета глу-

бин: 1) по вертикали (h), 2) перпендикулярно дну потока (h_0) и 3) перпендикулярно свободной поверхности воды в заданном сечении. Последняя глубина на рисунке не показана. Глубина h есть основная глубина, которая в речной гидрометрии измеряется и используется во всех расчетах, в том числе площади живого сечения.

По Н. Н. Павловскому [138], вместо глубины, перпендикулярной поверхности воды, введем глубину h', перпендикулярную средней линии тока *5—6*. Эта линия составляет с горизонтальной поверхностью угол $0{,}5(\alpha_0+\alpha)$. Очевидно, глубина h' наиболее отвечает истинному живому сечению. Глубины h и h_0 соответствуют упрощенным живым сечениям.

Так как α_0, α и $\alpha_0-\alpha$ могут принимать различные значения, в особенности при движении воды в горных реках, на быстротоках и в других сооружениях, возникает вопрос о величине отношений $\frac{h}{h'}$ и $\frac{h_0}{h'}$. Очевидно, эти отношения должны характеризовать ошибки от замены живого сечения с глубиной h' сечением с глубиной h и h_0. Из треугольника *1 3 4* (рис. 1.3) следует, что

$$h_0=h'\cos\left(\alpha_0-\frac{\alpha_0+\alpha}{2}\right)+h'\sin\left(\alpha_0-\frac{\alpha_0+\alpha}{2}\right)\operatorname{tg}(\alpha_0-\alpha),$$

или

$$h_0=h'\cos\frac{\alpha_0-\alpha}{2}+h'\sin\frac{\alpha_0-\alpha}{2}\operatorname{tg}(\alpha_0-\alpha).$$

Перемножив и поделив это выражение на $\cos(\alpha_0-\alpha)$, получим

$$h_0=\frac{h'\left[\cos\frac{\alpha_0-\alpha}{2}\cos(\alpha_0-\alpha)+\sin\frac{\alpha_0-\alpha}{2}\sin(\alpha_0-\alpha)\right]}{\cos(\alpha_0-\alpha)},$$

что дает

$$\frac{h_0}{h'}=\frac{\cos\left[\left(\frac{\alpha_0-\alpha}{2}\right)-(\alpha_0-\alpha)\right]}{\cos(\alpha_0-\alpha)}=\frac{\cos\left(\frac{\alpha-\alpha_0}{2}\right)}{\cos(\alpha_0-\alpha)}. \qquad (1.7)$$

Из треугольника *1 2 4* следует, что

$$h_0=h\cos\alpha_0+h\sin\alpha_0\operatorname{tg}(\alpha_0-\alpha),$$

или

$$h_0=\frac{h\left[\cos\alpha_0\cos(\alpha_0-\alpha)+\sin\alpha_0\sin(\alpha_0-\alpha)\right]}{\cos(\alpha_0-\alpha)},$$

откуда

$$\frac{h_0}{h}=\frac{\cos\left[\alpha_0-(\alpha_0-\alpha)\right]}{\cos(\alpha_0-\alpha)}=\frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha_0-\alpha)}. \qquad (1.8)$$

Решая выражение (1.7) с (1.8), найдем

$$\frac{h}{h'} = \frac{\cos\left(\frac{\alpha - \alpha_0}{2}\right)}{\cos\alpha}. \qquad (1.9)$$

Из формулы (1.7) вытекает, что $\frac{h_0}{h'} > 1$. По этой формуле составлена табл. 1.2.

Таблица 1.2

Значения $\frac{h_0}{h'}$

$(\alpha_0 - \alpha)°$	0	1	5	10	15	20	25
$\frac{h_0}{h'}$	1,000	1,000	1,003	1,012	1,026	1,048	1,047

Видно, что при $\alpha_0 - \alpha < 15°$ h_0 отличается от h' в пределах обычной точности измерения глубин [67]. Из формулы (1.9) следует, что $\frac{h}{h'} \gtrless 1$, т. е. глубина потока h в самом распространенном ее понимании может быть и больше и меньше h'. По формуле (1.9) составлена табл. 1.3. Эта таблица, с точки зрения гидрометрии, представляет определенный интерес, так как она позволяет в каждом конкретном случае, т. е. в зависимости от угла α_0 и разности углов $\alpha_0 - \alpha$, определить возможные отклонения h от h'. О глубинах потока будет еще сказано при рассмотрении относа гидрометрических приборов в потоке (глава 4), но для этого сначала необходимо осветить вопрос о кинематике потока.

Таблица 1.3

Значения $\frac{h}{h'}$

$(\alpha_0 - \alpha)°$	$\alpha_0°$					
	0	1	5	10	15	20
0	1,000	1,000	1,004	1,015	1,035	1,064
2	1,000	1,000	1,004	1,015	1,035	1,064
5	0,999	0,999	1,003	1,014	1,034	1,063
10	0,996	0,996	1,000	1,012	1,031	1,060
15	0,991	0,992	0,995	1,007	1,026	1,005
20	0,985	0,985	0,988	1,000	1,020	1,048
25	0,976	0,976	0,980	0,991	1,017	1,039
30	0,966	0,966	0,970	0,981	1,000	1,128

1.5. Система отсчета глубин потока при повышенной шероховатости его дна

Повышенная шероховатость дна потока имеет место во многих случаях:

— при движении воды в реках с образованием песчаных волн (гряд);

— при движении горных водотоков и в особенности на порогах, где абсолютная шероховатость дна в виде валунов и камней очень велика; на многих порогах в период межени крупные камни часто возвышаются над свободной поверхностью воды;

— при движении воды в лотках и каналах с усиленной шероховатостью, в основном на быстротоках в целях повышения глубины потока; этим достигается перевод отогнанного прыжка воды в затопленный без устройства водобойного колодца или водобойной стенки.

Во всех перечисленных случаях высота выступов шероховатости соизмерима с глубиной потока. Поэтому, строго говоря, равномерное движение в этих случаях надо считать квазиравномерным.

Возникает вопрос, от какой плоскости отсчитывать глубину потока — от основного дна, совпадающего с основанием выступов шероховатости, от вершин выступов или от другой плоскости, расположенной между основанием и вершинами выступов шероховатости. Если скорость потока равна нулю, естественно, принять за плоскость отсчета глубин ту плоскость, которая совпадает с отметкой среднего дна. Определяют эту отметку следующим образом. Вычисляется объем выступов шероховатости, расположенных над основным дном, и делится на площадь горизонтальной поверхности этих же выступов. В результате получается средняя высота выступа шероховатости, т. е. средняя толщина шероховатого слоя, приведенного к монолиту. Прибавив ее к отметке основного дна, получим отметку среднего дна. В этом заключается объемный способ определения плоскости отсчета глубин. Такое дно называют геометрическим.

При движении жидкости имеет место явление обтекания потоком шероховатого дна. Между выступами шероховатости возникают вихревые области, в которых вода, находясь во вращательном движении, лишь частично (замедленно) участвует в поступательном движении, т. е. в образовании транзитного расхода воды. Следовательно, можно найти положение такой плоскости, ниже которой транзитный расход воды становится практически равным нулю. Такую плоскость называют гидравлическим дном, в отличие от геометрического дна. Именно от такой плоскости и следует отсчитывать глубины потока.

Определить отметку гидравлического дна можно следующими способами:

1) путем визуализации потока в сочетании с фотометрическим способом; это позволяет выявить транзитную и вихревые (между выступами шероховатости) области потока;

2) гидрометрическим способом, в котором расходы воды, рассчитанные по измеренному полю скоростей и глубинам, сравниваются с расходом, измеренным объемным способом или с помощью водослива;

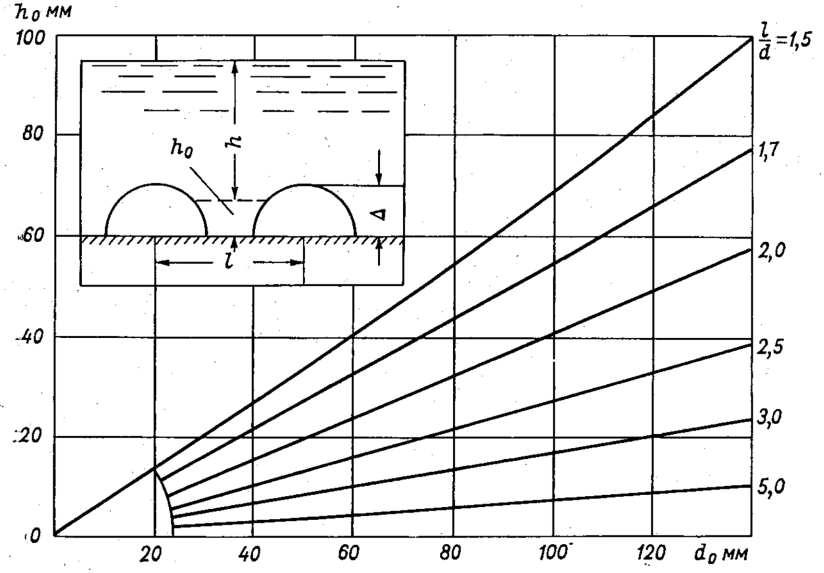


Рис. 1.4. График для определения положения гидравлического дна потока.

3) гидравлическим способом. Следует построить кривую зависимости глубины потока, отсчитанной от основного дна, от расхода воды Q (или расходной характеристики, если опыты делались при различных уклонах поверхности воды), т. е. кривую расходов воды, экстраполируя кривую до значения $Q=0$, на оси глубин отсчитывается глубина h_0, которая соответствует гидравлическому дну (рис. 1.4). Вопросу методики расчета h_0 посвящено несколько работ. Например, М. М. Овчинников пришел к выводу, что в случае однородной шероховатости с достаточно плотным размещением выступов шероховатости плоскость гидравлического дна следует располагать ниже выступов шероховатости на $(0{,}20 \div 0{,}25)\Delta$.

Остановимся на работах [142, 150], в которых рассмотрено влияние различных факторов на положение гидравлического дна.

В результате выполнения и обобщения нескольких серий экспериментов в гидравлическом лотке В. А. Соколова предложила следующие формулы:

— для выступов шероховатости округлой и окатанной форм при их равномерном размещении по площади

$$\frac{h_0}{d}=0{,}99-0{,}61\lg\frac{F}{F_ш}, \qquad (1.10)$$

где h_0 — возвышение гидравлического дна над основным дном; d — средняя высота шероховатого слоя; F — площадь поверхности; $F_ш$ — площадь проекций выступов шероховатости на плоскость F;

— для выступов шероховатости в виде четырехугольных пирамид при их равномерном размещении по площади

$$\frac{h_0}{d}=0{,}60-0{,}37\lg\frac{F}{F_ш}. \qquad (1.11)$$

При $F/F_ш=1$ выступы шероховатости размещены вплотную своим основанием. Откуда получаем из формул (1.10) и (1.11) соответственно наибольшие значения относительного положения гидравлического дна: $h_0/d=0{,}99$ и $h_0/d=0{,}60$. Отсюда видно, что гидравлическое дно при выступах шероховатости из четырехугольных пирамид располагается заметно ниже, чем при выступах шероховатости округлой и окатанной форм.

Предложены еще следующие две формулы:

— для выступов шероховатости округлой и окатанной форм

$$\frac{h_0}{d}=0{,}95\left(\frac{l}{l_ш}\right)^{-0{,}77}, \qquad (1.12)$$

где l — расстояние между центрами двух соседних выступов (рис. 1.4); $l_ш$ — средний размер выступов, в данном случае равный средней высоте шероховатого слоя;

— для выступов шероховатости в виде четырехугольных пирамид

$$\frac{h_0}{d}=0{,}67\left(\frac{l}{l'_ш}\right)^{-0{,}66}, \qquad (1.13)$$

где $l'_ш$ — размер пирамид у основания.

Формулы (1.10) и (1.12) и соответственно (1.11) и (1.13) дополняют друг друга, но было бы лучше, если бы вместо (1.10) и (1.12) была бы одна формула, содержащая параметр $F/F_ш$ или $l/l_ш$. То же самое можно сказать и о формулах (1.11) и (1.13). Наиболее низкое относительное положение гидравлическое дно ($h_0/d=0{,}2$) занимает при $F/F_ш\approx 18$ и $l/l_ш\approx 8$.

Результаты своих экспериментов А. А. Радюк представил в графической форме (рис. 1.4), где d — крупность выступов

шероховатости. Получено, что при $\frac{l}{d} \geqslant 10$ отсчет глубин следует производить от основного дна, т. е. $h_0 = 0$.

Для применения рис. 1.4 рекомендуется предварительно определять высоту выступов шероховатости d_0 следующим образом: при укладке окатанной гальки $d_0 = 0{,}65$, где d — средний диаметр зерен гальки; при укладке щебня $d_0 = 0{,}71$, где d — средний диаметр зерен; при укладке шаров $d_0 = d$, где d — диаметр шаров; при укладке полусфер $d_0 = r$, где r — радиус полусферы.

Изложенные работы создают предпосылки для определения глубин потока с усиленной шероховатостью дна.

В работе В. И. Полтавцева и В. А. Соколовой [142] показано, насколько существенное значение имеет правильное назначение отметки гидравлического дна потока с усиленной шероховатостью в расчетах гидравлических сопротивлений и пропускной способности русел. Более того, обоснованное решение данной гидрометрической задачи в изложенной постановке может снять противоречия в результатах анализа экспериментальных исследований гидравлических сопротивлений у разных авторов. Может оказаться, что специфические (аномальные) области на кривых изменения коэффициента гидравлического трения от числа Рейнольдса и есть результат неправильного выбора отметки гидравлического дна. Не исключено, что этим же может быть объяснено отмечаемое иногда отклонение от квадратичного закона сопротивления при числах Рейнольдса, где он должен соблюдаться.

При использовании понятия гидравлического дна потока расчетная величина абсолютной шероховатости может назначаться более обоснованно. Предложение определять высоту выступов шероховатости по отношению к гидравлическому дну представляет определенный интерес. В этой связи отметим недостаточную обоснованность определения расчетного контура живого сечения в некоторых способах гидравлического расчета быстротоков с усиленной шероховатостью.

Особый вопрос — определение отметки гидравлического дна потоков с размываемым руслом при образовании песчаных волн (гряд), высоты которых соизмеримы с глубиной потока. К сожалению, в экспериментальных исследованиях песчаных волн этот вопрос в четкой форме не ставится; часто трудно сказать, какая глубина введена в предполагаемые формулы для высоты и скорости движения песчаных волн. Учитывая, что высота песчаных волн зависит от глубины потока и других параметров движения, целесообразно принимать в качестве расчетной глубины осредненную глубину по длине потока (во всяком случае для плоских песчаных волн), т. е. по отношению к геометрическому дну потока.

При исследовании движения воды в безнапорных гофрированных трубах, применяющихся в качестве водопропускных со-

оружений на железных и автомобильных дорогах, гофры рассматриваются, как выступы шероховатости. Чтобы предварительно изучить течение жидкости применительно к плоской задаче, определяются экспериментально параметры движения воды над водосливом с широким порогом, имеющим гофрированную поверхность.

В работах [142, 150] влияние такого типа шероховатости на выбор отметки гидравлического дна не рассмотрено. Поэтому с учетом изложенных работ в качестве возможного решения данного вопроса можно рассчитать коэффициенты расхода m незатопленного водослива при различных положениях дна потока: у оснований выступов шероховатости ($h_0/\Delta=0$); у вершин ($h_0/\Delta=1$) и при трех промежуточных значениях h_0/Δ (0,2; 0,6; 0,8), где Δ — высота гофр. Затем следует построить графики $m=m(h_0/\Delta)$ и принять за основу тот, где получаются более стабильные значения m.

Итак, с позиций гидрометрии и гидравлики необходимо различать основное дно потока, геометрическое и гидравлическое.

1.6. Определение рельефа дна с помощью дистанционного гидростатического профилографа

Особенностью рассматриваемого профилографа является дистанционная схема расположения его узлов, выполняющих различные функции. При измерении профиля регистрирующее устройство располагается на борту катера, а датчик глубин буксируется по дну. Измерение глубин основано на гидростатическом принципе. Измерение расстояний производится при помощи прочной нити. Профиль дна записывается в регистрирующем устройстве на бумажной ленте. В разработке конструкции принимал участие коллектив авторов при консультации В. И. Савельева.

Комплект профилографа состоит из следящего лота с трос-кабелем, регистратора, узла измерения горизонтальных расстояний, бортового амортизатора с катушкой для трос-кабеля и укладочного ящика.

Следящий лот движется по дну. Он представляет собой обтекаемое тело с оперением, которое обеспечивает постоянный контакт с дном. Внутри лота расположен датчих глубин. Следящий лот соединен трехжильным трос-кабелем с регистратором.

Регистратор записывает на бумажную ленту профиль дна. Схема регистратора обобщает информации, получаемые от датчика глубин и датчика горизонтальных расстояний, и выдает записанный на ленту профиль.

Узел измерения горизонтальных расстояний служит для непосредственного измерения горизонтальных расстояний и для подачи на регистратор импульсных сигналов через каждые 0,5 м пройденного пути. Для измерения расстояний применена капроновая нить, натяжение которой регулируется в зависимости от скорости течения.

Бортовой амортизатор смягчает удары следящего лота о подводные препятствия и предохраняет трос-кабель от обрывов.

Технические данные прибора приведены в табл. 1.4. Принципиальная схема прибора показана на рис. 1.5. Изменение давления (глубин) воспринимается чувствительным элементом следящего лота *1*, что вызывает изменение сопротивления потенциометра *2* и соответствующее изменение сопротивления в потенциометре регистратора *3*.

Таблица 1.4

Технические данные дистанционного гидростатического профилографа

№ п/п	Наименование данных и размерность	Величина
1	Предел регистрации глубин, м	15
2	Предел регистрации горизонтальных расстояний при работе с нитью, м	1200
3	То же при работе с реле времени, м	5000
4	Точность измерения глубин, %	3—5
5	Точность измерения горизонтальных расстояний, %	3—6
6	Вес комплекта, кг	56
	Вес следящего лота	
7	основной вариант, кг	12,8
8	облегченный вариант, кг	6,2
9	Вес регистратора, кг	11,2
	Масштаб записи профиля	
10	горизонтальный	1 : 500
11	вертикальный на I диапазоне	1 : 100
12	на II диапазоне	1 : 200
	Питание, В	
13	автономное	12
14	от бортовой сети	24

Плечи потенциометров образуют мост, в диагональ которого включен усилитель *4*. Питание моста осуществляется от генератора *5* с частотой 500 Гц. Усилитель и генератор собраны на полупроводниковых триодах. Выходной сигнал усилителя подается на управляющие обмотки двигателя *6* системы ДИД-0,5, который механически связан со щеткой потенциометра регистратора. Двигатель вращается так, чтобы щетка пришла в положение, при котором мост будет уравновешен. Со щеткой жестко связана игла *12*, производящая запись профиля на ленте *7*,

когда мост уравновешен. Положение иглы на ленте пропорционально глубине погружения следящего лота. При разматывании измерительной нити *13* вращается калиброванный шкив измерителя расстояний, который замыкает контакты *8*; в соответствии с этим срабатывает электромагнит *9* и при помощи храпового механизма вращает лентопротяжный барабан *10*. Таким образом, скорость перемещения ленты пропорциональна частоте по-

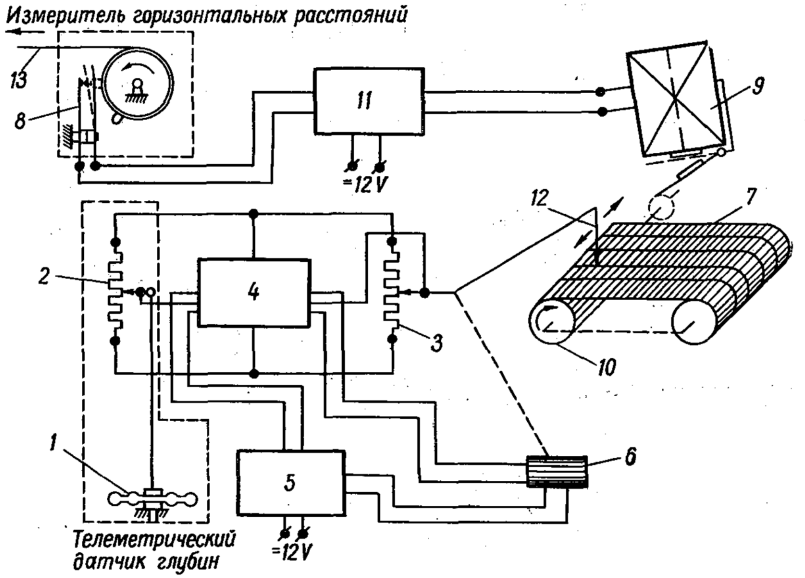


Рис. 1.5. Принципиальная схема дистанционного гидростатического профилографа.

1 — чувствительный элемент датчика глубин; *2* — потенциометр датчика глубин; *3* — потенциометр регистрирующего устройства; *4* — усилитель; *5* — генератор; *6* — электродвигатель ДИД-0,5; *7* — бумажная лента; *8* — контактная система узла измерения горизонтальных расстояний; *9* — электромагнит с храповым механизмом; *10* — барабан лентопротяжного механизма; *11* — реле времени; *12* — пишущая игла; *13* — измерительная нить.

ступающих сигналов, т. е. скорости буксировки. Частоту сигналов можно устанавливать также при помощи реле времени *11* так, чтобы она соответствовала скорости буксировки. В этом случае измеритель расстояний не используется.

При измерении профиля один конец нити закрепляется на берегу. Катер движется в нужном направлении, буксируя следящий лот (рис. 1.6). При работе с реле времени измерительная нить не нужна, однако этот способ менее точен, так как скорость движения катера определяется приближенно, а в зависимости от этого устанавливается скорость перемещения бумажной ленты.

Профилограф может применяться в облегченном варианте. При этом из следящего лота вынимается груз. Бортовой

амортизатор и измеритель расстояний не используются. Работа облегченным вариантом возможна при скорости движения катера не более 4—5 км/ч.

Испытания профилографа производились на различных реках и на водохранилище при глубинах до 22 м, ширинах до 1050 м, скоростях течения воды до 1,5 м/с и разных грунтах дна (песчаных, илистых слоем до 0,6 м, глинистых и каменистых). На некоторых створах, кроме того, имелась водная и остатки древесной растительности. Профиль измерялся при скоростях буксировки 3—12 км/ч.

Скорость буксировки следящего лота определяется характером дна. При ровном плотном дне (песок, галечник, глина, мел-

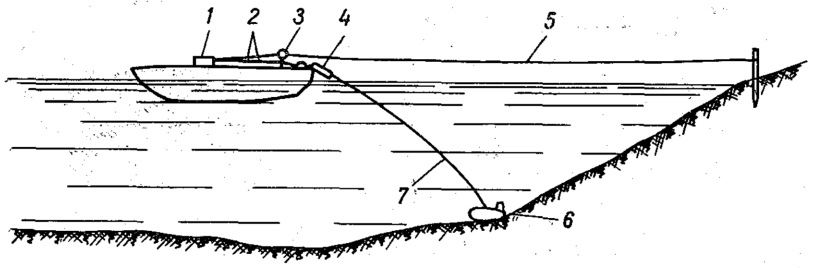


Рис. 1.6. Схема измерения профиля дна потока дистанционным гидростатическим профилографом.

1 — регистратор; *2* — соединительные кабели; *3* — узел измерения горизонтальных расстояний; *4* — бортовой амортизатор; *5* — измерительная нить; *6* — следящий лот; *7* — трос-кабель.

кий камень) возможна буксировка со скоростью 10—12 км/ч [61]. При илистом или песчаном, но неровном дне, а также при наличии водной растительности или крупных валунов скорость не должна превышать 6 км/ч, чтобы следящий лот не застревал.

Конструкция профилографа хорошо переносит тряску: датчик глубин следящего лота рассчитан на ускорения до $10g$.

Мутность и аэрация потока практически не оказывают влияния на точность измерения профиля. Наличие водной травяной растительности не препятствует работе, но требует понижения скорости буксировки до 3—4 км/ч.

Дистанционный профилограф удобен в работе. Система записи профиля позволяет быстро производить замену ленты в регистраторе. Измерения профиля дистанционным профилографом надежны, так как трос здесь заменен измерительной нитью и имеется реле времени. Важным достоинством является возможность наблюдения за записью профиля. Наличие в регистраторе реле времени позволяет работать без связи с берегом, причем скорость протяжки ленты плавно регулируется в соответствии со скоростью движения катера.

Глава 2

Распределение скоростей в турбулентных потоках

В гидромеханике вопрос о кинематике турбулентного потока признается одним из важных; он непосредственно связан с проблемой гидравлических сопротивлений. В настоящее время существует несколько гипотез турбулентности, позволяющих получить профили осредненных скоростей течения воды, т. е. распределение скоростей на вертикалях. Необходимо отметить, что значительная часть экспериментов, на которых базировались и проверялись теории, была проведена в круглых напорных трубопроводах. Перенесение полученных в таких условиях результатов на речные потоки осложняется наличием свободной поверхности и главным образом сложной формой смоченного периметра и деформациями дна потока. Вопрос же о возможности применения результатов исследования движения жидкости в круглых трубах к неразмываемым каналам решен положительно. Графики функции $\lambda = \lambda\left(\mathrm{Re}, \frac{\Delta}{R}\right)$ для круглых труб и прямоугольных лотков (каналов) удовлетворительно совпали не только качественно, но и количественно; λ — коэффициент Дарси, $R = \frac{vR}{\nu}$ — число Рейнольдса, v — средняя скорость потока, R — гидравлический радиус, ν — кинематический коэффициент вязкости, Δ — абсолютная шероховатость граничной поверхности.

Следовательно, мы имеем возможность использовать уравнения профилей скоростей (получаемые из гипотез турбулентности), но с обязательным определением параметров уравнений на основе обобщения гидрометрических данных.

В этой книге мы не имеет в виду излагать теории турбулентности. Это относится к гидромеханике. Здесь распределение скоростей в турбулентном потоке рассматривается лишь как

теоретическая основа методов гидрометрии. Обосновывается выбор наиболее целесообразных с позиций гидрометрии формул профилей скоростей и делаются указания о методике определения параметров таких формул. Затем излагаются вопросы анализа поля скоростей речного потока в целях определения некоторых важных параметров потока, широко используемых в гидравлике и гидрометрии (коэффициента Кориолиса, относительного дефицита средней скорости потока и др.). К этому же разделу мог быть отнесен и вопрос о донных скоростях, но ввиду его самостоятельного значения он излагается отдельно в главе 3.

2.1. Профиль осредненных скоростей течения жидкости

Поскольку в методике определения расходов воды учитывается распределение скоростей [51], необходимо обосновать выбор формулы профиля скоростей турбулентного потока для решения задач речной гидрометрии.

Вопрос о профиле осредненных скоростей имеет большую историю, на которой в настоящей книге мы останавливаться не можем. Отметим лишь, что с самого возникновения гидрометрических приборов было предложено много эмпирических формул: параболических, включая и высших порядков, эллиптических, логарифмических и др. На основе гипотез турбулентности предложены теоретические формулы (которые правильнее называть полуэмпирическими). К числу последних относятся формулы, основанные на гипотезе переноса количества движения и теории переноса вихрей. Большинство формул отличается тем недостатком, что они вблизи самого дна не всегда дают приемлемые результаты, что объясняется неучетом вязкого трения при их выводе.

Формула профиля скоростей для гидрометрических задач должна хорошо описывать распределение скоростей в естественных открытых потоках, должна быть по возможности простой и содержать ограниченное число параметров, которые можно найти по гидрометрическим данным (по рекам).

Запишем формулы в безразмерных координатах:

$$\eta = \frac{y}{h},$$

$$\varphi = \frac{u_{\text{макс}} - u}{u_*},$$

где η — относительная глубина; φ — относительный недостаток местной скорости; h — глубина потока на вертикали; u — (ос-

редненная во времени) скорость на расстоянии y от дна потока; $u_{макс}$ — максимальная скорость на вертикали; $u_* = \sqrt{ghl}$ — динамическая скорость на вертикали, где g — ускорение силы тяжести, l — уклон поверхности воды.

Приведем формулы, основанные на гипотезе переноса количества движения:

$$\varphi = -\frac{1}{k_1}\ln\eta, \tag{2.1}$$

$$\varphi = -\frac{1}{k_2}\left[\ln\left(1-\sqrt{1-\eta}\right)+\sqrt{1-\eta}\right], \tag{2.2}$$

$$\varphi = \frac{1}{k_3}\left(\ln\frac{1+\sqrt{1-\eta}}{1-\sqrt{1-\eta}}-2\sqrt{1-\eta}\right). \tag{2.3}$$

Формула, основанная на теории переноса вихрей, имеет вид

$$\varphi = \frac{\sqrt{2}}{k_4}\left(\arcsin\sqrt{1-\eta}-\sqrt{\eta}\sqrt{1-\eta}\right), \tag{2.4}$$

где k_1, k_2, k_3 и k_4 — параметры, которые по своему смыслу должны быть постоянными.

Из числа эмпирических формул остановимся на следующих.

Формула типа формулы (2.1), но учитывающая относительную шероховатость дна потока, имеет вид

$$\varphi = \frac{1}{k_5}\ln\frac{1+\varepsilon}{\eta+\varepsilon}, \tag{2.5}$$

здесь k_5 — параметр, который по своему числовому значению близок к k_1 и k_2; ε — относительная линейная характеристика шероховатости, равная

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{30h}, \tag{2.6}$$

где Δ — абсолютная шероховатость.

Параболическая формула с переменным показателем m имеет вид

$$\frac{u}{u_{макс}} = \eta^{1/m}. \tag{2.7}$$

Общий вид формул (2.1)—(2.4) следующий:

$$\varphi = \frac{1}{k}\varphi(\eta), \tag{2.8}$$

где $\varphi(\eta)$ — функция относительной глубины, вид которой получается из сопоставления выражения (2.8) с одним из выражений (2.1)—(2.4).

Рассматривая графики функции $\varphi(\eta)$ (рис. 2.1), видим, что параметры k в разных формулах профиля скоростей должны иметь существенно отличные значения. Примем условно значение параметра k_2 в формуле (2.2) за единицу и подсчитаем

новые значения функций $\varphi(\eta)$ при $k_1=1{,}25$; $k_3=0{,}80$; $k_4=0{,}70$, полученные путем подбора.

В результате получим, что кривые $\varphi(\eta)/k$ располагаются довольно близко одна к другой. Это обстоятельство позволяет отдать предпочтение более простой формуле (2.1). Последний вывод нуждается в дополнительном обосновании. Формулы (2.1)—(2.3), основанные на теории переноса количества движения, дают нереальные значения недостатка скорости у дна (при $\eta=0$, $\varphi=\infty$) и лишь только формула (2.4) дает конечное значение φ при $\eta=0$.

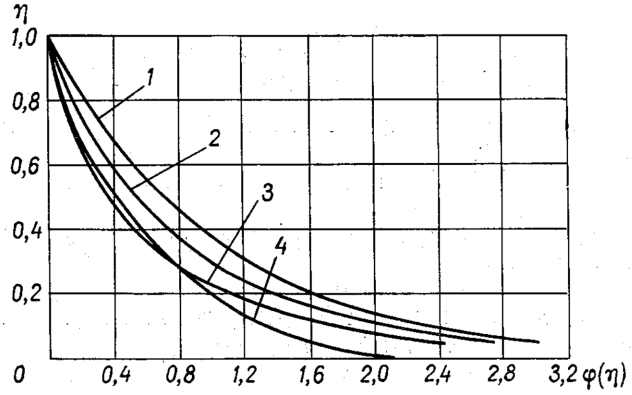


Рис. 2.1. Графики безразмерных функций глубин $\varphi(\eta)$ по формулам (при $k_2=1$).

1 — (2.1); *2* — (2.2); *3* — (2.3); *4* — (2.4).

Отмеченное свойство функции $\varphi(\eta)$ говорит в пользу формулы (2.4), однако мы все же будем чаще применять формулу (2.1) на основании следующих соображений. Принимаем в формуле (2.4) значение $\frac{\varphi(\eta)}{k}$ при $\eta=0$ и подсчитываем, какое значение будет иметь η по формуле (2.1) при том же значении $\frac{\varphi(\eta)}{k}$, в результате получим

$$\frac{\varphi_4(\eta)}{k_4}=3{,}2=\frac{\varphi_1(\eta)}{k_1}=-\frac{\ln\eta}{1{,}25},$$

откуда

$$\ln\eta=-4 \quad \text{и} \quad \eta=\frac{y}{h}=0{,}018.$$

Это равносильно тому, что можно принять относительный недостаток скорости у самого дна за относительный недостаток скорости в придонном слое на расстоянии от дна $y=0{,}018h$; $\frac{y\cdot 100}{h}=1{,}8\%$ представляет собой точность измерения глубины

на вертикали. Известно, что измерение глубины рек с точностью до 2% считается вообще достаточно хорошим. Следовательно, применяя формулу (2.1), мы не рискуем в теоретических выкладках допустить ошибку, превышающую точность гидравлических расчетов; это и дает нам право остановиться на логарифмической формуле (2.1).

Отметим, что первая попытка выразить опытное распределение скоростей с помощью логарифмики была сделана В. Костякевичем в 1906 г., а наиболее полно логарифмический профиль скоростей впервые был обоснован С. И. Моисеенко в 1914 г. Формула (2.1) является современным выражением этой зависимости.

Сопоставим формулу (2.1) с формулой (2.5). Подсчитаем ε по формуле (2.6), а затем значение $\varphi_5(\eta)$ по формуле

$$\varphi_5(\eta)=\ln\frac{1+\varepsilon}{\eta+\varepsilon}.$$

При этом рассмотрим случай, при котором должно получиться большое расхождение в функциях $\varphi(\eta)$, подсчитанных по формулам (2.1) и (2.5), а именно, примем величину абсолютной шероховатости $\Delta=0{,}06$ м и $h=1{,}0$ м. Такой линейный размер выступов шероховатости, по В. Н. Гончарову, в среднем соответствует следующему характеру русла: «гравелистые и галечные русла в плохом состоянии. Земляные русла неправильные с размывами». Сопоставляя $\varphi_1(\eta)$ и $\varphi_5(\eta)$, приходим к выводу: относительный недостаток местной скорости почти не зависит от шероховатости русла.

Таким образом, представляется возможным построить некоторые гидрометрические формулы (первого приближения), не содержащие коэффициента шероховатости, однако в такие формулы должны входить уклон поверхности воды и некоторые характерные скорости, например поверхностные; этим, конечно, не отрицается роль шероховатости в формировании профиля скоростей.

На основании вышеизложенного можно прийти к выводу о том, что приемлемой формулой профиля скоростей для решения гидрометрических задач, а также и гидравлических является формула (2.1).

Наиболее простой вывод логарифмической формулы распределения осредненных скоростей u принадлежит Л. Д. Ландау. При этом принято, что градиент скорости вдоль оси y выше вязкого подслоя зависит только от напряжения трения τ, плотности жидкости ρ и расстояния от дна потока y. Основываясь на принципе размерности, получено

$$\frac{du}{dy}=\frac{\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}}{k_1 y}.$$

Учитывая, что $\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}=u_*$, последнее уравнение запишем в виде

$$du=\frac{u_*}{k_1 y}\,dy.$$

При интегрировании от y до h и соответственно от u до $u_{макс}$

$$\int_u^{u_{макс}} du=\frac{u_*}{k_1}\int_y^h \frac{dy}{y},$$

имеем

$$\frac{u_{макс}-u}{u_*}=-\frac{1}{k_1}\ln\frac{y}{h},$$

т. е. получаем уравнение (2.1).

В статье [115] предложен вывод логарифмического профиля скорости, при этом развившееся турбулентное течение рассматривается в виде суперпозиции катящихся вихрей по поверхности ламинарного подслоя; вводить понятие турбулентной вязкости и пути смешения не понадобилось.

Ниже будет показана приемлемость, с точки зрения гидрометрии, обобщенной формулы (2.8), частным случаем которой является формула (2.1). Формулы типа (2.8) содержат один неизвестный параметр k и все главнейшие элементы движения воды. Это выгодно отличает полуэмпирические формулы от эмпирических, которые часто включают два или три параметра и лишь некоторые элементы движения воды. Исключение в этом отношении составляет параболическая формула профиля скоростей Базена, которая в конечном итоге приводит к одинаковым по сравнению с формулой (2.1) результатам, о чем подробнее будет упомянуто ниже.

Кроме рассмотренных уравнений профилей скоростей, предложены и другие формулы, приведенные в работах [10, 119, 206 и др.].

Появление в формулах параметров, кроме k и по всей вероятности переменных, создает дополнительные трудности при решении теоретических задач гидрометрии.

Из числа формул, содержащих три числовых параметра, приведем формулу И. К. Никитина [129] для безнапорного потока, отличную по своей структуре от предыдущих формул. Формулы Никитина основаны на предложенной им двухслойной модели турбулентного движения. Принимается, что в пристенной области турбулентного потока всегда имеется придонный слой толщиной δ с близким к линейному в нем распре-

делением осредненных во времени местных скоростей, т. е. при $0<\frac{y}{\delta}\leqslant 1$

$$\frac{u}{u_*}=5{,}6\,\frac{y}{\delta}. \tag{2.9}$$

При $1\leqslant\frac{y}{\delta}<\frac{h}{\delta}$ предложена формула

$$\frac{u}{u_*}=6{,}45\lg\frac{y}{\delta}+5{,}6+2{,}8\left(1-\frac{\delta}{y}\right). \tag{2.10}$$

Видно, что формула (2.1) содержит один числовой параметр, а формула (2.10) три числовых параметра.

Для напорного потока (в руслах под ледяным покровом) в статье [162] предложена такая же формула, но с другими числовыми значениями параметров

$$\frac{u}{u_*}=3{,}78\lg\frac{y}{\delta}+7{,}36+1{,}64\left(1-\frac{\delta}{y}\right). \tag{2.11}$$

Толщина придонного слоя δ определялась так же, как и при составлении формулы (2.12), т. е. как изложено в работе [129].

Обращает на себя внимание существенное различие в значениях всех параметров формул (2.10) и (2.11). На верхней границе придонного слоя ($y=\delta$; $u=u_\delta$) соответственно из формул (2.10) и (2.11) имеем:

$$\frac{u_\delta}{u_*}=5{,}6,$$

$$\frac{u_\delta}{u_*}=7{,}36.$$

Следовательно, расхождение составляет $\frac{(7{,}36-5{,}6)\cdot 100}{0{,}5\,(7{,}36+5{,}6)}=27\%$.

На большем расстоянии от границы (дна) потока можно принять $1-\frac{\delta}{y}\approx 1$, поэтому формулы (2.10) и (2.11) соответственно принимают вид:

$$\frac{u}{u_*}=6{,}45\lg\frac{y}{\delta}+8{,}4,$$

$$\frac{u}{u_*}=3{,}78\lg\frac{y}{\delta}+9{,}0.$$

Следовательно, в этом случае основное различие в формулах обусловлено параметрами при $\lg\frac{y}{\delta}$ и составляет

$$\frac{(6{,}45-3{,}78)\cdot 100}{0{,}5\,(6{,}45+3{,}78)}=52\%.$$

Остается допустить, что такое несовпадение числовых значений параметров формул (2.10) и (2.11) объясняется особенностями безнапорного и напорного движения жидкости или непостоянством параметров формулы типа (2.10). Конечно, различия в параметрах формул напорного и безнапорного потоков могут быть, но не столь значительными. По-видимому, все дело в том, что сами параметры формул являются переменными величинами. Отметим, что изучению распределения скоростей в потоке уделяется большое внимание. При этом исходные положения, которые используются для вывода формул профилей скоростей, отличаются большим разнообразием.

Как видно из формулы (2.9) $\frac{u_\delta}{u_*}$ вместе с тем представляет собой относительный недостаток местной скорости на верхней границе придонного слоя, поскольку у дна местная скорость в данном случае принимается равной нулю.

Найдем относительный недостаток φ местной скорости, исходя из уравнения (2.10). Подставив в (2.10) вместо y глубину потока на вертикали h и скорость $u_{макс}$, найдем

$$\frac{u_{макс}}{u_*}=6{,}45\lg\frac{h}{\delta}+5{,}6+2{,}8\left(1-\frac{\delta}{h}\right). \qquad (2.12)$$

В формулах (2.9) и (2.10) y и в формуле (2.12) h отсчитываются от гидравлического дна, которое принимается на условной плоскости с нулевой скоростью $u_{y=0}=0$ и практически совпадает с отметкой, близкой к отметке впадин между выступами шероховатости. Это не вполне совпадает с понятием гидравлического дна, согласно изложенному в § 1.5.

В соответствии с формулами (2.12) и (2.10) получим

$$\varphi=6{,}45\lg\frac{h}{y}+2{,}8\delta\left(\frac{1}{y}-\frac{1}{h}\right),$$

или

$$\varphi=-2{,}81\ln\eta+2{,}8\delta\left(\frac{1}{y}-\frac{1}{h}\right). \qquad (2.13)$$

Существенное отличие этой формулы от формулы (2.1) в том, что в ней есть еще второй числовой параметр 2,8 и толщина придонного слоя δ, которую необходимо знать, чтобы воспользоваться формулой (2.13). К этому вопросу мы еще возвратимся в § 3.4. Отметим, что формула (2.10) не является строго логарифмической, так как она содержит дополнительный член по сравнению с формулой (2.1), содержащей толщину придонного слоя.

Из числа формул, содержащих два числовых параметра, приводим формулу М. Д. Миллионщикова [115, 116]

$$\frac{u}{u_*}=\frac{1}{0{,}39}\ln\left[1+0{,}39\left(\frac{yu_*}{\nu}-7{,}8\right)\right]+7{,}8. \qquad (2.14)$$

Эта формула, как отмечено в работе [116], хорошо описывает распределение скоростей при течении жидкости в гладких трубах.

Рассмотренное распределение скоростей на вертикали наблюдается в условиях равномерного движения (в каналах с неразмываемым дном и стенками) или близкого к нему (в реках на сравнительно коротких прямых участках). Фактически профили скоростей в ряде случаев принимают очень сложное очертание. В частности, наибольшая скорость $u_{макс}$ может наблюдаться ниже свободной поверхности воды, что обусловливается встречным ветром, поперечной циркуляцией, если вертикаль была расположена на закруглении реки, и другими причинами.

Форма кривой $u=u(y)$ может существенно измениться и вблизи дна потока, что объясняется главным образом влиянием рельефа (неровностей) дна. Например, если вертикаль расположена непосредственно за песчаной волной значительных размеров, измерительными приборами фиксируются вблизи дна обратные течения, т. е. появится необходимость считаться с отрицательными абсциссами u.

Весьма сложное распределение скоростей имеет место в нижних бьефах гидротехнических сооружений. Очевидно, чем сложнее профиль скоростей, тем в большем числе точек требуется сделать измерения скоростей u для построения эпюры $u=u(y)$.

Ледовые явления существенно влияют на профили скоростей. Положение максимальной скорости $u_{макс}$ зависит от соотношения шероховатостей дна и нижней поверхности льда, которая в зависимости от условий образования льда может быть гладкой, торосистой, покрытой слоем шуги. Все это обусловливает значительный диапазон параметров в формулах профилей скоростей при применении их к указанным сложным условиям движения воды.

2.2. Средняя скорость течения воды на вертикали

Площадь, ограниченная кривой $u=u(y)$, дном потока, поверхностью воды и линией глубины h (рис. 2.2), представляет собой по размерности расход воды q на единицу ширины потока и называется расходом воды на вертикали, т. е.

$$q=\int_0^h u\,dy=h\int_0^1 u\,d\eta.$$

Отношение расхода q к глубине h, т. е. $\frac{q}{h}=u_{в}$, называется средней скоростью на вертикали. Численно скорость $u_{в}$ равна горизонтальной ординате прямоугольника (рис. 2.2) площадью q.

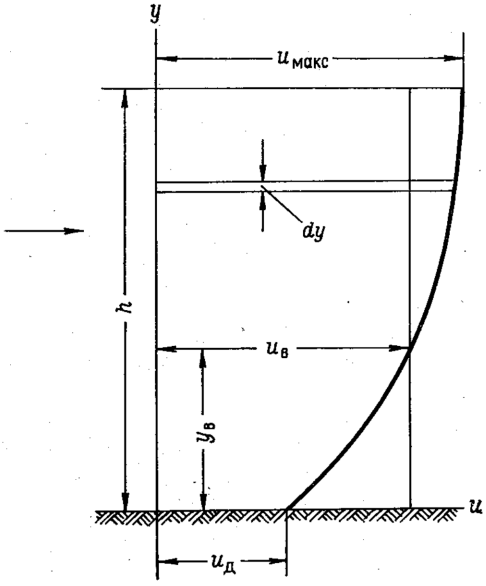


Рис. 2.2. Профиль скоростей безнапорного потока.

Формулу (2.8) представим в форме

$$u=u_{макс}-\frac{u_{*}}{k}\varphi(\eta),$$

поэтому выражение для средней скорости на вертикали $u_{в}$ в общем виде запишется следующим образом:

$$u_{в}=u_{макс}-\frac{u_{*}}{k}\int_{0}^{1}\varphi(\eta)\,d\eta. \qquad (2.15)$$

Если безразмерную функцию $\varphi(\eta)$ принять по формуле (2.1), получим следующее выражение для $u_{в}$:

$$u_{в}=u_{макс}+\frac{u_{*}}{k_1}\int_{0}^{1}\ln\eta\,d\eta=u_{макс}-\frac{u_{*}}{k_1}, \qquad (2.16)$$

по формуле (2.2) получим

$$u_{в}=u_{макс}+\frac{u_{*}}{k_2}\int_{0}^{1}\left[\ln\left(1-\sqrt{1-\eta}\right)+\sqrt{1-\eta}\right]d\eta.$$

После интегрирования будем иметь

$$u_в = u_{макс} - \frac{5u_*}{6k_2}. \tag{2.17}$$

По формуле (2.3) получим

$$u_в = u_{макс} - \frac{u_*}{k_3}\int_0^1 \left(\ln\frac{1+\sqrt{1-\eta}}{1-\sqrt{1-\eta}} - 2\sqrt{1-\eta}\right) d\eta.$$

После интегрирования будем иметь

$$u_в = u_{макс} - \frac{2u_*}{3k_3}. \tag{2.18}$$

По формуле (2.4)

$$u_в = u_{макс} - \frac{\sqrt{2}u_*}{k_4}\int_0^1 (\arcsin\sqrt{1-\eta} - \sqrt{\eta}\sqrt{1-\eta})\, d\eta.$$

После интегрирования получим

$$u_в = u_{макс} - \frac{\sqrt{2}\pi u_*}{8k_4}. \tag{2.19}$$

Сравнивая формулы (2.16), (2.17), (2.18) и (2.19), легко видеть, что все они имеют одинаковую структуру, а именно:

$$u_в = u_{макс} - \frac{u_*}{k}. \tag{2.20}$$

На этом основании приходим к следующему выводу: структура формулы средней скорости течения воды на вертикали не зависит от вида безразмерной функции глубины $\varphi(\eta)$, что можно видеть непосредственно и из формулы (2.15). Этот вывод справедлив, если безразмерная функция глубины $\varphi(\eta) = k\varphi$, т. е. если профиль скоростей выражается в координатах η и φ. Это дает возможность пользоваться любой формулой профиля скоростей из числа известных формул типа (2.8). Конечно, в каждом отдельном случае применение той или иной формулы должно быть обосновано физическими соображениями. Например, для расчета донных скоростей следует воспользоваться формулой (2.4).

Сделанное интегрирование для получения величины $u_в$ позволило выявить структуру параметров в формулах перед членом u_*/k. Отметим, что и формула Х. Э. Базена, которую запишем в обозначениях φ и η

$$\varphi = \frac{M}{\sqrt{g}}(1-\eta)^2, \tag{2.21}$$

приводит к структуре формулы (2.20), а именно:

$$u_в = u_{макс} - \frac{Mu_*}{\sqrt{g}} \int_0^1 (1-\eta)^2 \, d\eta,$$

что после интегрирования дает

$$u_в = u_{макс} - \frac{Mu_*}{3\sqrt{g}}, \qquad (2.22)$$

где M — размерный коэффициент, значение которого, по Базену, составляет около 20—24 $м^{0,5}/с$; по А. В. Караушеву, M зависит от коэффициента Шези.

Вывод о независимости структуры формулы средней скорости на вертикали от вида $\varphi(\eta)$ позволяет указать на следующее: в тех случаях, когда для исследования движения воды будет использована формула (2.21) или формулы (2.1) и (2.2), конечные результаты исследования окажутся близкими (исключая вопрос о местной донной скорости $u_д$ потока, так как в этом случае для получения $u_д$ интегрирование по η не требуется производить).

Численные значения параметров k_2, k_3 и k_4 подсчитаны следующим образом. Принимая значения параметров равными: $k_1=1{,}25$, $k_2=1{,}00$, $k_3=0{,}80$, $k_4=0{,}70$, получено наилучшее совпадение в графиках безразмерных функций глубины $\varphi(\eta)$ по всем четырем формулам (§ 2.1), поэтому при известном среднем значении $k_1=0{,}54$, установленном опытным путем, можно принять параметры равными: $k_2=0{,}43$, $k_3=0{,}35$, $k_4=0{,}30$. Таким образом, за одну из основных формул средней скорости на вертикали принимаем формулу (2.20).

Наряду с формулой (2.1) в гидравлике и гидрометрии широко используется формула (2.7). После интегрирования этой формулы

$$u_в = u_{макс} \int_0^1 \eta^{\frac{1}{m}} \, d\eta$$

получим

$$u_в = \left(\frac{m}{1+m}\right) u_{макс}. \qquad (2.23)$$

Введем в формулы профилей скоростей средние скорости на вертикалях.

Преобразуя формулы (2.1) и (2.20), в работе [76] получена формула, не содержащая параметр k

$$u = u_{макс} + (u_{макс} - u_в) \ln \eta. \qquad (2.24)$$

Позднее такая же формула была выведена другим путем в работе [115] и названа универсальной для больших значений числа Рейнольдса.

Решая выражения (2.7) и (2.23), найдем

$$\frac{u}{u_в}=\left(1+\frac{1}{m}\right)\eta^{\frac{1}{m}}. \qquad (2.25)$$

Чтобы исключить в формуле (2.7) параметр m, найдем предварительно из формулы (2.23)

$$\frac{1}{m}=\frac{u_{макс}}{u_в}-1, \qquad (2.26)$$

и тогда формула (2.7) примет вид

$$\frac{u}{u_{макс}}=\eta^{\frac{u_{макс}}{u_в}-1}. \qquad (2.27)$$

Таким образом, эта формула так же, как и (2.24), включает скорости $u_{макс}$ и $u_в$.

2.3. Параметры профилей скоростей

При изложении теории гидрометрии мы будем пользоваться логарифмическим или параболическим профилями скоростей, так как они в гидравлике в настоящее время пользуются наибольшим признанием. В связи с этим возникает важный вопрос о числовых значениях параметров k и m. Можно считать, что период, когда эти параметры считались универсальными константами в гидравлике, уже пройден. Непостоянство и неуниверсальность параметров k и m, как известно, были обоснованы в монографии [51]; это в дальнейшем неоднократно подтверждалось и в других работах.

Остановимся сначала на истолковании параметров k и m. При этом удобнее вначале сказать о величинах, им обратных, т. е. о $\frac{1}{k}$ и $\frac{1}{m}$.

Из формулы (2.20) следует

$$\frac{u_{макс}-u_в}{u_*}=\frac{1}{k}. \qquad (2.28)$$

Числитель левой части этого уравнения есть недостаток скорости $u_в$, т. е. такое изменение скорости, которого не хватает для того, чтобы скорость $u_в$ достигла скорости $u_{макс}$. Полностью левая часть уравнения представляет собой разность $u_{макс}-u_в$, выраженную в долях динамической скорости u_*. Следовательно, $\frac{1}{k}$ есть относительный недостаток средней скорости на вертикали $u_в$. Обращаясь к формуле (2.26),

видим, что и $\frac{1}{m}$ также есть относительный недостаток средней скорости $u_в$, но только выраженный уже не в долях динамической скорости, а просто в виде скорости $u_в$.

Запишем выражение для средней скорости на вертикали по формуле Шези

$$u_в = C_в \sqrt{hI}, \tag{2.29}$$

где $C_в$ — коэффициент Шези на вертикали.

Введя понятие безразмерного коэффициента Шези

$$C_в^* = \frac{C_в}{\sqrt{g}},$$

формулу (2.29) перепишем

$$u_в = C_в^* \sqrt{ghI} = C_в^* u_*, \tag{2.30}$$

поэтому (2.26) принимает вид

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{макс} - u_в}{C_в^* u_*}. \tag{2.31}$$

Отсюда ясно, что разница между $1/k$ и $1/m$ состоит в том, что в знаменателе выражения (2.31), кроме динамической скорости, стоит еще безразмерный коэффициент Шези $C_в^*$.

Параметр $1/m$ может быть еще истолкован следующим образом. Перемножив и разделив правую часть формулы (2.26) на глубину h, получим

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{макс} h - u_в h}{u_в h} = \frac{q_ф - q}{q},$$

где $q_ф$ — фиктивный расход на вертикали.

Разность $q_ф - q$ на рис. 2.3 *а* показана штриховкой и представляет собой недостаток расхода воды на вертикали. Построив безразмерный профиль скоростей (рис. 2.3 *б*), увидим, что относительный недостаток расхода, т. е. разность $q_ф - q$, но выраженная уже в долях $q_ф$ на этом рисунке изобразится заштрихованной площадью.

Недостаток расхода на вертикали представим в виде

$$q_ф - q = \int_0^h (u_{макс} - u)\, dy.$$

Разделив его на скорость $u_{макс}$, получим среднюю высоту $y'_в$ заштрихованного треугольника (рис. 2.3 *а*) с одной криволинейной стороной:

$$y'_в = \int_0^h \left(1 - \frac{u}{u_{макс}}\right) dy.$$

Учитывая (2.7), получим

$$y'_в = \int_0^h \left[1 - \left(\frac{y}{h}\right)^{\frac{1}{m}}\right] dy.$$

Интегрируя это выражение, найдем, что

$$y'_в = \frac{h}{m\left(1+\frac{1}{m}\right)},$$

откуда

$$m = \frac{h - y'_в}{y'_в}. \quad (2.32)$$

Величины, входящие в правую часть этой формулы, показаны на рис. 2.3 *а*.

И. К. Никитин установил, что на показатель степени m влияют вертикальные составляющие пульсационных скоростей [128]. Он определил относительные среднеквадратические вер-

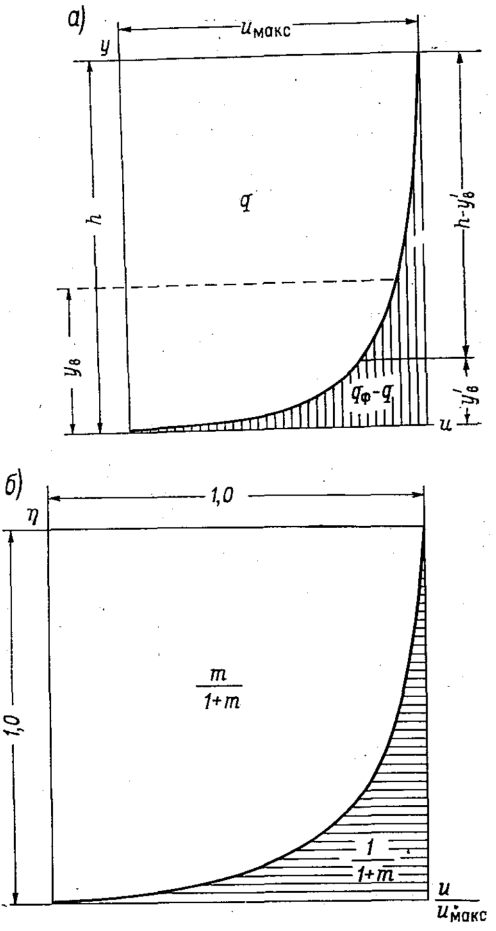


Рис. 2.3. Размерный (*а*) и безразмерный (*б*) профили скоростей безнапорного потока.

тикальные пульсационные скорости $\sigma_y = \frac{\sqrt{(u'_y)^2}}{u}$ в самых различных условиях (в ирригационных каналах и в гидравлических лотках), где u'_y — вертикальная составляющая пульсационной скорости, u — местная осредненная во времени продольная скорость. Величина σ_y изменяется по глубине потока. За среднюю для данной вертикали интенсивность турбулентности $\sigma_{yв}$ принято σ_y на относительной глубине $\frac{y}{h}=0{,}5$. Связь между $\sigma_{yв}$ и m оказалась однозначной с хорошей группировкой точек около прямой, уравнение которой предложено в виде [128]

$$\sigma_{yв} = 3{,}65 + \frac{15}{m}.$$

Здесь $\sigma_{ув}$ выражено в процентах.

Эта формула справедлива в широком диапазоне m, а именно от 3 до 11.

Методика вычисления параметров k и m по гидрометрическим данным может быть различной.

Вычисление k и m по местным скоростям. Из формулы (2.1) получим ($k_1 = k$)

$$k = -\frac{\ln \eta \sqrt{ghI}}{u_{макс} - u}.$$

Например, при $\ln \eta = \ln \eta_{0,4} = \ln 0{,}4$ (считая от дна потока) $u = u_{0,4}$ и

$$k = \frac{\ln \eta_{0,4} \sqrt{ghI}}{u_{макс} - u_{0,4}}.$$

Подсчитав таким образом локальные параметры k при $\eta_{дно}$, $\eta_{0,2}$ $\eta_{0,4}$, $\eta_{0,8}$ и $\eta_{пов}$, можно определить их распределение по глубине потока и затем построить изолинии k в живом сечении, а также подсчитать средние значения k на вертикалях и для всего потока.

Выражение для параметра m получим из формулы (2.7)

$$m = \frac{\ln \eta}{\ln\left(\frac{u}{u_{макс}}\right)}.$$

Например, при $\ln \eta = \ln \eta_{0,4} = \ln 0{,}4$ (считая от дна потока) и $u = u_{0,4}$

$$m = \frac{\ln \eta_{0,4}}{\ln\left(\frac{u_{0,4}}{u_{макс}}\right)}.$$

Вычисление k с использованием средних скоростей на вертикали. Из формулы (2.28) получим

$$k = \frac{u_*}{u_{макс} - u_в},$$

а из формулы (2.23)

$$m = \frac{1}{\frac{u_{макс}}{u_в} - 1}.$$

Имея построенный безразмерный профиль скоростей (рис. 2.3 *б*), достаточно определить планиметрированием заштрихованную площадь, численно равную $\frac{1}{1+m}$, откуда находится m. Это следует из того, что безразмерная площадь эпюры

скоростей (рис. 2.3 *б*) равна

$$\int_0^1 \eta^{\frac{1}{m}} d\eta = \frac{m}{1+m},$$

т. е. равна отношению $\frac{u_в}{u_{макс}}$, что видно из выражения (2.23). Следовательно, безразмерная площадь, показанная штриховкой на рис. 2.3 *б*, равна

$$1 - \frac{m}{1+m} = \frac{1}{1+m}.$$

Вычисление k с использованием средней скорости потока. В этом случае необходимо перейти от плоской задачи к пространственной, что подробно рассматривается в главе 8.

Значения k, вычисленные по различным методикам, необходимо сравнивать и анализировать, что может дать в дальнейшем важные данные о значениях k для плоской и пространственной задач.

Основные факторы, влияющие на изменение параметра k, изучены в монографии [51]. В ряде работ, выполненных позднее, включая исследования взвесенесущих потоков, приведено немало частных значений параметра k. Мы не будем здесь излагать результаты всех таких работ. Более важно обобщить данные о величинах k с тем, чтобы перейти от средних значений k, используемых на практике, к переменным k. Опыт такого обобщения принадлежит В. Ф. Талмаза [174], который использовал данные для безнапорного потока и данные для напорного потока [183]. Значительная часть данных относится к равнинным и горным рекам. Имеется также часть значений k для каналов и русловых моделей. Можно считать, что охвачены весьма разнообразные условия движения воды. В результате был составлен график зависимости k от $\frac{C}{\sqrt{g}}$, где C — коэффициент Шези. На графике Талмаза имеется около 130 точек, дающих изменения k от 0,3 до 1,4 (с округлением до 0,1).

На рис. 2.4 построена средняя линия $k = k(C^*)$ и огибающие, в пределах которых располагаются опытные точки. По горизонтальной оси отложен безразмерный коэффициент Шези $C^*_в$. Учитывая выражение (2.30) и графики (рис. 2.4), можно сформулировать следующий важный вывод: чем больше отношение средней скорости потока к динамической, тем меньше параметр k.

Для того чтобы составить уравнение $k = k(C^*)$, необходимо учитывать, что при $C^* = 0$ и $C = \infty$ должны получаться конечные значения k, а именно $k_{макс}$ (в качестве параметра уравнения)

и $k_{мин}$ (в качестве наименьшего указания k). Такое требование становится очевидным, если проанализировать уравнение (2.20). Пусть $k=0$, тогда $u_в=-\infty$, что не имеет смысла. Пусть $k=\infty$, тогда $u_в=u_{макс}$, следовательно, должно отсутствовать распределение скоростей, что хотя и имеет определенный смысл, но нереально.

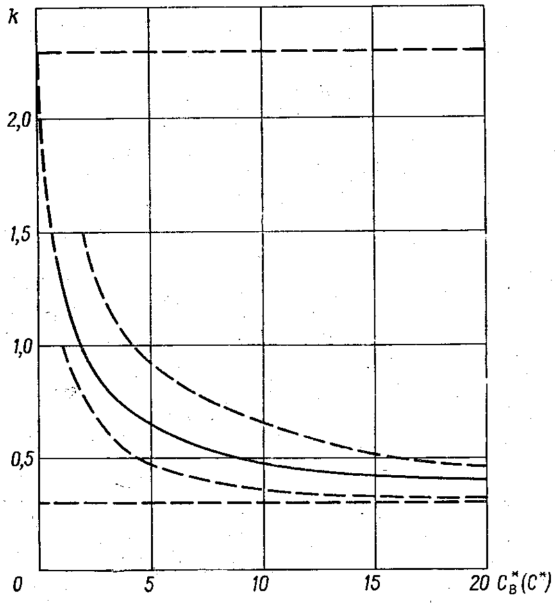


Рис. 2.4. Зависимость параметра k от безразмерного коэффициента Шези.

Условию существования конечных значений k отвечает уравнение, предложенное Г. В. Железняковым [66, 207] в следующем виде:

$$k=\frac{k_{макс}-k_{мин}}{1+C_в^*}+k_{мин}. \qquad (2.33)$$

Среднему положению кривой на рис. 2.4 соответствует $k_{мин}=0{,}3$ и $k_{макс}=2{,}3$.

На настоящей стадии исследования не представляется возможным четко разграничить опытные значения параметров k плоского и пространственного потоков, тем более, что обнаруживаются изменения k по глубине и ширине потока. По этой причине в дальнейшем изложении в качестве одного из возможных решений будем в формулу для k вводить для плоской задачи $C_в^*$, как это сделано в формуле (2.23), а для пространственной задачи C^*, т. е. безразмерный коэффициент Шези для

всего потока. С учетом такого предложения на горизонтальной оси рис. 2.4 показаны $C^*_в$ и C^*.

Формула (2.33) с числовыми значениями $k_{мин}$ и $k_{макс}$ принимает вид

$$k=\frac{2}{1+C^*_в}+0{,}3. \tag{2.34}$$

Так как

$$C^*_в=\frac{u_в}{u_*}=\frac{u_в}{\sqrt{ghI}}=\sqrt{\frac{fr_в}{I}},$$

то формулу (2.34) запишем в виде

$$k=\frac{2{,}3\sqrt{I}+0{,}3\sqrt{fr_в}}{\sqrt{I}+\sqrt{fr_в}}, \tag{2.35}$$

где $fr_в=\frac{u_в^2}{gh}$ — число Фруда на вертикали.

Ясно поэтому, что параметры k могут быть одинаковыми только для динамически подобных потоков.

Перейдем к выводу формулы для параметра m. Решая выражения (2.28) и (2.31), найдем

$$m=kC^*_в, \tag{2.36}$$

или

$$m=\frac{kC_в}{\sqrt{g}}. \tag{2.37}$$

Подставляя сюда, по Н. Н. Павловскому,

$$C_в=\frac{1}{n}h^y, \tag{2.38}$$

где n — коэффициент шероховатости; y — показатель, зависящий от n и глубины на вертикали h, получим формулу, предложенную в 1947 г. Железняковым [47],

$$m=\frac{kh^y}{n\sqrt{g}}. \tag{2.39}$$

Определение показателя y изложено в § 12.2.

Обратную зависимость m и n, по опытным данным, впервые подметил С. И. Колупайло.

Учитывая связь между коэффициентами Дарси и Шези

$$C=\sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \tag{2.40}$$

формулу (2.37) запишем в другом виде

$$\frac{1}{m}=\frac{1}{k\sqrt{8}}\sqrt{\lambda}. \tag{2.41}$$

Ясно, что никакой принципиальной разницы между формулами (2.37), (2.39) и (2.41) нет.

Подставляя в (2.41) частные значения $k \approx 0{,}40$ и $k = 0{,}35$, получим упрощенные записи этой формулы; соответственно $\frac{1}{m} = 0{,}9\sqrt{\lambda}$ и $\frac{1}{m} = \sqrt{\lambda}$. В таком виде иногда эти формулы применительно к напорному движению жидкости в трубах приводятся в учебной литературе по гидравлике.

Поскольку теперь имеется возможность пользоваться переменными значениями параметра k, отпадает необходимость в упрощенных формулах, тем более, что формула (2.34) справедлива и для напорного движения в трубах.

Подставляя в формулу (2.36) значение k по формуле (2.34), найдем

$$m = C_{\text{в}}^{*}\left(\frac{2}{1 + C_{\text{в}}^{*}} + 0{,}3\right). \tag{2.42}$$

Если ввести сюда размерный коэффициент Шези $C_{\text{в}}$, получим [76]

$$m = \frac{C_{\text{в}}}{\sqrt{g}}\left(\frac{2\sqrt{g}}{\sqrt{g} + C_{\text{в}}} + 0{,}3\right). \tag{2.43}$$

Так как в расчетах напорного движения жидкости чаще используется коэффициент Дарси λ, последнюю формулу с учетом (2.40) запишем в виде

$$m = \sqrt{\frac{8}{\lambda}}\left(\frac{2\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8} + \sqrt{\lambda}} + 0{,}3\right). \tag{2.44}$$

При изменении $C_{\text{в}}$ от 10 до 70 $\text{м}^{0{,}5}/\text{с}$ m соответственно возрастает от 2,5 до 8,6. Для этого диапазона $C_{\text{в}}$ среднее число $m \approx 6$.

Динамическая скорость часто используется в качестве нормирующей величины, например, при исследовании турбулентности потока среднеквадратические пульсационные скорости делятся на u_*. Основной способ определения u_* вытекает непосредственно из выражения $u_* = \sqrt{ghI}$. Имеются и другие способы определения u_* [129, 200].

Скорость u_* можно определить, исходя из формулы (2.28), так как $u_{\text{макс}}$ и $u_{\text{в}}$ часто бывают известны в результате гидрометрических работ на реках и каналах. Однако надо иметь в виду, что параметр k — переменная величина, а не константа, равная 0,4, как ошибочно полагают некоторые авторы. Поэтому

из формул (2.28), (2.34), а также учитывая, что $C_в^* = \frac{u_в}{u_*}$, получим

$$u_* = \frac{2(u_{макс} - u_в)\, u_*}{u_* + u_в} + 0{,}3(u_{макс} - u_в).$$

Во многих случаях u_* существенно меньше $u_в$, что дает право в знаменателе первого члена в правой части уравнения отбросить u_*. В результате получим

$$u_* = \frac{0{,}3(u_{макс} - u_в)}{1 - 2\left(\frac{u_{макс}}{u_в} - 1\right)}.$$

Напомним, что здесь u_* — динамическая скорость на вертикали.

В ряде случаев требуется знать отношение средней скорости на вертикали к наибольшей (обычно на поверхности для открытого потока). Из формулы (2.20) получим

$$k_в = \frac{u_в}{u_{макс}} = 1 - \frac{u_*}{k u_{макс}},$$

или

$$k_в = 1 - \frac{u_в}{k C_в^* u_{макс}} = 1 - \frac{k_в}{k C_в^*}.$$

Решая это уравнение относительно $k_в$, найдем

$$k_в = \frac{C_в^*}{C_в^* + \frac{1}{k}}$$

или

$$k_в = \frac{C_в}{C_в + \frac{\sqrt{g}}{k}}.$$

Параметр k определяется по формуле (2.34).

Дальнейшие исследования параметров k и m принадлежат Г. В. Железнякову и В. Ф. Талмаза [89]. Вновь обобщены многочисленные данные в форме $k = k(C^*)$. Общее число точек на кривой составило более 320 с охватом различных условий движения жидкости (равнинные, предгорные и горные реки, каналы, русловые модели, напорные трубы). В результате подтвердилось значение параметра $k_{макс} = 2{,}3$. Параметр же $k_{мин}$ желательно понизить с 0,30 до 0,20. В связи с чем формула (2.34) принимает вид

$$k = \frac{2{,}1}{1 + C_в^*} + 0{,}2, \qquad (2.45)$$

и соответственно формула для параметра m запишется в виде

$$m = C_{\text{в}}^{*}\left(\frac{2{,}1}{1 + C_{\text{в}}^{*}} + 0{,}2\right), \tag{2.46}$$

или

$$k = \frac{2{,}1\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8} + \sqrt{\lambda}} + 0{,}2, \tag{2.47}$$

$$m = \sqrt{\frac{8}{\lambda}}\left(\frac{2{,}1\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8} + \sqrt{\lambda}} + 0{,}2\right). \tag{2.48}$$

При $C_{\text{в}} \leqslant 100$ м^{0,5}/с ($C_{\text{в}}^{*} \leqslant 32$) значения k (и соответственно m), подсчитанные по формулам (2.34) и (2.45), практически совпадают.

Зависимость $\lg k$ от $\lg C^{*}$ характеризуется коэффициентом корреляции, имеющим значение 0,9.

Учет колебаний параметра k имеет существенное значение при изучении движения наносов. В СССР этому вопросу посвящены исследования А. П. Юфина и др. В США выполнено исследование, в котором констатирована возможность снижения k до 0,1 под влиянием концентрации наносов [193]. В этой связи представляет интерес исследование с целью изучения влияния концентрации наносов на параметр $k_{\text{мин}}$. После этого можно будет уточнить ряд формул, в которые входит и параметр k.

2.4. Положение средней скорости на вертикали и в потоке

Возможность определения положения средней скорости потока на вертикали, а затем положения средней скорости всего потока всегда привлекала внимание специалистов в области гидрометрии. Интерес к этому вопросу объясняется тем, что при известных координатах точки в живом сечении со средней скоростью процесс измерений расходов воды существенно упрощается.

В настоящее время существует возможность достаточно точно решить эту задачу теоретически применительно к плоскому открытому потоку и напорному потоку в круглой трубе. Для речного потока эта задача может быть только поставлена и сделаны некоторые предварительные предложения.

Положение средней скорости на вертикали открытого потока. Определение координаты точки на скоростной вертикали, в которой местная скорость u равна средней скорости на вертикали $u_{\text{в}}$, имеет практическое значение при малых рабочих глубинах скоростных вертикалей, примерно от 0,10

до 0,35 м, и в случае необходимости ускорения производства гидрометрических работ, например, при неустановившемся движении жидкости.

Будем исходить из степенной формулы распределения скоростей на вертикали [55]

$$u = u_{\text{макс}} \eta^{\frac{1}{m}}.$$

Обозначим относительное расстояние в точке от дна потока, в которой средняя скорость на вертикали равна $u_в$, через $\eta_в$. Очевидно, при $u = u_в$ $\eta = \eta_в$, следовательно,

$$\left(\frac{1+m}{m}\right)\eta_в^{\frac{1}{m}} = 1,$$

откуда

$$\eta_в = \left(\frac{m}{1+m}\right)^m. \tag{2.49}$$

Подставляя в эту формулу m по (2.36), получим [76]

$$\eta_в = \left(\frac{kC_в^*}{1+kC_в^*}\right)^{kC_в^*}. \tag{2.50}$$

С учетом формулы (2.34) для k после преобразований найдем

$$\eta_в = \left[\frac{2{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}{1+3{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}\right]^{\frac{2{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}{1+C_в^*}}. \tag{2.51}$$

Исследование формулы показывает, что чем больше $C_в$, тем меньше $\eta_в$, однако при $C_в > 25$ м^{0,5}/с величина $\eta_в$ близка к 0,4 (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Значения $\eta_в$ по формуле (2.51)

$C_в$ м^{0,5}/с	$C_в^*$	$\eta_в$	$C_в$ м^{0,5}/с	$C_в^*$	$\eta_в$
1	0,319	0,557	16	5,10	0,418
2	0,638	0,502	18	5,73	0,416
3	0,955	0,480	20	6,38	0,410
4	1,27	0,465	30	9,55	0,405
5	1,59	0,455	40	12,7	0,400
6	1,91	0,450	50	15,9	0,394
7	2,23	0,445	60	19,1	0,392
8	2,54	0,440	70	22,3	0,390
9	2,87	0,435	80	25,4	0,389
10	3,18	0,431	90	28,7	0,388
12	3,82	0,425	100	31,8	0,388
14	4,48	0,421			

Таким образом, широко распространенное во всех странах правило об измерении средней скорости на вертикали с помощью так называемого одноточечного способа при расположении точки на расстоянии от дна $\eta_в = 0{,}4$ (0,6 от поверхности) справедливо для определенного диапазона коэффициентов C^*. Строго говоря, величина $\eta_в$ является переменной и должна быть определена по формуле (2.51). Наиболее заметно величины $\eta_в$ отклоняются от 0,4 при $C < 25$ м^{0,5}/с.

Возникающие ошибки при использовании постоянного значения $\eta_в = 0{,}4$ рассмотрены в работе [67]. Расстояние между положением двух характерных точек на скоростной вертикали равно $y_в - y'_в$ (рис. 2.3 *а*). С учетом (2.49) и (2.32) такое относительное расстояние получим:

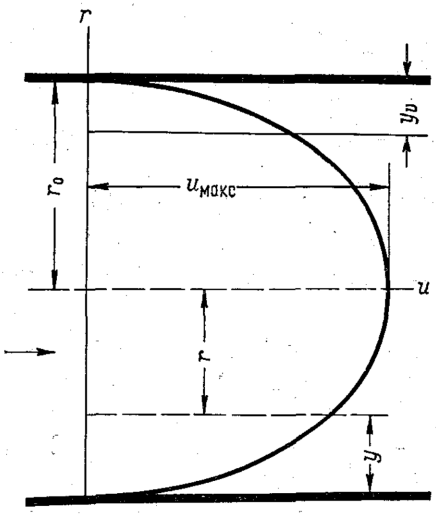


Рис. 2.5. Профиль скоростей напорного потока.

$$\eta_в - \eta'_в = \left(\frac{m}{1+m}\right)^m - \frac{1}{1+m},$$

где $\eta'_в = \frac{y'_в}{h}$. При $m \approx 6$ $\eta_в - \eta'_в \approx 0{,}25$, т. е. получилась цифра, близко совпадающая с относительным расстоянием от стенки трубы до изотахи, соответствующей средней скорости v при напорном движении в круглой трубе, что рассмотрено ниже.

Положение средней скорости в напорном потоке. Пользуясь формулой распределения скоростей (2.7), записанной применительно к движению в напорной трубе (рис. 2.5)

$$\frac{u}{u_{макс}} = \left(\frac{y}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}}, \qquad (2.52)$$

получим следующую формулу для определения средней скорости потока:

$$v = \frac{2\pi}{\omega}\int_0^{r_0} ur\,dr = \frac{2}{r_0^2}\int_0^{r_0} u_{макс}\left(\frac{y}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}} r\,dr,$$

где $y = r_0 - r$ — расстояние от стенки трубы; $u_{макс}$ — скорость на оси трубы.

После интегрирования найдем

$$\frac{v}{u_{\text{макс}}}=\frac{2}{\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(2+\frac{1}{m}\right)}. \tag{2.53}$$

Подставляя v и y_v в формулу (2.52), получим

$$\frac{v}{u_{\text{макс}}}=\left(\frac{y_v}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}},$$

откуда

$$\eta_v=\frac{y_v}{r_0}=\left(\frac{v}{u_{\text{макс}}}\right)^m,$$

или

$$\eta_v=\left[\frac{2}{\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(2+\frac{1}{m}\right)}\right]^m. \tag{2.54}$$

С другой стороны, из логарифмической формулы распределения скоростей можно получить

$$u=u_{\text{макс}}-\frac{u_*}{k}\ln\frac{r_0}{y}.$$

Расход жидкости через элементарную площадку кольцевой формы равен

$$Q=2\pi\int_0^{r_0}u\,(r_0-y)\,dy.$$

Подставляя сюда u, получим

$$Q=2\pi\int_0^{r_0}\left(u_{\text{макс}}-\frac{u_*}{k}\ln\frac{r_0}{y}\right)(r_0-y)\,dy.$$

После интегрирования

$$Q=\pi r_0^2\left(u_{\text{макс}}-\frac{3}{2k}u_*\right),$$

поэтому средняя скорость потока равна

$$v=u_{\text{макс}}-\frac{3}{2k}u_*,$$

откуда

$$\frac{u_{\text{макс}}}{v}=1+\frac{3}{2k}\cdot\frac{u_*}{v}, \tag{2.55}$$

где u_* — динамическая скорость, равная

$$u_*=v\sqrt{\frac{\lambda}{8}}=v\frac{\sqrt{g}}{C}.$$

Поэтому

$$\frac{u_{\text{макс}}}{v}=1+\frac{3}{2}\cdot\frac{\sqrt{g}}{kC}, \tag{2.56}$$

или

$$\frac{v}{u_{\text{макс}}}=\frac{C}{C+\frac{3}{2}\cdot\frac{\sqrt{g}}{k}}. \tag{2.57}$$

Сопоставляя выражения (2.53) и (2.57), получим уравнение

$$\frac{\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(2+\frac{1}{m}\right)}{2}=1+\frac{3}{2}\cdot\frac{\sqrt{g}}{kC}.$$

Решением этого уравнения является:

$$\frac{1}{m}=\frac{-3\pm\sqrt{9+\frac{12\sqrt{g}}{kC}}}{2}.$$

Значение $\frac{1}{m}$ всегда положительно, поэтому [107]

$$\frac{1}{m}=\sqrt{2{,}25+\frac{3}{m}}-1{,}5. \tag{2.58}$$

Решая уравнение (2.58) путем подбора, найдем $m=6$. Подставляя это значение m в формулу (2.54), получим теоретически $\eta_v=0{,}25$, что очень близко к опытному значению $\eta_v=0{,}24$, полученному экспериментально Ф. А. Шевелевым [183].

Полученное здесь значение $m=6$ не может быть использовано как универсальное при построении профилей скоростей в напорном потоке. В этом случае надо принимать m в зависимости от C по формуле (2.42). Гидравлически это означает, что форма профилей скоростей может быть более выровненной, но пересечение их происходит в точке, положение которой почти не меняется, т. е. $y_v/r_0=\eta_v=0{,}25$. Этот факт как опытный в гидрометрии был известен давно.

Положение средней скорости в речном потоке. В живом сечении речного потока по построенным изотахам можно указать немало точек, в которых местные скорости будут равны средней скорости всего потока v. Лучше всего для наглядности провести изотаху со скоростью v. В данном случае мы хотим высказать некоторые предварительные соображения о решении такой задачи при отсутствии измеренных скоростей течения воды. Чтобы придать ей более определенное практическое содержание, поставим задачу об определении положения скоростных вертикалей, на которых $u_{\text{в}}=v$. Назовем такую вертикаль репрезентативной. Опыт решения такой задачи и поверочные расчеты произвел Ле Тхак-Кан [107]. В основу

предложенного способа положены следующие гидравлические соображения. Для средней скорости на вертикали $u_в$, расхода на вертикали q и всего расхода Q при равномерном движении имеем формулы:

$$u_в = \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{1}{2}+y}, \tag{2.59}$$

$$q = \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y}, \tag{2.60}$$

$$Q = \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y} db. \tag{2.61}$$

Очевидно, положение репрезентативной вертикали определится уравнением

$$\frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{1}{2}+y} = \frac{1}{\omega} \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y} db. \tag{2.62}$$

Его решение производится графически. По формулам (2.59) и (2.60) строятся эпюры величин $u_в$ и q (рис. 2.6). Площадь,

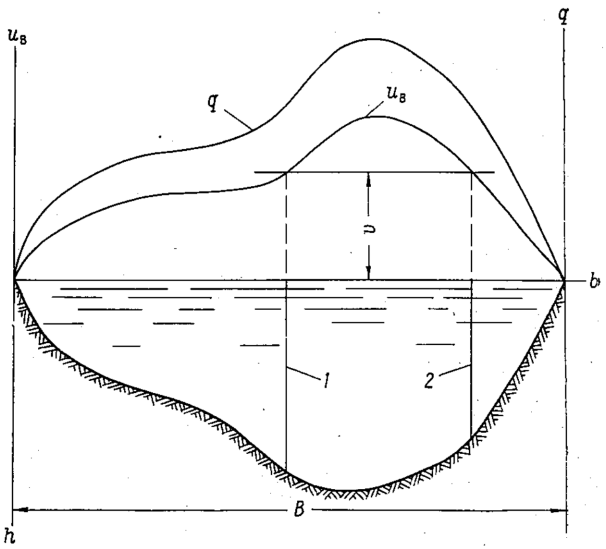


Рис. 2.6. К определению положения средней скорости в речном потоке.

ограниченная эпюрой q, дает Q. Проводя на рисунке горизонтальную линию на расстоянии $v = Q/\omega$ от зеркала воды, в пересечении с кривой $u_в$ получим две точки, которые и определяют положение репрезентативных вертикалей *1* и *2*. На этих вертикалях и следует сделать измерения скоростей и принять

в расчет $u_в = 0{,}5\,(u_{в_1} + u_{в_2})$. Положение таких вертикалей в общем случае зависит от уровня. Если принять l неизменяющимся по ширине потока, то для определения положения репрезентативных вертикалей требуется только профиль живого сечения и данные об изменении коэффициента n по ширине потока, что видно из уравнения (2.62). При неизменном n задача еще больше упрощается. (Решение этой задачи для потока с резко выраженным неустановившимся движением существенно осложняется.)

Для проверки этого способа определения положения репрезентативных вертикалей использованы данные измерений расходов воды в 25 различных гидростворах рек. Названия рек и гидравлические характеристики приведены в статье [58]. Была рассмотрена связь между относительными расстояниями от урезов вычисленных $l_т/B$ и фактических l/B, где l — расстояние репрезентативной вертикали до уреза и связь между фактическими скоростями v и скоростями $u_в = v_т$, где $v_т$ — средняя теоретическая скорость потока, принимаемая за скорость $u_в$, что непосредственно следует из самой методики расчетов. Было отмечено [107, 76], что хотя разброс точек значительный, но они группируются около прямых, наклоненных к осям координат под углом 45°. Отсюда следует, что поставленная задача может быть решена. Положение репрезентативных вертикалей в общем случае зависит от уровня воды H. Можно заранее построить график $l = l(H)$. Отсюда появляется идея создания механизма, установленного на берегу, с помощью которого измеритель скорости мог бы автоматически приводиться на нужную вертикаль при изменении уровня. Такой механизм мог бы войти в состав оборудования гидрометрических люлечных переправ, управляемых с берега.

Понятие репрезентативной вертикали можно расширить, полагая, что существуют линейные связи: $v = k_р u_в$; $v = k_р u_л$, где $k_р$ — коэффициент, получающийся сравнительно устойчивым при различных уровнях воды, $u_в$ — средняя скорость на вертикали, $u_л$ — локальная скорость (в точке живого сечения). Такая постановка задачи уже давно реализована в СССР. В последнее время данная задача все больше привлекает внимание специалистов, так как наличие связей между средней скоростью всего потока и локальными скоростями открывает возможности для автоматизации гидрометрических работ. Сошлемся, например, на руководство, изданное в Канаде [203], в котором за локальную скорость принимают скорость на $0{,}2h$ (от поверхности воды) на вертикали с наибольшими скоростями. Поэтому $k_р = \dfrac{Q}{u_{0,2\omega}}$. Считается возможным этот способ применять и для потока под ледяным покровом. Надо иметь в виду, что линейность связи скорости v с локальными скоростями нарушается при малых расходах воды и при выходе потока на пойму и в других случаях.

2.5. Тахиграфические кривые и их применение к расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса

Гидрологические станции часто располагают подробными данными о кинематике потока в сложных условиях его движения. К сожалению, почти как правило, они используются только для вычисления расхода воды, в то время как путем сравнительно несложных дополнительных вычислений и построений к обычной стандартной обработке расходов воды могут быть получены очень важные данные с научной и практической точек зрения. В этом отношении анализ тахиграфических кривых и их применение представляют особый интерес, в частности для расчета коэффициентов Буссинеска и Кориолиса. Тахиграфические кривые в практику гидрологических расчетов, в частности для целей краткосрочных прогнозов уровней воды, впервые введены В. Г. Глушковым [34].

Как известно, наглядное представление о распределении местных скоростей u в потоке дают линии равных местных скоростей, называемые изотахами. Имея скорости, измеренные в разных точках живого сечения потока, изотахи строятся по способам, излагаемым в курсах гидрометрии [65 и др.]. Очертание изотах тесно связано с формой поперечного сечения русла и распределением шероховатости по его ширине, а также с рельефом дна в плане на рассматриваемом участке.

Разность $u_1 - u_2 = u_2 - u_3 = u_{i-1} - u_i = \Delta u_{из}$ называется сечением изотах. Очевидно, что

$$u_i - u_{д.\,мин} < \Delta u_{из} \quad \text{и} \quad v_{макс} - u_1 < \Delta u_{из},$$

где $u_{д.\,мин}$ — наименьшая донная скорость; $v_{макс}$ — наибольшая скорость в живом сечении потока. При наличии неодинаковых по ширине потока донных скоростей изотахи пересекают линию дна. Если скорости $u_д = 0$, смоченный периметр может рассматриваться в качестве нулевой изотахи. По мере приближения ко дну потока расстояние между смежными изотахами уменьшается, что понятно из рассмотрения профилей скоростей.

Для потока под ледяным покровом изотахи имеют форму замкнутых или разомкнутых кривых и пересекаются с дном и нижней поверхностью льда. Изотахи напорного потока в трубе имеют форму концентрических окружностей (при одинаковых профилях скоростей в радиальных направлениях).

В целом поле скоростей в поперечном сечении характеризуется тахиграфической кривой $u = u(\omega_u)$, где ω_u — площадь, ограниченная изотахой с соответствующей ей скоростью u. На рис. 2.7 изображена тахиграфическая кривая, полагая, что $u_д = 0$. При $u = u_{макс}$ $\omega_u = 0$; при $u = u_д = 0$ $\omega_u = \omega$, где ω —

площадь поперечного сечения потока. Такому условию отвечает эмпирическое уравнение тахиграфической кривой вида

$$u = v_{\text{макс}} \left(1 - \frac{\omega_u}{\omega}\right)^{K_2^*}. \qquad (2.63)$$

Показатель степени K_2^* имеет определенный кинематический смысл, что доказывается следующим образом. Выделим на рис. 2.7 элементарную площадку. Ее площадь численно равна элементарному расходу воды $dQ = ud\omega_u$, так как $d\omega_u$ есть эле-

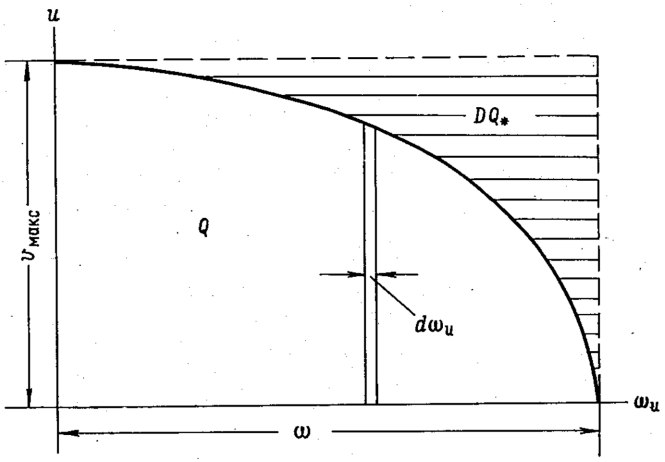


Рис. 2.7. Тахиграфическая кривая.

ментарная площадь живого сечения, имеющего форму изотахи со скоростью u. Следовательно, расход воды Q равен

$$Q = \int_0^{\omega} u d\omega_u, \qquad (2.64)$$

или с учетом формулы (2.63)

$$Q = v_{\text{макс}} \int_0^{\omega} \left(1 - \frac{\omega_u}{\omega}\right)^{K_2^*} d\omega_u.$$

Производя интегрирование, найдем

$$Q = \frac{1}{K_2^* + 1} \omega v_{\text{макс}}. \qquad (2.65)$$

Учитывая, что $v = \frac{Q}{\omega}$ и решая уравнение (2.65) относительно K_2^*, получим

$$K_2^* = \frac{v_{\text{макс}}}{v} - 1. \qquad (2.66)$$

Вводя обозначение $K_2 = \frac{v}{v_{макс}}$, формулу (2.66) перепишем в виде

$$K_2^* = \frac{1 - K_2}{K_2}. \qquad (2.67)$$

Следовательно, K_2^* является кинематическим параметром, зависящим от соотношения скоростей v и $v_{макс}$. Более детально вопрос о коэффициентах K_2 и K_2^* излагается в главе 9.

Если бы в живом сечении ω все частицы жидкости двигались со скоростью $u = v_{макс}$, то расход воды, как видно на рис. 2.7, был бы равен произведению $\omega v_{макс}$. В действительности за счет неравномерного распределения скоростей, обусловленного гидравлическими сопротивлениями, расход воды по сравнению с расходом $\omega v_{макс}$ меньше на величину, которая численно равна заштрихованной площади. О величинах D и Q_* излагается в § 2.6.

Совокупность интегралов

$$\int_\omega u\, d\omega = v\omega, \qquad (2.68)$$

$$\int_\omega u^2\, d\omega = \alpha' v^2 \omega, \qquad (2.69)$$

$$\int_\omega u^3\, d\omega = \alpha v^3 \omega \qquad (2.70)$$

Н. Н. Павловский назвал леммой о трех интегралах.

Первый интеграл связан с введением в гидравлику понятия средней скорости потока. Второй интеграл возникает при подсчете количества движения, например, в теории гидравлического прыжка. Безразмерная величина α', равная отношению количества движения массы жидкости, протекающей в единицу времени через данное живое сечение, к количеству движения жидкости, вычисленному в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока, называется коэффициентом Буссинеска. Третий интеграл появляется в связи с определением кинетической энергии потока. Безразмерная величина α, равная отношению кинетической энергии массы жидкости, протекающей в единицу времени через данное живое сечение, к кинетической энергии массы жидкости, вычисленной в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока, называется коэффициентом Кориолиса. Этот коэффициент входит в уравнение Д. Бернулли [28, 43].

Поясним перечисленные интегралы с помощью тахиграфических кривых. Из предыдущего изложения ясно, что площадь, ограниченная тахиграфической кривой (рис. 2.7), равна интегралу (2.68). Если теперь построить трансформированные

тахиграфические кривые, откладывая по вертикальной оси u^2 и u^3, а по горизонтальной, как и прежде, ω_u, то площади, ограниченные соответственно такими кривыми, дадут интегралы (2.69) и (2.70).

Коэффициенты α' и α, полученные в основном для напорных турбулентных потоков, часто без достаточных оснований переносятся на речные потоки. Например, во многих курсах гидравлики коэффициент α рекомендуется принимать равным 1,1 и для рек. Фактически же значения α в реках могут достигать, по данным Л. А. Морозова, 2,4. В среднем для равнинных рек $\alpha \approx 1{,}2$, для горных $\alpha \approx 1{,}6$. Имеет немаловажное значение методика вычисления α' и α. Ниже излагается наиболее точный способ определения α' и α, предложенный в работе [66]. Имея в виду, что его применение представляет наибольший интерес для речных потоков, проиллюстрируем его на конкретном примере, наиболее близком специалистам гидрологических станций.

Пусть имеется расход воды, измеренный гидрометрической вертушкой. По известным в гидрометрии способам строятся изотахи. Для рассматриваемого гидрометрического створа основные гидравлические элементы равны: $Q = 4350$ м^3/с, $\omega = 6390$ м^2, $v = 0{,}68$ м/с, $v_{макс} = 1{,}03$ м/с, $B = 1020$ м, $h_{ср} = 6{,}20$ м, $h_{макс} = 11{,}3$ м. Планиметрированием определяются площади, ограниченные изотахами, и вносятся в табл. 2.2.

Таблица 2.2

К расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса (р. Волга, гидрометрический створ № 1, Поляна им. Фрунзе)

u м/с	ω_u м^2	$\frac{\omega_u}{\omega}$	$\frac{u}{v}$	$\left(\frac{u}{v}\right)^2$	$\left(\frac{u}{v}\right)^3$
1,0	79,1	0,0124	1,47	2,16	3,17
0,9	880	0,138	1,32	1,75	2,32
0,8	2130	0,334	1,18	1,39	1,63
0,7	3510	0,550	1,03	1,06	1,09
0,6	4350	0,681	0,88	0,78	0,69
0,5	5010	0,783	0,74	0,54	0,40
0,4	3635	0,882	0,59	0,35	0,20
0,3	6180	0,968	0,44	0,19	0,085
0,2	6350	0,994	0,29	0,09	0,030
0,1	6380	0,998	0,15	0,02	0,003
0,0	6390	1,00	0	0	0

Запишем выражение (2.68) в виде

$$\int_0^1 \frac{u}{v} \cdot \frac{d\omega_u}{\omega} = 1, \qquad (2.71)$$

где ω_u — площадь, ограниченная изотахой.

Откладывая по горизонтальной оси $\frac{\omega_u}{\omega}$, а по вертикальной $\frac{u}{v}$, получим безразмерную тахиграфическую кривую (рис. 2.8 *а*). Площадь, ограниченная этой кривой, должна быть равна единице, что является контролем вычислений и построений.

Запишем теперь выражение (2.69) в виде

$$\int_0^1 \left(\frac{u}{v}\right)^2 \frac{d\omega_u}{\omega} = \alpha'. \qquad (2.72)$$

Откладывая по вертикальной оси $\left(\frac{u}{v}\right)^2$, а по горизонтальной также $\frac{\omega_u}{\omega}$, получим безразмерную трансформированную тахиграфическую кривую (рис. 2.8 *б*). Площадь, ограниченная этой

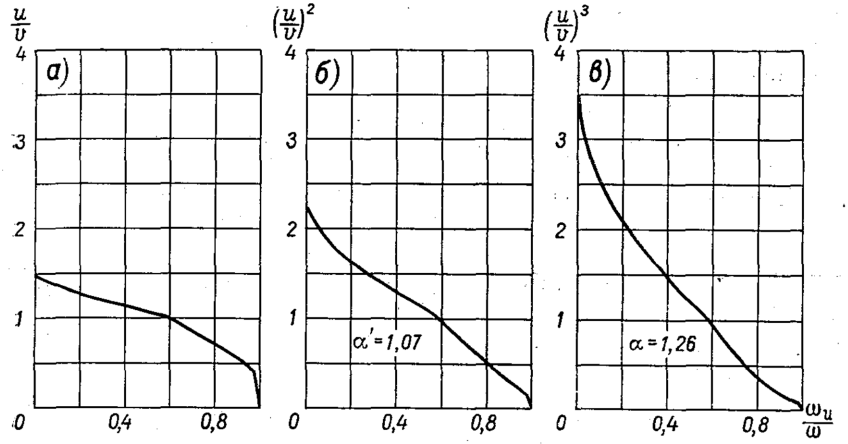


Рис. 2.8. Безразмерные тахиграфические кривые.

а — для контроля вычислений; *б* — для вычисления коэффициента Буссинеска; *в* — для вычисления коэффициента Кориолиса.

кривой, численно равна коэффициенту Буссинеска α'. Наибольшая вертикальная ордината равна $\frac{1}{K_2^2}$. В данном примере $\alpha' = 1{,}07$.

Интеграл (2.70) представим в виде

$$\int_0^1 \left(\frac{u}{v}\right)^3 \frac{d\omega_u}{\omega} = \alpha. \qquad (2.73)$$

Откладывая по вертикальной оси $\left(\frac{u}{v}\right)^3$, получим также безразмерную трансформированную тахиграфическую кривую (рис. 2.8 *в*), но с наибольшим значением вертикальной ординаты $\frac{1}{K_2^3}$. Площадь, ограниченная этой кривой, численно равна коэффициенту Кориолиса α. В данном примере $\alpha=1{,}26$. Обрабатывая таким образом гидрометрические данные, можно обобщить α' и α в форме зависимости их от числа Фруда

$$\mathrm{Fr}=\frac{v^2}{gh_{\mathrm{ср}}}.$$

Для коэффициента α равнинных и горных рек Г. В. Железняков предложил формулу [66]

$$\alpha=1+0{,}88\left(0{,}34+\frac{1+\sqrt{\frac{1}{\mathrm{Fr}}}}{2{,}3+0{,}3\sqrt{\frac{\mathrm{Fr}}{I}}}\right)^2. \qquad (2.74)$$

Учитывая, что

$$\sqrt{\frac{\mathrm{Fr}}{I}}=\frac{C}{\sqrt{g}}=\frac{v}{v_*},$$

формула (2.74) записывается еще в двух следующих видах:

$$\alpha=1+0{,}88\left(0{,}34+\frac{1+\frac{\sqrt{g}}{C}}{2{,}3+0{,}3\frac{C}{\sqrt{g}}}\right)^2, \qquad (2.75)$$

$$\alpha=1+0{,}88\left(0{,}34+\frac{1+\frac{v_*}{v}}{2{,}3+0{,}3\frac{v}{v_*}}\right)^2. \qquad (2.76)$$

В зависимости от того, какие известны исходные данные о потоке, пользуются формулой (2.74), (2.75) или (2.76). Детальная проверка формулы (2.75) выполнена Л. С. Никитиной [130]. Вместе с тем она произвела расчеты α и по формулам других авторов. Оказалось, что формула (2.74) дает наиболее точные результаты вычисления α для речных потоков. Соответствующие натурные данные приведены в табл. 2.3 и на рис. 2.9, на котором показаны кривая по формуле (2.75) и опытные точки.

Исследование коэффициентов α и α' выполнили в Болгарской академии наук Р. Д. Папазов и М. М. Бочева, также обнаружившие большие пределы изменения α и α' [201].

При выводе формулы (2.74) в качестве основного кинемати-

ческого параметра был принят параметр $K_2=\frac{v}{v_{макс}}$. В сложных условиях движения воды (в реках) он не вполне характеризует поле скоростей. Поэтому в дальнейшем за основу следует

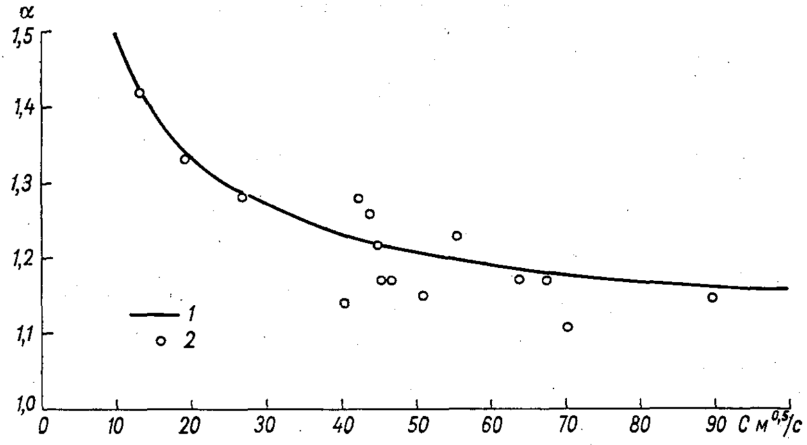


Рис. 2.9. График зависимости $\alpha=\alpha\ (C)$.

1 — по формуле Г. В. Железнякова; *2* — по натурным данным Л. С. Никитиной.

принять более универсальный кинематический параметр, предложенный в работе [48]

$$p_*=\frac{v_{макс}-v}{v_{пов}-v}, \tag{2.77}$$

где

$$v_{пов}=\frac{1}{\omega}\int_0^B hu_{макс}\,db$$

— средняя поверхностная скорость потока, определяемая известными способами гидрометрии.

И. С. Кувыкин предложил другой путь расчета коэффициента α, требующий определения скорости потока в центре тяжести живого сечения u_c [196]. Формула для α имеет вид

$$\alpha=\left(\frac{u_c}{v}\right)^2. \tag{2.78}$$

Изложенную методику обработки местных скоростей u в живом сечении можно с успехом распространить на другие элементы потока, например на интенсивность турбулентности $\frac{\sigma_u}{u}$, где σ_u — среднее квадратичное отклонение скорости, а u — осредненная скорость во времени в точке. Отметим, что

Таблица 2.3

Гидравлические элементы беспойменных участков рек

Река — пункт	Дата	Q м³/с	ω м²	B м	v м/с	R м	I ‰	C м^{0,5}/с	α	α'
Обь — г. Камень	18/X 1955	1100	1630	624	0,68	2,62	0,087	45,0	1,22	1,063
То же	25/X 1955	1020	1570	622	0,65	2,53	0,087	43,9	1,26	1,090
Даугава — хут. Липши	1/V 1931	8675	2522	410	3,44	6,16	0,420	67,5	1,17	1,032
Пьяна — д. Камкино	4/V 1963	96,8	228	69,0	0,42	3,31	0,030	42,2	1,28	1,116
То же	5/V 1963	75,0	185	67,5	0,41	2,74	0,030	45,2	1,17	1,049
„	7/V 1963	57,6	145	65,5	0,40	2,18	0,045	40,4	1,14	1,046
Кама — у Сайгатки	5/V 1953	7555	7104	975	1,06	7,30	0,019	90,0	1,15	1,066
То же	18/V 1953	5648	5924	933	0,95	6,35	0,029	70,1	1,11	1,049
„	22/V 1953	4438	5432	927	0,82	5,86	0,028	63,8	1,17	1,087
„	26/V 1953	3763	4814	909	0,78	5,30	0,038	55,1	1,23	1,056
Солза — Сухие пороги	25/V 1969	61,1	67,8	34,5	0,90	1,97	0,160	51,0	1,15	1,021
То же	27/VI 1969	52,4	64,6	34,0	0,81	1,90	0,160	46,6	1,17	1,047
Руза — д. Ракитино	5/VI 1967	8,12	22,4	28,2	0,37	0,79	0,246	26,7	1,28	1,068
Москва — д. Макарово	11/VI 1968	7,73	30,0	24,4	0,26	1,23	0,154	19,1	1,33	1,063
Москва—у завода «МИЗ»	4/VII 1965	8,02	27,3	25,0	0,29	1,09	0,448	13,1	1,42	1,065

в гидрометрии это понятие использовалось задолго до появления гипотез турбулентности.

Обозначим σ_u/u через Ве и назовем числом Великанова в честь ученого М. А. Великанова, внесшего большой вклад в разработку проблемы турбулентности с позиций речной гидрологии. Линии равной интенсивности турбулентности Ве в живом сечении располагаются закономерно: по мере приближения ко дну Ве увеличивается. Распределение чисел Ве для речного потока рассмотрено в работе Д. И. Гринвальда [38].

2.6. Относительный дефицит средней скорости потока

Относительный дефицит D средней скорости потока v представляет собой безразмерный параметр вида

$$D=\frac{v_{\text{макс}}-v}{v_*}=\sqrt{\frac{\text{Fr}_{\text{н макс}}}{I}}, \qquad (2.79)$$

где $v_*=\sqrt{gRI}\approx\sqrt{gh_{\text{ср}}I}$ — динамическая скорость потока; R — гидравлический радиус, для широких рек, принимаемый равным средней глубине потока $h_{\text{ср}}$; I — гидравлический уклон для участков рек с безнапорным плавноизменяющимся движением, принимаемый равным геометрическому уклону; $\text{Fr}_{\text{н макс}}=\frac{v^2_{\text{н макс}}}{gh_{\text{ср}}}$ — число Фруда, в котором за характерную скорость принят абсолютный дефицит средней скорости потока

$$v_{\text{макс}}-v=v_{\text{н макс}}.$$

Гидравлический смысл параметра D лучше всего поясняется с помощью тахиграфической кривой $u=u(\omega_u)$ (рис. 2.7). Очевидно,

$$D=\frac{v_{\text{макс}}\omega-\int\limits_0^{v_{\text{макс}}}\omega_u\,du}{Q_*},$$

где $Q_*=v_*\omega$ — динамический расход. Это понятие Q_* введено в литературе по гидравлике в 1950 г. [51].

Исследование параметра D представляет интерес, во-первых, в связи с изучением гидравлических сопротивлений, во-вторых, в связи с определением расходов воды в реках гидравлико-гидрометрическим способом при производстве гидротехнических изысканий и изысканий мостовых переходов, что рассматривается в главе 9.

Параметр D, как известно, не является постоянной величиной, что было доказано в статье [48], он изменяется под влиянием различных факторов. В работе [51] рассмотрено влияние на D изменений уровня воды, числа Рейнольдса, числа Фруда, коэффициента Шези, морфометрических параметров $\alpha_h = \frac{h_{ср}}{h_{макс}}$, $\alpha_B = \frac{h_{ср}}{B}$ и др. Было также отмечено, что с увеличением размеров потока D возрастает. Этот вывод был подтвержден в работе [183] применительно к напорному потоку.

Здесь мы рассмотрим только те связи D с элементами движения, которые можно использовать в практике гидрометрических работ. В монографии [51] была исследована зависимость $D = D(C)$ в сравнительно широком диапазоне значений D и C. В результате было обнаружено возрастание D с увеличением C. Такая зависимость в общем виде показана на рис. 2.10, причем по горизонтальной оси отложен безразмерный коэффициент Шези C^* потока, что удобнее, так как D — безразмерная величина. Опытные точки рассеиваются в форме клина, обозначенного на рис. 2.10 штриховыми линиями. Характер такой зависимости был в дальнейшем подтвержден и по другим материалам, в частности по данным В. Ф. Талмаза для рек Киргизской ССР [174].

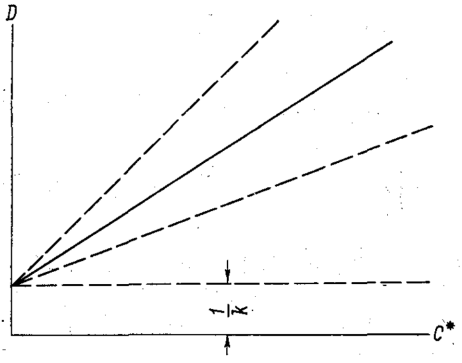


Рис. 2.10. Зависимость $D=D\ (C^*)$ в общем виде.

Довольно четко проявляется линейная связь для огибающих $D = D(C^*)$ как по более ранним данным [51], так и по более поздним работам [174]. На основании этого Г. В. Железняков предложил уравнение в виде

$$D = \frac{1}{k} + \frac{C^*}{C_0^*}. \qquad (2.80)$$

Отметим, что аналогичная связь $D = D(C^*)$ подтвердилась и для Каракумского канала им. В. И. Ленина [69].

Сложность решения задачи состоит в том, что, как уже показано в § 2.1, параметр k является переменной величиной, а это значит, что клинообразное поле опытных точек (рис. 2.10) может смещаться по вертикали. Оказалось, что коэффициент C_0^*, представляющий собой некоторое нижнее значение C^*, также подвержен изменениям, т. е. все указанное поле опытных точек может поворачиваться.

На основании изложенного в § 2.1 и учитывая, что здесь рассматривается весь поток, формула для параметра k (пространственная задача) принимает вид

$$k=\frac{2}{1+C^*}+0{,}3, \tag{2.81}$$

где C^* — безразмерный коэффициент Шези для потока.

Если в формулы (2.80) и (2.81) ввести размерные коэффициенты Шези, получим:

$$D=\frac{1}{k}+\frac{C}{C_0}, \tag{2.82}$$

$$k=\frac{2\sqrt{g}}{\sqrt{g}+C}+0{,}3. \tag{2.83}$$

Коэффициент C_0^* исследован в меньшей степени. Опыт определения факторов, влияющих на C_0^*, изложен в работе [51]. Обнаружено, что C_0^* зависит от морфометрического параметра α_h. В качестве первого приближения может быть принята следующая линейная зависимость:

$$\frac{1}{C_0^*}=3{,}1\,(\alpha_{h\,\text{макс}}-\alpha_h), \tag{2.84}$$

где $\alpha_{h\,\text{макс}}$ — верхнее значение параметра α_h.

Если исходить из того, что аналогом живого сечения реки является параболическое сечение, то $\alpha_h=0{,}67$. Анализ гидрометрических данных показывает, что в качестве верхнего значения $\alpha_{h\,\text{макс}}$ с осреднением можно принять 0,78. Поэтому среднее значение $\alpha_{h\,\text{макс}}-\alpha_h=0{,}11$ и среднее значение $C_0^*=2{,}9$, следовательно, $C_0=2{,}9\sqrt{g}=9{,}1$ м$^{0{,}5}$/с. Полученное среднее значение C_0 используется в настоящее время на практике. В дальнейшем желательно исследовать с привлечением обширных материалов зависимость $C_*=C_*(\alpha_h, \alpha_B)$. Отметим, что имеющиеся попытки изучить роль параметра α_B пока не дали результатов, могущих быть использованными на практике. Трудность в изучении влияния параметров α_h и α_B на относительный дефицит D, по-видимому, заключается в том, что в реках положение вертикали с наибольшей скоростью $v_{\text{макс}}$ часто не совпадает с положением вертикали с наибольшей глубиной $h_{\text{макс}}$. В этой связи может представлять интерес использование, кроме предложенного ранее в работе [51] морфометрического коэффициента асимметрии

$$\beta_a=\frac{B_{\text{пр}}-B_{\text{л}}}{B}$$

(где $B_{\text{пр}}$ — расстояние от правого берега до вертикали с глубиной $h_{\text{макс}}$, $B_{\text{л}}$ — то же от левого берега), кинематико-

морфометрического параметра

$$\beta_{\text{а. к-м}}=\frac{b_a}{B}$$

(где b_a — расстояние между положениями вертикалей с наибольшей скоростью и наибольшей глубиной).

Формула (2.80) после введения в нее вместо коэффициента Шези коэффициента Дарси принимает вид

$$D=\frac{1}{k}+\frac{\sqrt{8}}{C_0^*\sqrt{\lambda}}. \qquad (2.85)$$

При $C_0^*=2{,}9$ получим формулу, предложенную в работе [58],

$$D=\frac{1}{k}+\frac{1}{\sqrt{\lambda}}. \qquad (2.86)$$

Такая запись формулы может представлять интерес для напорного потока. При неравномерном и неустановившемся движении воды зависимость $D=D(C^*)$ осложняется. Приводим некоторые результаты изучения относительного недостатка средней скорости потока при неустановившемся движении [63].

Значения D для неустановившегося потока подсчитаны по результатам исследований попусковых волн на р. Тверце в нижнем бьефе Новотверецкой ГЭС, проведенных Государственным гидрологическим институтом [63]. Подсчеты величин D сделаны для нескольких гидрометрических створов, расположенных ниже ГЭС. Наибольший расход воды в створе ГЭС достигал 130 м³/с. Уклоны поверхности воды на исследуемом участке реки были характерными для равнинных рек (в среднем 0,00025, но не более 0,001). При наибольшем попуске уровень воды непосредственно ниже ГЭС повышался на 1,7 м. Было подсчитано большое число значений D и столько же значений коэффициентов Шези $C=\frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}}I}}$ и инерционных членов I_t дифференциального уравнения неустановившегося движения; при этом I_t вычислялось как $\frac{1}{g}\cdot\frac{\Delta v}{\Delta t}$ при очень малых значениях Δt, чаще всего 5—10 мин и реже 15—30 мин. Значения I_t относились к серединам интервалов $2\Delta t$. Отношение $\frac{I_t}{I}$ изменялось в основном от 0 до 0,25, достигая в ряде случаев 0,50. Коэффициент Шези изменялся от 20 до 45 м^{0,5}/с, снижаясь в ряде случаев до 5 м^{0,5}/с и увеличиваясь до 60 м^{0,5}/с.

Построенные зависимости $D=D(H)$ (H — уровень воды) не дают оснований утверждать о закономерном изменении D с уровнем, однако во всех случаях обнаружено несовпадение D

на подъеме и спаде уровней. При этом отмечается различное расположение кривых $D=D(H)$ по отношению друг к другу, соответствующее различным попускам и гидростворам. Для того чтобы определить возможное влияние I_t на D, были построены графики $D=D(C)$, на которых выделены точки, соответствующие установившемуся движению и неустановившемуся (на подъеме и спаде). Зависимость $D=D(C)$ оказалась близкой к линейной, т. е. такая же, как и для рек при установившемся движении в условиях образования естественных паводков, т. е. с малыми значениями I_t. Далее были построены зависимости $\frac{\Delta D}{D}$ от $\frac{I_t}{I}$, где ΔD — отклонение D от среднего положения прямой $D=D(C)$. Четкого влияния $\frac{I_t}{I}$ на указанное отклонение не обнаруживается.

Таким образом, можно констатировать, что установленная зависимость $D=D(C)$ в форме (2.80) сохраняет силу для речных потоков в естественных условиях и в условиях образования попусковых волн. Однако этот вывод нуждается в существенном дополнении. В ходе вычислений были обнаружены очень малые и большие значения D, сильно уклоняющиеся от осредненной прямой зависимости типа (2.82).

Очень низкие и очень высокие значения D, а также и C встречаются сравнительно редко, примерно 1—2 раза на каждую волну попуска. Амплитуда D снижается, если принять во внимание D за пределами хотя бы небольшой стабилизации неустановившегося движения. В качестве такого периода стабилизации можно принять $\Delta t=15\div20$ мин, поскольку очень резкие колебания расходов воды укладываются чаще в этом интервале времени. Были подсчитаны значения D и C отдельно для положительных и отрицательных волн попусков.

Отмечено, что положительные волны характеризуются возрастанием C, а отрицательные убыванием. Такая констатация в отношении C, насколько известно, не была сделана ранее на основе опытных данных. С этим необходимо считаться при измерении расходов воды гидравлико-гидрометрическим способом и при использовании коэффициентов Шези в гидравлических расчетах.

Амплитуда D заметно снижается при учете периода стабилизации, однако в изменении D не обнаруживается явной зависимости от характера волны — положительной или отрицательной. Отметим, что для р. Тверцы на начальном участке ниже Новотверецкой ГЭС в целом значения D оказались более низкими, чем обычно для речного потока.

Нарушение связи D с C чаще наблюдается в пределах отрезка времени Δt. Значительный разброс точек на зависимостях D с C соответствует резким колебаниям расходов воды Q, скоростей v, глубин, что свидетельствует о нестабильности

неустановившегося движения воды в период времени, который здесь назван периодом стабилизации Δt. В изменении D и C во времени наблюдается еще и асинхронность, что также является причиной разброса точек. Отмеченная асинхронность в ходе D и C, по-видимому, объясняется разной аккумулирующей способностью русла при разных степенях его наполнения.

Представляет интерес изучение зависимости $D = D(c_\Gamma)$, где $c_\Gamma = \frac{(v\Gamma)^2}{g}$, а $\Gamma = \frac{\sqrt{B}}{h_{ср}}$, позволяющей обнаруживать специфические зоны значений D, обусловленные величиной критерия c_Γ [63].

Вопрос о природе c_Γ рассмотрен в § 12.3.

Глава 3

Донные скорости открытых потоков

Донные скорости открытых потоков являются важной кинематической характеристикой; их определение обычными методами гидрометрии встречает значительные трудности. Вопрос о расчете донных скоростей поставлен в работе [51], где, в частности, обращено внимание на важность его при гидравлических расчетах больших мостов, а также транспортирующей способности потока.

В монографии [32] мы находим констатацию несовершенства методики изучения движения донных наносов именно в связи с тем, что экспериментаторы мало уделяли внимания придонным скоростям. Изучению донных скоростей посвящено сравнительно небольшое число исследований, поэтому вопрос этот пока не имеет окончательного решения. Достаточно указать, что до настоящего времени нет полной ясности в том, на какой глубине следует измерять придонную скорость, наилучшим образом характеризующую деформацию дна потока. По-видимому, можно считать, что она соответствует скорости на нижней границе турбулентного ядра потока.

Еще большую ясность в постановку задачи можно внести, если за придонную скорость принять скорость на глубине, где продольная составляющая пульсационной скорости имеет максимум. Исследованиями И. К. Никитина [129] установлено, что именно на этой глубине наблюдается максимальное значение коэффициента корреляции между продольными и вертикальными составляющими скорости, и, следовательно, можно предполагать, что скорость, соответствующая этой глубине, будет удовлетворительно характеризовать взаимодействие потока с подвижным дном. Разумеется, скорость на границе турбулентного ядра не является абсолютной характеристикой усилий, возникающих на границе потока и дна, но она является достаточно объективной их косвенной характеристикой.

В этой главе излагается расчет местных донных скоростей, т. е. донных скоростей на вертикалях, расчет распределения скоростей по ширине потока и средней донной скорости по способам, предложенным Г. В. Железняковым. Задача решается применительно к открытым потокам, имея в виду главным образом реки на участках гидрометрических створов, где движение воды близко к равномерному.

В качестве теоретической основы принимается профиль местных скоростей с конечным значением скорости у дна, поэтому вместо термина «придонная скорость» в дальнейшем используется условно термин «донная скорость». За опытные значения донных скоростей принимаются скорости, полученные экстраполяцией профилей скоростей до дна [1].

В настоящее время существует возможность внести большую ясность в понятие придонной скорости на основе идеи двухслойной модели турбулентного движения, развитой И. К. Никитиным [200]. Этому вопросу посвящен последний параграф настоящей главы.

3.1. Местная донная скорость

Знание местных донных скоростей потока $u_д$ приобретает все большее значение в связи с изучением деформации дна и транспорта донных наносов, расчетом крепления русел и проч. Трудности непосредственного измерения донных местных скоростей обусловлены сравнительно большими размерами лопастных винтов гидрометрических вертушек, вследствие чего, приближая прибор близко ко дну или стенке потока, нарушается поле скоростей. В потоке же с деформируемым дном при очень близком расположении прибора ко дну возникает местный размыв и еще в большей степени искажаются донные скорости потока. Поэтому возникает вопрос о расчете донных скоростей по другим измеренным элементам потока. В зависимости от наличия исходных гидрометрических материалов методика расчетов $u_д$ будет разной. Пусть известны скорости u, измеренные в трех точках и более на вертикали. В этом случае $u_д$ можно определить экстраполяцией безразмерного профиля скоростей. Последний строится так: по вертикали откладываются $\eta = \frac{y}{h}$, а по горизонтали $\vartheta = \frac{u}{u_{макс}}$ в одинаковых масштабах. Для скоростных точек в 0,2; 0,6 и т. д. от глубины h η соответственно равно 0,8; 0,4 и т. д., так как y отсчитывается от дна; для точки у дна необходимо подсчитать $\eta_{дно}$ делением расстояния от низа груза до оси вертушки на h. Скорость $u_{макс}$ определяется экстраполяцией размерного профиля скоростей; эта скорость близка к $u_{0,2}$. По-

строив график $\eta=\eta(\vartheta)$ графической экстраполяцией при $\eta=0$, находим $\vartheta_д$, откуда $u_д=\vartheta_д u_{макс}$. Экстраполяция безразмерного профиля скоростей для определения $u_д$ исключает влияние неизбежных различий в масштабах u и h разных потоков.

При отсутствии измеренных на вертикалях скоростей или при измеренных только поверхностных скоростях $u_{макс}$, или при известной средней скорости на вертикали $u_в$ скорость $u_д$ можно рассчитать теоретически.

При $\eta=0$ *относительный недостаток местной донной скорости* равен

$$\varphi_д=\frac{u_{макс}-u_д}{u_*}.$$

Подставляя $\eta=0$ в формулу (2.4), получим

$$u_д=u_{макс}-\frac{\pi\sqrt{2}}{2k_4}u_*. \tag{3.1}$$

Учитывая, что $k_4=0{,}56k$ (§ 2.1), последнюю формулу перепишем в виде

$$u_д=u_{макс}-\frac{4u_*}{k}. \tag{3.2}$$

Решая уравнения (3.1) и (2.20), получим

$$u_д=u_в-\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\sqrt{2}}{0{,}56k}-\frac{1}{k}\right)u_*. \tag{3.3}$$

После вычисления множителя перед u_* найдем

$$u_д=u_в-\frac{3u_*}{k}. \tag{3.4}$$

Параметр k определяется по формуле (2.34).

3.2. Расчет распределения донных скоростей по ширине потока

На основании полученных в § 3.1 формул представляется возможным предложить методику расчета распределения донных скоростей по ширине речного потока. В зависимости от наличия исходных гидрометрических материалов методика расчета донных скоростей будет разной.

При известных $u_{макс}$ или $u_в$ можно непосредственно воспользоваться формулами (3.2) и (3.4) и построить эпюру распределения $u_д$ по ширине потока. Представляет интерес расчет $u_д$ при отсутствии измеренных скоростей в живом сечении. Пусть известен расход воды, профиль живого сечения потока и уклон I.

Расход воды определен по кривой $H=H(Q)$ или перенесен с гидрометрического створа в расчетный створ.

Расход Q представим, выражая коэффициент $C_в$ по формуле (2.38) следующим образом:

$$Q=\int_0^B q\,db=\int_0^B \frac{h^y}{n}\,h\sqrt{hI}\,db. \tag{3.5}$$

Обозначая $\frac{\sqrt{I}}{n}=m_*$, из предыдущего выражения найдем

$$m_*=\frac{Q}{\int_0^B h^{1,5+y}\,db}. \tag{3.6}$$

Имея в виду, что среднюю скорость на вертикали $u_в$ можно вычислить уже при известном m_* по формуле

$$u_в=m_*h^{0,5+y}, \tag{3.7}$$

выражение для донной скорости на вертикали из (3.4) получим в виде

$$u_д=m_*h^{0,5+y}-\frac{3}{k}u_*. \tag{3.8}$$

Так как для естественных потоков трудно установить аналитически вид функции $h^{1,5+y}(b)$, задача решается графическим способом.

Сначала находим y по формуле, как изложено ниже в § 12.2. Коэффициент шероховатости n принимается в соответствии с описанием участка реки, затем строится график $h^{1,5+y}(b)$, аналогичный профилю живого сечения, с той разницей, что вместо h откладываем $h^{1,5+y}$. Интеграл в формуле (3.6) определяется планиметрированием, после чего по формуле (3.6) вычисляется m_*. Динамическая скорость вычисляется по выражению $u_*=\sqrt{ghI}$. В результате получим $u_д$ в разных точках дна живого сечения потока; затем строится план донных скоростей. Если принять $y=1/6$, то интеграл в формуле (3.6) определяется по графику $h^{5/3}(b)$, а формула (3.8) принимает вид

$$u_д=m_*h^{2/3}-\frac{3}{k}u_*. \tag{3.9}$$

При отсутствии измеренных уклонов поверхности воды динамическая скорость может быть определена по формуле

$$u_*=\frac{\sqrt{g}}{C_в}u_в=\frac{\sqrt{g}m_*h^{0,5+y}}{C_в}. \tag{3.10}$$

При $y=\frac{1}{6}$

$$u_*=\frac{\sqrt{g}m_*h^{2/3}}{C_в}. \qquad (3.11)$$

Входящий в формулы (3.8) и (3.9) параметр k на основе формулы (2.34) представим в виде

$$k_в=\frac{\sqrt{g}}{C_{*в}}, \qquad (3.12)$$

где

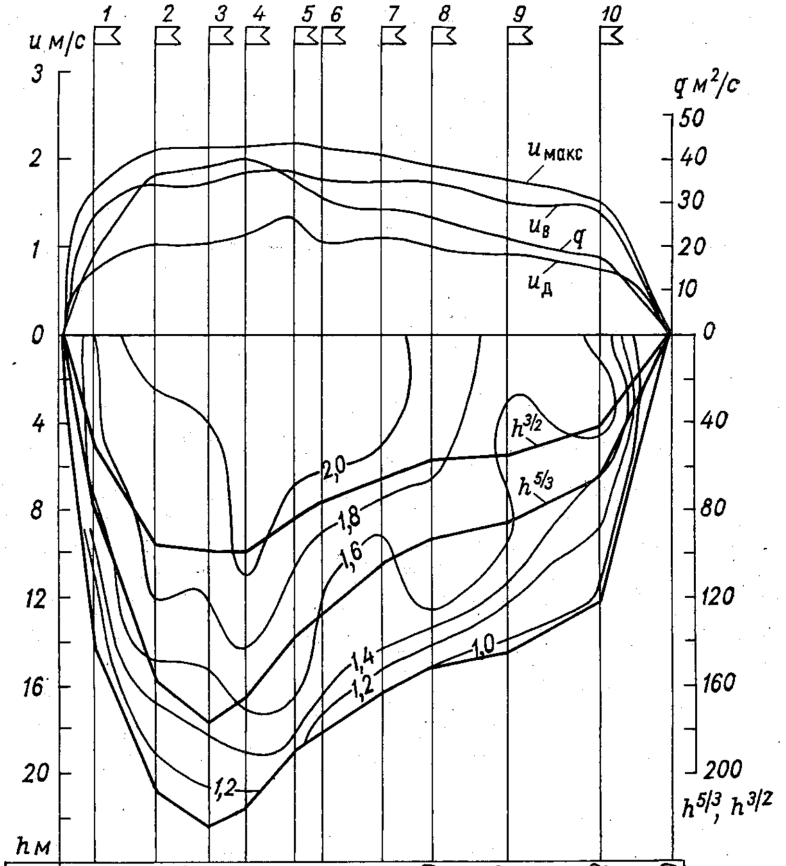
$$C_{*в}=\frac{\sqrt{g}+C_в}{2{,}3+0{,}3\frac{C_в}{\sqrt{g}}}. \qquad (3.13)$$

Для проверки и сопоставления различных методик расчетов $u_д=u_д(b)$ выполнено исследование распределения донных скоростей по восьми гидрометрическим створам [74], основные сведения о которых приведены в табл. 3.1. Гидрометрические створы были подобраны таким образом, чтобы иметь большой диапазон изменения расходов воды. Значения коэффициентов шероховатости n для всех створов, за исключением створов р. Волги, где не были измерены уклоны водной поверхности, подсчитаны по гидравлическим элементам потока. Для створов р. Волги n определено в соответствии с описанием участка реки. Последовательность вычисления в виде примера приведена в табл. 3.2 для створа, показанного на рис. 3.1. Значению $C_в$, приведенному в этой таблице, соответствует $k\approx 0{,}39$.

Таблица 3.1

Гидравлические элементы речных потоков

№ п/п	Река	Створ	Q м³/с	ω м²	v м/с	B м	$h_{ср}$ м	n
1	Волга	Поляна им. Фрунзе, № 1	8 970	9 760	0,92	1210	8,1	0,024
2	„	То же	4 350	6 390	0,68	1020	6,2	0,024
3	„	Поляна им. Фрунзе, № 2	35 200	21 700	1,62	1400	15,5	0,024
4	„	То же	20 200	16 200	1,24	1300	12,5	0,024
5	Ока	Муром	5 580	6 182	0,90	860	7,2	0,024
6	„	„	434	798	0,54	435	1,83	0,024
7	Устье	Дуброво	152	155	0,95	47,4	3,27	0,027
8	„	„	3,48	24,4	0,14	16,3	1,50	0,062



$b_{п.н}$ м	10	76	213	338	424	534	606	733	850	1018	1232	1390
h м	0,0	13,8	20,9	22,4	21,6	19,1	18,1	16,4	15,2	14,6	12,2	0,0
$U_в$ м/с	0,00	1,42	1,72	1,70	1,84	1,87	1,71	1,71	1,73	1,49	1,43	0,00
q м²/с	0,00	19,61	35,90	38,10	39,70	35,70	30,90	28,10	26,30	21,60	17,45	0,00

Рис. 3.1. Живое сечение р. Волги в створе № 2, Поляна им. Фрунзе, при $Q=35\,200$ м³/с с изотахами и различными характеристиками потока.

Кроме того, для каждого гидрометрического створа строились профили скоростей, по которым с помощью экстраполяции определялись $u_д$, принимавшиеся за фактические. Для того чтобы иметь полное представление об особенностях движения потока, строились изотахи, эпюры распределения $u_д$, $u_в$, $u_{макс}$ и q (рис. 3.1), где $u_{макс}$ — наибольшая (поверхностная) скорость, $q = u_в h$ — расход воды на вертикали. На этом рисунке $b_{п.н}$ — расстояние от постоянного начала.

Таблица 3.2

Пример расчета распределения донных скоростей по ширине потока Река Волга, гидроствор Поляна им. Фрунзе, № 2, $Q = 35\,200$ м³/с, $m_* = 0{,}244$ м$^{1/3}$/с

№ скоростной вертикали	h м	$h^{2/3}$ м$^{2/3}$	$h^{5/3}$ м$^{5/3}$	$m_* h^{2/3}$ м/с	$C_в$ м^{0,5}/с	$C_{*в}$ м^{0,5}/с	u_* м/с	$\frac{3}{k} u_*$ м/с	$u_д$ м/с
1	13,0	5,76	79,6	1,40	64,5	7,97	0,068	0,52	0,88
2	20,9	7,59	158	1,85	69,1	8,10	0,084	0,65	1,20
3	22,4	7,93	178	1,94	70,0	8,12	0,087	0,68	1,26
4	21,6	7,76	166	1,89	69,5	8,10	0,085	0,66	1,23
5	19,1	7,12	138	1,74	68,1	8,08	0,080	0,62	1,12
6	18,1	6,89	126	1,68	67,5	8,07	0,078	0,60	1,08
7	16,4	6,47	105	1,58	66,4	8,03	0,075	0,57	1,01
8	15,2	6,14	93,3	1,50	66,4	8,03	0,071	0,54	0,96
9	14,5	5,93	85,8	1,45	64,9	8,00	0,070	0,54	0,91
10	12,2	5,29	64,6	1,29	63,1	7,94	0,064	0,49	0,80

Для всех гидрометрических створов были построены совмещенные планы распределения донных скоростей по ширине потока, фактических и рассчитанных по формуле (3.9). На рис. 3.2

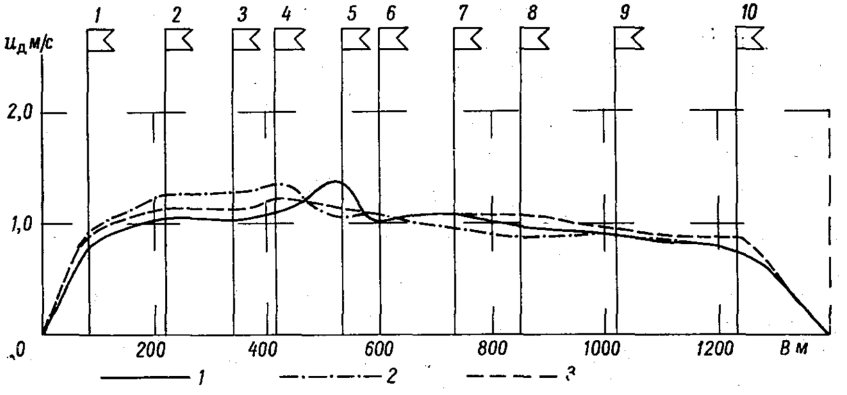


Рис. 3.2. Распределение донных скоростей по ширине р. Волги в створе № 2, Поляна им. Фрунзе, при $Q = 35\,200$ м³/с.

1 — по измерениям; *2* — по формуле (3.9); *3* — по формуле (3.14).

в виде примера приведены планы фактических и рассчитанных донных скоростей для створа, показанного на рис. 3.1. Рассмотрение их показало, что формула (3.9), а следовательно, и формула (3.8) дают удовлетворительные результаты. Однако эта формула в большинстве случаев дает завышенные значения донной скорости на вертикалях, расположенных в местах резкого понижения дна или на крутом откосе берега.

Несоответствие рассчитанной и измеренной донных скоростей на подобных участках сечения объясняется тем, что формула (3.9) не учитывает влияния берегов и резких изменений профиля дна, приводящих к переформированию эпюр скоростей на вертикалях.

Придонная часть эпюры скорости на таких участках, по-видимому, благодаря влиянию вихрей, образующихся на наклонной поверхности дна, будет иметь бо́льшие градиенты скорости, чем при плоском горизонтальном дне. Поэтому формулы (3.8) и (3.9), как составленные для случая плоского движения, могут давать завышенные значения донных скоростей.

На рис. 3.2 приведена также эпюра распределения донных скоростей, полученная на основе формулы

$$u_д = m_{*в} h^{0,5+y} - \frac{3}{k} u_*, \qquad (3.14)$$

где

$$m_{*в} = \frac{q}{h^{1,5+y}} \qquad (3.15)$$

представляет собой параметр m_* на вертикали.

На рис. 3.2 видно, что донные скорости, рассчитанные по формуле (3.14), лучше, чем рассчитанные по другим формулам, согласуются с наблюденными.

При практическом применении формулы (3.14) для определения параметра $m_{*в}$ необходимо знать распределение расходов q по ширине потока. Здесь могут встретиться два случая: 1) известна эпюра распределения расходов q, 2) известен только расход Q. В первом случае применяется формула (3.14), во втором — формула (3.8) или (3.9).

Дальнейшее улучшение формулы вида (3.9) возможно на основе уточнения параметра m_*. Очевидно, параметр m_*, определенный для всего живого сечения, не может в полной мере характеризовать влияние всех факторов на формирование скоростного поля. Возможно, что параметр m_* должен отыскиваться для некоторой оптимальной части живого сечения, тяготеющей к расчетной вертикали, ширина которой будет определяться профилем дна и его шероховатостью. В дальнейшем необходимо выполнить исследования в этом направлении. В настоящее же время можно рекомендовать расчет параметра m_* для отдельных характерных частей живого сечения.

3.3. Средняя донная скорость потока

Выражение для средней донной скорости потока $v_д$ в общем виде записывается (согласно определению этого понятия) следующим образом:

$$v_д = \frac{1}{\omega}\int_0^B q_д\,db = \frac{1}{\omega}\int_0^B u_д h\,db, \tag{3.16}$$

где $q_д$ — расход воды на вертикали, подсчитанный по донной скорости $u_д$. Очевидно, что $q_д < q < q_ф$.

Будем исходить из формулы донной скорости на вертикали (3.4). Перемножив все члены этого уравнения на глубину h и элементарную ширину db, а затем перейдя к уравнению в интегральной форме и поделив его на ω, получим

$$\frac{1}{\omega}\int_0^B u_д h\,db = \frac{1}{\omega}\int_0^B u_в h\,db - \frac{1}{\omega}\cdot\frac{3}{k}\int_0^B h u_*\,db.$$

Левая часть этого уравнения есть средняя донная скорость потока $v_д$, а первый член правой части — средняя скорость потока v, поэтому

$$v_д = v - \frac{3\sqrt{gI}}{k\omega}\int_0^B h^{3/2}\,db.$$

Перемножив и поделив второй член правой части этого уравнения на $\sqrt{h_{ср}}$, получим

$$v_д = v - \frac{3}{k}\cdot\frac{\sqrt{gh_{ср}I}}{\omega\sqrt{h_{ср}}}\int_0^B h^{3/2}\,db,$$

поэтому

$$v_д = v - \frac{3\beta_* v_*}{k}, \tag{3.17}$$

где β_* — параметр формы живого сечения потока, учитывающий неравномерность распределения глубин по его ширине, равный [51]

$$\beta_* = \frac{1}{\omega\sqrt{h_{ср}}}\int_0^B h^{3/2}\,db. \tag{3.18}$$

Учитывая, что $k = \frac{\sqrt{g}}{C_*}$ (пространственная задача), где

$$C_* = \frac{\sqrt{g} + C}{2{,}3 + 0{,}3\frac{C}{\sqrt{g}}}, \tag{3.19}$$

получим

$$v_д = v - \frac{3\beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}},$$

или

$$v_д = v\left(1 - \frac{3\beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}v}\right).$$

Так как $\frac{v_*}{\sqrt{g}\,v} = 1/C$, то [73]

$$v_д = v\left(1 - \frac{3\beta_* C_*}{C}\right). \qquad (3.20)$$

Таблица 3.3

Расчет средних донных скоростей

Река	Створ	v м/с	C $м^{0,5}/с$	C_* $м^{0,5}/с$	β_*	$v_д$ м/с по расчету	$v_д$ м/с фактическая
Волга	Поляна им. Фрунзе, № 1	0,92	59,0	7,82	1,06	0,53	0,49
„	То же	0,68	55,0	7,69	1,01	0,39	0,41
„	Поляна им. Фрунзе, № 2	1,62	66,0	8,02	1,00	1,03	1,03
„	То же	1,24	63,0	7,92	1,06	0,76	0,82
Ока	Муром	0,90	58,0	7,78	1,06	0,52	0,53
„	„	0,54	47,0	7,36	1,20	0,23	0,23
Устье	Дуброво	0,95	45,1	7,30	1,25	0,37	0,57
„	„	0,14	17,7	5,20	1,00	0,02	0,07

В табл. 3.3 представлены расчеты средних донных скоростей по формуле (3.20) и фактические донные скорости $v_д$, а на рис. 3.3 — графическое сопоставление донных скоростей, рассчитанных по этой формуле, со средними донными фактическими скоростями. Последние получены по экстраполированным кривым скоростей на вертикалях

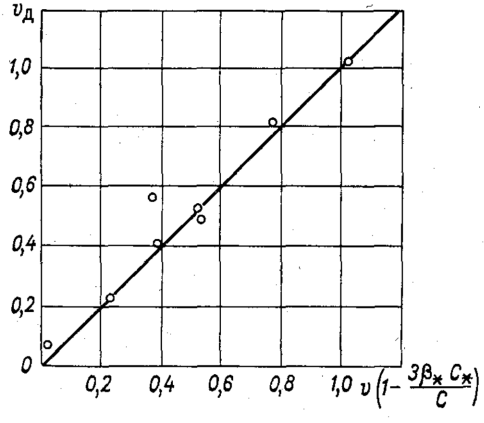


Рис. 3.3. Сопоставление формулы (3.20) с опытными данными, по подсчетам А. П. Иванчука.

с определением $u_д$, а затем по формуле (3.16) способом графического интегрирования. На рис. 3.3 видно, что формула (3.20) дает удовлетворительные результаты.

При расчете средней донной скорости коэффициент Шези определяется из формулы равномерного движения, а при отсутствии измеренных уклонов поверхности воды — по табл. 12.2 (см. ниже) при принятом коэффициенте шероховатости.

Величина C_* рассчитывается по формуле (3.19) (табл. 3.4), в которую, в отличие от $C_в$, входит C всего потока, параметр β_* — по формуле (3.18). Интеграл, входящий в эту формулу, равен площади, ограниченной эпюрой $h^{3/2}(b)$ (рис. 3.1).

Таблица 3.4

Значения C_* по формуле (3.19)

C м^{0,5}/с . . .	1,0	5,0	7,5	10	15	20	30
C_* м^{0,5}/с . . .	1,72	2,93	3,56	4,03	4,85	5,49	6,40
C м^{0,5}/с . . .	40	50	60	70	80	90	100
C_* м^{0,5}/с . . .	7,03	7,49	7,84	8,12	8,34	8,53	8,68

О параметре β_* более подробно изложено в главе 8.

Формула (3.20) имеет определенный предел применимости. Чтобы решить этот вопрос, перепишем ее в следующем виде:

$$K_з = \frac{v_д}{v} = 1 - \frac{3\beta_* C_*}{C}. \qquad (3.21)$$

Так как $\frac{v_д}{v}$ — величина существенно положительная, то формула (3.21) применима при условии:

$$\frac{3\beta_* C_*}{C_п} \leqslant 1.$$

Так как $C_* = C_*(C)$, то в конечном итоге предел применимости формулы (3.21) определяется коэффициентом Шези C и параметром β_*. Из формулы (3.21) видно, что чем больше неравномерность распределения глубин по живому сечению, т. е. чем больше β_*, тем меньше $K_з$, а следовательно, и скорость $v_д$. Это вполне соответствует представлению о движении потока в руслах сложной формы. Предел применимости формулы (3.21) выражается значениями $C = C_п$ при $K_з = 0$. Чем больше β_*, тем больше $C_п$. Появление предела применимости формулы (3.21) является ее недостатком, однако этот недостаток проявляется при сравнительно малых C [73].

Вопрос о донных скоростях потока один из сложных и мало изученных. Это прежде всего относится к потокам с деформируемым дном, т. е. к рекам. Если учесть, что транспорт донных

наносов зависит в первую очередь от донных скоростей, то становится понятным, насколько актуальна проблема донных скоростей. При неравномерном движении воды в размываемых руслах (в нижних бьефах плотин, а также дорожных водопропускных сооружений, в подмостовых руслах и др.) вопрос о расчете донных скоростей еще больше осложняется [118] (особенно в связных грунтах). Для того чтобы существенно улучшить формулы донных скоростей, необходимо ввести в них в качестве переменных параметров характеристики турбулентности (интенсивность турбулентности, т. е. число Be, локальное число Струхаля St и др.).

3.4. Придонная скорость

Накопленная информация о структуре турбулентного потока, в том числе в придонной области, позволяет создать единую для течения у гладких и у шероховатых стенок полуэмпирическую теорию турбулентного движения. При этом могут быть охвачены все режимы проявления шероховатости граничной поверхности [200].

Измерение поля скоростей речных потоков вблизи дна обычными методами гидрометрии крайне затруднительно. Поэтому необходимо использовать данные лабораторного эксперимента, чтобы изучить течение воды у дна, где градиенты скорости имеют наибольшее значение. Наиболее точную информацию о структуре потока можно получить методом микрофотосъемки визуализированного потока с последующей статистической обработкой фотограмм поля мгновенных скоростей. Одновременно могут быть зарегистрированы продольная и вертикальная пульсационные скорости и момент корреляции между ними. При этом может быть зарегистрирован весь спектр пульсаций. Применение этого метода сыграло особенно большую роль для изучения течений в придонных (пристенных) слоях.

При статистической обработке фотограмм поля мгновенных скоростей в статистический ряд (соответствующий заданному расстоянию от стенки y) включаются скорости в точках с различным расположением относительно определенных выступов шероховатости. Поэтому осреднение будет происходить временное и по элементу шероховатой стенки [129]. Путем такого осреднения с учетом местных особенностей шероховатой поверхности в интегральной форме можно получить однозначные параметры равномерного потока в придонной области [200]. Стенка в данном случае рассматривается как статистическое понятие, соответствующее условной плоскости. Подсчитанные для нее указанным способом осредненные скорости принимаются близкими к нулю. Отметка статистического дна близка к отметке впадин между выступами шероховатости.

На основе анализа большого материала, полученного методом фотосъемки, И. К. Никитин пришел к следующим выводам.

В придонной области турбулентного потока при всех типах шероховатости и всех режимах ее проявления существует придонный (пристенный) подслой толщиной δ. Распределение в нем местных осредненных во времени скоростей близко к линейному. Верхняя граница придонного подслоя расположена выше выступов шероховатости.

Вводя понятие этого подслоя предложена модель турбулентного течения, которая названа двухслойной [129, 200]. Таким образом, считается, что поток состоит из подслоя и ядра независимо от того, гладкая или шероховатая стенка (граничная поверхность).

Профили скоростей И. К. Никитин предлагает определять по следующим формулам:

при $1 < \frac{y}{\delta} \leqslant 1$

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2{,}3}{k} \cdot \frac{y}{\delta}; \tag{3.22}$$

при $1 \leqslant \frac{y}{\delta} < \frac{h}{\delta}$

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2{,}3}{k}\left(1{,}15 \lg \frac{y}{\delta} + 1{,}5 - 0{,}5\frac{\delta}{y}\right). \tag{3.23}$$

Эти формулы записаны, полагая, что динамическая скорость на внешней границе подслоя $u_{*\delta}$ равна динамической скорости u_*. При $y/\delta = 1$ формула (3.23) переходит в формулу (3.22). Если принять $\frac{2{,}3}{k} = 5{,}6$, то из (3.22) и (3.23) получим соответственно формулы (2.9) и (2.10). Это равносильно тому, что параметр k принимается за постоянную величину, равную 0,4. Уже давно известно [47], что k изменяется в больших пределах. Введем в формулы переменное k. Учитывая, что $C_в^* = u_в/u_*$, формулу (2.34) запишем в виде

$$k = \frac{2u_*}{u_* + u_в} + 0{,}3. \tag{3.24}$$

С учетом этой зависимости, формулы (3.22) и (3.23) принимают более общий вид:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2{,}3}{\frac{2u_*}{u_* + u_в} + 0{,}3} \cdot \frac{y}{\delta}, \tag{3.25}$$

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2{,}3}{\frac{2u_*}{u_* + u_в} + 0{,}3}\left(1{,}15 \lg \frac{y}{\delta} + 1{,}5 - 0{,}5\frac{\delta}{y}\right). \tag{3.26}$$

Все изложенное позволяет внести ясность в само понятие придонной скорости. За придонную скорость удобно принять скорость на верхней границе пристенного подслоя, т. е. скорость u_δ. Ее трудно измерить непосредственно, так как у дна очень большой градиент скорости, но ее можно получить путем расчета, определив другие элементы потока (в данном случае на вертикали).

При $\frac{y}{\delta}=1$ имеем $u=u_\delta$, следовательно, из формулы (3.25) получим

$$u_\delta=\frac{2{,}3u_*}{\frac{2u_*}{u_*+u_в}+0{,}3}. \tag{3.27}$$

Для того чтобы решение данной задачи отличалось завершенностью, необходимо рассчитать толщину подслоя δ, что даст представление о положении скорости u_δ на вертикали. Эту задачу можно решить следующим образом. Запишем формулу И. К. Никитина для коэффициента Дарси

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_h}}=\psi\left(\frac{h}{\delta}\right)\frac{2{,}3}{k}\left(0{,}813\lg\frac{h}{\delta}+0{,}706\right), \tag{3.28}$$

где

$$\lambda_h=\frac{2ghI}{u_в^2}=\frac{2u_*^2}{u_в^2}, \tag{3.29}$$

$$\psi\left(\frac{h}{\delta}\right)=\left(1-\frac{\delta}{h}\right)^{1,5}. \tag{3.30}$$

Формула (3.28) справедлива для равномерного участка реки или канала (гидрометрического створа) с близким к плоскому течением.

При $\frac{h}{\delta}>30$, а это справедливо для большинства русловых потоков, $\psi\left(\frac{h}{\delta}\right)\approx 1$. Именно для таких случаев, подставляя в (3.28) значение λ_h по (3.29) и k по формуле (3.24), получаем следующее уравнение:

$$\frac{u_в}{u_*}=\frac{2{,}3\sqrt{2}}{\frac{2u_*}{u_*+u_в}+0{,}3}\left(0{,}813\lg\frac{h}{\delta}+0{,}706\right). \tag{3.31}$$

При известных h, I и $u_в$ путем решения этого уравнения находим δ. По вычисленным u_δ и δ для вертикалей строятся эпюры распределения u_δ и δ по ширине потока. Представляет интерес построение распределения безразмерных величин $\frac{u_\delta}{u_в}$ и δ/h по ширине потока.

Для галечных русел, где течение относится к области с квадратичным сопротивлением $\left(\frac{u_* \Delta}{\nu} > 60 \div 100\right)$, толщина подслоя δ равна примерно параметру абсолютной шероховатости Δ. Его можно приближенно принять равным среднему диаметру камней, образующих самый верхний слой отложений, т. е. отмостку.

Толщину подслоя δ можно рассматривать как параметр уравнений (3.22) и (3.23). Применение лазерных систем измерения гидродинамических параметров позволяет углубить знания о кинематической структуре турбулентных потоков в придонной области [111].

Итак, определяя методами гидрометрии основные параметры потока h, I, $u_в$, можно рассчитать u_δ и δ, т. е. величины, которые трудно непосредственно измерить.

С помощью предложенных формул, приведенных в главах 2 и 3, могут выполняться различные гидравлические расчеты с применением ЭВМ. Соответствующие программы расчетов составлены Ю. В. Писаревым [141].

Глава 4

Относ гидрометрических приборов в открытом потоке

При больших глубинах потока гидрометрические приборы опускаются на тросе. В результате воздействия течения жидкости на трос и прибор глубина его погружения оказывается меньше длины вытравленного троса. Кроме того, прибор смещается вниз по течению от вертикали, проходящей через точку подвеса прибора. Под гидрометрическим прибором здесь понимается гидрометрический груз (лот) или груз вместе с гидрометрической вертушкой или другим прибором.

Как известно, вес груза и диаметр троса назначаются с учетом скорости течения воды и глубины потока. Желательно, чтобы относ троса и груза был минимальным, однако при этом необходимо стремиться к уменьшению веса груза. Особый интерес представляет вопрос о выходе приборов на заданную глубину. Возможна также постановка задачи о выборе такого диаметра троса и веса груза, при которых в соответствии с заданной точностью измерений глубин не потребуется вводить поправок на относ приборов. Это могло бы создать теоретическую основу для производства измерений по ходу гидрометрического судна.

При работе с высоко подвешенных гидрометрических мостов и люлек сказывается провисание надводной части троса под действием собственного веса. Совокупность перечисленных задач относится к проблеме относа гидрометрических приборов течением, которая в гидрометрии поставлена сравнительно давно. Было предложено немало различных решений, однако основополагающая работа в этой области А. Н. Крылова не была в должной мере использована в гидрометрии. Основываясь на идеях Крылова, Д. Я. Раткович [153] разработал теорию относа гидрометрических приборов в открытых потоках.

В этой главе указанная теория изложена применительно только к речной гидрометрии. Ряд вопросов этой теории, представляющих интерес для морской гидрометрии, опущен. Считаем

нужным привести типы задач на расчет глубины погружения гидрометрических приборов, так как предложенная Ратковичем система введения поправок к длине вытравленного троса и другие его предложения отличаются преимуществами.

4.1. Общее уравнение гибкого троса в открытом потоке

Поместим в поток груз, подвешенный на гибком тросе (рис. 4.1). Форма гибкого троса зависит от сил, действующих как на сам трос, так и на гидрометрический груз. Угол отклонения троса от вертикали φ является переменной величиной, т. е. $\varphi=\varphi(x, y)$. Начало координат помещено в точке присоединения троса к грузу. Ось y направлена вертикально вверх, а ось x — против течения воды.

Согласно определению понятия гибкой нити (троса), равнодействующая сил, приложенных ниже какого-нибудь ее сечения, направлена по касательной к продольной оси троса в данном сечении. Следовательно, производная $\frac{dx}{dy}$ определится по уравнению

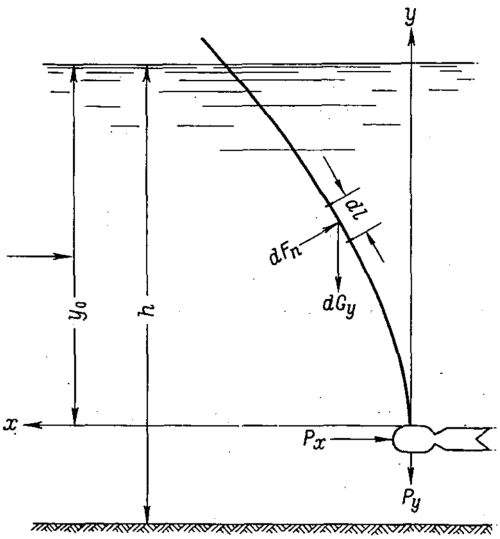


Рис. 4.1. Схема сил, действующих на подводную часть троса и груза.

$$\frac{dx}{dy}=\operatorname{tg}\varphi=\frac{\sum X}{\sum Y}=\frac{-P_x-F_x}{-P_y-G_y+F_y}, \qquad (4.1)$$

где $\sum X$ — сумма горизонтальных проекций сил; $\sum Y$ — сумма вертикальных проекций сил; P_x — лобовое сопротивление груза; F_x — проекция лобового сопротивления троса на ось x; P_y — вес груза в воде; G_y — вес троса; F_y — проекция лобового сопротивления троса.

Уравнение (4.1) перепишем в виде

$$\frac{dx}{dy}=\frac{P_x+F_x}{P_y+G_y-F_y}. \tag{4.2}$$

Рассмотрим более подробно силы, входящие в это уравнение.

Лобовое сопротивление груза P_x равно

$$P_x=C_x\rho\Omega\frac{u^2}{2}, \tag{4.3}$$

где C_x — коэффициент лобового сопротивления груза; ρ — плотность воды; Ω — площадь миделева сечения груза; u — местная скорость в точке расположения груза.

Вес груза в воде P_y равен

$$P_y=P\left(1-\frac{\gamma}{\gamma_г}\right),$$

где P — вес груза в воздухе; γ — удельный вес воды; $\gamma_г$ — удельный вес груза.

Вес троса G_y в воде равен

$$G_y=p\int_0^y\sqrt{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}\,dy, \tag{4.4}$$

где p — вес единицы длины троса в воде.

Проекция лобового сопротивления троса F_x равна

$$F_x=\int_0^y dF_x=k_m\int_0^y\psi\cos^2\varphi\,dy=k_m\int_0^y\psi\frac{dy}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}, \tag{4.5}$$

где k_m — лобовое сопротивление единицы длины троса, расположенного нормально к течению.

Проекция сопротивления троса F_y равна

$$F_y=\int_0^y dF_y=k_m\int_0^y\psi\cos\varphi\sin\varphi\,dy=k_m\int_0^y\psi\frac{\frac{dx}{dy}}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}dy. \tag{4.6}$$

В формулах (4.5) и (4.6), выведенных применительно к буксировочному сопротивлению тросов, $\psi=\left(\frac{u}{u'}\right)^2$ учитывает соотношение местной скорости к средней в пределах той части глубины воды, где располагается трос.

Подставляя в формулу (4.2) выражения сил, получим уравнение гибкой нити в потоке

$$\frac{dx}{dy}=\frac{P_x+k_m\int\limits_0^y\psi\frac{dy}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}}{P_y+p\int\limits_0^y\sqrt{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}dy-k_m\int\limits_0^y\psi\frac{\frac{dx}{dy}}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}dy}. \quad (4.7)$$

Если предположить, что скорости по глубине потока распределяются равномерно ($\psi=1$), уравнение (4.7) соответственно упрощается. При тонком тросе его вес может быть незначительным по сравнению с весом груза P_y, и тогда формула (4.7) принимает частный вид

$$\frac{dx}{dy}=\frac{P_x+k_m\int\limits_0^y\psi\frac{dy}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}}{P_y-k_m\int\limits_0^y\psi\frac{\frac{dx}{dy}}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}dy}. \quad (4.8)$$

Из предположения о невесомости троса, конечно, не следует, что и лобовым сопротивлением троса можно пренебречь.

При исследовании формы надводной части троса в уравнения (4.7) и (4.8) подставляются соответствующие значения P_x и P_y, получающиеся на границе с водной поверхностью; вместо p принимается вес единицы длины троса в воздухе p_0.

4.2. Форма подводной части троса при равномерном распределении скоростей течения воды по вертикали

Рассмотрение этого случая относа гидрометрических приборов течением ($\psi=1$) представляет интерес в том смысле, что позволяет сравнительно несложно, но и достаточно строго определить теоретически возможные положения гибкого троса в потоке. Вместе с тем случай при $\psi=1$ может представлять и практическое значение, например, при измерении глубин походу судна в водохранилищах и вообще при малых скоростях течения воды.

В результате интегрирования дифференциального уравнения (4.7) при $\psi=1$ получено очертание гибкого троса, описываемое двумя параметрическими уравнениями, при написании которых

приняты обозначения $\sin\varphi = z$, $\sin\varphi_0 = z_0$, где φ_0 — угол отклонения троса от вертикали в точке подвеса груза, равный $\operatorname{arctg}\frac{P_x}{P_y}$ (в гидрометрической практике чаще $P_x < 0{,}1P_y$):

$$y = \frac{S_0}{k_m} \cdot \frac{1}{a}\left[\left(\frac{\frac{1}{b_1}+z}{\frac{1}{b_1}+z_0}\cdot\frac{b_1-z_0}{b_1-z}\right)^{\frac{1}{b_2}} - 1\right], \qquad (4.9)$$

$$x = \frac{S_0}{k_m}\left[\frac{|b_1-z_0|}{\frac{1}{b_1}+z_0}\right]^{\frac{1}{b_2}} \int_{z_0}^{z} \frac{\left(\frac{1}{b_1}+z\right)^{\frac{1}{b_2}-1}}{(|b_1-z|)^{\frac{1}{b_2}+1}} \cdot \frac{z\,dz}{\sqrt{1-z^2}}, \qquad (4.10)$$

где $S_0 = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$ — сила натяжения троса в точке подвеса груза; $a = \frac{p}{k_m}$ — отношение веса троса к его лобовому сопротивлению при расположении троса перпендикулярно направлению течения.

Величины b_1 и b_2 являются функциями безразмерного параметра a:

$$b_1 = \frac{\sqrt{4+a^2}-a}{2},$$

$$b_2 = \frac{\sqrt{4+a^2}}{a}.$$

Из уравнений (4.9) и (4.10) видно, что форма троса в потоке обусловливается силой натяжения троса S_0, параметром a и величиной угла φ_0. В результате приближенного решения интеграла, входящего в выражение (4.10), можно рассчитать по уравнениям (4.9) и (4.10) при заданных a и φ_0 безразмерные координаты $\frac{k_m y}{S_0}$ и $\frac{k_m x}{S_0}$. На рис. 4.2 приведены кривые в таких координатах при различных значениях φ_0 и $a = 1{,}5$. Этому значению a соответствует $b_1 = 0{,}5$. Кривые на рис. 4.2 являются наглядной иллюстрацией к тому, какие положения может занимать гибкий трос в потоке.

Запишем выражение для $\sin\varphi$ из уравнения (4.9)

$$\sin\varphi = b_1 - \frac{b_1 + \frac{1}{b_1}}{\frac{\frac{1}{b_1}+\sin\varphi_0}{b_1-\sin\varphi_0}\left(a\frac{k_m y}{S_0}+1\right)^{b_2}+1} \qquad (4.11)$$

и рассмотрим его при различных соотношениях $\sin\varphi_0$ и b_1.

При $\sin\varphi_0 < b_1$ гибкий трос имеет форму кривой, обращенной выпуклостью в противоположную от течения сторону (кри-

вые при $\varphi_0=0°$ и $\varphi_0=20°$). При $\sin\varphi_0=b_1$ трос располагается по прямой линии (на рис. 4.2 показана штрихами) под углом к вертикальной оси, равным $\varphi_0=\arcsin b_1$. В данном примере $\varphi_0=30°$. При $\sin\varphi_0>b_1$ трос обращен выпуклостью к направлению течения ($\varphi_0=40°$ и $\varphi_0=60°$). Такие положения троса в потоке в практике гидрометрических работ были известны, но здесь они обосновываются теоретически. Отметим, что расположение троса,

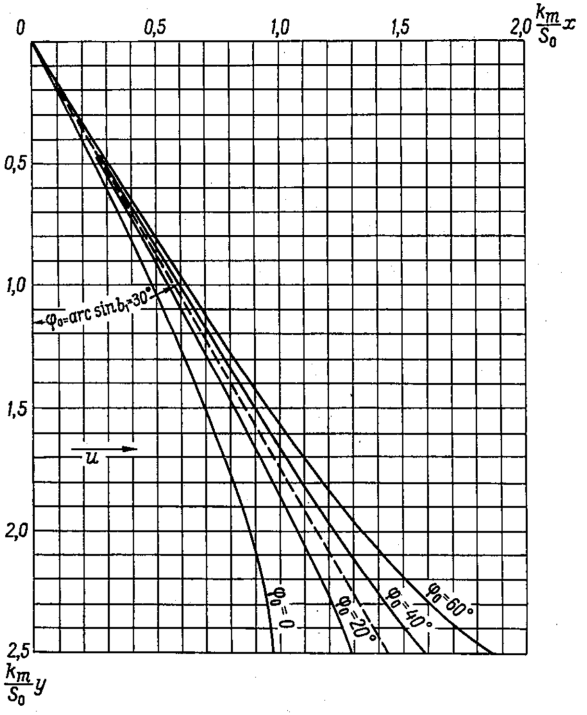


Рис. 4.2. Форма подводной части гибкого троса в безразмерных координатах при $a=1{,}5$ ($b_1=0{,}5$).

какое получается в последнем случае, может создать условия, при которых прибор, укрепленный на конце троса, выйдет на поверхность воды. Такие случаи имели место на испытаниях гидростатических профилографов [61] при больших скоростях их буксировки.

Длина подводной части троса равна

$$l=\frac{S_0}{k_m}\left[\frac{|b_1-z_0|}{\frac{1}{b_1}+z_0}\right]^{\frac{1}{b_2}}\int_{z_0}^{z^*}\frac{\left(\frac{1}{b_1}+z\right)^{\frac{1}{b_2}-1}}{(|b_1-z|)^{\frac{1}{b_2}+1}}\cdot\frac{dz}{\sqrt{1-z}}, \quad (4.12)$$

где $z_* = \sin \varphi_*$, φ_* — угол отклонения троса от вертикали при выходе его из воды, т. е. у свободной поверхности.

Относительная поправка к длине погруженной части троса равна (рис. 4.1)

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{l - y_0}{l} = 1 - \frac{y_0}{l}, \tag{4.13}$$

где Δl — абсолютная поправка.

Обращаясь к формулам (4.9) и (4.12), можно видеть, что $\frac{\Delta l}{l}$ зависит от a, z_* и z_0, где

$$z_0 = \frac{P_x}{\sqrt{P_x^2 + P_y^2}}.$$

Для вычисления $\frac{\Delta l}{l}$ используются уравнения (4.9) и (4.12). Способом приближенного интегрирования решается получаю-

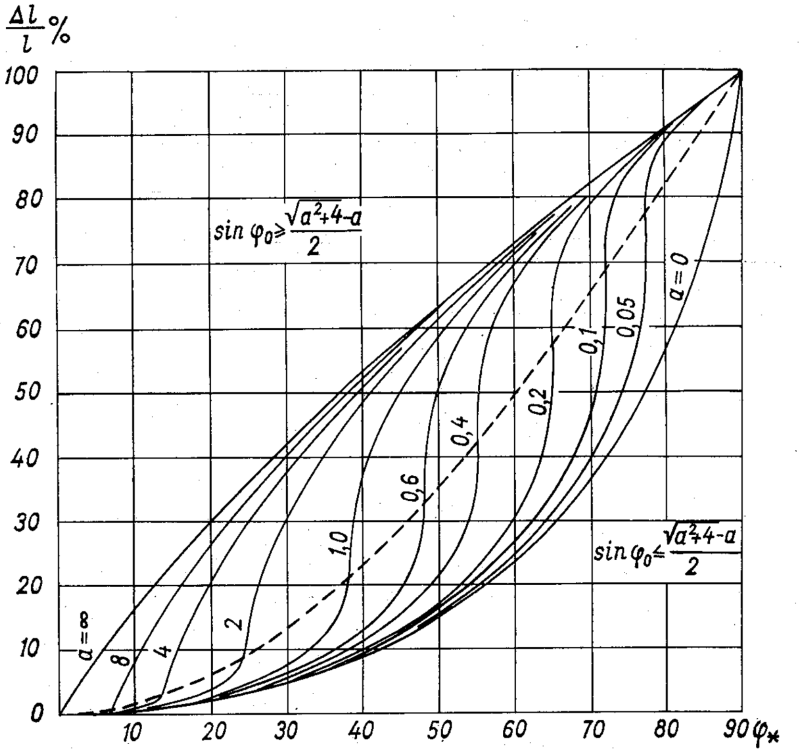


Рис. 4.3. Зависимость $\frac{\Delta l}{l}$ от φ_* при различных a.

щееся уравнение, в итоге чего находятся значения $\frac{\Delta l}{l}$ в зависимости от a, φ_0 и φ_*. Влияние этих параметров на относительную поправку иллюстрируется на рис. 4.3. График составлен для различных значений a. Типы кривых при $\sin\varphi_0 \leqslant b_1 = \frac{\sqrt{a^2+4}-a}{2}$ построены при $\varphi_0 = 0$. Случай $\sin\varphi_0 \geqslant b_1$ является основным при производстве гидрометрических работ на реках. Типы кривых при $\sin\varphi_0 \geqslant \frac{\sqrt{a^2+4}-a}{2}$ построены при $\varphi_0 = 90°$.

4.3. Форма подводной части троса при неравномерном распределении скоростей течения воды по вертикали

На основе анализа полученных уравнений гибкого троса в открытом потоке в случае равномерного распределения скоростей Д. Я. Раткович показал, что при производстве работ на реках, когда вес троса не превышает 3—5% от веса груза, поправки $\frac{\Delta l}{l}$ можно принимать для невесомого троса, т. е. $p = 0$ и $a = 0$. Поэтому в последующем изложении используется дифференциальное уравнение (4.8). Для его решения требуется выразить ψ в зависимости от y.

Воспользуемся формулой (2.25), имея в виду, что гидрометрический груз в общем случае может находиться на расстоянии от дна потока $h - y_0$ (рис. 4.1). Средняя скорость потока на этой части вертикали, т. е. где располагается трос, будет отличаться от $u_в$. Обозначим ее через $u'_в$. Очевидно, $u'_в > u_в$ и при $h - y_0 = 0$ $u'_в = u_в$. Формулу (2.25) применительно к обозначениям рис. 4.1 запишем в виде

$$\frac{u}{u_в} = \left(1 + \frac{1}{m}\right)\left(1 - \frac{y_0}{h} + \frac{y}{h}\right)^{\frac{1}{m}}.$$

Произведя интегрирование этой формулы от y до y_0, после преобразований получим

$$\psi = \left(\frac{u}{u'_в}\right)^2 = \left[\left(1 + \frac{1}{m}\right)\frac{\frac{y_0}{h}}{\left(\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{1}{m}}}\right]^2 \left(1 - \frac{y_0}{h} + \frac{y}{h}\right)^{\frac{2}{m}}. \tag{4.14}$$

Так как лобовое сопротивление груза у дна потока определяется донной скоростью потока, то, кроме формулы (4.14), используется соотношение между донной скоростью и наибольшей. Если исходить из формулы (3.4), то

$$\frac{u_д}{u_в}=1-\frac{3u_*}{u_в k}.$$

С учетом формулы (2.36)

$$\frac{u_д}{u_в}=1-\frac{3}{m}.$$

Так как из (2.23)

$$u_в=\frac{u_{макс}}{1+\frac{1}{m}},$$

то

$$\frac{u_д}{u_{макс}}=\frac{m-3}{m+1}. \qquad (4.15)$$

В результате интегрирования дифференциального уравнения (4.8) при $\psi \neq 1$ получено очертание гибкого троса, описываемое двумя параметрическими уравнениями (для сокращения записи уравнений обозначено $\operatorname{tg}\varphi = z'$ и $\operatorname{tg}\varphi_0 = z'_0$):

$$y=h\left[\frac{\operatorname{arsh} z' - \operatorname{arsh} z'_0}{A}+\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}\right]^{\frac{1}{1+\frac{2}{m}}}-(h-y_0), \qquad (4.16)$$

$$x=I_1 \operatorname{ch}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}-\operatorname{arsh} z'_0\right]-$$

$$-I_2 \operatorname{sh}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}-\operatorname{arsh} z'_0\right], \qquad (4.17)$$

где

$$A=\frac{\left(1+\frac{1}{m}\right)^2}{1+\frac{2}{m}}\cdot\frac{k_m h}{S_0}\left[\frac{\frac{y_0}{h}}{1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{1}{m}}}\right]^2,$$

$$I_1=\int_0^{y_0}\operatorname{ch} A\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}dy,$$

$$I_2=\int_0^{y_0}\operatorname{sh} A\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}dy.$$

Разложив подынтегральные функции в степенной ряд в выражениях для I_1 и I_2 и проинтегрировав, получим:

$$I_1 = h\left\{\frac{y_0}{h} + \frac{A^2}{2\left[2\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{2\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\right.$$

$$+\frac{A^4}{24\left[4\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right.}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{4\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\ldots$$

$$\left.\ldots+\frac{A^{2i}}{(2i)!\left[2i\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{2i\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]\right\}, \tag{4.18}$$

$$I_2 = h\left\{\frac{A}{\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\right.$$

$$+\frac{A^3}{6\left[3\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{3\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\ldots$$

$$\ldots+\frac{A^{2i-1}}{(2i-1)!\left[(2i-1)\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\times$$

$$\left.\times\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{(2i-1)\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]\right\}, \tag{4.19}$$

где i — порядковый номер члена ряда.

Длина погруженного троса равна

$$l = I_1 \operatorname{ch}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}} - B\right] - I_2 \operatorname{sh}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}} - B\right], \tag{4.20}$$

где

$$B = \operatorname{arsh}\left[(z_0')_{\text{пов}}\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{\frac{1,65}{m}}\right].$$

Здесь $(z_0')_{\text{пов}} = \operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}$; $(\varphi_0)_{\text{пов}}$ — угол отклонения троса от вертикали при опускании груза под поверхность воды. Связь между z_0' и $(z_0')_{\text{пов}}$ определяется следующим образом.

По опытным данным Н. Н. Сысоева, можно принять [153]

$$\operatorname{tg}\varphi_0 \approx 0{,}1\frac{u^{1{,}65}}{P^{0{,}55}}, \tag{4.21}$$

где P — вес груза в воздухе.

Следовательно,

$$\frac{(z_0')_{\text{пов}}}{z_0'} = \frac{\operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}}{\operatorname{tg}\varphi_0} = \left(\frac{u_{\text{пов}}}{u}\right)^{1{,}65}, \tag{4.22}$$

где $u_{\text{пов}}$ — скорость на поверхности воды (точнее, осредненная в пределах размеров груза при погружении его под свободную поверхность воды). В полевых условиях значение угла $(\varphi_0)_{\text{пов}}$, соответствующее скорости $u_{\text{пов}}$, можно определить, измерив угол отклонения троса от вертикали. Значение угла φ_0 при опускании груза до дна потока, т. е. угол $(\varphi_0)_{\text{д}}$, определяется из формулы (4.22)

$$\operatorname{th}(\varphi_0)_{\text{д}} = \operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}\left(\frac{u_{\text{д}}}{u_{\text{пов}}}\right)^{1{,}65}. \tag{4.23}$$

Считая, что $u_{\text{макс}} = u_{\text{пов}}$, и принимая $\dfrac{u_{\text{д}}}{u_{\text{пов}}}$ по формуле Г. В. Железнякова (4.15), найдем

$$(z_0')_{\text{д}} = (z_0')_{\text{пов}}\left(\frac{m-3}{m+1}\right)^{1{,}65}. \tag{4.24}$$

Изложенные основные положения теории относа гидрометрических приборов в открытом потоке позволили сделать ряд предложений, представляющих практический интерес.

4.4. Основные типы задач на расчет относа гидрометрических приборов течением

На основе приведенных выше формул, характеризующих относ гидрометрических приборов в потоке, составлены таблицы, позволяющие решать различные задачи. Их основные типы рассмотрены ниже. Таблицы составлены при $m = 7$.

Определение глубины погружения груза. Этот тип задачи является самым распространенным при производстве измерений глубин на реках.

В табл. 4.1 приведены относительные поправки в процентах к длине подводной части гибкого троса. Ясно, что приводящиеся в этой таблице поправки можно истолковать как поправки в сантиметрах на 1 м длины троса.

Таблица 4.1

Значения относительных поправок $\frac{\Delta l}{l}\cdot 100$ к длине подводной части троса (со знаком минус)

φ_*°	$(\varphi_0)^\circ_{\text{пов}}$			φ_*°	$(\varphi_0)^\circ_{\text{пов}}$		
	0	10	20		0	10	20
10	1	1	—	26	3	4	5
12	1	1	—	28	4	4	5
14	1	1	—	30	4	5	6
16	1	2	—	32	5	6	7
18	1	2	—	34	5	6	7
20	2	2	3	36	6	7	8
22	2	3	4	38	7	8	9
24	2	3	4	40	8	9	10

Определение высоты подвеса груза над водой. При выполнении гидрометрических работ на горных реках с *люлек и мостов, высота подвеса которых над водной* поверхностью может значительно превосходить глубину потока, следует учитывать провисание надводной части троса.

Уравнение для надводной части троса имеет вид

$$x=\frac{S_0}{p_0}z_*\left(\operatorname{arch}\frac{1+\frac{p_0y'}{S_0}}{z_*}-\operatorname{arch}\frac{1}{z_*}\right), \qquad (4.25)$$

где y' — вертикальная координата,

$$z_*=\sin\varphi_*.$$

Для речных условий

$$S_0=\frac{P_y}{\cos\varphi_*}.$$

Провисание троса определяется соотношением

$$\sin\varphi_з=\frac{\sin\varphi_*}{1+\frac{p_0y_0'}{S_0}}, \qquad (4.26)$$

где $\varphi_з$ — угол отклонения троса от вертикали в точке его закрепления над водной поверхностью. Пренебрегать провисанием троса можно при $\frac{p_0y_0'}{S_0}<0{,}05$.

Для определения длины надводной части троса по известным значениям угла $\varphi_з$ и высоты подвеса y_0' рекомендуются

данные табл. 4.2, составленной с учетом (4.26) по соотношению

$$\frac{\Delta' l_0}{y_0'} = \frac{l_0 - y_0'}{y_0'} = \frac{\sin(\varphi_* - \varphi_з)}{\sin\varphi_* - \sin\varphi_з} - 1, \qquad (4.27)$$

где l_0 — длина надводной части троса.

Таблица 4.2 содержит также значения углов φ_*, которые необходимы для определения поправок к длине смоченного троса при провисании надводной части троса.

Таблица 4.2

Относительные поправки $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100$ к длине надводной части троса

$\varphi_з$°	$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}00$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}05$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}10$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}15$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}20$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}25$	
	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$
0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
2	2	0,1	2	0,1	2	0,1	2	0,1	2	0,1	3	0,1
4	4	0,2	4	0,3	4	0,3	5	0,3	5	0,3	5	0,3
6	6	0,6	6	0,6	7	0,6	7	0,6	7	0,7	8	0,7
8	8	1,0	8	1,0	9	1,1	9	1,2	10	1,2	10	1,3
10	10	1,5	11	1,6	11	1,7	12	1,8	12	1,9	13	2,0
12	12	2,2	13	2,4	13	2,5	14	2,6	15	2,8	16	2,9
14	14	3,1	15	3,3	16	3,4	16	3,6	17	3,8	18	3,9
16	16	4,0	17	4,3	18	4,5	19	4,8	20	5,0	21	5,1
18	18	5,2	19	5,5	20	5,8	21	6,1	22	6,4	23	6,6
20	20	6,4	21	6,8	22	7,2	24	7,9	25	7,9	26	8,3
22	22	7,9	23	8,4	25	8,8	26	9,3	27	9,6	29	10,2
24	24	9,5	25	10,0	27	10,6	28	11,1	30	11,7	32	12,3
26	26	11,3	28	12,0	29	12,6	31	13,2	33	14,0	34	14,6
28	28	13,3	30	14,1	32	14,9	33	15,7	35	16,5	37	17,4
30	30	15,5	32	16,4	34	17,4	36	18,3	38	19,3	40	20,2
32	32	17,9	34	18,9	36	20,1	38	21,3	41	22,4	43	23,5
34	34	20,6	36	21,9	39	23,2	41	24,6	43	25,8	46	27,2
36	36	23,6	38	25,1	41	26,6	44	28,2	46	29,7	49	31,1
38	38	26,9	41	28,6	43	30,4	46	32,1	49	33,9	—	—
40	40	29,5	43	32,6	46	34,6	49	36,6	—	—	—	—
42	42	34,6	45	36,9	48	39,2	—	—	—	—	—	—
44	44	39,0	47	41,6	—	—	—	—	—	—	—	—
46	46	44,0	50	47,1	—	—	—	—	—	—	—	—
48	48	49,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
50	50	55,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Определение длины подводной части троса для погружения гидрометрических приборов на заданную глубину. Этот тип задачи является основ-

ным при измерении местных скоростей течения воды, т. е. скоростей в точках, положение которых задано. Для этой цели служит табл. 4.3.

Для того чтобы установить прибор на заданной глубине y_0, предварительно трос вытравливается на длину $l' = y_0$, т. е. прибор не доводится в точку на величину Δy_0. При этом определяется угол φ_*. Определив угол $(\varphi_0)_{пов}$, т. е. при опускании гидрометрического прибора (вместе с грузом) под уровень, по табл. 4.3 находится относительная поправка, а затем абсолютная и необходимая длина подводной части троса, чтобы выйти на заданную глубину y_0. Таблица 4.3 составлена с учетом того, что местные скорости измеряются в точках со стандартным относительным их положением на вертикалях.

Таблица 4.3

Поправки $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100$ к подводной части троса для погружения гидрометрических приборов на заданные глубины

Относительная глубина погружения	$(\varphi_0)_{пов}$	φ_*														
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
0,2	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	8	9	10	12
	5	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	12	14
	10	2	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	9	10	12	13	15
	15	—	—	—	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13	15	17
	20	—	—	—	—	—	6	7	8	9	10	11	12	14	15	17	19
0,6	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	10	11
	5	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	10	11	12
	10	1	1	2	2	3	3	4	5	5	6	7	8	9	10	12	13
	15	—	—	—	3	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13	15
	20	—	—	—	—	—	5	6	7	7	8	9	10	12	13	15	16
0,8	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10
	5	1	1	1	2	2	2	2	3	4	5	6	6	7	8	10	11
	10	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	6	7	8	10	11	12
	15	—	—	—	3	3	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13
	20	—	—	—	—	—	4	5	6	6	7	8	9	10	11	13	14
0,9	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10
	5	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	5	6	7	8	9	11
	10	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	8	10	12
	15	—	—	—	2	3	3	4	4	5	6	6	7	8	9	11	12
	20	—	—	—	—	—	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13

Определение минимального веса груза. При измерении глубин и скоростей течения воды гидрометрической вертушкой в реках тросы и грузы рекомендуется выбирать таким образом, чтобы угол относа у поверхности φ_* не превышал 40°, поскольку при бо́льших углах относа становится затруднительным определять момент касания грузом дна. С учетом

изложенного составлена таблица для подбора тросов и грузов при условии $\varphi_* \leqslant 40°$, приведенная в [153, 76].

В целом для гидрометрических работ на реках рекомендуются тросы не толще 3—4 мм. Применение тонких тросов позволяет существенно снизить вес гидрометрических грузов, что облегчает производство работ.

Определение минимального веса груза при измерении глубин без введения поправок. Для обеспечения необходимой точности измерения глубин с катера (лодки) последний должен останавливаться, что, в частности, связано с необходимостью измерения углов отклонения троса от вертикали. Темп измерения глубин существенно возрастает, если работы производятся без остановки судна. Точность промеров на ходу катера может быть повышена, если использовать тросы и грузы, обеспечивающие производство измерений глубин без введения поправок. Задаваясь условием $\frac{\Delta l}{h} \cdot 100 = \frac{l-h}{h} \times 100 \leqslant 1\%$, составлена таблица для определения веса гидрометрического груза и диаметра троса d в зависимости от $w = \sqrt{u_в^2 + u_c^2}$, где $u_в$ — средняя скорость течения воды на вертикали с глубиной h, u_c — скорость движения судна [76, 153].

Глава 5

Гидромеханический анализ работы гидрометрических вертушек

Гидрометрические вертушки — основной прибор для измерения скоростей течения жидкости — широко используются на гидрологических станциях. Применительно к напорному потоку гидрометрические вертушки являются и расходомерами. В лабораторных условиях применяются микровертушки. Показания приборов в конечном итоге — результат взаимодействия первичного датчика прибора с потоком, поэтому главным содержанием изучения работы вертушек, как и всех приборов для измерения скоростей течения, должен быть гидромеханический анализ их показаний. Сюда относится ряд вопросов, но главным из них является влияние турбулентности потока на работу вертушек. Изложению этого вопроса предшествует краткая сводка характеристик вертушек, из числа которых более подробно рассматривается путь и время синхронизации вертушек — понятия, без которых нельзя охарактеризовать работу вертушек в нестационарных потоках.

5.1. Характеристики гидрометрических вертушек

Работа гидрометрической вертушки характеризуется прежде всего зависимостью $u = u(n)$, где u — скорость течения воды, n — число оборотов лопастного винта в единицу времени.

Рассмотрим вначале эту зависимость без учета силы трения в механизме прибора и гидравлических сопротивлений при его обтекании потоком. Ввиду существенных различий в форме рабочего колеса вертушек с горизонтальной и вертикальной осью вращения (рис. 5.1) найдем связь между n и u отдельно для этих вертушек. Здесь мы ограничиваемся приведением только схемы

устройства вертушек, полагая, что читатель знаком с их конструкциями.

За время dt частица жидкости, движущаяся параллельно горизонтальной оси вертушки (рис. 5.1 *а*), переместится на величину $dl = u\,dt$. Эта же частица жидкости, встретив на своем пути лопасть ротора, переместится по окружности на величину $dl_в = \operatorname{tg}\alpha\, dl = \operatorname{tg}\alpha u\, dt$, где α — угол наклона лопасти к плоскости, перпендикулярной оси вращения. Учитывая, что окружная скорость ротора равна $2\pi rn$, выражение для $dl_в$ можно записать

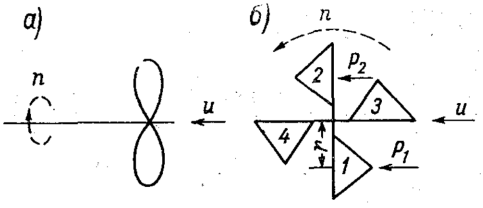


Рис. 5.1. Схема устройства гидрометрических вертушек.
а — с горизонтальной осью вращения; *б* — с вертикальной осью вращения.

в другом виде: $dl_в = 2\pi rn\, dt$, где r — расстояние от центра лопасти до оси вращения. Следовательно [95],

$$\operatorname{tg}\alpha u\, dt = 2\pi rn\, dt,$$

откуда

$$u = \frac{2\pi r}{\operatorname{tg}\alpha}\, n.$$

Вводя обозначение $k_г = \dfrac{2\pi r}{\operatorname{tg}\alpha}$, найдем

$$u = k_г n, \tag{5.1}$$

где $k_г$ — геометрический шаг лопастного винта, равный пути, проходимому жидкостью за время одного оборота ротора.

Так как лопастной винт, вращающийся с угловой скоростью ω, за секунду делает $\dfrac{\omega}{2\pi}$ оборотов, то формулу (5.1) перепишем в виде

$$u = \frac{k_г}{2\pi}\,\omega.$$

Можно иначе пояснить смысл $k_г$. Пусть в стоячей воде вертушка перемещается равномерно и прямолинейно с любой скоростью u. Величина $k_г$ будет представлять собой отрезок пути, пройденного вертушкой в то время, как ее ротор совершит один оборот.

Работа чашечного ротора (рис. 5.1 *б*) обусловлена различием в коэффициентах сопротивления его чашек. Сила, действующая

на чашки, обращенные своей внешней поверхностью к течению воды, равна

$$P_1=\zeta_1\rho F\frac{(u+u_ч)^2}{2},$$

а на чашки, обращенные внутренней поверхностью к течению, равна

$$P_2=\zeta_2\rho F\frac{(u-u_ч)^2}{2},$$

где ζ_1 и ζ_2 — коэффициенты сопротивления чашек, причем $\zeta_1<\zeta_2$; F — площадь проекции чашки; $u_ч$ — линейная скорость движения центра чашки.

При установившемся вращении ротора вертушки $P_1=P_2$, следовательно,

$$\zeta_1(u+u_ч)^2=\zeta_2(u-u_ч)^2,$$

откуда

$$u=\frac{1+\sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}{1-\sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}u_ч.$$

Учитывая, что $u_ч=2\pi rn$, где r — расстояние от центра чашки до вертикальной оси вращения, последнюю формулу перепишем в виде

$$u=\frac{1+\sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}{1-\sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}2\pi rn.$$

Обозначая через $k_г$ выражение, стоящее перед n, получим, как и для вертушки с горизонтальной осью, формулу вида (5.1) (рис. 5.2, линия *1*). Под влиянием гидравлических и механических сопротивлений график функции $u=u(n)$ принимает форму кривой *2* (рис. 5.2). Наиболее заметно отклонение кривой *2* от линии *1*, являющейся ее асимптотой, при малых скоростях u. Общего строго теоретического уравнения, охватывающего все области работы гидрометрических вертушек, пока не найдено. Полуэмпирическое уравнение в форме гиперболы

$$u=an+\sqrt{bn^2+c} \qquad (5.2)$$

вполне удовлетворительно отражает эту зависимость, где a, b, c — параметры. При $n=0$ $u=\sqrt{c}=u_0$ — отрезок на оси u, определяющий точку, в которой начинается кривая *2* на рис. 5.2. При больших значениях u, т. е. когда u_0 существенно меньше u, формулу (5.2) можно записать в виде

$$u=(a+\sqrt{b})n=kn, \qquad (5.3)$$

т. е. получается уравнение вида (5.1), но качественно с другим значением k, учитывающим не только геометрию лопастного винта, но и сопротивления его движению. Такой шаг ротора принято называть гидравлическим шагом. Обычно он определяется опытным путем. Геометрический шаг $k_г$ несколько меньше гидравлического $k=\frac{u}{n}$, так как при одной и той же скорости u ротор в реальных условиях делает меньшее число оборотов по сравнению с тем, которое получается по теоретическому расчету без учета сопротивлений.

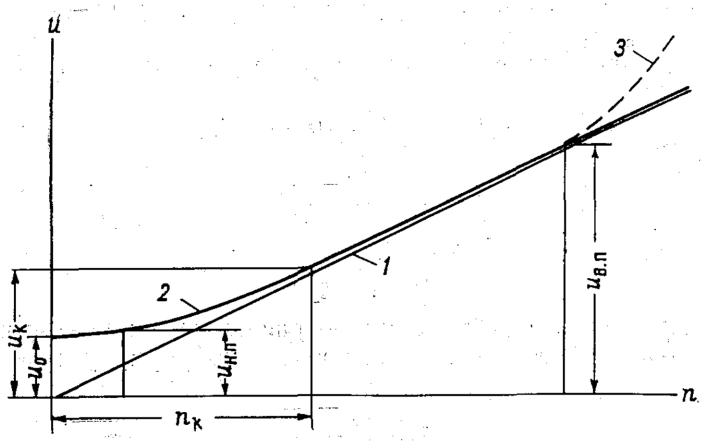


Рис. 5.2. Зависимость между числом оборотов лопастного винта вертушки n и скоростью течения жидкости u.

1 — без учета сопротивлений; *2* — с учетом сопротивлений; *3* — при высоких скоростях течения жидкости (в воздухе).

Различия в плотностях (например, воды и воздуха) и вязкостях среды сравнительно мало сказываются на гидравлическом шаге (ориентировочно в пределах до 2—3%), в то время как u_0 существенно зависит от ρ. При переходе с водной среды на воздушную u_0 увеличивается в 28 раз.

Вид уравнения (5.2) теоретически обосновал Н. Н. Алтай [7]. Свои выводы автор сопоставил с данными водной и воздушной тарировок гидрометрических вертушек. В статье [13] также сделана попытка обосновать вид уравнения (5.2). Гидрометрические вертушки применяются для измерения скоростей течения и двухфазных потоков, в частности аэрированных. Работу гидрометрических вертушек в аэрированных потоках исследовали А. Г. Чанишвили [181] и Г. П. Скребков [165].

Гидравлический шаг является основным параметром лопастного винта. Отношение диаметра лопастного винта d к его гидравлическому шагу k называют относительным диаметром лопастного винта, а отношение k/d — относительным гидрав-

лическим шагом. Усовершенствование лопастных винтов и их исследование выполнено в ГГИ П. Н. Бурцевым.

Основными рабочими характеристиками гидрометрических вертушек являются следующие.

Начальная скорость u_0 — наименьшая скорость набегающего на вертушку потока, при которой начинает неравномерно вращаться ее ротор. Теоретически $u = u_0$ при $n = 0$ (рис. 5.2). При увеличении скорости u по сравнению с u_0 ротор начинает вращаться более равномерно, и при дальнейшем увеличении скорости, если ее величина не изменяется во времени, ротор вращается равномерно.

По экспериментам Г. В. Железнякова, существует оптимальное значение гидравлического шага, которому соответствует наименьшее значение u_0. По экспериментам П. Н. Бурцева, на u_0 влияет и диаметр ротора d. В результате установлено, что минимальному значению u_0 соответствует оптимальное значение $\frac{d}{k}$.

Нижний предел применимости вертушек — скорость $u_{н.п}$, при которой и выше которой рекомендуется использование вертушек на практике (рис. 5.2). При скоростях от u_0 до $u_{н.п}$ показания вертушек неустойчивы, ввиду чего погрешности в измеряемых малых скоростях могут быть значительными, порядка 10% и больше

Критическая скорость $u_к$ — такая скорость движения жидкости, при которой и выше которой влияние механических сопротивлений на число оборотов ротора становится стабильным и незначительным, т. е. при $u \geqslant u_к$ $\frac{du}{dn} = \text{const}$. Если прямая, выражающая зависимость n от u, проходит через начало координат $u/n = \text{const} = k$, то это отношение равно гидравлическому шагу ротора. При $u < u_к$ отношение u/n представляет собой изменяющуюся величину и также может рассматриваться как гидравлический шаг, но переменный. В дальнейшем термин «гидравлический шаг» будем употреблять по отношению к $k = \text{const}$ (при $u \geqslant u_к$), учитывая его близкое числовое совпадение с геометрическим шагом. Точка с координатами $u_к$ и $n_к$ (рис. 5.2) и типичные области кривой $u = u(n)$ лучше всего выявляются путем построения графика $M = M(u)$ или безразмерного графика $M^* = M^*(u^*)$. Здесь $M = \frac{n}{u}$ — число оборотов ротора при единичной длине потока (1 м), проходящего через ротор; $M^* = \frac{M}{M_к}$, $M_к$ — значение M при $u > u_к$, следовательно, $M_к = \frac{1}{k}$; $u^* = \frac{u - u_0}{u}$. Общий вид графиков функций $M = M(u)$ и $M^* = M^*(u^*)$ показан на рис. 5.3 и 5.4.

Кривая $M=M(u)$ (рис. 5.3) удобна для характеристики работы вертушки, так как на ней четко выявляется линейность n

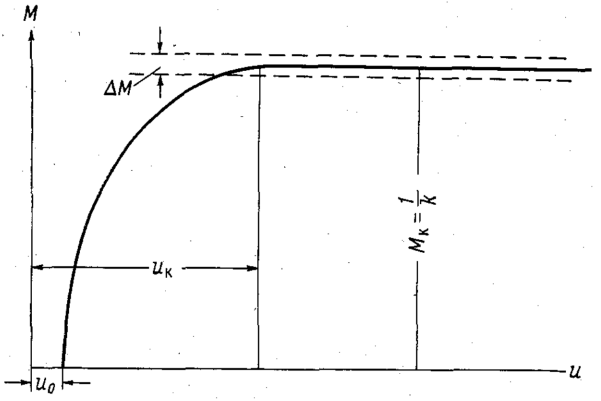


Рис. 5.3. Общий вид графика функций $M=M(u)$ для гидрометрической вертушки.

от u (горизонтальный участок кривой), в то время как на рис. 5.2 это обнаруживается недостаточно четко.

Величина $\pm 0{,}5\Delta M$, в пределах которой группируются опытные точки на кривой $M=M(u)$, характеризует точность работы вертушки при $u \geqslant u_к$. При $u=u_0$, $u^*=0$ и $M^*=0$, т. е. кривая на рис. 5.4 должна проходить через начало координат. При $u \geqslant u_к$ $M^*=1{,}0$, а u^* стремится к единице, следовательно, безразмерная кривая $M^*=M^*(u^*)$ должна быть обращена выпуклостью к оси M^*. С помощью этой кривой отчетливо выявляется связь n с u при малых скоростях течения воды, так как график $u=u(n)$ при $u<u_к$, будучи трансформированным в график $M^*=M^*(u)$, продолжается вплоть до предельных значений $M^*=1{,}0$ и $u^*=1{,}0$.

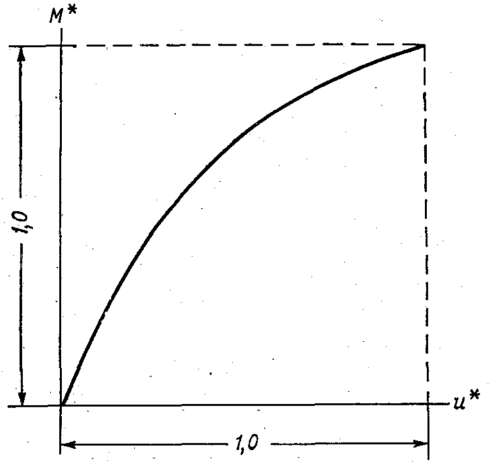


Рис. 5.4. Общий вид графика функции $M^*=M^*(u^*)$ для гидрометрической вертушки.

В докритической области существенно влияют на показания вертушек износ подшипников, попадание твердых частиц (наносов) в механизм прибора и проч., а в случае применения мас-

ляных камер ходовой части и контактного механизма и температура воды. Под влиянием изменения температуры среды, в которой работает вертушка, изменяется вязкость смазки, а также размеры деталей и зазоры в их сопряжениях. С понижением температуры воды увеличивается вязкость смазки, в результате чего создается дополнительный момент сопротивления вращению.

Экспериментами доказано, что влияние вязкости масла существенно при скоростях $u < 0{,}20 \div 0{,}35$ м/с [52].

Критическая скорость $u_к$ связана функционально с начальной скоростью u_0, что выражается формулой Г. В. Железнякова

$$u_к = 7{,}1 \frac{u_0}{\sqrt{\beta}}, \tag{5.4}$$

где

$$\beta = 6{,}9u_0 - 0{,}06 + \sqrt{(2{,}3u_0 - 0{,}055)^2 + 0{,}0058}. \tag{5.5}$$

При наиболее распространенном значении $u_0 = 0{,}03$ м/с скорость $u_к \approx 0{,}50$ м/с.

Верхний предел применимости вертушек — скорость $u_{в.п}$, выше которой не всегда можно рекомендовать применение вертушек. Этот предел $u_{в.п}$ изучен недостаточно, хотя в ряде случаев приходится иметь дело с измерением весьма больших скоростей течения жидкости, например на горных реках, на водосливах, в трубопроводах, в донных водоспусках совмещенных гидроэлектростанций на быстротоках. Иногда скорость $u_{в.п}$ назначается по соображениям прочности прибора, работы подшипников (их износа), условиям применения (установки в потоке) и др. Однако нельзя упускать из вида гидромеханические явления, такие, как образование за вертушкой кавитации, весьма интенсивных вихрей и др. Использование в таких условиях уравнения (5.1) в качестве экстраполяционного становится малообоснованным. Сошлемся на опыты [65] по изучению $u = u(n)$ в воздушном потоке (в аэродинамической трубе диаметром 1,5 м). Оказалось, что при больших скоростях воздушного потока нарушается зависимость (5.1). После некоторой скорости, в общем случае неодинаковой для разных вертушек, резко снижается число оборотов ротора вертушки n. Характер такого убывания n схематически показан на рис. 5.2 (кривая *3*). Для вертушек с лопастными винтами в воздушном потоке $u_{в.п} \approx 15 \div 20$ м/с. Обнаруживается убывание числа оборотов $u_{в.п}$, соответствующее скорости $u_{в.п}$, с увеличением диаметра ротора.

Исследование работы гидрометрических вертушек при больших скоростях их передвижения (примерно до 10 м/с) в тарировочном канале с практически неограниченным поперечным сечением выполнено П. Н. Буруевым [30]. В результате обнаружено, что линейные связи между u и n при $u > 5 \div 6$ м/с сместились

вверх (по горизонтальной оси координат было отложено число оборотов n). Следовательно, при заданном числе оборотов лопастного винта получаются по тарировочному графику завышенные скорости u, или иначе, при заданной скорости получаются заниженные числа оборотов n. Смещение по оси скорости составляет от 0,1 до 0,4 м/с в зависимости от величины отношения диаметра ротора d к его гидравлическому шагу k.

Опыты были проведены при различных значениях $\frac{d}{k}$ (от 0,24 до 0,75), что позволило рекомендовать оптимальное отношение $\frac{d}{k}=0{,}55$, при котором смещение тарировочного графика наступает при большей скорости, чем указано выше, примерно на 65%. Отсюда можно сделать вывод, что верхний предел применимости гидрометрических вертушек ($u_{в.п}$) зависит от $\frac{d}{k}$. Вместе с тем эти эксперименты показывают, что при больших скоростях u применение гидрометрических вертушек возможно при условии их тарирования также при больших скоростях. Тарирование вертушек в каналах с малым поперечным сечением может понизить $u_{в.п}$ [26, 30].

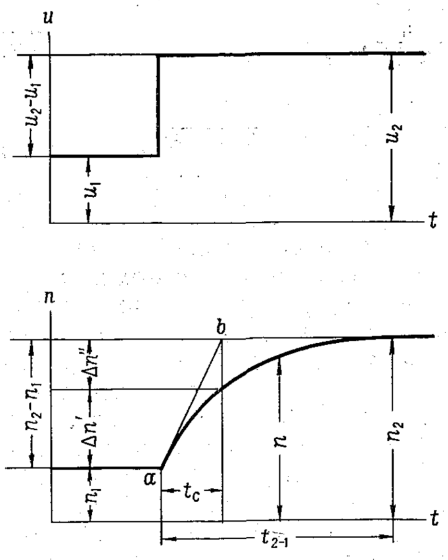


Рис. 5.5. Схема изменения во времени скорости течения u и числе оборотов n ротора вертушки.

Различие в форме кривых $u=u(n)$ при $u>u_{в.п}$ в случае испытания вертушек в воздушном и водном потоках существенное.

Из рассмотрения характерных скоростей на кривой $u=u(n)$ следует, что гидрометрическая вертушка работает наиболее надежно и точно в пределах скоростей от $u_к$ до $u_{в.п}$.

Инерционность вертушек. При измерении вертушками скоростей турбулентного потока и вообще нестационарных (неустановившихся) течений возникает вопрос о способности ротора вертушки изменять свою скорость вращения соответственно изменению скорости потока u. Очевидно, эта способность обусловливается величиной момента инерции I ротора. Чем больше I, тем медленнее приспосабливается ротор к новому изменению скорости u. Если же момент инерции I очень

велик, то незначительное изменение скорости u может быть вообще недостаточно, чтобы изменить скорость вращения ротора. Трение в подшипниках и контактном механизме вертушки также увеличивает ее инерционность, производя демпфирующее действие.

Таким образом, при нестационарном течении жидкости изменение числа оборотов n ротора по отношению к изменению скорости течения u происходит асинхронно (неодновременно). Понятия асинхронности и инерционности вертушек идентичны. Предположим, скорость u мгновенно изменялась во времени от u_1 до u_2 (рис. 5.5). Вследствие инерционности вертушки для изменения числа оборотов от n_1 до n_2, соответствующего скорости u_2, потребуется время t_{2-1}. Это время затрачивается на разгон ротора при мгновенном изменении скорости течения жидкости. Для оценки инерционности вертушек Г. Х. Сабинин предложил характеристики, названные им «путь и время синхронизации». Теория этого вопроса изложена в следующем параграфе.

5.2. Путь и время синхронизации гидрометрических вертушек

Уравнение движения в нестационарном потоке лопастного винта гидрометрической вертушки можно записать в следующем виде:

$$I\frac{d\omega}{dt}-M=0, \tag{5.6}$$

где I — момент инерции лопастного винта; ω — угловая скорость его вращения; t — время; M — момент гидродинамических сил относительно оси вращения.

Ниже излагается теоретический вывод уравнения пути синхронизации, по Г. Х. Сабинину [159]. Согласно этому выводу, принимается, что

$$M=u^2f_1(s), \tag{5.7}$$

т. е. момент M при заданном скольжении s пропорционален гидродинамическому давлению $^1/_2\rho u^2$ или квадрату скорости потока u.

Здесь $f_1(s)$ — функция скольжения вертушки,

$$s=\frac{\omega-\omega_0}{\omega_0}=1-\frac{k\omega}{2\pi u}, \tag{5.8}$$

где k — гидравлический шаг лопастного винта; ω_0 — угловая скорость его вращения при установившемся движении жидкости.

Далее функция $f_1(s)$ заменяется функцией $f\left(\frac{\omega}{u}\right)$, что

допустимо в соответствии с формулой (5.8). Поделив выражение (5.6) на I, получим

$$\frac{d\omega}{dt}-\frac{u^2}{I}f\left(\frac{\omega}{u}\right)=0. \tag{5.9}$$

Подставив в уравнение (5.9) $\omega=\frac{d\alpha}{dt}$ и поделив на u^2, получим

$$\frac{1}{u^2}\cdot\frac{d^2\alpha}{dt^2}-\frac{1}{I}f\left(\frac{\frac{d\alpha}{dt}}{u}\right)=0,$$

где α — угол поворота лопастного винта от начального его положения.

Последнее выражение перепишем в виде

$$\frac{d^2\alpha}{d\,(ut)^2}-\frac{1}{I}f\left[\frac{d\alpha}{d\,(ut)}\right]=0,$$

где $ut=l$ — длина потока, прошедшего через вертушку, поэтому

$$\frac{d^2\alpha}{dl^2}-\frac{1}{I}f\left(\frac{d\alpha}{dl}\right)=0. \tag{5.10}$$

Из последнего уравнения видно, что α зависит только от длины потока, проходящего через вертушку.

Введя обозначение $\omega_\alpha=\frac{d\alpha}{dl}$, уравнение (5.10) можно представить в виде

$$\frac{d\omega_\alpha}{dl}-\frac{1}{I}f(\omega_\alpha)=0,$$

откуда

$$\omega_\alpha=\frac{1}{I}\int f(\omega_\alpha)+\text{const}.$$

Функция $f_1(s)$ при $s=0$ превращается в нуль, при $s>0$ она принимает положительные значения, а при $s<0$ — отрицательные; при $\omega=\omega_0$ $M=0$. Если пульсации скорости потока сравнительно малые, то невелико и скольжение s. В этом случае представляет интерес вид функции $f_1(s)$ вблизи нуля. Поэтому ее можно разложить в степенной ряд по s. Если взять один первый член, то можно приближенно считать $f_1(s)$ линейной функцией. По-видимому, по этой причине Г. Х. Сабинин считал возможным принять при s, близких нулю,

$$f_1(s)=as, \tag{5.11}$$

где a — величина, характеризующая увеличение момента M в функции скольжения s, равная (что видно из (5.7))

$$a=\frac{1}{u^2}\cdot\frac{dM}{ds}.$$

В качестве более точной формулы А. М. Яглом [188] принял двухчленное выражение для $f_1(s)$

$$f_1(s)=as+a_1s^2. \tag{5.12}$$

С учетом выражений (5.7), (5.8) и (5.11) формула (5.6) может быть записана в виде

$$\frac{d\omega}{dt}=\frac{u^2}{I}\,a\left(1-\frac{k}{2\pi}\cdot\frac{\omega}{u}\right)=0. \tag{5.13}$$

Если теперь подставить в формулу (5.13)

$$\frac{d\omega}{dt}=\frac{d\alpha^2}{dt^2},\quad dt=\frac{dl}{u}\quad\text{и}\quad\frac{d\alpha}{dl}=\omega_\alpha,$$

найдем

$$\frac{d\omega_\alpha}{dl}-\frac{a}{I}\left(1-\frac{k}{2\pi}\,\omega_\alpha\right)=0.$$

Интегрирование дает

$$\omega_\alpha=\omega_{0\alpha}-(\omega_{0\alpha}-\omega_{1\alpha})\,e^{-\frac{ak}{2\pi I}l}, \tag{5.14}$$

где e — основание натуральных логарифмов. Здесь $\omega_{0\alpha}$ соответствует установившемуся движению, а $\omega_{1\alpha}$ — некоторому начальному моменту времени. Если в формуле (5.14) показатель степени приравнять единице и обозначить при этом $l=l_c$, найдем

$$l_c=\frac{2\pi I}{ak}; \tag{5.15}$$

тогда формула (5.13) принимает вид

$$\omega_\alpha=\omega_{0\alpha}-(\omega_{0\alpha}-\omega_{1\alpha})\,e^{-1}. \tag{5.16}$$

Величину l_c Сабинин назвал «путь синхронизации». Изложенное позволяет это важное понятие определить следующим образом. Путь синхронизации есть такая длина потока, который должен пройти через вертушку, чтобы разность $\omega_{0\alpha}-\omega_\alpha$ уменьшилась в e раз.

Запишем теперь следующее очевидное равенство:

$$\omega_\alpha=\frac{d\alpha}{dl}\cdot\frac{dt}{dt}=\frac{\omega}{u}.$$

Подставив последнее выражение для ω_α и $l=ut$ в формулу (5.14) и сократив на u, получим

$$\omega=\omega_0-(\omega_0-\omega_1)\,e^{-\frac{ut}{l_c}}. \tag{5.17}$$

Если приравнять показатель единице и обозначить при этом $t = t_c$, получим

$$t_c = \frac{l_c}{u}, \qquad (5.18)$$

где t_c — время синхронизации.

Из выражения (5.17) видно, что время синхронизации есть промежуток времени, за который расхождение в скоростях $\omega_0 - \omega$ уменьшится до $\frac{1}{e}$ — первоначальной величины. Чем больше скорость потока, тем меньше время синхронизации t_c.

Аналогичная характеристика используется для оценки работы роторных расходомеров в нестационарных потоках, где ей присвоено наименование постоянной времени. Она определяется как интервал времени от момента изменения скорости течения жидкости до точки пересечения касательной ab (рис. 5.4) с линией, отвечающей установившейся скорости вращения ротора. Изменение во времени скорости вращения ротора подчиняется показательной функции; за время t_c число оборотов ротора возрастает на величину $\Delta n' = \left(1 - \frac{1}{e}\right)(n_2 - n_1)$, т. е. разность $n_2 - n_1$ уменьшится до величины $\Delta n'' = \frac{1}{e}(n_2 - n_1)$.

Скорость вращения ротора, характеризующаяся числом оборотов n_2, является синхронной скоростью, т. е. вполне соответствующей скорости потока u_2.

Из формулы (5.15) видно, что путь синхронизации возрастает с увеличением момента инерции ротора, а следовательно, и его диаметра и уменьшается с увеличением гидравлического шага k. Следовательно, инерционность вертушек уменьшается с уменьшением веса ротора и его размеров и увеличением гидравлического шага k. По-видимому, инерционность прибора уменьшается с увеличением плотности среды, поэтому, например, условия нестационарных аэрированных потоков являются худшими для работы вертушек, чем обычные водные потоки.

При отсутствии пульсации скорости момент инерции лопасти не влияет на работу вертушки.

Учитывая изложенное, можно теперь следующим образом сформулировать условия применимости гидрометрических вертушек для измерения пульсационных скоростей: время синхронизации t_c вертушки должно быть меньше периода пульсации $\frac{1}{\omega_i}$ скорости u (ориентировочно в 8—10 раз), где ω_i — частота пульсации скорости.

В турбулентном потоке имеют место возмущения различных масштабов. Каждое возмущение вызывает пульсации скорости соответствующих частот. Таким образом, в потоке существуют

пульсации различных частот, т. е. имеет место спектр частот. Поэтому при заданных l_c и u вертушка улавливает колебания, частоты которых меньше некоторого предела. Вследствие этого происходит сглаживание мгновенных скоростей. Это может быть пояснено рис. 5.6, где схематически показаны: действительная кривая мгновенных скоростей *1* и кривая (ступенчатая) мгновенных скоростей *2*, регистрируемая вертушкой при несоблюдении сформулированного выше условия. Необходимо также иметь в виду, что вертушка не улавливает возмущений, размеры которых очень малы по сравнению с ее размерами. Вертушки с большими размерами ротора осредняют скорости в пространственном отношении, что также приводит к сглаживанию кривой *1* (рис. 5.6).

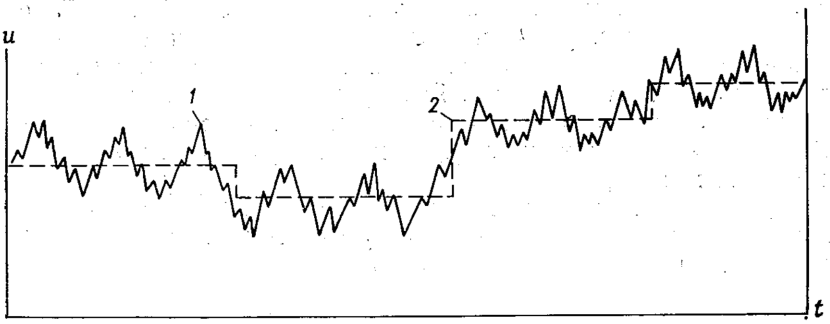


Рис. 5.6. Схемы кривых мгновенных скоростей $u=u(t)$.
1 — действительная; *2* — зарегистрированная.

По опытным данным М. А. Великанова и Н. М. Бочкова, относящимся к вертушке типа Прайса, $l_c=2{,}5$ см. Например, при $u=1{,}0$ м/с получим $\omega_i=\frac{100}{2{,}5}=40\ \frac{1}{c}$, т. е. при этих условиях вертушками могут регистрироваться пульсации скорости u при частотах до 40 Гц. С увеличением скоростей u область применения вертушек расширяется. Отметим, что в работах по изучению нестационарных тепловых процессов указывается на возможность применения роторных расходомеров для измерения пульсаций скорости, частотный спектр которых достигает 60—100 Гц.

В речном потоке наибольшее значение имеют пульсации малой частоты, по-видимому, порядка 2—10 Гц, соответствующие крупномасштабным возмущениям размеров, сравнимых с вертикальными размерами потока. Изложенное позволяет констатировать, что гидрометрическая вертушка является надежным прибором для измерения нестационарных течений жидкости. При этом, конечно, регистрация числа оборотов должна производиться через доли оборота ротора или в крайнем случае в условиях рек и каналов через один оборот.

В работе [159] отмечается, что путь синхронизации не зависит от скорости потока. Это положение подверглось экспериментальной проверке В. Ю. Торочковым. Опыты производились в аэродинамической трубе. Рабочее сечение трубы составляло 1,5 м². Скорости воздушного потока измерялись спиртовым микроманометром, связанным с пневматическим насадком типа трубки Пито. Всего было испытано 5 анемометров с чашечным ротором и один с винтовым ротором в диапазоне скоростей воздушного потока от 7 до 35 м/с. Методика экспериментов и их обработки была следующей. В рабочей части аэродинамической трубы устанавливался анемометр в заторможенном состоянии. Далее создавалась постоянная скорость воздушного потока v, затем мгновенно отпускался тормоз и регистрировалась работа анемометра с помощью шлейфового осциллографа. Обработка осциллограммы, характеризующей этот переходный процесс, заключалась в подборе постоянной времени экспоненты t_c, откуда путь синхронизации $l_c = vt_c$. В результате обнаружено, что путь синхронизации возрастает с увеличением скорости потока. В целом для всех испытанных анемометров $l_c = 1{,}2 \div 6{,}2$ м при $v = 6 \div 36$ м/с.

Дальнейшее изучение пути синхронизации анемометров, а также и гидрометрических вертушек может создать основу для уточнения теории Г. Х. Сабинина.

5.3. Влияние турбулентности потока на показания гидрометрических вертушек

Как известно, вертушки в подавляющем большинстве случаев применяются для измерения скоростей турбулентного потока. Очевидно, вертушка в турбулентном потоке будет подвержена действию различных скоростей по величине и направлению. Целесообразно рассмотреть отдельно влияние пульсации скорости потока на результат измерения осредненной скорости потока вертушкой и влияние отклонения направления струй от нормали к поперечному сечению потока.

Изучая анемометры — приборы, работающие по такому же принципу, как и вертушки, Г. Х. Сабинин теоретически доказал, что осредненная местная скорость потока, регистрируемая анемометром, всегда больше действительной осредненной скорости ветра. Разница в указанных скоростях тем больше, чем больше путь синхронизации l_c, частота ω_i и амплитуда пульсаций скорости; эта разница достигает $\sim 10\%$ как максимум.

По расчетам Н. Н. Алтая [6, 8], завышения средней скорости воздушного потока, измеренной чашечным анемометром, могут составлять 4—6% (при амплитуде колебаний скорости $^2/_3$ от осредненной во времени местной скорости).

Дальнейшее развитие теории Г. Х. Сабинина принадлежит Я. М. Яглому [188]. Им показано, что систематическая ошибка анемометра, т. е. ошибка, не исчезающая при осреднении, выражается через временную структурную функцию потока.

Экспериментальные работы для определения влияния пульсации скорости на показания вертушек производятся двумя способами: 1) прибор передвигают в стоячей воде с переменной скоростью (этим моделируется пульсация), затем полученное число оборотов ротора сравнивают с числом оборотов при перемещении вертушки с той же средней скоростью, но равномерно; 2) прибору сообщают гармонические колебания в равномерно текущем потоке, чем достигается изменение действующей на прибор скорости. Выполненными таким образом исследованиями доказано, что в пульсирующем потоке вертушки регистрируют осредненную скорость, превышающую действительную среднюю скорость. Этот факт, по-видимому, следует объяснить большей инерционностью вертушек при уменьшении скорости потока u, чем при ее увеличении и тем, что энергия пульсирующего потока больше энергии потока с $u = \text{const}$.

Рассматривая влияние отклонения направления струи от нормали на показания вертушек, необходимо иметь в виду существенные различия в их работе при установке на штанге и тросе. Вертушки, опускаемые на тросе, самоустанавливаются под влиянием хвостового оперения по направлению течения. Проекция скорости $u_н$ на нормаль к поперечному сечению равна

$$u_н = u \cos \beta, \tag{5.19}$$

где β — угол, образуемый вектором скорости u и нормалью к поперечному сечению потока.

Здесь не учитывается некоторое незначительное несоответствие скорости u углу β, обусловленное инерционностью хвостового оперения и корпуса вертушки на изменения угла β. Ось вертушек, опускаемых на штанге, занимает в потоке вполне определенное зафиксированное положение — ось вертушек с ротором в виде лопастного винта должна совпадать с нормалью к поперечному сечению потока; ось вертушек с чашечным ротором и другим аналогичным ротором располагается вертикально, а хомутообразная рама — в вертикальной плоскости, перпендикулярной поперечному сечению потока.

Действие компонентных вертушек, устанавливаемых на штанге, подчиняется уравнению (5.19). В этом заключается их важная особенность, так как такие вертушки автоматически регистрируют проекцию скорости u на нормаль, т. е. скорость $u_н$. С учетом формулы (5.3) уравнение (5.19) можно записать в следующем виде:

$$\frac{k_0}{k_\beta} = \cos \beta, \tag{5.20}$$

где k_0 — гидравлический шаг при $\beta = 0$; k_β — то же при $\beta \neq 0$.

Работа большинства вертушек не подчиняется в полной мере зависимостям (5.19) и (5.20), т. е. они не являются компонентными. Рассмотрим работу некомпонентных вертушек при установке их на штанге. При установке вертушек на тросе этот вопрос, как ясно из изложенного, не возникает.

Опыты по изучению влияния угла β на показания вертушек производятся путем передвижения вертушки в стоячей воде при ее установке под разными углами (в горизонтальной и вертикальной плоскостях) по отношению к направлению движения или в потоке при установке вертушки под разными углами β по отношению к направлению скорости течения жидкости. На рис. 5.7 приведен пример характеристики работы вертушки с горизонтальной осью вращения, являющийся типичным для некомпонентных вертушек с лопастными винтами. Опыты для получения таких характеристик проводятся чаще путем передвижения вертушек в стоячей воде при отклонении оси вертушки от нормали вверх и вниз. На рис. 5.7 линия *1* построена по уравнению (5.20), т. е. является характеристикой компонентной вертушки. Линия *2* выражает зависимость $\frac{k_0}{k_\beta}$ от угла β, полученную по опытным данным. При малых углах β (примерно до 10°) можно считать, что вертушки в пределах точности измерений скоростей (2—3%) регистрируют проекцию скорости u на нормаль; при больших углах β требуется введение поправок в скорость $u_н$ на некомпонентность вертушки. Степень некомпонентности вертушек наиболее наглядно иллюстрируется относительным положением линий *1* и *2* на рис. 5.7. Линия *2* (сплошная) рассматривается в пределах углов $\beta < 50°$. Возможные отклонения вектора скорости u от нормали в реках и каналах в редких случаях выходят за пределы угла $\beta > 50°$. Линия *1* на рис. 5.7 отвечает уравнению $\frac{k_\beta}{k_0} = \frac{1}{\cos\beta}$, т. е. уравнению (5.20), линия *2* — уравнению

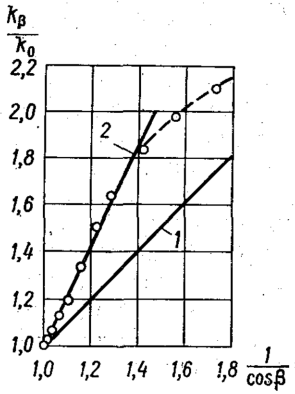


Рис. 5.7. Типичный пример влияния отклонения направления течения от нормали на показания вертушки с горизонтальной осью вращения.

$$\frac{k_0}{k_\beta} = \frac{1}{\Psi\left(\frac{1}{\cos\beta} - 1\right) + 1}, \qquad (5.21)$$

или при $u \geqslant u_к$

$$\frac{u_н}{u} = \frac{1}{\Psi\left(\frac{1}{\cos\beta} - 1\right) + 1}, \qquad (5.22)$$

где Ψ — параметр некомпонентности гидрометрической вертушки [52], в общем случае зависящий от конструкции лопастного винта и его шага, может быть равным примерно двум и больше. Компонентная вертушка имеет $\Psi=1{,}0$, а формулы (5.21) и (5.22) переходят соответственно в формулы (5.20) и (5.19).

Перепишем формулу (5.22), умножив и разделив предварительно ее правую часть на $\cos\beta$, в виде

$$\frac{u_н}{u}[\Psi(1-\cos\beta)+\cos\beta]=\cos\beta,$$

откуда видно, что поправка в виде произведения к измеренной некомпонентной вертушкой скорости $u_н$ равна выражению, стоящему в квадратной скобке, численно большему единицы.

При $u<u_к$ компонентность вертушки нарушается не только за счет конструкции лопастного винта и его шага, но и вследствие влияния на $u_н$ механических сопротивлений.

Поэтому для компонентной вертушки связь между u и n должна быть линейной. Из гидромеханического анализа показаний вертушек становится очевидным, что компонентная вертушка с компенсацией силы трения является наиболее рациональной. П. Н. Бурцев доказал, что для компонентных вертушек должно иметь место и оптимальное отношение диаметра ротора к его гидравлическому шагу d/k, которое обеспечивает минимальную начальную скорость u_0. Кроме этого, дисковое отношение винта должно составлять около 0,95. Под последним подразумевается отношение площади проекции винта (на плоскость, перпендикулярную его оси вращения) к площади круга, образуемого винтом, без учета площади ступицы. При вычислении площади проекции винта учитывается сумма площадей проекций всех лопастей винта.

Ротор вертушек с вертикальной осью иначе реагирует на отклонение струй от нормали к поперечному сечению потока.

Вертушки с чашечным ротором весьма сложно реагируют на отклонение вектора скорости от нормали к поперечному сечению потока. При равновероятном изменении углов β во всех направлениях вертушка с чашечным ротором, установленная на штанге, может рассматриваться как компонентная при углах $\beta\leqslant 30°$. Однако такие условия работы вертушек в реках и каналах фактически не соблюдаются.

Гидромеханический анализ показаний вертушек в турбулентном потоке при установке их на штанге позволяет констатировать следующее: вертушки с горизонтальной осью вращения более совершенны, чем вертушки с чашечным ротором на вертикальной оси. При применении различных типов вертушек с троса расхождения в показаниях их становятся менее существенными. Международным стандартом [194] предусмотрено применение гидрометрических вертушек с винтовым (лопастным) и чашечным роторами.

Приведем теперь некоторые соображения о направлении дальнейших исследований влияния турбулентности на показания гидрометрических вертушек.

Поскольку показания вертушек, а также и других гидрометрических приборов представляют собой результат взаимодействия первичного датчика прибора и потока, то должны учитываться параметры, характеризующие структуру потока и прибор.

В качестве параметров структуры потока можно принять число Великанова Be и локальное число Струхаля $\mathrm{St}=\frac{\omega(h-y)}{u}$, где u — местная скорость на расстоянии от поверхности потока $h-y$.

Для характеристики самой вертушки в работе [52] предложено безразмерное число в виде $W_в=\frac{l_c}{u_0\tau}$, где τ — период осреднения скорости (продолжительность выдержки прибора в точке потока). Обозначив отношение скорости, измеренной вертушкой, к действительной через $\sigma_в$ и учитывая, что точность регистрации скоростей при заданном τ зависит от локального числа Фруда [65, 67]

$$\mathrm{fr}=\frac{u^2}{g(h-y)},$$

можно констатировать, что $\sigma_в=\sigma_в(\mathrm{Be}, \mathrm{St}, W_в, \mathrm{fr})$. Отыскание вида этой функции и должно, по-видимому, определить одно из направлений дальнейших исследований.

В качестве параметра, характеризующего чувствительность вертушек, К. А. Зворыкин [95] предложил параметр, имеющий размерность ускорения, а именно $Ч=\frac{l_c}{t_c^2}$. Так как $t_c=\frac{l_c}{u}$, то $Ч=\frac{u^2}{l_c}$, т. е. с увеличением скорости u чувствительность $Ч$ будет возрастать. Это согласуется с представлением о лучших условиях работы вертушек при скоростях $u>u_к$. Вопрос же о работе вертушек при очень больших скоростях u нуждается в дальнейшем изучении.

Отметим, что основы гидромеханического анализа работы гидрометрических вертушек заложил Н. М. Бочков в 30-х годах на Кучинской тарировочной станции (близ Москвы).

Глава 6

Обоснование методики измерения малых скоростей течения воды

Проблема создания методики и аппаратуры для определения малых скоростей течения воды поставлена в статье [25]. Проектирование и эксплуатация водохранилищ на реках, новых типов отстойников, промышленных охладителей, сооружений канализационных систем, гидравлических классификаторов песка сделали эту проблему весьма актуальной. На пути ее решения встретилось немало трудностей.

Под малыми скоростями часто понимаются скорости, меньшие ориентировочно 15—20 см/с. В диапазоне скоростей от начальной скорости для данного прибора до этого предела и гидрометрические вертушки и гидрометрические трубки регистрируют скорости с пониженной точностью. Но даже не в этом главная трудность. Дело в том, что в настоящее время необходимо уметь измерять скорости течения, лежащие ниже начальных скоростей традиционных приборов. Малыми скоростями течения воды теперь приходится считать скорости, меньшие 2—3 см/с.

Определились два пути решения задачи.

Во-первых, модернизация давно известных приборов, таких, как гидрометрические вертушки и трубки. Иногда модернизация бывает настолько существенной, что сам принцип измерения, хотя и на основе существующего первичного датчика, становится в известной степени новым. Так было с гидрометрической трубкой в результате ликвидации менисков в ее вторичном датчике (регистраторе).

Во-вторых, используются различные физические явления для создания принципиально новых типов первичных гидрометрических датчиков. Здесь необходимо прежде всего упомянуть использование явлений теплообмена для создания гидрометрических приборов. Правда, и этот способ уже перестал быть

новым, так как, например, с момента создания в СССР первого такого способа [46] прошло немало времени.

Стали шире использоваться для измерения малых скоростей течения поплавки-интеграторы [140, 154]. Их применение при изучении кинематики потока в водохранилищах позволяет получить важные данные о передвижении водных масс в различных зонах водохранилища. Такие измерения необходимы для оценки химического, теплового и биологического загрязнения речных потоков и водоемов. С успехом используются в качестве вторичной аппаратуры электронные механические преобразователи [136]. Исследовательская работа в этом направлении проделана в Московском институте инженеров железнодорожного транспорта (МИИТ). При этом использованы в качестве первичной аппаратуры гидрометрические трубки и маятниковые приборы. Последние применяются для регистрации осредненных и пульсационных местных скоростей. Датчик скорости может быть в виде пластинки или шарика. Применение приборов возможно при изучении нестационарных течений, в том числе в деформирующихся руслах.

В этой главе рассматриваются теоретические предпосылки некоторых способов измерения малых скоростей течения воды. Прежде всего выясняются возможности дальнейшего совершенствования гидрометрической трубки и области ее применения, включая нестационарные потоки. В этой связи представляет интерес применение не только трубки, но и датчика мембранного типа в сопоставлении его показаний с показаниями трубки с тем, чтобы обосновать возможность интеграционного способа измерения скоростей течения воды.

Тепловые датчики отличаются чрезвычайно большим разнообразием. Появление новых конструкций с различными электрическими схемами объясняется главным образом желанием устранить неустойчивость работы тепловых датчиков.

Считаем перспективным создание тепловых измерителей скорости на основе теории регулярного режима охлаждения, чему посвящается отдельный параграф в этой главе.

6.1. Безменисковые гидрометрические трубки

Известно, что начальная скорость гидрометрической трубки обусловливается главным образом сопротивлениями менисков во вторичном ее датчике, т. е. в статическом и динамическом его каналах. При малых скоростях течения воды u скоростной напор $\frac{u^2}{2g}$ оказывается недостаточным для преодоления сопротивления менисков. Отсюда появилась идея полного устранения менисков. Она может быть реализована разными способами.

А. И. Лосиевский предложил заполнить жидкостью динамический и статический каналы (рис. 6.1). В таком случае скоростной напор будет действовать на всю массу заключенной в трубе жидкости и приведет ее в движение со скоростью w, зависящей от скорости u. Следовательно, измеряя скорость w на мерном участке l', можно определить u, зная связь между w и u. Найдем эту связь.

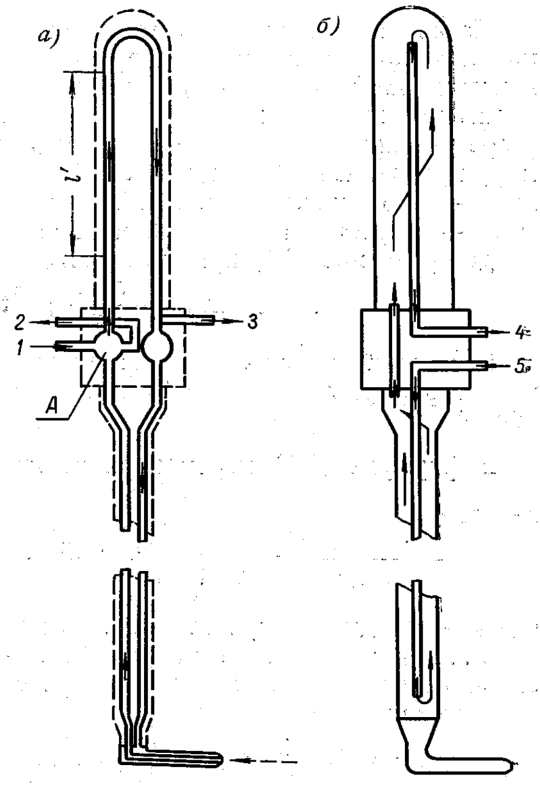


Рис. 6.1. Схема работы безмениковой гидрометрической трубки А. И. Лосиевского.

а — схема движения воды в рабочей части трубки; *б* — схема работы водяной рубашки; *А* — кран; *1* — подача краски; *2* — отвод краски; *3* — отсасывание воздуха; *4* — отвод воды; *5* — подача воды.

При движении жидкости в трубке, изображенной на рис. 6.1, скоростной напор равен

$$\frac{(u-w)^2}{\varphi_m^2 2g},$$

т. е. определяется не полной скоростью u, а разностью $u-w$. Этот напор затрачивается на преодоление сопротивлений, возникающих при движении жидкости в трубке со средней по сечению скоростью w. Если внутренний диаметр трубки d подобрать таким образом, чтобы в ней было ламинарное движение, получим

$$\frac{(u-w)^2}{\varphi_m^2 2g} = \frac{32\nu l w}{g d^2}, \qquad (6.1)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости; l — длина всех каналов трубки; φ_m — коэффициент скорости трубки.

Правая часть этого уравнения представляет собой потерю напора по длине ламинарного потока в трубке [14]. Решая его относительно u, найдем

$$u = w + \frac{8\varphi_m}{d}\sqrt{\nu l w}\,. \tag{6.2}$$

Поскольку ν зависит от температуры воды t, для определения u требуется измерять скорость w и температуру t. Схема конструкции трубки показана на рис. 6.1. Измерение скорости w производится по движению введенной внутрь трубки капли раствора анилиновой краски. При этом регистрируется по секундомеру пройденный каплей путь l' (рис. 6.1). Удобнее вести отсчет по острию капли краски. В этом случае $w = 0{,}5w_{\text{макс}}$, где $w_{\text{макс}}$ — скорость на оси трубки при ламинарном движении. Тогда уравнение (6.1) принимает вид

$$u = 0{,}5w_{\text{макс}} + \frac{57\varphi_m}{d}\sqrt{\nu l w_{\text{макс}}}\,. \tag{6.3}$$

Если трубка собрана из отдельных звеньев разного диаметра, формулы (6.2) и (6.3) видоизменяются, принимая более общий вид.

В формуле (6.1) переменной величиной будет $\frac{lw}{d^2}$, следовательно,

$$\frac{(u - w_0)^2}{\varphi_m^2 2g} = \frac{32\nu}{g}\left(\frac{l_1 w_1}{d_1^2} + \frac{l_1 w_2}{d_2^2} + \ldots + \frac{l_n w_n}{d_n^2}\right), \tag{6.4}$$

где w_0 — средняя скорость в сечении входного участка трубки, $l_1, l_2, \ldots, l_n$; $w_1, w_2, \ldots, w_n$; $d_1, d_2, \ldots, d_n$ — соответственно длины, скорости и диаметры на отдельных участках трубки.

Учитывая, что

$$w_0 = \frac{d^2}{d_0^2}w,\quad w_1 = \frac{d^2}{d_1^2}w,\quad \ldots,\quad w_n = \frac{d^2}{d_n^2}w,$$

где d и w — соответственно диаметр и средняя скорость на выбранном мерном участке трубки, из формулы (6.4) получим

$$u = \frac{d^2}{d_0^2}w + 8\varphi_m d\sqrt{\nu w\left(\frac{l_1}{d_1^4} + \frac{l_2}{d_2^4} + \ldots + \frac{l_n}{d_n^4}\right)}. \tag{6.5}$$

При измерении скорости подкрашенной жидкости на оси мерного участка трубки формула (6.5) принимает вид

$$u = 0{,}5w_{\text{макс}}\frac{d^2}{d_0^2} + 5{,}7\varphi_m d\sqrt{\nu w_{\text{макс}}\left(\frac{l_1}{d_1^4} + \frac{l_2}{d_2^4} + \ldots + \frac{l_n}{d_n^4}\right)}. \tag{6.6}$$

Из изложенной теории гидрометрической трубки следует, что показания трубки могут быть стабильными, если температура воды потока и температура воды на всей длине рабочих трубок будет одинаковой. В связи с этим в ее конструкции предусмотрена водяная рубашка (рис. 6.1 *б*) с циркуляцией воды, забираемой непосредственно из потока.

Существует модификация трубки А. И. Лосиевского со стационарным поплавком-индикатором, предложенная А. С. Зедгинидзе, в которой не предусматривается водяная рубашка, что в общем создает большие удобства в работе. Другой путь устранения менисков состоит в использовании в качестве вторичного датчика диафрагмы (мембраны), разделяющей динамическую и статическую трубки. Отметим, что ликвидация менисков позволила довести начальную скорость гидрометрических трубок до 3 см/с, что сделало их пригодными для измерения малых скоростей течения воды в определенном диапазоне.

Главное достоинство в использовании диафрагмы состоит в том, что показания гидрометрической трубки представилось возможным регистрировать с помощью современных механотронов и осциллографов. Это в свою очередь позволило перейти к интеграционным измерениям скоростей течения воды в лабораторных условиях.

6.2. Интеграционный электронно-механический способ измерения скоростей течения воды

Методика измерения кинематических элементов потока (поля скоростей) нуждается в существенном развитии применительно не только к потокам с малыми скоростями, но и к нестационарным течениям жидкости.

Как известно, существуют два способа измерения скоростей течения жидкости: точечный и интеграционный. Различие между ними заключается в том, что первый наилучшим образом позволяет произвести осреднение скоростей во времени в фиксированных точках потока, а второй — в пространстве (в живых сечениях потока). Однако осреднение кинематических параметров потока во времени не всегда возможно по условиям проведения гидравлических экспериментов. Например, при исследовании движения песчаных волн, в особенности смоделированных из легкоподвижных материалов, время изменения рельефа дна меньше времени, необходимого для получения эпюры скоростей точечным способом. Ясно, что в этом случае он не дает действительной картины распределения кинематических элементов потока в его живом сечении. Не говоря уже о том, что при

точечном способе измерения скоростей всегда остаются неизученные области потока. Между тем во многих случаях требуется знать детальное распределение скоростей течения воды, например при изучении распределения концентрации взвешенных наносов по глубине и ширине потока.

При неустановившихся процессах, измеряя скорости точечным способом, приходится прибегать к использованию сразу нескольких однотипных приборов с размещением их на одной скоростной вертикали или горизонтали. Однако в лабораторных условиях, где размеры живого сечения малы, не всегда можно применить установку серии гидрометрических приборов. Кроме того, при такой методике измерений общая конструкция аппаратуры становится сложной, а измерения связаны с неудобствами в регистрации отсчетов. Например, при групповой системе электрических приборов весьма осложняется измерительная цепь, особенно при наличии усилительных и других устройств.

Таким образом, при изучении гидравлики неустановившегося потока и русловых процессов, особенно с применением различных легкоподвижных материалов (полистирола, бакелита), возникла необходимость в разработке и изучении интеграционного способа измерения скоростей, что было выполнено авторами статьи [70]. В этом случае могут быть применены только такие приборы, которые способны производить непрерывную регистрацию скоростей при движении датчика скорости по вертикалям и горизонталям в потоке. Отметим, что в натурных условиях интеграционный способ измерения скоростей течения воды с использованием гидрометрических вертушек применяется сравнительно давно. Его точность оказалась вполне удовлетворительной [67]. Интеграционный способ применительно к гидравлическим исследованиям в лабораторных условиях ранее не был разработан.

Для решения этой задачи авторами была разработана методика непрерывной регистрации поля скоростей потока при равномерном перемещении датчика скорости в живом сечении с записью выходных электрических сигналов на фотографическую бумагу шлейфового осциллографа. В качестве первичных датчиков были использованы гидрометрическая трубка и круглая пластинка диаметром $d=4\div5$ мм. В качестве первичного датчика с успехом может быть использован шар вместо пластинки. В этих случаях такие приборы можно назвать маятниковыми.

В качестве преобразователей кинематических и динамических характеристик водного потока в электрические сигналы использованы электронно-механические преобразователи с внешним управлением, сокращенно называемые механотронами. Такое совместное использование маятниковых приборов (и гидрометрических трубок) и механотронов предложили Ш. С. Бо-

бохидзе и Т. В. Одилавадзе (Авторское свидетельство № 147766, «Бюллетень изобретений», № 11, 1962 г.).

Работа механотронов основана на изменении расстояния между электродами лампы. В отличие от других преобразователей, механотроны позволяют получить на выходе сигналы значительной величины, что дает возможность производить запись на магнитоэлектрический осциллограф без усиления выходного сигнала.

Наряду с обычными параметрами вакуумной лампы механотроны характеризуются еще чувствительностью к перемещению по току, по напряжению и чувствительностью к силе. Для повышения чувствительности схемы в одной лампе обычно монтируют два диода, жестко связанных между собой и симметрично расположенных относительно катода.

Принципиальная схема одной из последних модификаций гидрометрических трубок с электронно-механическим преобразователем, предложенная Одилавадзе, приведена на рис. 6.2. В таком приборе жидкость передает давление от измеряемой точки потока до преобразователя. При помощи трубок *6* с краном *7*, соединенных с камерами *3*, создается герметически закрытая сверху напорная система. Благодаря этому изменение скоростного напора у приемного наконечника со статической *1* и динамической *2* трубками мгновенно передается через мембраны *4* на стержень *5* механотрона *8*. В результате происходит смещение подвижных анодов по отношению неподвижного катода механотрона; баланс электрического моста нарушается и в диагонали моста образуется выходной электрический сигнал, который не требует усиления. Высокая чувствительность механотрона позволяет измерять не только осредненную во времени скорость в точке, но и крупномасштабные пульсации скорости. Так как объем жидкости в статической и динамической трубках

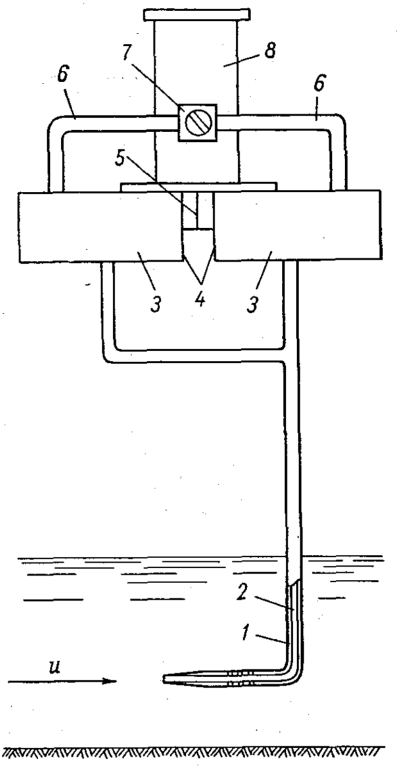


Рис. 6.2. Схема гидрометрической трубки с механотроном.

1 — статическая трубка; *2* — динамическая трубка; *3* — камеры; *4* — мембраны; *5* — стержень механотрона; *6* — трубки для отсоса воздуха; *7* — кран; *8* — механотрон.

и в камерах не изменяется, отверстия не забиваются наносами и пузырьками воздуха, что дает возможность использовать прибор для измерения скоростей двухкомпонентных потоков [136].

На рис. 6.3 дана схема измерителя скорости с круглой пластинкой *1* диаметром 4—5 мм. Она соединена стержнем *2* и металлической мембраной *3* (вваренной в стеклянный баллон лампы) с подвижными анодами *4*. При смещении пластинки под действием потока происходит отклонение подвижных анодов по отношению неподвижного катода. В результате в анодной цепи электронной лампы образуется электрический сигнал, соответствующий определенному значению скорости движения воды. Кольцо *5* служит для ограждения от механических повреждений круглой пластинки *1*. Прибор прикрепляется к штанге *6*, внутри которой проходят электрические провода.

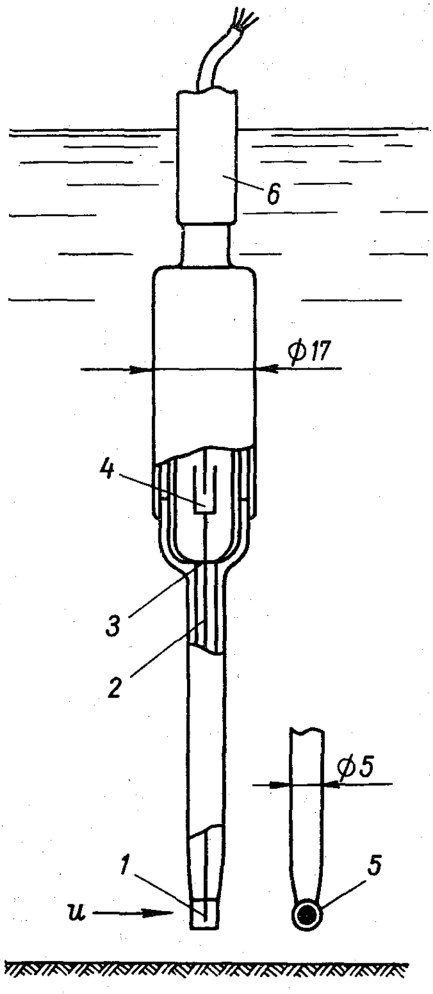


Рис. 6.3. Схема маятникового (мембранного) датчика скорости с круглой пластинкой и механотроном.

1 — пластинка; *2* — стержень; *3* — мембрана; *4* — подвижный анод; *5* — кольцо; *6* — штанга.

Зависимость величины выходного электрического сигнала, измеренного гальванометром или осциллографом, от величины скорости (или давления) является основной характеристикой маятникового или мембранного датчика скорости. Она должна быть определена тарированием прибора. Необходимость предварительной тарировки объясняется тем, что материал, из которого выполнены датчики скорости, технология изготовления и монтаж деталей и их размеры и чувствительность датчиков, трудно выдержать строго одинаковыми. На работу датчиков существенно влияют свойства мембран и способ их закрепления в приборах. Все это заставляет предварительно тарировать каждый прибор. Приборы, не обладающие стабильностью, тариру-

ются дополнительно в процессе работы с прибором. Т. В. Одилавадзе разработал статический и динамический способы тарирования таких приборов.

Для измерения пульсационных скоростей большое значение имеют динамические характеристики приборов. Одной из характеристик является его инерционность, другими словами, его резонансная частота, находящаяся в прямой зависимости от динамической погрешности.

Для того чтобы экспериментально определить инерционность прибора, необходимо записать его собственные колебания с помощью осциллографа при определенной частоте шлейфа. По осциллограмме затухания колебаний при действии вынуждающей силы в виде мгновенного импульса определяется собственная частота прибора.

Исследование работы маятниковых приборов показало, что собственную частоту можно увеличивать, но при этом уменьшается их чувствительность, а также диапазон работы прибора.

Для маятникового прибора с электронно-механическими датчиками при измерении пульсационных скоростей получается малая динамическая погрешность. Например, прибором маятникового типа с электронно-механическим преобразователем можно регистрировать пульсации скорости течения воды с частотой 40—50 Гц.

Маятниковые приборы имеют высокую собственную частоту (100 Гц), широкий диапазон измерений (от 1 до 350 см/с и выше) и устойчивую тарировочную кривую. На основании анализа амплитудно-частотных характеристик прибора сделан вывод о том, что эти приборы можно использовать для измерения как осредненных во времени скоростей, так и пульсационных. Что касается приборов мембранного типа, то они обладают большей инерционностью. С помощью таких приборов можно регистрировать осредненные скорости и крупномасштабные пульсации.

Результаты градуировок описанных приборов показали, что величина выходного электрического сигнала $I_в$ (отклонение светового сигнала на фотографической бумаге магнитоэлектрического осциллографа) связана линейно с гидродинамическим давлением потока жидкости. Следовательно, связь между выходным сигналом $I_в$ (выражаемая в миллиамперах или микроамперах) и скоростью u квадратичная. В электрической схеме предусмотрен корнеизвлекатель, что дает возможность облегчить процесс тарирования прибора уменьшением числа точек на тарировочной кривой, поскольку связь между $\sqrt{I_в}$ и u линейная. Для оценки точности работы приборов целесообразно строить кривую в координатах $\sqrt{I_в}/u$ (по вертикальной оси) и u (по горизонтальной). При сравнительно малых скоростях ($u < u_к \approx \approx 0{,}15$ м/с) кривая обращена выпуклостью к вертикальной оси,

далее зависимость $\sqrt{I_в/u}$ от u выражается прямой линией, параллельной оси u. При скоростях $u > u_к$ прибор работает наиболее стабильно. Точность регистрации скоростей обычно не выходит за пределы $\pm 2\%$.

Исследования интегрального способа измерения скоростей производились в стеклянном гидравлическом лотке длиной 12 м, шириной 0,34 м и высотой 0,6 м.

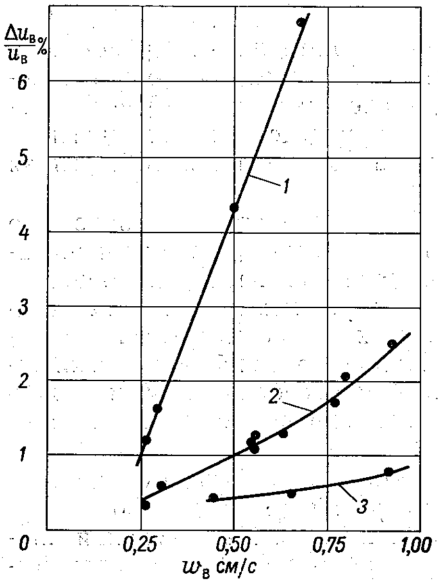


Рис. 6.4. Зависимость относительной погрешности $\frac{\Delta u_в}{u_в}$ определения средней скорости на вертикали $u_в$ интегральным способом от величины скорости подъема $w_в$ датчика скорости.

1 — для гидрометрической трубки с динамическим отверстием d=0,85 мм; *2* — для гидрометрической трубки с динамическим отверстием d=2 мм; *3* — для маятникового датчика с круглой пластинкой d=4 мм.

Опускание и подъем датчика производились с помощью электрического моторчика постоянного тока с червячным редуктором, присоединенного к подъемному механизму мерной иглы. Регулировка скорости движения датчика осуществлялась величиной подаваемого электрического напряжения на моторчик.

В аппаратуре предусмотрена кнопка для подачи электрического сигнала от батареи на нерабочий шлейф осциллографа в момент начала и конца передвижения датчика скорости.

С помощью сигналов можно фиксировать также промежуточные контрольные отметки на скоростной вертикали или горизонтали.

В результате проведенных экспериментов с указанными выше приборами в различных вариантах их исполнения установлены методика интегрального измерения ими скоростей и его точность. Оказалось, что погрешность существенно зависит от скорости перемещения по вертикали датчика.

На рис. 6.4 дана зависимость относительной погрешности $\frac{\Delta u_в}{u_в} = \frac{u_в - u_{в.и}}{u_в}$ в определении средней скорости на вертикали интегральным способом от вертикальной скорости подъема датчика $w_в$, где $u_в$ — средняя скорость на вертикали, измеренная точечным способом и подсчитанная графомеханически, $u_{в.и}$ — средняя скорость на вертикали, измеренная интегральным способом. На рис. 6.4 видно, что при $w_в$ до 1 см/с гидрометриче-

ской трубкой с диаметром динамического отверстия $d=2$ мм (кривая *2*) и круглой пластинкой (кривая *3*) можно с достаточной точностью определять средние скорости по вертикали (до 2,5%). При этом датчик в виде пластинки дает меньшие ошибки.

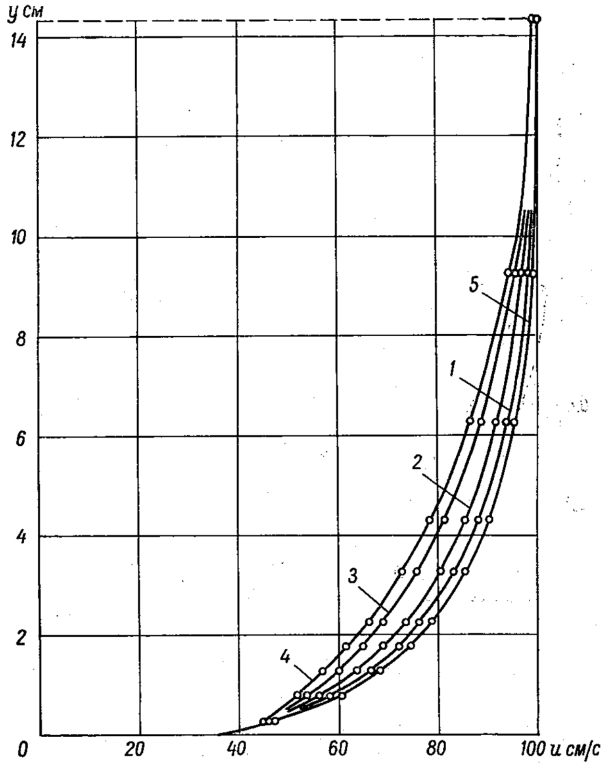


Рис. 6.5. Эпюры скоростей, измеренные интеграционным (*1*, *2*, *3*, *4*) и точечным (*5*) способами с помощью гидрометрической трубки с механотроном и с динамическим отверстием $d=0{,}85$ мм.

1 — $\omega_в=0{,}27$ см/с; *2* — $\omega_в=0{,}31$ см/с; *3* — $\omega_в=0{,}51$ см/с; *4* — $\omega_в=0{,}68$ см/с.

Гидрометрическая трубка с динамическим отверстием $d=0{,}85$ мм (кривая *1*) вследствие ее большой инерционности дает большую относительную погрешность при интеграционном способе измерений (до 7% при $\omega_в=0{,}7$ см/с).

На рис. 6.5 изображены эпюры скоростей по глубине потока, полученные точечным способом и интеграционным при различной скорости подъема гидрометрических трубок. Эпюры *1*, *2*, *3*, *4* были получены путем записи выходного сигнала на фотографическую бумагу осциллографа Н-700 с началом движения

датчика скорости из одной фиксированной точки у дна. Видно, что наибольшее отклонение регистрируемых скоростей интеграционным способом от действительных наблюдается в придонной области, т. е. при значительных градиентах скоростей.

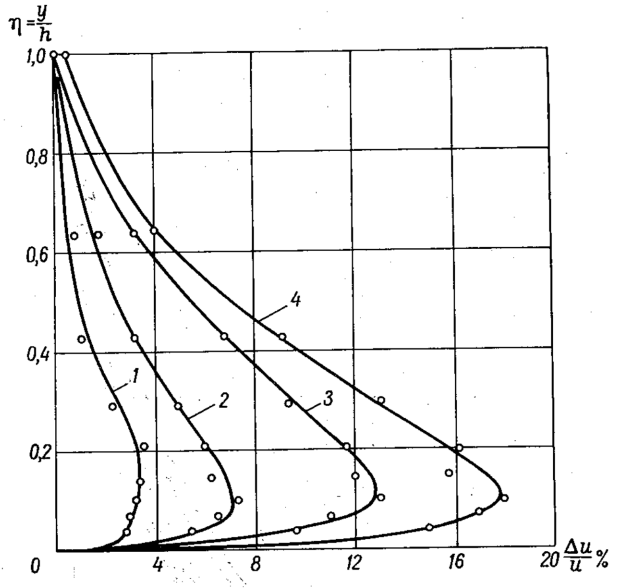


Рис. 6.6. Изменение относительной погрешности $\frac{\Delta u}{u}$ определения скоростей на вертикали интеграционным способом при различной скорости перемещения гидрометрической трубки с диаметром отверстия $d=0{,}85$ мм.

1 — $w_в=0{,}27$ см/с; *2* — $w_в=0{,}37$ см/с; *3* — $w_в=0{,}51$ см/с; *4* — $w_в=0{,}68$ см/с.

Распределение относительной погрешности $\frac{\Delta u}{u}=\frac{u-u_и}{u}$ по вертикали при интеграционном способе измерений скоростей представлено на рис. 6.6, построенном с использованием рис. 6.5. Здесь u — местная скорость, измеренная точечным способом, $u_и$ — местная скорость, измеренная интеграционным способом, y — расстояние от дна потока, h — глубина вертикали. Эти кривые (рис. 6.6) проведены из одной начальной точки у дна, так как измеренные в ней скорости интеграционным и точечным способами совпадают. Нулевые расхождения в скоростях u и $u_и$, измеренных трубкой с динамическим отверстием $d=0{,}85$ мм, оказались у поверхности воды, т. е. при $y/h=1$. При увеличе-

нии диаметра трубки до $d=2$ мм погрешности уменьшились и достигли нулевых значений при $y/h=0{,}45\div0{,}75$. При $d=0{,}85$ мм наибольшие погрешности наблюдаются при $y/h\approx0{,}1$, при $d=2$ мм — при $y/h\approx0{,}05$.

Таким образом, на основе этих графиков можно предложить две методики интегрированных измерений скоростей: 1) исходя из заданной точности измерений скоростей назначается наибольшая допустимая скорость подъема прибора; удобно в этом случае построить график зависимости $\left(\frac{\Delta u}{u}\right)_{\text{макс}}$ от $w_в$; 2) перемещая прибор при ограничении $w_в$ только из технических соображений, в полученные эпюры скоростей вводятся поправки. В скорости, измеренные интегрированным способом, вводятся поправки со знаком плюс, что ясно из методики построения графиков. Для работ повышенной точности аналогичные графики должны составляться для каждой трубки в порядке ее тарировки.

Интегрированный способ при опускании датчиков, как показали опыты, отличается от такового при подъеме датчиков тем, что относительная погрешность при этом непрерывно возрастает

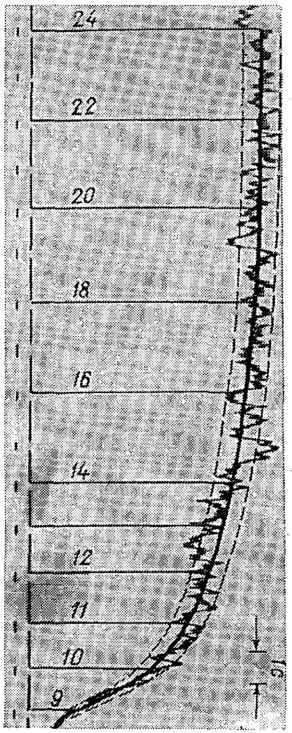


Рис. 6.7. Осциллограмма записи выходного сигнала при интегрированном способе измерения скоростей с помощью маятникового датчика (круглая металлическая пластинка) с собственной частотой 80 Гц при скорости ее подъема $w_в=0{,}76$ см/с.

по всей глубине потока, особенно интенсивно в придонной зоне. Например, если при подъеме гидрометрической трубки со скоростью $w_в=0{,}93$ см/с максимальная погрешность $\left(\frac{\Delta u}{u}\right)_{\text{макс}}$ составляла 13%, то при опускании датчика — около 30%. Следовательно, производить измерения интегрированным способом эпюр скоростей по вертикали путем опускания датчиков нецелесообразно.

В заключение приводим осциллограмму записи выходного сигнала, имеющего квадратичную зависимость от скорости потока на вертикали. Выписанные числа по вертикали на осциллограммах соответствуют отметкам глубины потока, полученным с помощью мерной иглы, к которой прикрепляется датчик

скорости. По этим отметкам и тарировочным графикам зависимости величины выходного сигнала от скорости строятся эпюры местных скоростей по вертикали. Осциллограмма записи с помощью пластинки (рис. 6.7) показывает, что датчиком этого типа при интеграционном способе измерений можно наблюдать картину пульсаций скорости по глубине потока. На этом рисунке показано среднее положение кривой и огибающие, дающие представление о размахе пульсаций. Довольно четко прослеживаются макропульсации. Отметим, что пластинка применялась и раньше в качестве датчика скорости (например, К. А. Зворыкиным и др.), но с другой электрической схемой.

Применение в гидравлической лаборатории интеграционного способа измерения скоростей течения воды с использованием электронно-механических датчиков позволило констатировать эффективность этого способа.

6.3. Принцип измерения малых скоростей течения воды способом регулярного режима охлаждения

Тепловое взаимодействие тела и среды выражается уравнением

$$G = \alpha(\Theta - t) S\tau, \tag{6.7}$$

где G — количество тепла, теряемое с поверхности S охлаждающегося тела; Θ — температура тела; t — температура среды; τ — время; α — коэффициент теплоотдачи, являющийся показателем теплового воздействия среды на тела.

Убывание разности температур $\Theta - t = \vartheta$ выражается показательной функцией

$$\vartheta = \vartheta_0 e^{-m(\tau - \tau_0)}, \tag{6.8}$$

где ϑ_0 — разность температур ϑ в начальный момент времени τ_0. График функции (6.8) в общем виде показан на рис. 6.8.

Очевидно, увеличение скорости потока повышает интенсивность теплообмена, что приводит к увеличению коэффициента теплообмена, т. е. $\alpha = \alpha(u)$. Если тело подогревается электрическим током, то величина $\frac{G}{\tau} = 0{,}24 I^2 R$, где I — сила тока, проходящего через тело, R — сопротивление. С учетом сказанного формулу (6.7) перепишем в виде

$$0{,}24 I^2 R = [\alpha(u)](\Theta - t) S. \tag{6.9}$$

В настоящее время существует немало типов приборов для измерения скоростей течения жидкости, в которых используется

явление теплообмена. Они отличаются электрической схемой и конструкцией первичных датчиков скорости (зонда). Основными способами (принципами) тепловых измерений скоростей течения жидкости являются следующие:

1) способ постоянного сопротивления,
2) способ постоянной силы тока,
3) способ регулярного режима охлаждения.

Гидрометрические приборы, в которых используются явления теплообмена, принято называть термогидрометрами, или гидрокатазондами.

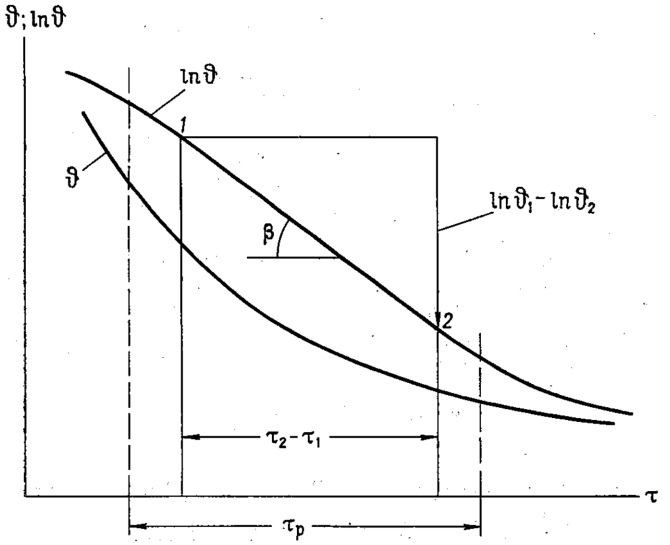


Рис. 6.8. График функции $\vartheta = \vartheta(\tau)$ в обычных и полулогарифмических координатах.

Более общим тепловым способом измерения скоростей течения жидкости является способ регулярного режима охлаждения, в котором нет ограничений в отношении Θ, t и $\Theta - t$, т. е. эти величины могут быть переменными. Остановимся более подробно именно на этом способе. В его основе лежит теория регулярного режима охлаждения, разработанная Г. М. Кондратьевым. К измерению скоростей течения эта теория применена Г. В. Железняковым [46].

Для регулярного режима охлаждения характерно упорядоченное поле температур. Влияние начального и конечного теплового состояния подогретого в потоке зонда не сказывается на процессе охлаждения. В качестве характеристики регулярного теплового режима принята величина m, входящая в формулу (6.8). Если продифференцировать формулу (6.8) по τ,

можно выяснить физический смысл m

$$d\vartheta = -\vartheta_0 e^{-m(\tau-\tau_0)} m\, d\tau = -m\vartheta\, d\tau,$$

откуда

$$m = -\frac{1}{\vartheta}\cdot\frac{d\vartheta}{d\tau}; \qquad (6.10)$$

следовательно, m есть скорость относительного изменения разности температур ϑ зонда и среды (потока). Величина m называется темпом охлаждения. Переписывая выражение (6.10) в виде

$$\frac{d(\ln\vartheta)}{d\tau} = -m,$$

замечаем, что m есть угловой коэффициент прямой (в полулогарифмических координатах)

$$\ln\vartheta = -m\tau, \qquad (6.11)$$

наклоненной к оси τ под углом β. Отсюда ясно, что геометрическую интерпретацию m можно получить, строя полулогарифмическую анаморфозу функции $\vartheta = \vartheta(\tau)$ (рис. 6.8). Регулярному режиму охлаждения соответствует интервал времени $\tau_р$. Связь между $\ln\vartheta$ и τ в интервале $\tau_р$ линейная. Относя уравнение (6.10) к двум периодам охлаждения τ_1 и τ_2, получим выражение для практического определения m

$$m = \frac{\ln\vartheta_1 - \ln\vartheta_2}{\tau_2 - \tau_1}, \qquad (6.12)$$

где ϑ_1 и ϑ_2 соответствуют моментам времени τ_1 и τ_2; m имеет размерность $\frac{1}{\text{час}}$. Чем больше m, тем интенсивнее охлаждается зонд. Так как увеличение скорости потока повышает интенсивность теплообмена, то $m = m(u)$. Зная вид этой функции и измеряя m, можно затем найти u. В этом заключается идея измерения скорости течения жидкости по способу регулярного режима охлаждения.

Главным конструктивным элементом такого прибора является первичный датчик скорости, или зонд, воспринимающий охлаждающее действие потока. Темп охлаждения m может быть определен термоэлектрическим дифференциальным способом. Один спай термопары (теплый) находится в датчике скорости, где температура равна Θ, другой — в потоке с температурой t.

Для определения темпа охлаждения Г. М. Кондратьев получил две формулы, которые и положены в основу экспериментальной методики регулярного режима охлаждения.

Первая формула (теорема) выводится из рассмотрения процесса охлаждения однородного изотропного тела внутри и на

границе его со средой. Окончательный вид формулы таков:

$$m=\bar{\alpha}\psi\frac{S}{C}. \tag{6.13}$$

Здесь $\bar{\alpha}$ — средний коэффициент теплоотдачи на поверхности; C — полная теплоемкость, равная

$$C=c\gamma W,$$

где c — удельная теплоемкость; γ — удельный вес; W — объем тела.

Безразмерная величина ψ характеризует неравномерность распределения температур внутри тела, изменяется от 0 до 1; $\psi=0$ — весьма интенсивное охлаждение, т. е. $\alpha\to\infty$, $\psi=1$ — равномерное распределение температур, т. е. температуры внутри тела и на поверхности равны.

В общем случае

$$\psi=\psi(\mathrm{Nu}),$$

где $\mathrm{Nu}=\frac{l\alpha}{\lambda}$ — критерий теплового подобия Нуссельта; l — характерный размер тела; λ — коэффициент теплопроводности.

Вторая формула выводится из выражения (6.13) при условии $\alpha\to\infty$, тогда ($m_\infty=\lim m$)

$$m_\infty=\frac{a}{k_\Phi}, \tag{6.14}$$

где a — коэффициент температуропроводности, равный $a=\frac{\lambda}{c\gamma}$ (является мерой способности к выравниванию температуры в теле); k_Φ — коэффициент формы тела, имеет размерность площади и характеризует способность тела к теплосбережению, может служить как бы мерой термической инерции. Интенсивность отдачи тепла и изменение температуры находятся в обратной зависимости от k_Φ. Его значение для шара наибольшее.

Итак, темп охлаждения m зависит от формы тела, размеров, теплопроводности λ, температуропроводности a и теплоотдачи α.

Формулы (6.13) и (6.14) позволяют подойти к подбору материала для приемника измерителя скорости водного потока, а также дают возможность качественно установить вид зависимости темпа охлаждения от скорости u, т. е. установить характер тарировочной кривой гидрокатазонда.

Пусть рассматривается охлаждение тела заданной формы, размеров и физических свойств. Тогда S, C, a и k, входящие в формулы (6.13) и (6.14), будут иметь постоянные значения, и уравнение (6.13) можно записать в виде $m=m(\alpha\psi)$. Поскольку $\psi=\psi(\mathrm{Nu})$, а l и λ также постоянны, то $\psi=\psi(\alpha)$, $\alpha\psi=f(\alpha)$.

Исследуем последнюю функцию при α, изменяющемся от 0 до ∞. При α, близком к нулю, т. е. при медленном охлаждении, $\psi=1$ (выравнивание температур в теле успевает наступить) — $f(\alpha)=\alpha$, тогда при $\alpha=0$ и $m=0$. При $\alpha\to\infty$ m стремится к величине $\frac{a}{k_ф}$, как это вытекает из формулы (6.14). Следовательно, функция $m=m(\alpha)$, а также функция $m=m(u)$ имеют две асимптоты: ось ординат и ось, параллельную оси абсцисс на расстоянии от нее $a/k_ф$.

Предположим, что процесс теплоотдачи начался при $u=0$ водного потока, тогда $m=m_0$, соответствующее таким условиям,

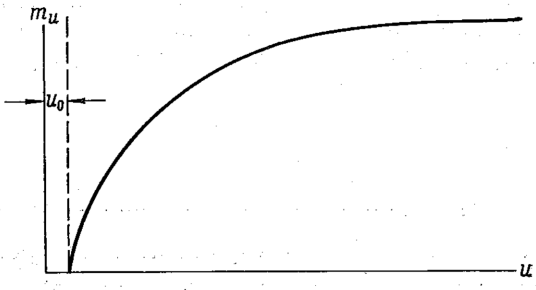


Рис. 6.9. Общий вид зависимости темпа охлаждения m_u гидрокатазонда от скорости u.

будет меньше, чем m при $u>0$. Если по вертикальной оси отложить m_u, равное $m-m_0$, а по горизонтальной u, то придем к интересующей нас зависимости, изображенной на рис. 6.9. Отметим, что m_u зависит только от скорости, так как из общего m вычтено m_0, найденное при $u=0$.

Процесс теплообмена, обусловливаемый движущейся средой, начинается с $u=u_0$, характеризующего начальную скорость гидрокатазонда. Поэтому кривая $m_u=m_u(u)$ не пройдет через начало координат (рис. 6.9). Это понятно из того, что влияние скорости на теплообмен может сказаться только тогда, когда интенсивность поступательного движения частиц жидкости станет больше интенсивности конвективных токов, возникающих вследствие температурного перепада. Однако если принять очень малые $(\Theta-t)$, то u_0 может быть и не обнаружено.

Анализ функции $m_u=m_u(u)$ позволяет выявить одно весьма существенное обстоятельство: чем меньше скорость потока, тем точнее она может быть измерена.

Известны различные типы термогидрометров, отличающиеся конструкцией первичного датчика скорости и электрической схемой. Широкое распространение получили термогидрометры (термоанемометры) датской фирмы DISA.

Глава 7

Гидрометрические водосливы

Типы водосливов отличаются большим разнообразием. Их классификация дана в работе [14]. Водосливы с тонкой стенкой, называемые гидрометрическими, представляют собой очень хорошие расходомерные установки. По точности измерения расходов воды они уступают лишь объемному способу.

В настоящее время для определения расходов воды используются и водосливы с широким порогом и практического профиля, называемые гидротехническими. Анализируя экспериментальные данные о коэффициентах расхода водосливов с широким порогом, Н. Н. Федоров [179] пришел к выводу, что незатопленный водослив этого типа вполне пригоден для измерения расходов воды.

Исследование [179] послужило основой для разработки практических рекомендаций по применению водосливов с широким порогом в целях гидрометрии [124]. Указаны соотношения между напором над водосливом и длиной порога, между напором и высотой порога, при которых коэффициент расхода водослива постоянная и переменная величины. Это внесло ясность в методику и точность определения расходов воды таким водосливом. На реках с большими расходами донных наносов применение водослива с широким порогом как расходомера ограничено. Заиление верхнего бьефа изменяет условия входа потока на водослив, а следовательно, и коэффициент расхода.

Существует много типов водосливов с тонкой стенкой, находящих применение в зависимости от условий их работы и требуемой точности определения расхода. На практике используются водосливы с тонкой стенкой, главным образом незатопленные. В зависимости от формы выреза в стенке водосливы подразделяются на полигональные и криволинейные. В свою очередь полигональные подразделяются на прямоугольные, треугольные и трапецеидальные суживающиеся книзу и кверху. Криволинейные водосливы могут быть разных типов в зависимости от того, по какому уравнению очерчен их гребень.

Общая классификация водосливов с тонкой стенкой изложена в работе [65]. Водослив, характеризующийся линейной зависимостью между напором и расходом воды, называется пропорциональным. К пропорциональным водосливам может быть отнесен трапецеидальный суживающийся кверху водослив. Такие водосливы рассмотрим более подробно ввиду их возросшего значения при эксплуатации ирригационных каналов, а также и потому, что в курсах гидравлики они освещаются совершенно недостаточно.

Настоящая глава посвящена теории полигональных водосливов с тонкой стенкой; уделяется соответствующее внимание и пропорциональным водосливам.

Для того чтобы придать этой теории прикладной характер, с точки зрения гидрометрии, приводится обобщение опытных данных о коэффициентах расхода водосливов.

Как известно, истечение жидкости через водосливы с широким порогом и водосливы практического профиля подробно рассматривается в курсах гидравлики. Однако надо иметь в виду, что в связи с развитием способов учета стока на ГЭС, эти водосливы подверглись изучению в натурных условиях. В результате расширились представления о факторах, влияющих на коэффициенты расхода указанных водосливов.

7.1. Полигональные водосливы с тонкой стенкой

Наиболее общей формой для этой группы водосливов является трапецеидальная.

Расход воды dQ через элементарную площадку высотой dh (рис. 7.1) равен

$$dQ=\mu b\,dh\sqrt{2gh}.$$

Величину b согласно рис. 7.1 *а* и с учетом обозначения $\operatorname{ctg}\beta=n$, найдем по формуле

$$b=B-2(H-h)n.$$

Запишем выражение

$$dQ=\mu\,[B-2n(H-h)]\,dh\sqrt{2gh},$$

откуда

$$Q=\mu B\sqrt{2g}\int_0^H h^{1/2}\,dh-2\mu nH\sqrt{2g}\int_0^H h^{1/2}\,dh+$$
$$+2\mu n\sqrt{2g}\int_0^H h^{3/2}\,dh.$$

Производя интегрирование и соответствующие преобразования, формула трапецеидального суживающегося кверху водослива получит вид

$$Q=m\sqrt{2g}\,BH^{3/2}\left(1-0{,}8n\frac{H}{B}\right), \tag{7.1}$$

где B — длина гребня водослива; $m=\frac{2}{3}\mu$ — коэффициент расхода водослива; $n=\operatorname{ctg}\beta$ — коэффициент наклона боковых сторон водослива к его гребню; H — напор над водосливом (на расстоянии от порога $\sim 4H$).

Формула (7.1) является общей для всех водосливов с полигональной формой выреза в стенке. Из нее получим в виде

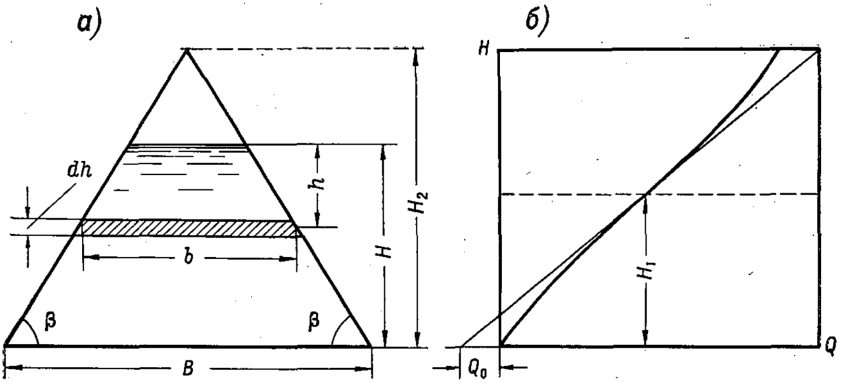


Рис. 7.1. Трапецеидальный, суживающийся кверху водослив с тонкой стенкой (*а*) и зависимость расхода воды от напора (*б*).

частных случаев формулы водосливов: прямоугольного, треугольного и трапецеидального суживающегося книзу.

Если ввести обозначение

$$\sigma_f=1-0{,}8n\frac{H}{B}, \tag{7.2}$$

называя σ_f коэффициентом формы водослива, получим из формулы (7.1) обобщенную формулу водослива

$$Q=\sigma_f m\sqrt{2g}\,BH^{3/2}. \tag{7.3}$$

Для прямоугольного водослива $\beta=90°$, $n=0$, $\sigma_f=1$, тогда формула (7.3) принимает вид

$$Q=m\sqrt{2g}\,BH^{3/2}. \tag{7.4}$$

Чтобы получить наиболее высокую точность определения расходов воды, необходимо тарировать водосливы, измеряя расходы воды объемным или весовым способами. Имея Q и измеренные H, по выражению (7.4) подсчитывается коэффициент

расхода водослива m и исследуется возможность его изменения от напора и других факторов. Протарированными водосливами расход можно измерить с высокой точностью, до 1%. Если несколько снизить точность определения расходов, вместо тарировки водослива можно применить эмпирические формулы для m. Для незатопленного прямоугольного водослива без бокового сжатия и свободным доступом воздуха под струю m подсчитывается по формуле

$$m=\left(0{,}405+\frac{0{,}0027}{H}\right)\left[1+0{,}55\left(\frac{H}{H+p_{\text{в. б}}}\right)^2\right], \qquad (7.5)$$

где $p_{\text{в. б}}$ — высота порога водослива со стороны верхнего бьефа.

Для ориентировочных подсчетов можно принять $m=0{,}42\div 0{,}44$.

В случае треугольного водослива

$$n=\operatorname{ctg}\beta=\operatorname{ctg}\left(90+\frac{\alpha}{2}\right)=-\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2};\quad B=0,$$

где α — внутренний угол треугольника, образованный боковыми сторонами водослива, поэтому

$$Q=0{,}8m\sqrt{2g}\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}H^{5/2}. \qquad (7.6)$$

Здесь коэффициент расхода более устойчив ($m=0{,}40$). При $\alpha=90°$ с учетом численного значения m получим

$$Q=1{,}4H^{5/2}. \qquad (7.7)$$

Малые расходы воды измеряются треугольными водосливами с большей точностью, чем прямоугольными, так как у треугольных получается бóльшая высота переливающегося слоя, чем у прямоугольных, при одинаковых расходах. Из числа треугольных водосливов водослив с $\alpha=90°$ является основным; однако применяются водосливы и с $\alpha<90°$ с тем, чтобы повысить H, а следовательно, понизить относительную ошибку его измерения.

Исследования Валдайской научно-исследовательской гидрологической лаборатории ГГИ показали, что треугольные водосливы при напорах $H<50$ мм должны подвергаться индивидуальной тарировке в полевых условиях [67]. В равной мере это должно относиться к другим водосливам.

Из числа трапецеидальных суживающихся книзу водосливов заслуживает наибольшего внимания водослив при $\frac{\alpha}{2}=14°$, так как в этом случае получается устойчивое значение $m=0{,}42$. Подставим в формулу (7.1) $n=-\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}=-\operatorname{tg}14°=-0{,}25$ и

введем, кроме того, в виде произведения коэффициент бокового сжатия струи $\varepsilon = 1 - 0{,}2\frac{H}{B}$, получим

$$Q = 0{,}42\sqrt{2g}\left(1 - 0{,}2\frac{H}{B}\right)(B + 0{,}2H)H^{3/2}.$$

Произведение членов в скобках в последней формуле дает B, если отбросить как малую величину $0{,}04\frac{H^2}{B}$; поэтому

$$Q = 1{,}86BH^{3/2}. \tag{7.8}$$

Водосливы с тонкой стенкой применяются в виде стационарных установок и в виде переносных металлических рам.

7.2. Коэффициент расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива

Формула расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива имеет вид

$$Q = m\sqrt{2g}\,BH^{3/2}(1 - 0{,}8\Theta), \tag{7.9}$$

где $\Theta = \frac{nH}{B}$ — безразмерный параметр водослива. Этот параметр приведен в работе [50]. Он характеризует форму выреза в тонкой стенке, существенно облегчает рассмотрение теории пропорционального водослива и анализ коэффициентов m.

Для анализа коэффициентов m использованы данные М. В. Бутырина (расходы Q и напоры H) по тарированию трапецеидальных суживающихся кверху водосливов [62]. Были вычислены значения безразмерного параметра Θ и коэффициенты расхода m по формуле (7.9).

На рис. 7.2 построен график $m = m(\Theta)$ при различных значениях n. Обнаруживается обратная линейная связь m и Θ

$$m = m_n - \varphi\Theta, \tag{7.10}$$

где m_n — коэффициент m при $\Theta = 0$, зависящий от n; φ — угловой коэффициент, убывающий с возрастанием n.

Зависимость m_n от n выражается уравнением

$$m_n = 0{,}425 + 0{,}099n, \tag{7.11}$$

следовательно, формула (7.10) перепишется в виде [62]

$$m = 0{,}425 + 0{,}099n - \varphi\Theta. \tag{7.12}$$

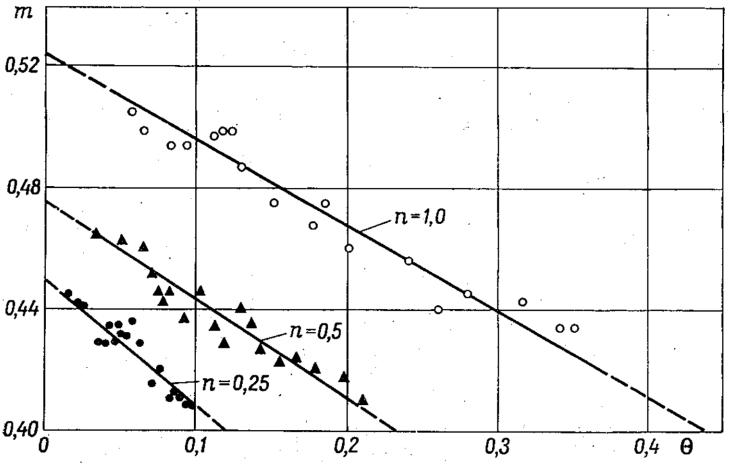


Рис. 7.2. Зависимость коэффициента расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива m от n и Θ.

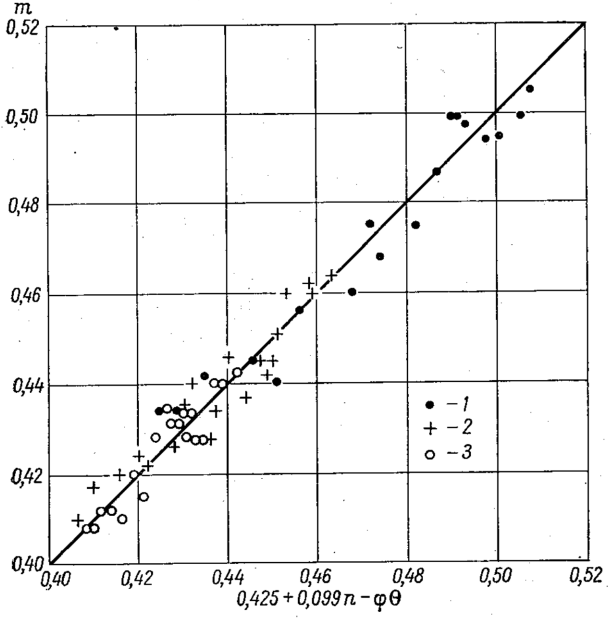


Рис. 7.3. Связь фактических и подсчитанных по формуле (7.12) коэффициентов расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива.

1 — n=1,00, *2* — n=0,50, *3* — n=0,25.

Для определения φ можно воспользоваться табл. 7.1.

Таблица 7.1

Значения φ			
n	0,25	0,50	1,00
φ	0,42	0,33	0,28

Для прямоугольного водослива с тонкой стенкой $n=0$ и $\Theta=0$; из формулы (7.12) получим $m=0{,}425$, т. е. значение коэффициента расхода прямоугольного водослива, если не учитывать влияние на него напора и других факторов.

Сопоставим теперь фактические коэффициенты m, т. е. вычисленные из формулы (7.9), с коэффициентами, рассчитанными по формуле (7.12). График связи их приведен на рис. 7.3. Видно, что с помощью формулы (7.12) вполне удовлетворительно обобщаются опытные значения коэффициентов m [62].

Принимая среднее значение φ и округляя коэффициенты в формуле (7.12), перепишем ее (в качестве приближенного выражения) в виде

$$m=0{,}42+0{,}10n-0{,}34\Theta. \qquad (7.13)$$

Желательно в дальнейшем проверить формулу (7.12) при различных значениях B.

7.3. Пропорциональный водослив с тонкой стенкой

Основными достоинствами пропорциональных водосливов являются: возможность использования самописцев уровней, устанавливаемых в верхнем бьефе, в качестве расходографов или расходных реек с равномерной шкалой благодаря линейной связи между напором и расходом воды (расходными рейками называются рейки с нанесенной шкалой расходов); улучшенный транспорт через водослив донных наносов вследствие перераспределения местных скоростей течения на подходе к водосливу (увеличение придонных скоростей).

Предположим, что для водослива выполняется условие $Q=Kh$, где K — коэффициент пропорциональности, откуда $dQ=Kdh$. Решая это уравнение совместно с уравнением

$$dQ=\mu b\sqrt{2g}\sqrt{h}\,dh,$$

найдем

$$b=\frac{K}{\mu\sqrt{2g}\sqrt{h}}. \qquad (7.14)$$

По этому уравнению и должен бы быть очерчен вырез в стенке водослива, чтобы связь H и Q была линейной. Однако при $h=0$, $b=\infty$, что указывает на невозможность запроектировать пропорциональный водослив во всем диапазоне напоров. Практически приходится делать водосливы с конечным значением b при $h=0$, что приводит к некоторому нарушению прямой пропорциональности H и Q. Близким к такому криволинейному водосливу является трапецеидальный суживающийся кверху водослив, так же работающий, как пропорциональный, в определенных пределах напоров при заданной точности измерения расходов воды.

Применение трапецеидальных суживающихся кверху водосливов в качестве пропорциональных было рекомендовано Среднеазиатским научно-исследовательским институтом ирригации имени Д. Я. Журина. Ниже излагается теория такого водослива на основе работ [50, 51].

Отступая от строгого теоретического очертания пропорционального водослива, описываемого формулой (7.14), т. е. вводя в рассмотрение конечную длину гребня, необходимо считаться с тем, что линейность связи H и Q может наступить только после какого-то напора H_0, поэтому

$$Q=\mu\sqrt{2g}\int_{H_0}^{H} b\sqrt{h}\,dh. \tag{7.15}$$

Учитывая, что пропорциональный водослив характеризуется постоянством $b\sqrt{h}$, что видно из формулы (7.14), выражение (7.15) можно записать в виде

$$Q=KH-Q_0, \tag{7.16}$$

где $Q_0=\mu\sqrt{2g}(b\sqrt{H_0})H_0$ — некоторый начальный расход воды.

Найдем K и Q_0, считая, что трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает как пропорциональный. При $H>H_2$ (рис. 7.1) водослив становится треугольным отверстием. Из рисунка непосредственно следует $H_2=0{,}5\dfrac{B}{h}$. Графически функция (7.1) при $H\leqslant H_2$ (при каком-нибудь B) имеет вид кривой, приведенной на рис. 7.1. При $H=H_1$ эта кривая имеет точку перегиба. Ордината H_1 определяется из условия, что значение второй производной в точке перегиба обращается в нуль. Продифференцировав дважды уравнение (7.1) и обозначив $m\sqrt{2g}=M$, найдем

$$\frac{d^2Q}{dH^2}=0{,}75MBH_1^{0,5}-3MnH_1^{0,5}=0,$$

откуда

$$H_1=0{,}25\frac{B}{H}. \tag{7.17}$$

Поскольку $H_1=0{,}5H_2$, естественно, следует поставить условие, чтобы расходы Q, подсчитанные по формулам (7.1) и (7.16), точно совпали и чтобы прямая (7.16) была касательной к кривой (7.1) в этой точке, поскольку указанная прямая при таком положении лучше всего аппроксимирует кривую (7.1). На основании этого приравниваем первые производные в точке при $H=H_1$ функций (7.1) и (7.16), в результате получим

$$K=1{,}5MH_1^{0,5}-2MnH_1^{1,5}.$$

Подставляя сюда H_1 по формуле (7.17), найдем

$$K=0{,}5M\frac{B^{1,5}}{n^{0,5}}. \tag{7.18}$$

Формула для Q_0 выводится следующим образом. Подставив H_1 по формуле (7.17) в (7.1) и (7.16), получим:

$$Q_1=0{,}1M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}}, \tag{7.19}$$

$$Q_1=0{,}25K\frac{B}{n}-Q_0.$$

С учетом (7.18) последнее выражение принимает вид

$$Q_1=0{,}125M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}}-Q_0. \tag{7.20}$$

Исключая Q_1 из выражений (7.19) и (7.20), найдем

$$Q_0=0{,}025M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}}. \tag{7.21}$$

Подставляем K и Q_0 в формулу (7.16), получим расчетную формулу

$$Q=M\frac{B^{1,5}}{n^{0,5}}\left(0{,}5H-0{,}025\frac{B}{n}\right), \tag{7.22}$$

или

$$Q=m\sqrt{2g}\cdot\frac{B^{5/2}}{n^{3/2}}(0{,}50\Theta-0{,}025).$$

Условия, при которых трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает как пропорциональный, выводятся, исходя из того, чтобы ошибка в измерении расходов воды водосливом лежала в пределах заданной точности гидрометрических работ.

Поставим условие, чтобы расход воды, вычисленный по формуле (7.22), был равен расходу воды, определенному по формуле (7.1). После преобразований с учетом выражения (7.2) получим

$$\frac{\sqrt{B}}{\sigma_f\sqrt{nH}}\left(0{,}50-0{,}025\frac{B}{nH}\right)=1.$$

Введем безразмерный параметр водослива Θ, тогда эта формула запишется так:

$$\frac{1}{\sigma_f \sqrt{\Theta}}\left(0{,}50-0{,}025\frac{1}{\Theta}\right)=1.$$

Решим это уравнение относительно Θ, для чего запишем его, учитывая выражение коэффициента σ_f, в виде

$$0{,}50-0{,}025\frac{1}{\Theta}=\sqrt{\Theta}\,(1-0{,}80) \tag{7.23}$$

и обозначим

$$0{,}50-0{,}025\frac{1}{\Theta}=f_1(\Theta), \tag{7.24}$$

$$\sqrt{\Theta}\,(1-0{,}8\Theta)=f_2(\Theta). \tag{7.25}$$

По этим формулам построены графики функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ (рис. 7.4).

Так как между расходами воды и функциями $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ существует линейная зависимость, то точность определения

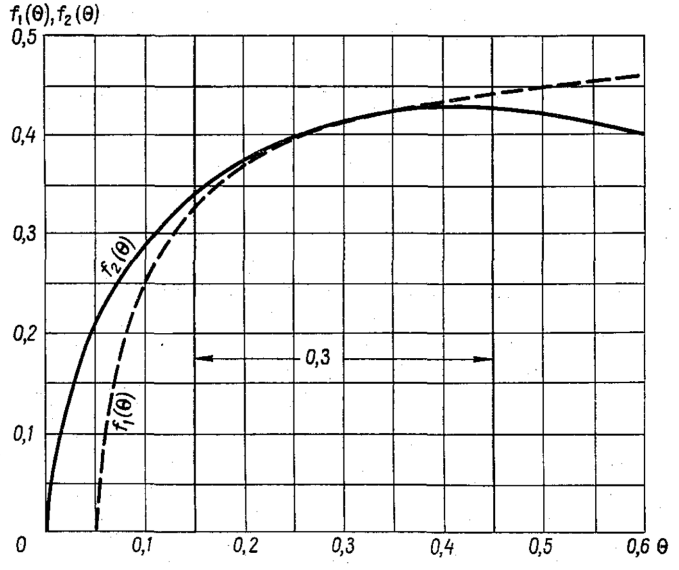


Рис. 7.4. Графики функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$.

функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ равна точности определения расходов Q. Задаваясь точностью измерения расходов воды 3%, можно пользоваться в определенных пределах изменения безразмерного параметра Θ любой из кривых, изображенных на рис. 7.4.

Важно не выйти за пределы, отмеченные на рис. 7.4 прямыми, уравнения которых имеют вид:

$$\Theta_{\text{мин}}=\frac{nH_{\text{мин}}}{B}=0{,}15, \tag{7.26}$$

$$\Theta_{\text{макс}}=\frac{nH_{\text{макс}}}{B}=0{,}45. \tag{7.27}$$

Вычитая из выражения (7.27) выражение (7.26), приходим к выводу, что трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает как пропорциональный, если амплитуда ($\Theta_{\text{макс}}-\Theta_{\text{мин}}$) безразмерного параметра Θ не больше 0,30. Формулы перепишем в виде:

$$H_{\text{мин}}=0{,}15\frac{B}{n},$$

$$H_{\text{макс}}=0{,}45\frac{B}{n},$$

где $H_{\text{мин}}$ — напор, после которого трапецеидальный водослив работает как пропорциональный; $H_{\text{макс}}$ — напор, до которого трапецеидальный водослив работает как пропорциональный.

7.4. Коэффициент расхода и методика расчета пропорционального водослива

Коэффициенты расхода пропорционального (полигонального) водослива по экспериментальным данным подсчитываются, исходя из формулы (7.22). Так как большая часть данных тарирования этих водосливов относится к случаям $\Theta<0{,}15$ (рис. 7.2), то приближенные значения M, а следовательно, и m можно рассчитать, исходя из формулы (7.22), если принять в качестве исходных данных коэффициенты в уравнении (7.16), по опытным данным М. В. Бутырина, приведенным в работе [62]. Значения K и Q_0 приведены в табл. 7.2 при H в формуле (7.16), выраженном в метрах.

Методика расчетов m заключается в следующем. Задаемся значением Θ в пределах $\Theta_{\text{мин}}$ и $\Theta_{\text{макс}}$, затем находим при известных n и B напор $H=\frac{\Theta B}{n}$. Далее по формуле (7.16) вычисляем расход Q, принимая K и Q_0 по табл. 7.2. Затем из формулы (7.22) находится коэффициент m пропорционального полигонального водослива с тонкой стенкой. На рис. 7.5 приведен

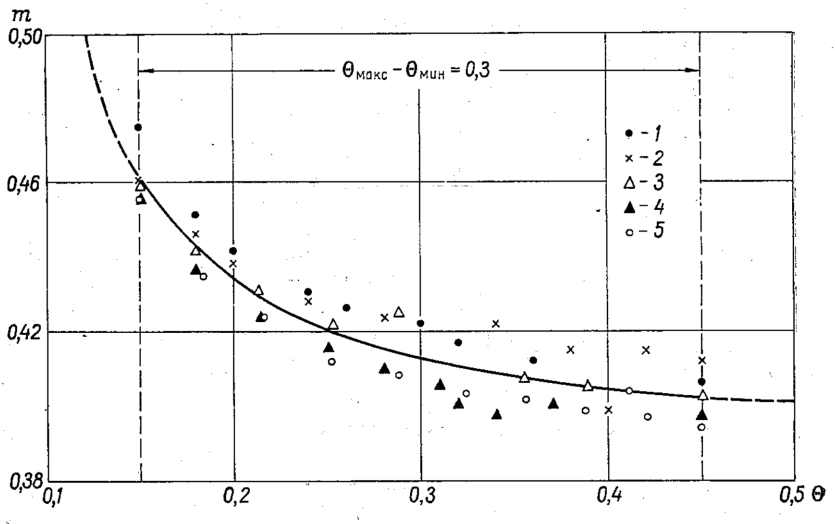


Рис. 7.5. Зависимость коэффициента расхода пропорционального (полигонального) водослива от параметра Θ.

1 — B=0,25 м; *2* — B=0,50 м; *3* — B=0,75 м; *4* — B=1,00 м; *5* — B=1,25.

Таблица 7.2

Значения K и Q_0 при n=0,50

B м	K м²/с	Q_0 м³/с
0,25	0,150	0,0020
0,50	0,440	0,0150
0,75	0,784	0,0362
1,00	1,180	0,0678
1,25	1,640	0,1168

график функции $m=m(\Theta)$ такого водослива. С увеличением Θ коэффициент m уменьшается. Отмечается тенденция уменьшения m с увеличением B, хотя и не вполне четко. Если не учитывать влияния B на m, зависимость m от Θ можно представить в виде формулы, предложенной в работе [62],

$$m=0{,}55-\psi\sqrt{\Theta}\,, \qquad (7.28)$$

где ψ — коэффициент, определяемый по табл. 7.3 в зависимости от Θ.

Таблица 7.3

Значения ψ

Θ	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
ψ	0,23	0,26	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22

В среднем $\psi = 0{,}24$. Значение m по формуле (7.30) может быть подсчитано с точностью примерно до 0,01.

Поскольку в формулу (7.30) входит H через параметр Θ, то до некоторой степени нарушается линейная связь Q и H этого водослива. При малых Θ эта связь нарушается в большей мере, поэтому следует отдавать предпочтение водосливам с большими n и малыми B.

Предположим, требуется запроектировать пропорциональный водослив для измерения расходов воды в канале. Минимальный расход воды $Q_{мин}$ и максимальный $Q_{макс}$ известны.

Основными элементами пропорционального водослива являются ширина B и угол β; их и следует рассчитать. Необходимо отметить, что величина B не может быть задана произвольно, а назначается из конструктивных соображений в зависимости от ширины канала. Расчет пропорционального водослива рекомендуется производить по следующей методике.

1. По ширине канала назначить длину гребня водослива (обычно меньше ширины канала).

2. Задать коэффициент наклона n боковых сторон водослива к его гребню.

3. Проверить путем расчета правильность задания коэффициента n в следующем порядке:

а) по величинам B и n, пользуясь формулой (7.22), составить уравнение вида (7.16);

б) подставляя в формулу (7.16) значения $Q_{мин}$ и $Q_{макс}$, найти соответственно $H_{мин}$ и $H_{макс}$:

$$H_{мин} = \frac{Q_{мин} + Q_0}{K},$$

$$H_{макс} = \frac{Q_{макс} + Q_0}{K};$$

в) по $H_{мин}$, $H_{макс}$, B и n вычислить безразмерные параметры $\Theta_{мин}$ и $\Theta_{макс}$ и сопоставить их с формулами (7.26) и (7.27). При этом должны быть выполнены условия:

$$\Theta_{мин} \geqslant 0{,}15, \tag{7.29}$$

$$\Theta_{макс} \leqslant 0{,}45. \tag{7.30}$$

4. В случае невыполнения указанных условий следует задаться новым значением n и расчет повторить.

5. По рассчитанному значению n найти угол $\beta = \operatorname{arcctg} n$.

7.5. Комбинированные пропорциональные водосливы

Комбинированными водосливами с тонкой стенкой называются водосливы, состоящие из нескольких типов водосливов (обычно из двух). Классификация таких водосливов дана в работе [85]. В данном случае рассматривается сочетание полигональных водосливов с криволинейными, суживающимися кверху, дающими линейную связь расхода с напором. На рис. 7.7 по-

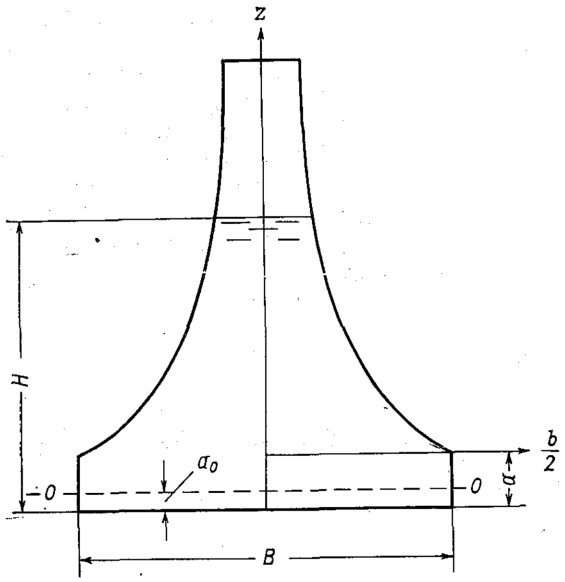


Рис. 7.6. Форма выреза в тонкой стенке комбинированного пропорционального водослива с горизонтальным гребнем.

казан водослив, форма выреза которого в тонкой стенке состоит из прямоугольной и криволинейной частей. Водослив может быть установлен таким образом, что струя из прямоугольной части выреза будет вытекать без бокового сжатия ($B=B_{в.б}$) или с боковым сжатием ($B>B_{в.б}$), где $B_{в.б}$ — ширина потока в верхнем бьефе. Водослив может быть без порога и с порогом.

Вид формы расхода (7.16) остается справедливым для всех пропорциональных водосливов, но параметры K и Q_0 будут различными.

Формула расхода этого водослива записывается в виде

$$Q=mB\sqrt{2ga}\,(H-a_0), \qquad (7.31)$$

где B — ширина прямоугольной части выреза; a — высота прямоугольного выреза (рис. 7.6); a_0 — расстояние, определяющее положение нуля отсчета, т. е. положение линии 0—0 (рис. 7.6). Напор H отсчитывается от порога водослива.

Сравнивая (7.16) и (7.31), получим:

$$K = mB\sqrt{2ga} = MB\sqrt{a}\,, \tag{7.32}$$

$$Q_0 = MBa_0\sqrt{a}\,. \tag{7.33}$$

Коэффициент расхода m зависит от a/B и от степени сжатия потока (струи). Введем понятие относительного сжатия струи $\varepsilon = \frac{B_{в.б} - B}{B_{в.б}}$. Числовые значения m, по П. В. Лобачеву [108], приведены в табл. 7.4.

Таблица 7.4

Значения m комбинированного пропорционального водослива

Отношение a/B						
0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
Водослив без бокового сжатия						
0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68
Водослив с боковым сжатием при $\varepsilon \approx 0{,}2$						
0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,72	0,73

Величина a_0 зависит от a/B и ε.

Относительные расстояния a_0/a приведены, по Лобачеву, в табл. 7.5.

Таблица 7.5

Значения $\frac{a_0}{a}$ комбинированного пропорционального водослива

Отношение a/B						
0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
Водослив без бокового сжатия						
—	0,10	0,13	0,16	0,19	0,21	0,25
Водослив с боковым сжатием при $\varepsilon \approx 0{,}2$						
0	0,08	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20

Согласно [124] принято $a_0 = a/3$, т. е. в этом случае измерение расходов можно делать, когда напор на водосливе H превышает значение $a/3$. Уравнение криволинейного очертания этого водослива имеет вид

$$\frac{b}{B} = 1 - \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{z}{a}}, \qquad (7.34)$$

где b — ширина криволинейной части водослива при высоте z (рис. 7.7).

Безразмерные координаты z/a и b/B приведены в табл. 7.6. Этот тип водослива рекомендован к применению [124].

Таблица 7.6

Безразмерные координаты для проектирования формы выреза в стенке комбинированного пропорционального водослива

z/a	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0	1,5
b/B	0,809	0,721	0,685	0,643	0,612	0,545	0,501	0,438
z/a	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0
b/B	0,393	0,360	0,334	0,313	0,296	0,284	0,272	0,252
z/a	7,0	8,0	9,0	10	12	14	16	20
b/B	0,235	0,219	0,206	0,200	0,183	0,168	0,157	0,143

Пределы измеряемых расходов воды этим водосливом в зависимости от a, B и наибольших и наименьших напоров даны в табл. 7.7.

Таблица 7.7

Пределы измеряемых расходов воды комбинированным пропорциональным водосливом

a см	B см	$H_{мин}$ см	$H_{макс}$ см	$Q_{мин}$ л/с	$Q_{макс}$ л/с
3	10	2	50	0,5	23
12	60	4,5	50	3,0	260

Могут быть применены и водосливы больших размеров, рассчитанные на большие расходы воды.

Описанный тип водослива первоначально нашел применение для учета расходов сточных вод и для химического дозирования и отбора проб жидкости. За последнее время он стал шире применяться в гидрометрической практике. Точность измерения расхода составляет примерно ±5%. Водослив должен работать как незатопленный. В этом случае уровень нижнего бьефа должен быть ниже отметки его порога. Если водослив не имеет

порога, то уровень нижнего бьефа должен быть ниже дна отметки подводящего канала.

Сечение потока, в котором измеряется уровень для определения напора над водосливом, назначают на расстоянии $(3 \div 4)\ H_{макс}$ в верхнем бьефе от водослива.

В зависимости от гидрологических особенностей водотока водосливной щит устанавливается в качестве стационарного или

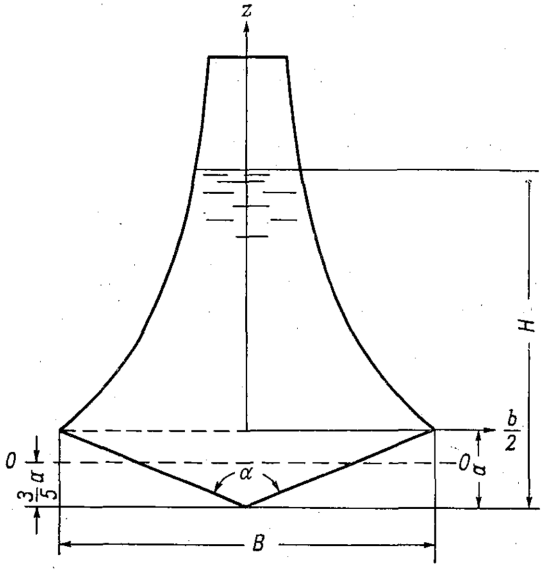


Рис. 7.7. Форма выреза в тонкой стенке комбинированного пропорционального водослива с треугольным гребнем.

полустационарного гидрометрического устройства или применяется для отдельных измерений в качестве переносного устройства.

Дальнейшее развитие комбинированного пропорционального водослива принадлежит индийским гидравликам [197]. Оно заключается в сочетании треугольного и криволинейного водосливов (рис. 7.7). Плоскость отсчета напора расположена от угла водослива на расстоянии $a_0 = \frac{3}{5} a$, где a — высота треугольного выреза водослива.

Индийскими специалистами предложены типы водосливов с тонкой стенкой, дающие наименьшую относительную ошибку измерения расходов жидкости и другие гидрометрические водосливы [192, 198, 199].

Глава 8

Параметр формы живого сечения открытых потоков

Форма живого сечения открытого (безнапорного) потока, в особенности речного, существенно влияет на процесс движения воды. Учет формы живого сечения и в гидравлике и в гидрометрии представляется весьма важным, так как встречающиеся в природе и технике формы живых сечений потока отличаются большим разнообразием. Известно, что гидравлический радиус R и средняя глубина потока $h_{ср}$ не выражают полностью морфометрию живого сечения потока. Например, одному и тому же R может соответствовать большое число форм смоченного периметра. По отношению к реке величина $h_{ср}$ дает даже лучшее представление о расходе потока, чем R, на что обратил внимание М. А. Великанов.

Отметим, что в гидравлике широко используются различные элементы потока, осредненные по той или иной системе, что позволяет разрабатывать относительно простые расчетные схемы. Классическим примером является использование средней скорости потока. Однако введение в уравнения средних величин не может быть сделано без соответствующего анализа явления. Так, например, при подсчете удельной кинетической энергии потока по его средней скорости потребовалось ввести в уравнение Бернулли коэффициент Кориолиса [14, 28, 104], учитывающий неравномерность распределения скоростей в живом сечении. Естественно, что и введение в уравнения средней глубины требует использования параметра, учитывающего неравномерность распределения глубин по ширине потока. С точки зрения гидрометрии этот вопрос представляет большой интерес в связи с тем, что требуется от расходов воды на вертикалях перейти к расходу воды всего потока, где, как правило, имеет место неравномерное распределение глубин. В более общей постановке это и есть задача о переходе от плоского потока к пространственному.

В этой главе дано теоретическое обоснование структуры параметра, учитывающего неравномерность распределения глубин по ширине потока, а затем приводится его исследование для различных форм живых сечений [51].

8.1. Параметр формы живого сечения в общем виде

Вопрос о влиянии формы живого сечения не возникает, если рассматривается расход воды через элементарную площадь живого сечения, т. е. $dQ = q db$, где q — расход воды на вертикали.

При равномерном движении

$$dQ = C_в \sqrt{hI}\, h\, db, \tag{8.1}$$

где $C_в$ — коэффициент Шези для вертикали, принимаемый по формуле (2.38).

Показатель y определяется по табл. 12.3 (§ 12.2).

Учитывая формулу (2.38), выражение (8.1) запишем в виде

$$Q = \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{3/2+y}\, db. \tag{8.2}$$

Если принять $\frac{\sqrt{I}}{n}$ независящим от b, из выражения (8.2) получим

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^B h^{3/2+y}\, db. \tag{8.3}$$

Введем параметр, предложенный авторами работы [56],

$$\beta_* = \frac{1}{\omega \sqrt{h_{ср}}\, h_{ср}^{y}} \int_0^B h^{3/2+y}\, db, \tag{8.4}$$

учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока, именуемый параметром формы живого сечения.

При $y = 1/6$ формула (8.4) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1}{\omega h_{ср}^{2/3}} \int_0^B h^{5/3}\, db. \tag{8.5}$$

Очевидно, что величины β_*, подсчитанные по этой формуле, будут больше величин β_*, подсчитанных по формуле (3.18).

Учитывая выражение (8.4), формулу (8.3) запишем в обычном виде, но с параметром β_*, подлежащим определению

$$Q=\frac{\beta_*}{n} h_{\text{ср}}^{y} \omega \sqrt{h_{\text{ср}} I}. \tag{8.6}$$

Если принять выражение для коэффициента Шези в целом для всего потока C, как это обычно и делается в гидравлике и гидрологии, и считать I мало зависящим от b, формулу (8.2) можно записать в виде

$$Q=C\sqrt{I}\int_0^B h^{3/2}\,db. \tag{8.7}$$

Соответственно выражение для параметра формы живого сечения получается, как и по формуле (3.18).

Таким образом, применяя формулу Шези для вертикали и переходя затем к расходу всего потока, получили структуру параметра формы β_* такую же, как и при расчете средней донной скорости.

Запишем теперь выражение для расхода воды всего потока, исходя из формулы (2.20),

$$Q=\int_0^B u_{\text{в}} h\,db=\int_0^B h\left(u_{\text{макс}}-\frac{u_*}{k}\right)db.$$

Учитывая что $hu_{\text{макс}}=q_{\text{ф}}$, последнее выражение запишем в виде

$$Q=\int_0^B q_{\text{ф}}\,db-\frac{1}{k}\int_0^B u_* h\,db.$$

Так как $u_*=\sqrt{ghI}$, найдем

$$Q=Q_{\text{ф}}-\frac{\sqrt{gI}}{k}\int_0^B h\sqrt{h}\,db, \tag{8.8}$$

где $Q_{\text{ф}}$ — фиктивный расход воды, вычисляемый по измеренным поверхностным (наибольшим) скоростям течения воды $u_{\text{макс}}$ и глубинам h, равен площади, ограниченной эпюрой $q_{\text{ф}}=q_{\text{ф}}(b)$ и зеркалом воды,

$$Q_{\text{ф}}=\int_0^B q_{\text{ф}}\,db.$$

Используя понятие динамического расхода воды [51]

$$Q_*=\omega\sqrt{gh_{\text{ср}}I}=\omega v_*,$$

уравнение (8.8) представим в виде

$$Q = Q_{\phi} - \frac{\beta_*}{k} Q_*, \qquad (8.9)$$

где β_* — параметр, учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока, определяемый по выражению (3.18). Следовательно, хотя в параметр β_* входят только геометрические элементы потока, его природа гидравлическая.

8.2. Параметр формы правильных сложных живых сечений

Правильными живыми сечениями потока будем называть такие сечения, для которых вид функции $h = h(b)$ может быть выражен с помощью уравнения.

Правильными сложными живыми сечениями будем называть такие, которые состоят из нескольких отличных по форме правильных сечений. При этом сечения могут быть полигональными, криволинейными, а также включающими и полигональное,

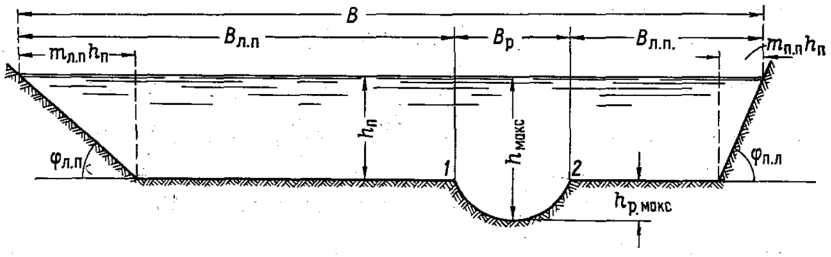


Рис. 8.1. Живое сечение потока с криволинейным руслом и несимметричной трапецеидальной поймой.

и криволинейное очертание в одном живом сечении. Последний случай является наиболее сложным, но вместе с тем наиболее интересным с точки зрения речной гидравлики и гидрометрии. В качестве основного правильного сложного живого сечения принимаем сочетание криволинейного и трапецеидального несимметричного сечений (рис. 8.1). Рассмотрение такого живого сечения представляет интерес потому, что оно может служить наиболее правдоподобным аналогом естественного (речного) живого сечения, для которого русло можно считать криволинейным, а пойму — горизонтальной. Можно было бы, конечно, исходить из различных глубин потока справа и слева от криволинейного русла (рис. 8.1), но задача и без того в математическом отношении оказалась не очень простой.

По отношению к живому сечению (рис. 8.1) формула (3.18) принимает вид

$$\beta_*=\frac{1}{h_{\text{ср}}^{3/2}B}\left[\int_0^{m_{\text{л. п}}h_{\text{п}}}\left(\frac{b}{m_{\text{л. п}}}\right)^{3/2}db+\int_{m_{\text{л. п}}h_{\text{п}}}^{B_{\text{л. п}}}h_{\text{п}}^{3/2}db+\right.$$

$$\left.+\int_0^{B_{\text{р}}}(h_{\text{р}}+h_{\text{п}})^{3/2}db+\int_{m_{\text{п. п}}h_{\text{п}}}^{B_{\text{п. п}}}h_{\text{п}}^{3/2}db+\int_0^{m_{\text{п. п}}h_{\text{п}}}\left(\frac{b}{m_{\text{п. п}}}\right)^{3/2}db\right], \quad (8.10)$$

где $m_{\text{л. п}}=\operatorname{ctg}\varphi_{\text{л. п}}$ — коэффициент откоса левобережной поймы; $m_{\text{п. п}}=\operatorname{ctg}\varphi_{\text{п. п}}$ — коэффициент откоса правобережной поймы; $h_{\text{п}}$ — глубина воды в пойме (в пределах горизонтального дна потока); $h_{\text{р}}$ — переменная глубина потока в русле, отсчитанная от его бровок; $B_{\text{р}}$ — ширина русла; $B_{\text{л. п}}$ — ширина левобережной поймы; $B_{\text{п. п}}$ — ширина правобережной поймы.

Теперь необходимо решить вопрос о выборе очертания криволинейной части живого сечения.

В качестве основного общего случая наиболее интересно рассмотреть параболическое живое сечение, так как оно наилучшим образом схематизирует речные потоки, русла которых сложены несвязными грунтами.

Параболу принимаем второй степени общего вида

$$h_{\text{р}}=\alpha b^2+\beta b+\gamma. \quad (8.11)$$

Учитывая, что при $b=0$, $h_{\text{р}}=0$ (рис. 8.1, точка *1*), при $b=B_{\text{р}}$ $h_{\text{р}}=0$ (точка *2*), при $b=\frac{B_{\text{р}}}{2}$ $h_{\text{р}}=h_{\text{р. макс}}$, найдем:

$$\alpha=\frac{4h_{\text{р. макс}}}{B_{\text{р}}^2},\quad \beta=\frac{4h_{\text{р. макс}}}{B_{\text{р}}},\quad \gamma=0.$$

Подставляя α, β, γ в уравнение (8.11), приведем его к виду

$$h_{\text{р}}=\frac{4h_{\text{р. макс}}}{B_{\text{р}}^2}b(B_{\text{р}}-b), \quad (8.12)$$

где $h_{\text{р. макс}}$ — наибольшая глубина в русле, отсчитанная от его бровки (рис. 8.1).

Отметим, что формула (8.12) является удобной для описания живых сечений потока по ряду причин. Переписав ее в виде

$$\frac{h_{\text{р}}}{B_{\text{р}}}=\frac{4h_{\text{р. макс}}}{B_{\text{р}}^2}b\left(1-\frac{b}{B_{\text{р}}}\right),$$

обнаруживаем, что для приведения живого сечения потока к безразмерному виду следует пользоваться координатами $\frac{h_{\text{р}}}{B_{\text{р}}}$ и $\frac{b}{B_{\text{р}}}$.

Учитывая, что для параболического живого сечения $h_{р.\,макс} = \frac{3}{2} h_{ср}$, формулу (8.12) можно привести к виду

$$\frac{h_р}{B} = \frac{6}{\Gamma B_р^{3/2}} b \left(1 - \frac{b}{B_р}\right),$$

где Γ — параметр В. Г. Глушкова.

Третий интеграл выражения (8.10) с учетом (8.12) имеет следующее решение (вывод опущен):

$$\int_0^{B_р} \left[\frac{4h_{р.\,макс}}{B_р^2} b(B_р - b) + h_п\right]^{3/2} db = \frac{B_р}{8}\left[(3h_{р.\,макс} + 5h_п)\sqrt{h_п} + \right.$$

$$\left. + \frac{3(h_{р.\,макс} + h_п^2)}{\sqrt{h_{р.\,макс}}} \arcsin\sqrt{\frac{h_{р.\,макс}}{h_{р.\,макс} + h_п}}\right].$$

Решая другие интегралы в выражении (8.10) и сделав необходимые преобразования, а также учитывая, что

$$h_{ср} = \frac{2B - h_п(m_{л.\,п} + m_{п.\,п})}{2B} h_п + \frac{2B_р}{3B} h_{р.\,макс}, \qquad (8.13)$$

получим основную формулу для β_* в виде

$$\beta_* = \frac{1 + (\alpha_* - 1)\frac{B_р}{B} - \frac{3}{5} \cdot \frac{h_п}{B}(m_{л.\,п} + m_{п.\,п})}{\left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_п}{B}(m_{л.\,п} + m_{п.\,п})\right) + \frac{2}{3} \cdot \frac{B_р}{B} \eta_*\Big]^{3/2}}, \qquad (8.14)$$

где α_* и η_* — безразмерные величины, равные:

$$\alpha_* = \frac{1}{8}\left[3\eta_* + 5 + \frac{3(\eta_* + 1)^2}{\sqrt{\eta_*}} \arcsin\sqrt{\frac{\eta_*}{1 + \eta_*}}\right], \qquad (8.15)$$

$$\eta_* = \frac{h_{р.\,макс}}{h_п}.$$

По формуле (8.15) составлен график функции $\alpha_* = \alpha_*(\eta_*)$, которым и следует пользоваться в расчетах (рис. 8.2).

Из формул (8.9), (8.14) и (8.15) получаем теоретический вывод: на расход воды Q влияют, кроме $h_{ср}$, I и n, различные морфометрические характеристики русла: $h_п/B$, $B_р/B$ и др. Влияние на Q некоторых морфометрических характеристик, например $h_{ср}/B$, было подмечено ранее только на основании анализа опытных данных.

Для параболического русла с прямоугольной поймой $m_{л.\,п} = 0$, $m_{п.\,п} = 0$, поэтому из формулы (8.14) получим

$$\beta_* = \frac{1 + (\alpha_* - 1)\frac{B_р}{B}}{\left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{B_р}{B} \eta_*\right)^{3/2}}. \qquad (8.16)$$

В случае односторонней поймы, например правобережной ($B_{л.п}=0$, $m_{л.п}=0$), формула (8.14) принимает вид

$$\beta_*=\frac{1+(\alpha_*-1)\dfrac{B_р}{B}-\dfrac{3}{5}\cdot\dfrac{m_{п.п}h_п}{B}}{\left[1-\dfrac{1}{2}\cdot\dfrac{m_{п.п}h_п}{B}+\dfrac{2}{3}\cdot\dfrac{B_р}{B}\eta_*\right]^{3/2}}. \qquad (8.17)$$

В этом случае под шириной B надо понимать $B_р+B_{п.п}$. Из формулы (8.14) видно, что β_* зависит от многих морфометрических параметров русла. Заметим, что важным параметром

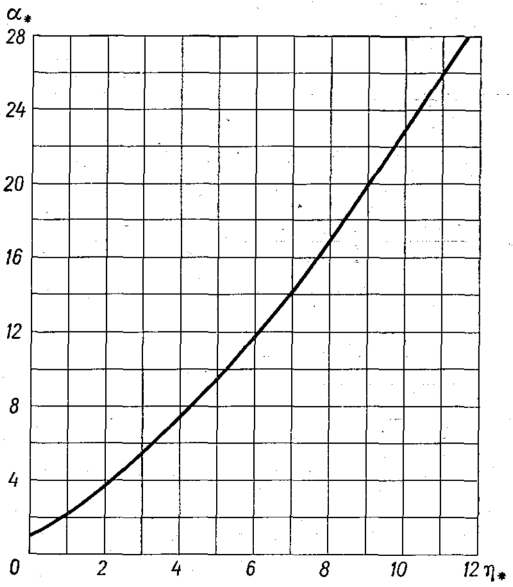


Рис. 8.2. График функции $\alpha_*=\alpha_*(\eta_*)$.

является η_*, который здесь получен из теоретических соображений. В дальнейшем он будет использован при рассмотрении взаимодействия руслового и пойменного потоков.

При исследовании движения воды в руслах с поймами в лабораторных условиях часто применяется схематизация живого сечения в виде трапецеидального (или прямоугольного) русла с горизонтальной поймой. На рис. 8.3 показана такая форма живого сечения для полупространственной задачи.

Применительно к этой форме русла

$$\beta_*=\frac{1}{h_{ср}^{3/2}B}\left[\int_0^{B_р-mh_б}h_р^{3/2}\,db+\int_{B_р-mh_б}^{B_р}\left(h_р-\frac{b}{m}\right)^{3/2}db+\int_{B_р}^{B}h_п^{3/2}db\right],$$

откуда

$$\beta_* = \frac{1}{h_{ср}^{3/2} B}\left\{ h_р^{3/2}(B_р - m h_б) - 0{,}4m\left[\left(h_р - \frac{B_р}{m}\right)^{5/2} - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \left(h_р + h_б - \frac{B_р}{m}\right)^{5/2}\right] + h_п^{3/2} B_п \right\},$$

где $h_б$ — глубина русла до его бровки, равная $h_р - h_п$; $m = \operatorname{ctg}\varphi$ — коэффициент откоса русла.

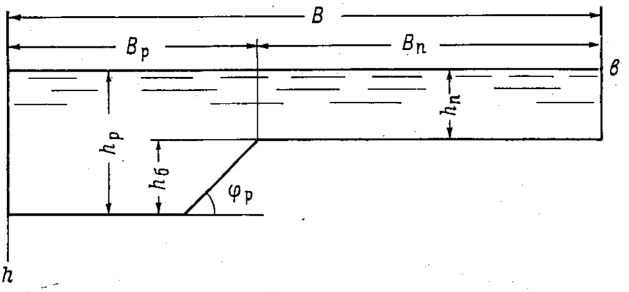


Рис. 8.3. Живое сечение с трапецеидальным руслом и прямоугольной поймой.

Применительно к прямоугольной форме русла с прямоугольной поймой ($m = 0$)

$$\beta_* = \frac{1}{h_{ср}^{3/2} B}\left(h_{ср}^{3/2} B_р + h_п^{3/2} B_п\right).$$

Следовательно, β_* легко подсчитывается по геометрическим параметрам русла.

8.3. Параметр формы правильных несложных живых сечений

Рассмотрим полигональные правильные несложные живые сечения, а затем криволинейные. Ясно, что и те и другие являются частными случаями живого сечения, для которого в § 7.4 выведена формула параметра β_*. Полигональные формы сечения являются весьма распространенными при проектировании каналов, а криволинейные можно рассматривать в качестве схематизированных живых сечений речного потока.

Параметр β_* полигональных живых сечений. Наиболее общим в этом случае является трапецеидальное сечение (рис. 8.4). Так как здесь $B_р = 0$, $h_{р.макс} = 0$, то $\eta_* = 0$. В соответствии с формулой (8.15) после раскрытия

неопределенности получим $\alpha_* = 1{,}0$, следовательно, из выражения (8.14) имеем

$$\beta_* = \frac{1 - \frac{3}{5}(m_{л.п} + m_{п.п})\frac{h}{B}}{\left[1 - \frac{1}{2}(m_{л.п} + m_{п.п})\frac{h}{B}\right]^{3/2}}. \qquad (8.18)$$

Здесь вместо $h_п$ принято h, т. е. глубина воды в канале, поскольку в данном случае две поймы образуют обычное сечение трапецеидального канала. При симметричном трапецеидальном

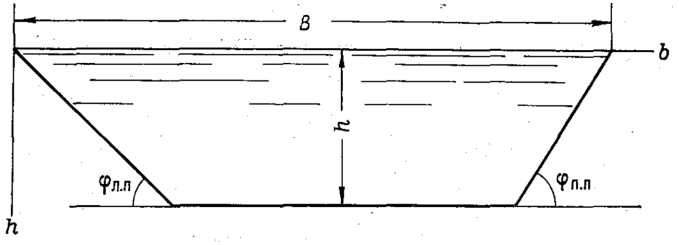


Рис. 8.4. Трапецеидальный профиль живого сечения.

профиле живого сечения $m_{л.п} = m_{п.п} = m$ и формула (8.18) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1 - \frac{6}{5} m \frac{h}{B}}{\left(1 - m\frac{h}{B}\right)^{3/2}}. \qquad (8.19)$$

Последнюю формулу представим так:

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - m\frac{h}{B}}} - \frac{\frac{1}{5} m \frac{h}{B}}{\left(1 - m\frac{h}{B}\right)^{3/2}}.$$

Вторым членом как малым по сравнению с первым можно пренебречь, поэтому формулу (8.19) запишем в более простом виде

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - m\frac{h}{B}}}, \qquad (8.20)$$

а при $\varphi = 45°$

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{h}{B}}}. \qquad (8.21)$$

Из этой формулы видно, что при $h/B \to 0$ $\beta_* \to 1$, т. е. широкие трапецеидального сечения потоки можно рассматривать как потоки прямоугольного сечения.

Как следует из общего выражения (3.18) для прямоугольного профиля, $\beta_* = 1$. Поскольку β_* получается одинаковым для всех прямоугольных профилей живых сечений, т. е. при различных h/B, то в работе [51] обращено внимание на необходимость использования, кроме β_*, и других морфометрических параметров, например α_B.

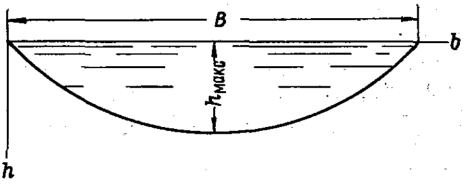


Рис. 8.5. Криволинейный профиль живого сечения.

Для треугольного живого сечения, исходя из формулы (8.18), получим β_*. Причем $B = h_{\text{макс}}(m_{\text{л. п}} + m_{\text{п. п}})$, а под величиной h надо понимать $h_{\text{макс}}$. После вычислений получим $\beta_* = 1{,}13$.

Параметр β_* криволинейных живых сечений. Для параболического живого сечения (рис. 8.5) имеем: $h_{\text{п}} = 0$, $\eta_* = \infty$, $\frac{B_{\text{р}}}{B} = 1{,}0$, следовательно, из (8.14) получим

$$\beta_* = \frac{\alpha_*}{\left(1 + \frac{2}{3}\eta_*\right)^{3/2}}.$$

После раскрытия неопределенности получим $\beta_* = \frac{\frac{3}{8} \cdot \frac{\pi}{2}}{\left(\frac{2}{3}\right)^{3/2}} = 1{,}082$, т. е. параметр β_* каналов с параболическим живым сечением является постоянной величиной.

Для живого сечения, очерченного по окружности с центром, совпадающим с поверхностью воды

$$\omega = \frac{\pi B^2}{8}, \quad h_{\text{ср}} = \frac{\pi B}{8}.$$

Применительно к круговому профилю $h = \sqrt{b(B-b)}$, поэтому формула (3.18) запишется в виде

$$\beta_* = \frac{\int_0^B \left[b^{1/2}(B-b)^{1/2}\right]^{3/2} db}{\frac{\pi^{3/2}B^{3/2}}{8^{3/2}} B}.$$

Биноминальный дифференциал, стоящий в числителе последнего выражения, не может быть проинтегрирован в конечном виде. Считая, что $b/B = z$, последнюю формулу приводим к виду

$$\beta_* = \frac{8^{3/2} I}{\pi^{3/2}},$$

где

$$I=\int_0^1 z^{3/4}(1-z)^{1/4}\,dz.$$

Этот интеграл решаем при помощи формулы Симпсона, взяв 40 точек, что дает ошибку для β_* только в пятом знаке после запятой. В результате получаем $\beta_*=1{,}032$.

Итак, можно констатировать, что во всех случаях $\beta_*>1$. В целях сопоставления значений β_* ниже приводится табл. 8.1.

Таблица 8.1

Значения β_*

Сечение	β_*
Прямоугольное	1,0
Треугольное	1,13
Трапецеидальное	Переменная величина
Параболическое	1,08
Круговое	1,03
Речного потока	Изменяется в больших пределах

В связи с тем что в выражении (8.9) фигурирует средняя глубина потока (входит в динамический расход), а не гидравлический радиус, возникает вопрос, не является ли тождественным введение в расчет $\beta_*\sqrt{h_{ср}}$ вместо $\sqrt{R}$. Если бы оказалось, что $\beta_*\sqrt{h_{ср}}=\sqrt{R}$ или $\beta_*^2 h_{ср}=R$, то все рассуждения, связанные с введением β_*, во всяком случае для искусственных потоков, были бы излишними. Поскольку гидравлический радиус R всегда меньше средней глубины $h_{ср}$ и $\beta_*\geqslant 1$, то должно выполняться условие $\beta_*^2 h_{ср}>R$, поэтому замена в формулах гидравлики $\sqrt{R}$ выражением $\beta_*\sqrt{h_{ср}}$ не является тождественной. Легко подсчитать, пользуясь формулами для средней глубины и гидравлического радиуса, на сколько $\beta_*^2 h_{ср}$ больше R. Приводим окончательные результаты таких вычислений:

прямоугольный профиль

$$\frac{\beta_*^2 h}{R}=\frac{h}{R}=1+2\frac{h}{B};$$

треугольный профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R}=1{,}28\sqrt{1+\frac{1}{m^2}};$$

трапецеидальный (симметричный) профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = \frac{B - 2mh\left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{m^2}}\right)}{B - mh};$$

параболический профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = \frac{0{,}79B}{h_{макс} F(\sigma)}.$$

Здесь $F(\sigma)$ — функция, определяемая в зависимости от $\sigma = \frac{4h_{макс}}{B}$ [137], например, при $B=50$ м, $h_{макс}=5$ м, $\sigma=0{,}4$, $F(\sigma)=6{,}5$, будем иметь $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R}=1{,}21$.

Круговой профиль $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R}=1{,}67$.

Из приведенных выражений $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R}$ при $R=1$ м видно, что $\beta_*^2 h_{ср}$ является величиной, хорошо реагирующей на изменение формы сечения, в то время как R при самых разнообразных формах живого сечения может оставаться почти одинаковым, что указывает на целесообразность введения в уравнения движения β_* и $h_{ср}$.

8.4. Параметр формы живых сечений речных потоков

Параметр β_* естественных водотоков (рек) не может быть найден теоретическим путем, поэтому β_* определялся графомеханическим способом или аналитическим по измеренным профилям.

В первом случае строятся эпюры $h^{3/2}(b)$ и интеграл в формуле (3.18) определяется планиметрированием площади этой эпюры (в виде примера на рис. 3.1 приведена такая эпюра); после этого по формуле (3.18) вычислялся параметр β_*.

Во втором случае применяется формула

$$\beta_* = \frac{1}{\omega\sqrt{h_{ср}}} \sum_0^B \left[\frac{(h^{3/2})_i + (h^{3/2})_{i+1}}{2}\right] b_{i,\,i+1}. \qquad (8.22)$$

Наибольшее значение параметра β_*, определенного для 68 рек СССР [51], достигает 1,3 и больше, следовательно, не учитывая β_* в гидравлических и гидрометрических расчетах,

можно допустить существенные ошибки. Среднее значение параметра речных потоков оказалось равным 1,10, что очень близко подходит к теоретическому значению для параболического профиля. Отсюда можно сделать вывод: параболический профиль живого сечения потока является наилучшим аналогом естественного профиля живого сечения. Это положение часто используется в гидравлике, но не было доказано.

Как видно из изложенного, для определения β_* речных потоков требуется производить сравнительно громоздкие вычисления. Поэтому сделана попытка выразить β_* речных потоков

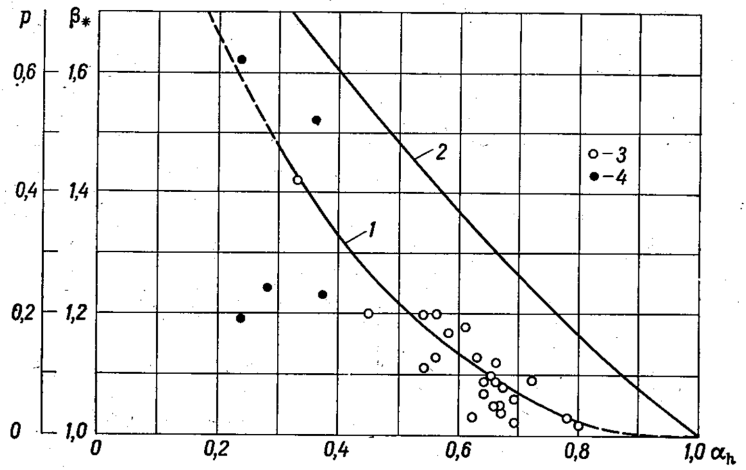


Рис. 8.6. Зависимость параметра формы живого сечения β_* от α_h речных потоков.

1 — график зависимости β_* от α_h; *2* — график зависимости показателя p от α_h; *3* — русло; *4* — русло с поймой.

в зависимости от простейшего морфометрического параметра русла $\alpha_h = h_{ср}/h_{макс}$. С этой целью были найдены для 30 гидрометрических створов равнинных рек СССР значения β_*, α_h и другие величины. При этом β_* определялось графомеханическим способом. Результаты вычислений приведены в табл. 8.2, где даны и другие элементы движения, которые будут использованы и в следующей главе. Очевидно, что, чем меньше α_h, тем больше амплитуда изменения глубин в живом сечении, следовательно, параметр β_*, учитывающий неравномерность распределения глубин, будет возрастать с уменьшением α_h. Явного влияния α_B на β_* не обнаружилось, однако огибающая точек на графике $\beta_* = \beta_*(\alpha_B)$ указывает на увеличение β_* с уменьшением α_B. Это можно объяснить тем, что при больших ширинах реки, т. е. при малых α_B, неравномерное распределение глубин более вероятно. Между величиной β_* и α_h существует более четкая зависимость (рис. 8.6), чего и следовало ожидать. Точки, относя-

Таблица 8.2

Гидравлические элементы речных потоков

№ п/п	Река	Гидроствор	Q м³/с	$v_{макс}$ м/с	α_h	β_*	$h_{ср}$ м	I ‰	ω м²	$Q_ф$ м³/с	Q_m м³/с
1	Корожечня	д. Усаты	17,2	0,48	0,66	1,09	1,32	0,047	57,3	21,6	18,0
2	Селижаровка	д. Яровинка	21,7	0,78	0,45	1,20	1,26	0,29	44,0	24,8	18,8
3	Ильд	с. Спас-Ильд	22,8	1,15	0,67	1,08	1,43	0,40	32,1	28,1	25,0
4	Мокша	с. Шевелевский Майдан	23,0	0,66	0,64	1,09	0,84	0,22	48,7	27,6	25,4
5	Вазуза	д. Волотилово	34,2	0,63	0,67	1,04	1,00	0,10	81,6	40,4	34,9
6	Шоша	с. Хлопово-Городище	35,7	0,72	0,37	1,23	1,63	0,17	96,4	41,0	26,8
7	Москва	г. Звенигород	71,6	0,68	0,80	1,02	1,64	0,18	142	78,1	68,8
8	Сежа	д. Новое село	77,0	1,40	0,54	1,11	2,04	0,43	70,6	83,3	75,6
9	Гжать	г. Гагарин	91,0	1,58	0,63	1,13	3,07	0,17	83,7	106	93,0
10	Сить	д. Родионово	101	0,30	0,24	1,19	0,90	0,069	587	121	95,0
11	Клязьма	г. Павловский Посад	113	1,04	0,67	1,05	2,34	0,13	164	125	102
12	Москва	д. Макарово	130	1,26	0,72	1,09	3,20	0,15	155	158	140
13	Пахра	д. Макарово	173	0,75	0,56	1,13	3,10	0,26	307	200	185
14	Волга	г. Ржев	173	1,25	0,64	1,07	2,08	0,23	203	215	196
15	Угра	с. Всходы	182	1,30	0,33	1,42	2,78	0,040	359	274	178
16	Мокша	с. Шевелевский Майдан	204	0,56	0,62	1,03	2,44	0,070	498	230	206
17	Ока	г. Белов	208	1,04	0,66	1,09	3,20	0,18	275	250	232
18	Сож	д. Ускосы	339	1,45	0,28	1,24	1,48	0,13	504	394	226
19	Днепр	п. Надежда	343	1,72	0,66	1,12	4,55	0,25	291	387	330
20	Тверца	д. Прутенка	474	1,92	0,65	1,10	3,52	0,23	331	560	524
21	Молога	с. Спас-Забережье	627	1,29	0,61	1,18	3,76	0,092	756	756	658
22	Волга	г. Ярославль	705	0,36	0,78	1,03	4,84	0,041	2720	805	716
23	Упа	д. Орлово	753	1,58	0,23	1,62	2,49	0,09	764	875	708
24	Днепр	г. Смоленск	926	1,35	0,56	1,20	5,60	0,018	1020	1050	885
25	З. Двина	г. Велиж	1180	1,64	0,66	1,05	5,60	0,042	946	1290	1160
26	Волга	г. Старица	1390	1,81	0,69	1,06	5,00	0,26	1020	1560	1315
27	Угра	с. Товарково	1620	1,68	0,54	1,20	5,40	0,025	1500	2060	1830
28	Ока	г. Муром	1990	0,86	0,69	1,02	4,41	0,012	3550	2400	2090
29	Ока	г. Калуга	3260	1,83	0,58	1,17	6,43	0,16	2310	3990	3415
30	Ока	г. Касимов	5710	1,80	0,36	1,52	4,14	0,075	8340	7480	4385

щиеся к профилям живых сечений с поймами, отклоняются в большей степени от общего направления кривой $\beta_* = \beta_*(\alpha_h)$.

Дальнейшее рассмотрение величин β_* будет относиться в основном к потокам без пойм.

При $\alpha_h = 1{,}0$ параметр $\beta_* = 1{,}0$, что следует из теоретических соображений и расположения опытных точек на рис. 8.6 (кривая *1*). Поэтому уравнение $\beta_* = \beta_*(\alpha_h)$ можно записать в виде

$$\beta_* = (2 - \alpha_h)^p. \qquad (8.23)$$

Показатель p оказался зависящим от α_h (рис. 8.6, кривая *2*). При $\alpha_h = 1{,}0$ $p = 0$. Функцию $p = p(\alpha_h)$ представим в виде

$$p = 1{,}1 - 1{,}3\alpha_h + 0{,}2\alpha_h^3. \qquad (8.24)$$

Сумма числовых коэффициентов в этом уравнении при $\alpha_h = 1{,}0$ должна быть равна нулю, что и выполняется. Параметр β_* по уравнению (8.23) можно определить с точностью до 0,05. Значения β_* по формуле (8.23) приведены в табл. 8.3.

Таблица 8.3

Значения β_* по формуле (8.23)

α_h	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
β_*	1,47	1,39	1,32	1,26	1,21	1,17
α_h	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	1,00
β_*	1,13	1,10	1,07	1,04	1,02	1,00

Учитывая, что β_* речных потоков может принимать значения до 1,3 и даже больше, формула (8.23), предложенная в работе [57], уже на настоящей стадии изучения вопроса имеет практическое значение [125 и др.]

И. А. Кузьмин и Ф. Ф. Раззоренов убедительно показали, что использование β_* в подсчетах коэффициентов шероховатости при сложной форме живого сечения является необходимым [37]. При выполнении институтом Гидропроект им. С. Я. Жука гидрометрических работ на р. Амударье в районе Тахиаташа были сделаны расчеты для уточнения гидравлических сопротивлений. При вычислении коэффициентов шероховатости n по натурным данным старым способом, т. е. при $\beta_* = 1{,}0$ ($y = 1/6$), величины n часто оказывались очень малыми: 0,010—0,012 и меньше. Низкие значения n получались при повышенных расходах воды, а обычные — соответствовали пониженным расходам, при которых отмели часто не затапливались. При подсчете n, исходя из формул (8.6) и (8.5), значения n увеличились, особенно их низкие значения, и во всем диапазоне расходов воды приблизились к обычным для рек.

А. М. Мухамедов и Т. Ж. Жураев [122] определили значение коэффициентов n при $\beta_* = 1{,}0$ и $y = 1/6$ и для других ство-

ров Амударьи. Было обнаружено убывание n с увеличением расхода воды. Они склонны считать, что большие значения n соответствуют такому заполнению русла, когда русло управляет потоком, а меньшие n — когда поток управляет руслом, размывая гряды, побочни и отмели. В доказательство этого обращается внимание на то, что в период пика паводка мутность потока наибольшая.

Для полного описания формы сложных живых сечений, в особенности речных потоков, требуются, кроме параметра β_*, и другие параметры, например, морфометрический коэффициент асимметрии β_a, кинематико-морфометрический параметр $\beta_{а.к\text{-}м}$ (§ 2.6) и др. Но в отличие от других параметров, в том числе и таких, как $\sqrt{\omega}/\chi$, параметр β_* получен из теоретических соображений.

В. Н. Гончаров использует параметр, который является функцией параметра α_h, а именно $\dfrac{1}{\alpha_h} - 1$.

Для сопоставления форм живых сечений речных потоков можно воспользоваться различными частными параметрами, которые входят в выражение (8.14). Удобным способом сопоставления живых сечений является их приведение к безразмерному виду. Один из таких способов вытекает непосредственно из уравнения (8.12), т. е. по горизонтальной оси откладываются b/B (изменяется от 0 до 1,0), а по вертикальной h/B. Целесообразно строить профили также и в координатах: b/B и $h/h_{макс}$ (или $h/h_{ср}$).

Введем в рассмотрение параметры, которые одновременно характеризуют форму живого сечения и кинематику потока в целом. Проведем в живом сечении потока изотаху, соответствующую средней скорости потока v. Такая изотаха для открытого потока пересечет линию свободной поверхности воды в двух точках. Расстояние между этими точками обозначим через B_v. Проведем вертикаль, совпадающую с положением наибольшей глубины в сечении и обозначим расстояние от поверхности воды до изотахи через h_v. Обобщение профилей живых сечений может быть сделано в координатах B_v/B и $h_v/h_{макс}$. Такое исследование может представлять интерес в связи с развитием способов определения расходов воды при ограниченном числе измеренных локальных скоростей в живом сечении.

Глава 9

Гидравлико-гидрометрические способы определения расходов воды в открытых руслах

Изложение вопросов распределения скоростей в турбулентном потоке в главе 2 дано в таком виде, чтобы во все основные формулы входили кинематические элементы потока на его свободной поверхности. Такое изложение больше всего соответствует задачам, стоящим перед речной гидрометрией, а также перед эксплуатационной гидрометрией. Это очевидно из того, что измерение только поверхностных скоростей потока, используемых для определения расхода воды, создает ряд неоспоримых преимуществ в постановке работ на реках и каналах. Достаточно упомянуть в этой связи о больших возможностях аэрогидрометрических методов, основанных на измерении поля скоростей потока на его свободной поверхности (в том числе в ветреную погоду).

Переходя от поверхностных скоростей на вертикалях к средним, а затем к средней скорости всего потока и используя параметр формы β_*, можно теоретически обосновать методику гидравлико-гидрометрических способов определения расходов воды. Из самого названия способа следует, что в нем используются гидравлические зависимости, свойственные потоку, и предусматриваются измерения, характерные для гидрометрии.

В излагаемых ниже способах, предложенных Г. В. Железняковым, учитываются важнейшие гидравлические элементы потока, а поверхностная скорость рассматривается как один из элементов, влияющих на величину расхода воды.

В современной гидрометрии (в синтезе теории гидравлики и классических методов гидрометрии) сложилось теоретическое направление исследований; первоначально сформулированное в работе [51], оно получило дальнейшее развитие в ряде работ

и признано перспективным как в СССР [27], так и за рубежом [195].

Поле поверхностных скоростей может быть измерено различными способами [85, 139 и др.]. Большое ускорение работ достигается путем интеграции поверхностных скоростей. Учитывая, что интеграция поверхностных скоростей по косым галсам по способу В. Г. Глушкова может дать удовлетворительные результаты по точности, представляет интерес совместное применение этого способа и гидравлико-гидрометрического. Их совместное использование позволяет сделать некоторые новые предложения, относящиеся к технике гидрометрических работ на реках.

Следует отметить, что в результате исследований ГГИ [113], Научно-исследовательского института транспортного строительства и других организаций аэрогидрометрические методы доведены до уровня практического применения и могут быть широко использованы при производстве гидрологических работ на реках во время паводка. Вместе с тем необходимо иметь в виду, что интеграция (от берега к берегу) поверхностных скоростей течения воды ограничена или почти исключается в период ледохода.

9.1. Основные уравнения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды

Первое уравнение гидравлико-гидрометрического способа выводится при переходе от плоской задачи к пространственной, что изложено в главе 8.

В результате выведено уравнение (8.9). Подставляя в него $k=\frac{\sqrt{g}}{C_*}$, получим

$$Q=Q_\text{ф}-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\,Q_*. \tag{9.1}$$

Параметр C_* определяется по формуле (3.19). Поделив это уравнение на ω и записав его в виде

$$\frac{v_\text{пов}-v}{v_*}=\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}, \tag{9.2}$$

замечаем, что оно выражает относительный недостаток средней скорости v в сопоставлении со средней поверхностной скоростью $v_\text{пов}$.

Введя обозначение, широко используемое в гидрометрии,

$$K_1=\frac{Q}{Q_\text{ф}}=\frac{v}{v_\text{пов}},$$

получим из (9.1)

$$K_1 = 1 - \frac{K_1 \beta_* C_* Q_*}{\sqrt{g}\, Q} = 1 - \frac{K_1 \beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}\, v}.$$

Решая это уравнение относительно K_1 и учитывая, что

$$\frac{v_*}{v} = \frac{\sqrt{g h_{\text{ср}} I}}{v} = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{\text{Fr}}},$$

найдем

$$K_1 = \frac{\sqrt{\text{Fr}}}{\sqrt{\text{Fr}} + \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}} \sqrt{I}}, \qquad (9.3)$$

где Fr — число Фруда, отнесенное к средней скорости потока. Следовательно, K_1 зависит от числа Фруда и уклона поверхности воды I, а также C, поскольку C_* зависит от C.

Как известно, число Fr представляет собой удвоенное отношение кинетической энергии потока к потенциальной. Отсюда ясен смысл безразмерного коэффициента K_1. Он является функцией уклона поверхности воды и соотношения между кинетической и потенциальной энергиями.

Отметим, что K_1 для двух динамически подобных потоков будут равны. Это следует из структуры формулы (9.3) и того, что числа Фруда будучи критерием динамического подобия должны быть равны для двух динамически подобных потоков. Равенство же уклонов I вытекает из требований геометрического подобия. Формула (9.3) при критическом состоянии потока, т. е. при Fr = 1, принимает вид

$$K_1 = \frac{1}{1 + \frac{\beta_* C_{*\text{к}}}{\sqrt{g}} \sqrt{I_{\text{к}}}}, \qquad (9.4)$$

где $C_{*\text{к}}$ соответствует коэффициенту Шези при критическом состоянии $C_{\text{к}}$; $I_{\text{к}}$ — критический уклон.

Часто используется относительный недостаток скорости $v_{\text{пов}} - v$, выраженный в долях скорости v [51]. Очевидно, что

$$\frac{v_{\text{пов}} - v}{v} = \frac{1 - K_1}{K_1} = K_1^*,$$

где K_1^* — относительный недостаток коэффициента K_1.

Из формулы (9.2) получим

$$K_1^* = \frac{\beta_* C_*}{C}. \qquad (9.5)$$

Аналогичный относительный недостаток скорости применительно к вертикали ($\beta_* = 1$) выражается формулой

$$k_{\text{в}}^* = \frac{u_{\text{макс}} - u_{\text{в}}}{u_{\text{в}}} = \frac{C_{*\text{в}}}{C_{\text{в}}}.$$

В среднем $C_{*в} \approx 6$ м^{0,5}/с, поэтому

$$k_в^* \approx \frac{6}{C_в}.$$

Вторым уравнением гидравлико-гидрометрического способа является уравнение относительного недостатка средней скорости потока (в сопоставлении со скоростью $v_{макс}$), выражаемое уравнением (2.79) или (2.80).

Последнее уравнение с учетом переменного k запишем в виде

$$Q = v_{макс}\omega - \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}\right) Q_*. \tag{9.6}$$

Пользуясь обозначением

$$K_2 = \frac{Q}{v_{макс}\omega} = \frac{v}{v_{макс}},$$

формулу (9.6) путем несложных преобразований приведем к виду

$$K_2 = \frac{\sqrt{\mathrm{Fr}}}{\sqrt{\mathrm{Fr}} + \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}\right)\sqrt{I}}. \tag{9.7}$$

Эту формулу можно проанализировать так же, как и формулу (9.3), с точки зрения гидравлического подобия.

При критическом состоянии потока формула (9.7) принимает вид

$$K_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{C_{*к}}{\sqrt{g}} + \frac{C_к}{C_0}\right)\sqrt{I_к}}. \tag{9.8}$$

Относительный недостаток параметра K_2^* был введен при рассмотрении тахиграфических кривых [формулы (2.66) и (2.67)].

Из формул (9.3) и (9.7) видно, что при $\mathrm{Fr} \to \infty$ K_1 и K_2 стремятся к единице. Иначе говоря, чем больше скорость v и чем меньше глубина потока, тем в большей степени выравниваются скорости в живом сечении.

При $\mathrm{Fr} \to 0$ K_1 и K_2 стремятся к нулю. Следовательно, чем меньше скорость v и чем больше глубина потока, тем контрастнее выражена неравномерность распределения скоростей в живом сечении.

Третья формула гидравлико-гидрометрического способа выводится следующим образом.

Из формулы (2.77) получим

$$v = \frac{p_* v_{пов} - v_{макс}}{p_* - 1} \tag{9.9}$$

или

$$Q=\frac{p_* Q_\text{ф}-\omega v_\text{макс}}{p_*-1}. \tag{9.10}$$

Решая совместно выражения (9.1) и (9.6), найдем

$$p_*=\frac{1}{\beta_*}\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right). \tag{9.11}$$

Подставляя теперь p_* в формулу (9.10), получим

$$Q=\frac{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right)Q_\text{ф}-\beta_*\omega v_\text{макс}}{1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}-\beta_*}. \tag{9.12}$$

Если принять β_* по (8.23), последнюю формулу запишем в виде [71]

$$Q=\frac{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right)Q_\text{ф}-(2-\alpha_h)^p v_\text{макс}}{1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}-(2-\alpha_h)^p}, \tag{9.13}$$

причем p определяется по формуле (8.24).

9.2. Методика применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды

При производстве гидрометрических работ на реках и каналах могут встретиться различные возможности применения трех основных уравнений гидравлико-гидрометрического способа. Ниже рассматриваются основные случаи расчета Q, а следовательно, и средней скорости потока. При этом расчетные формулы преобразуем таким образом, чтобы воспользоваться традиционной схемой расчета расходов воды на основе поверхностных скоростей, т. е. будем считать, что, во-первых, $Q=K_1\omega v_\text{пов}=K_1 Q_\text{ф}$, во-вторых, $Q=K_2\omega v_\text{макс}$. Профиль живого сечения потока во всех рассматриваемых случаях предполагается измеренным.

1. Известна средняя поверхностная скорость $v_\text{пов}$ и уклон поверхности воды. Из формулы (9.1) путем несложных преобразований получим

$$K_1=1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}, \tag{9.14}$$

где $\mathrm{Fr}_1 = \dfrac{v_{\text{пов}}^2}{g h_{\text{ср}}}$ — число Фруда, отнесенное к средней поверхностной скорости.

2. Известна средняя поверхностная скорость $v_{\text{пов}}$ и коэффициент шероховатости русла, в зависимости от которого определяется коэффициент Шези по одной из известных формул.

Подставляя в формулу (9.3) $\sqrt{\mathrm{Fr}} = \dfrac{C\sqrt{I}}{\sqrt{g}}$, найдем

$$K_1 = \frac{C}{C + \beta_* C_*}. \tag{9.15}$$

Значения K_1 по этой формуле приведены в табл. 9.1.

Таблица 9.1

Значения K_1

C м^{0,5}/с	β_*									
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2,0
1	0,36	0,35	0,33	0,31	0,29	0,28	0,28	0,26	0,24	0,22
5	0,63	0,61	0,59	0,57	0,55	0,53	0,52	0,50	0,49	0,46
10	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62	0,61	0,59	0,58	0,55
15	0,76	0,74	0,72	0,71	0,69	0,67	0,66	0,65	0,63	0,61
20	0,78	0,77	0,75	0,74	0,72	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64
30	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70
40	0,85	0,84	0,83	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,74
50	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,80	0,79	0,77
60	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81	0,79
70	0,89	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,81
80	0,90	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,83
90	0,91	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84
100	0,92	0,91	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,86	0,85
110	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,86
120	0,93	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,89	0,89	0,88	0,87

Подставляя в формулу (9.15) C_* по формуле (3.19), получим

$$K_1 = \frac{(2{,}3\sqrt{g} + 0{,}3C)\,C}{[(2{,}3 + \beta_*)\sqrt{g} + 0{,}3C]\,C + \beta_* g}. \tag{9.16}$$

При $\beta_* = 1{,}0$ получим

$$K_1 = \frac{(2{,}3\sqrt{g} + 0{,}3C)\,C}{(3{,}3\sqrt{g} + 0{,}3C)\,C + g}. \tag{9.17}$$

3. Известна максимальная скорость потока $v_{\text{макс}}$, уклон I, коэффициент шероховатости, а следовательно, и C.

Из формулы (9.6) после несложных преобразований получим

$$K_2 = 1 - \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0} \right) \sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_2}}, \qquad (9.18)$$

где $\mathrm{Fr}_2 = \frac{v_{\text{макс}}^2}{g h_{\text{ср}}}$ — число Фруда, отнесенное к наибольшей скорости потока.

Подставляя $\sqrt{\mathrm{Fr}}$ в формулу (9.7), получим

$$K_2 = \frac{C}{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_0}\right) C + C_*}. \qquad (9.19)$$

При $C_0 = 9{,}1$ м^{0,5}/с формула (9.19) принимает вид

$$K_2 = \frac{C}{1{,}34C + C_*}. \qquad (9.20)$$

Подставляя в (9.20) C_* по формуле (3.19), получим

$$K_2 = \frac{(2{,}3\sqrt{g} + 0{,}3C)\,C}{(4{,}1\sqrt{g} + 0{,}4C)\,C + g}. \qquad (9.21)$$

Значения K_2, подсчитанные по этой формуле, приведены в табл. 9.2.

Таблица 9.2

Значения K_2

C м^{0,5}/с	1,0	2,5	5,0	10	15	20	30
K_2	0,33	0,45	0,52	0,57	0,61	0,62	0,64
C м^{0,5}/с	40	50	60	70	80	90	100
K_2	0,66	0,67	0,68	0,69	0,69	0,70	0,70
C м^{0,5}/с	110	120					
K_2	0,70	0,71					

4. Известна средняя поверхностная скорость $v_{\text{пов}}$, наибольшая скорость $v_{\text{макс}}$ и коэффициент шероховатости, а следовательно, и C.

Поделив все выражение (9.12) на $Q_{\text{ф}} = v_{\text{пов}}\omega$, найдем

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \cdot \frac{C}{C_0}\right) - \beta_* \frac{v_{\text{макс}}}{v_{\text{пов}}}}{1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \cdot \frac{C}{C_0} - \beta_*}. \qquad (9.22)$$

5. Известна скорость $v_{\text{пов}}$ и $v_{\text{макс}}$.

Допуская $\beta_* = 1{,}0$, $C_* = 6$ м^{0,5}/с, $C_0 = 9{,}1$ м^{0,5}/с и принимая в среднем $C = 30 \div 40$ м^{0,5}/с, из (9.12) получим

$$Q = 1{,}5Q_ф - 0{,}5\omega v_{макс}, \qquad (9.23)$$

или

$$K_1 = 1{,}5 - 0{,}5\frac{v_{макс}}{v_{пов}}. \qquad (9.24)$$

Формула (9.23), несмотря на то что при ее выводе сделан ряд допущений, может давать удовлетворительные результаты, если для данной группы рек принятые значения C_*, C_0 и C близки к действительным. На рис. 9.1 дана связь (сопоставле-

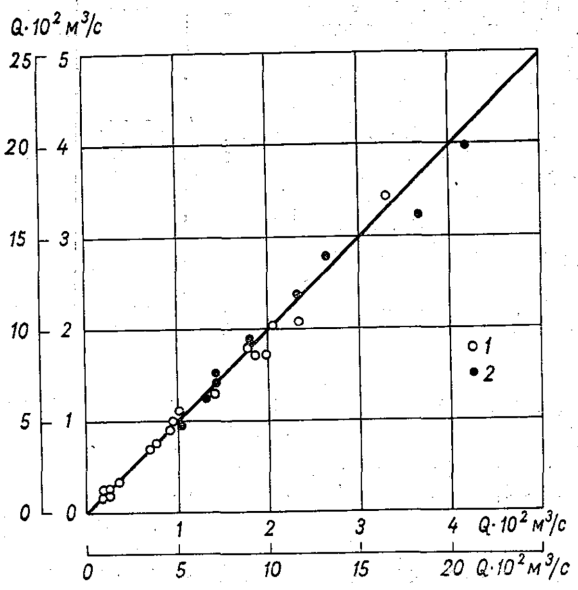


Рис. 9.1. Сопоставление измеренных расходов воды Q с вычисленными Q_m по формуле (9.23).

1 — $Q < 500$ м³/с; *2* — $Q > 500$ м³/с.

ние) расходов, вычисленных по формуле (9.23), с действительными расходами. Исходные цифровые данные приведены в табл. 8.2. Ввиду большого диапазона расходов воды на рис. 9.1 даны две шкалы и указаны условными знаками расходы, укладывающиеся в определенных пределах их изменения. Для трех случаев (поток с поймой) точки исключены из рассмотрения.

Отметим, что имеющиеся опытные данные о параметрах K_1 и K_2 относятся главным образом к средним и большим рекам. Приближенные значения K_1 и K_2 для рек [113] приведены в табл. 9.3.

Желательно такие данные обобщить для малых рек, ручьев [76] и временных водотоков.

Таблица 9.3

Значения K_1 и K_2

№ п/п	Характеристика русла (поймы)	K	Средняя глубина, м		
			<1	1—5	>5
1	Русла прямые, чистые земляные (глина, песок), галечные, гравийные	K_1 K_2	0,80 0,64	0,84 0,66	0,86 0,67
2	Русла извилистые, частично заросшие травой, каменистые. Поймы, сравнительно разработанные с растительностью (трава, редкий кустарник)	K_1 K_2	0,75 0,60	0,80 0,63	0,83 0,65
3	Русла и поймы, значительно заросшие с глубокими промоинами. Русла извилистые, сложенные из крупных валунов. Поймы со сложными косоструйными течениями	K_1 K_2	0,65 0,55	0,74 0,59	0,80 0,62
4	Поймы сплошь лесные, таежного типа	K_1 K_2	0,57 0,46	0,69 0,56	0,75 0,60

Примеры применения выведенных в этой главе формул детально разработаны А. А. Лучшевой [109, 110].

Область применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах расширилась, так как появилась возможность измерять скорости поверхностными поплавками и в ветреную погоду. Но для этого гидрометрические работы должны сопровождаться аенометрическими наблюдениями. Поправка на ветер $\Delta u_{пов}$ к измеренной поверхностной скорости равна: $\Delta u_{пов} = u_{в.п} \cos \alpha$, где $\Delta u_{в.п}$ — ветровая составляющая скорости движения поплавка в воде, α — острый угол между направлением течения реки и направлением ветра. При встречном ветре поправка положительная, при попутном — отрицательная. В экспериментах [186] ветровая составляющая вычислялась как $\Delta u_{в.п} = u_п - u_{пов}$, где $u_п$ — скорость движения поплавка, $u_{пов}$ — скорость течения в слое осадки данного поплавка.

Льдины являются поплавками с постоянной осадкой, равной $0{,}92h_л$, где $h_л$ — толщина льдины.

По данным И. Г. Шумкова [186] составлена табл. 9.4 ветровых поправок.

Величина ветровой поправки оказалась мало зависящей от размеров поплавка и составляет приблизительно 0,01 скорости ветра. Детально разработанная методика введения ветровых по-

Таблица 9.4

Ветровые поправки $\Delta u_{в.п}$ см/с

Тип поплавка	Скорость ветра, м/с					
	1	2	3	4	5	6
Льдины толщиной 0,6 м с размерами 2,0×2,0 м	0,9	1,7	2,5	3,4	4,2	5,2

правок к скоростям перемещения поплавков при измерении расходов воды аэрогидрометрическими методами изложена в работе [113]. Для определения коэффициентов K_1 и K_2 в разное время были предложены эмпирические формулы. Рассмотренные выше формулы имеют теоретическую структуру, а их параметры определены на основе исследований (с привлечением многих разнообразных натурных данных) связи параметра профиля скоростей k (иногда обозначаемого буквой $\varkappa$) с коэффициентом Шези. Формулы разных авторов сравнивались и анализировались А. А. Лучшевой, И. И. Херхеулидзе, Н. Н. Федоровым и др.

И. И. Херхеулидзе, анализируя имеющиеся данные о коэффициентах K_2, пришел к выводу, что лучшие результаты дает формула (9.21) и счел возможным ее рекомендовать и для селевых потоков.

Н. Н. Федоров проанализировал различные формулы для коэффициентов K_1 и пришел к выводу, что формула (9.16) отличается рядом достоинств, ввиду чего она принята в качестве основной в руководстве [113]. Ранее она была рекомендована и в других официальных руководствах [125, 175].

И. И. Херхеулидзе видоизменил формулы (9.17) и (9.21) с целью их упрощения. Его аппроксимирующие формулы имеют вид:

$$K_1 = 0{,}53C^{0{,}125},$$

$$K_2 = 0{,}44C^{0{,}110}.$$

Однако с точки зрения анализа размерностей они не отличаются строгостью. Не нарушается принцип размерности, если формулы (9.17) и (9.21) аппроксимировать в виде $K_1 = K_1(C^*)$, где $C^* = \dfrac{C}{\sqrt{g}}$, и $K_2 = K_2(C^*)$. Сохраняя показатели при C, в результате получим:

$$K_1 = 0{,}61\,(C^*)^{0{,}125}, \qquad (9.25)$$

$$K_2 = 0{,}50\,(C^*)^{0{,}110}. \qquad (9.26)$$

Ошибки аппроксимации лежат в пределах до 4% при $C = 10 \div 100$ м^{0,5}/с. В таком виде формулы для K_1 и K_2 удобнее вводить в другие формулы ввиду их простоты.

9.3. Определение расходов воды с интеграцией поверхностных скоростей по косым галсам

Интеграционный способ определения расходов воды в реках и больших каналах по косым галсам, как известно, заключается в измерении глубин по косому галсу и определении величины сноса судна за время переправы с одного берега на другой. Этот способ предложен В. Г. Глушковым [34]. Его практическая целесообразность доказана А. В. Барышниковым, в особенности в экспедиционных условиях. Этот способ перспективный, так как может быть успешно применен в сочетании с гидравлико-гидрометрическим способом, что должно повысить его точность.

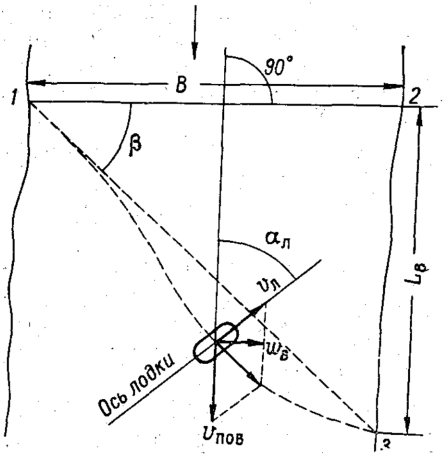


Рис. 9.2. Схема к определению расхода воды с интеграцией поверхностных скоростей по косому галсу.

Ниже излагается теория способа косых галсов и методика его применения [49].

Предположим, что лодка, которая в данном случае используется в качестве интегратора поверхностной скорости потока, переправляется через водоток (рис. 9.2).

Анализируя этот рисунок, можно написать:

$$dL = (u_{пов} - v_л \cos \alpha_л)\, dT,$$

$$db = v_л \sin \alpha_л\, dT,$$

где $u_{пов}$ — поверхностная скорость потока в точке, точнее, осредненная в пределах осадки лодки; $v_л$ — скорость движения лодки, принимаемая одинаковой на данном галсе; $\alpha_л$ — угол, образуемый продольной осью лодки и направлением течения воды, называемый углом переправы, принимаемый одинаковым для данного галса; $v_л \cos \alpha_л$ — проекция скорости движения лодки на направление, параллельное скорости течения воды; $v_л \sin \alpha_л = w_в$ — проекция скорости движения лодки на направление, перпендикулярное к направлению скорости течения воды; T — время.

Следовательно, найдем:

$$dL=\frac{u_{\text{пов}}-v_{\text{л}}\cos\alpha_{\text{л}}}{v_{\text{л}}\sin\alpha_{\text{л}}}db.$$

откуда

$$L_B=\int_0^{L_B}dL=\frac{1}{v_{\text{л}}\sin\alpha_{\text{л}}}\int_0^{B}u_{\text{пов}}db-B\operatorname{ctg}\alpha_{\text{л}}. \tag{9.27}$$

Интеграл в правой части этого выражения представляет собой расход воды на горизонтали, обозначаемый $q_{B\text{ф}}$, т. е.

$$\int_0^{B}u_{\text{пов}}db=q_{B\text{ф}}. \tag{9.28}$$

В свою очередь отношение $q_{B\text{ф}}$ к B можно считать (приближенно) средней поверхностной скоростью потока, т. е. $v_{\text{пов}}\approx\approx\frac{q_{B\text{ф}}}{B}$. Более строго $v_{\text{пов}}=\frac{Q_{\text{ф}}}{\omega}$. Учитывая выражение (9.28), получим из (9.27) формулу, которой и воспользуемся в дальнейшем,

$$\frac{L_B}{B}=\frac{v_{\text{пов}}-v_{\text{л}}\cos\alpha_{\text{л}}}{v_{\text{л}}\sin\alpha_{\text{л}}}. \tag{9.29}$$

По этой формуле составлен график изменения относительных сносов лодки $\frac{L_B}{B}$ в зависимости от $\alpha_{\text{л}}$ и соотношения между $v_{\text{пов}}$ и $v_{\text{л}}$ (рис. 9.3).

На рис. 9.3 видно, что угол $\alpha_{\text{л}}$ в способе измерения расходов воды по косым галсам должен приниматься во внимание в процессе производства полевых работ.

Выясним сначала вопрос о целесообразности применения способа косых галсов при минимальных сносах лодки. Для этой цели необходимо воспользоваться условием $\frac{\partial L_B}{\partial\alpha_{\text{л}}}=0$. Дифференцируя (9.29) по $\alpha_{\text{л}}$, получим

$$\frac{\partial L_B}{\partial\alpha_{\text{л}}}=B\left(\frac{v_{\text{л}}-v_{\text{пов}}\cos\alpha_{\text{л}}}{v_{\text{л}}\sin^2\alpha_{\text{л}}}\right)=0,$$

откуда

$$v_{\text{л}}-v_{\text{пов}}\cos\alpha_{\text{л}}=0,$$

или

$$\cos\alpha_{\text{л}}=\frac{v_{\text{л}}}{v_{\text{пов}}}. \tag{9.30}$$

Из формулы (9.30) следует, что функция (9.29) имеет положительный минимум L_B только при $\frac{v_{\text{пов}}}{v_{\text{л}}}>1$ (рис. 9.3).

Минимальное значение сноса судна $L_{B\,мин}$ определяется из уравнений (9.29) и (9.30) и составляет

$$L_{B\,мин}=B\sqrt{\left(\frac{v_{пов}}{v_л}\right)^2-1}. \qquad (9.31)$$

Рассматривая формулу (9.31) и рис. 9.3, видно, что угол переправы — величина, зависящая от скорости потока. Следовательно, при каждом новом измерении расхода требуется знать $v_{пов}$ (хотя бы приближенно) для определения $\alpha_л$. Из этого сле-

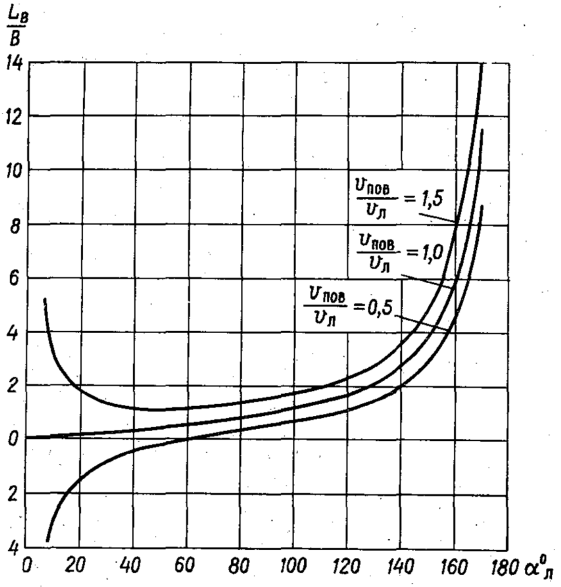


Рис. 9.3. Зависимость относительного сноса лодки $\frac{L_в}{B}$ от угла переправы $\alpha^0_л$ и $\frac{v_{пов}}{v_л}$.

дует, что применение способа косых галсов при минимальных сносах судна и $\frac{v_{пов}}{v_л}>1$ сопряжено с техническими трудностями, а потому не может быть признано рациональным.

При $\frac{v_{пов}}{v_л}<1$ и малых $\alpha_л$ возможен небольшой снос лодки (в том числе нулевой и отрицательный), однако надо учесть, что значительные $v_л$ также не являются желательными. Лучше в практическом отношении производить полевые работы при постоянном угле переправы. Этот угол определим с помощью следующего теоретического расчета.

Перепишем выражение (9.29) в виде

$$L_B = \frac{Bv_{\text{пов}}}{v_л \sin \alpha_л} - B \operatorname{ctg} \alpha_л.$$

Учитывая, что $Bv_{\text{пов}} = q_{B\text{ф}}$, найдем

$$L_B = \frac{q_{B\text{ф}}}{v_л \sin \alpha_л} - B \operatorname{ctg} \alpha_л.$$

Перемножая на $h_{\text{ср}}$ (по галсу), получим

$$L_B h_{\text{ср}} = \frac{h_{\text{ср}} q_{B\text{ф}}}{v_л \sin \alpha_л} - h_{\text{ср}} B \operatorname{ctg} \alpha_л.$$

Последняя формула может быть переписана так:

$$P = \frac{Q_\text{ф}}{w_B} - \omega \operatorname{ctg} \alpha_л, \tag{9.32}$$

где $Q_\text{ф}$ — фиктивный расход воды, равный $Q_\text{ф} = h_{\text{ср}} q_{B\text{ф}}$; $P = h_{\text{ср}} L_B$ — площадь водного сечения, отнесенная к створу, параллельному направлению течения (боковой профиль).

Из формулы (9.31) найдем

$$Q_\text{ф} = w_B (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л) = v_л \sin \alpha_л (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л). \tag{9.33}$$

При $\alpha_л = 90°$ получим формулу В. Г. Глушкова

$$Q_\text{ф} = P w_B, \tag{9.34}$$

устанавливающую, что расход $Q_\text{ф}$ равен произведению площади бокового профиля свободного сноса лодки на поперечную скорость лодки.

Действительный расход воды в общем случае будет равен, считая, что $w_B = \frac{B}{T_B}$,

$$Q = K_1 Q_\text{ф} = K_1 \frac{B}{T_B} (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л), \tag{9.35}$$

где T_B — время переправы с одного берега на другой.

Запишем эту формулу с другой группировкой входящих в нее членов

$$Q = K_1 \frac{BL_B h_{\text{ср}}}{T_B} \left(1 + \frac{B}{L_B} \operatorname{ctg} \alpha_л\right). \tag{9.36}$$

Поставим условие

$$K_1 (1 + \operatorname{ctg} \beta \operatorname{ctg} \alpha_л) = 1, \tag{9.37}$$

где $\operatorname{ctg} \beta = \frac{B}{L_B}$ — отношение ширины реки к длине сноса лодки, представляющее собой котангенс среднего угла β сноса лодки

(рис. 9.2). Формулу (9.37) можно записать в другом виде, если учесть выражение (9.29),

$$K_1\left(\frac{\frac{v_{пов}}{v_л}}{\frac{v_{пов}}{v_л}-\cos\alpha_л}\right)=1,$$

откуда получим искомый угол переправы

$$\alpha_л=\arccos\left[\frac{v_{пов}}{v_л}(1-K_1)\right], \qquad (9.38)$$

при котором действительный расход воды можно вычислить по формуле

$$Q=\frac{L_B h_{ср} B}{T_B}. \qquad (9.39)$$

Задаваясь коэффициентом K_1, равным 0,80; 0,85; 0,90, и отношением скорости потока к скорости движения судна 0,5; 1,0; 1,5, найдены значения $\alpha_л$ (табл. 9.5).

Таблица 9.5

Угол переправы $\alpha_л$

K_1	$\frac{v_{пов}}{v_л}$		
	0,5	1,0	1,5
0,80	84°	78°	72°
0,85	86	81	77
0,90	87	84	81

Более вероятным значением K_1 является 0,85 (для больших рек), следовательно, только при угле переправы, равном в среднем 80°, можно пользоваться формулой (9.39) для вычисления расходов воды, измеренных по косым галсам. Угол переправы легко соблюдать, пользуясь компасом.

Таким образом, этот вывод вносит существенное уточнение в методику измерения расходов воды по косым галсам, если исходить из формулы (9.39).

При применении способа косых галсов требуется производить измерения глубин во время движения лодки и общего времени, затраченного на переправу T_B. Такие измерения с успехом могут быть сделаны акустическим профилографом или гидростатическим, если позволяет длина измерительного троса профилографа, а также лотом или гидрометрической штангой в зависимости от глубины водотока. В последнем случае местные глубины желательно измерять, распределив их по возможности равномерно

по величине сноса лодки. Если измерения глубин делаются через равные интервалы времени, то площадь бокового профиля оказывается заниженной, так как большие местные скорости и глубины чаще совпадают, а это приведет к тому, что на профиле окажется меньше точек в глубокой зоне потока. Среднюю глубину потока $h_{ср}=\frac{P}{L_B}$ ввиду приближенности способа можно определить как $h_{ср}=\frac{\Sigma h}{n}$, где n — число измеренных глубин на галсе.

Способ косых галсов может быть применен в следующих вариантах.

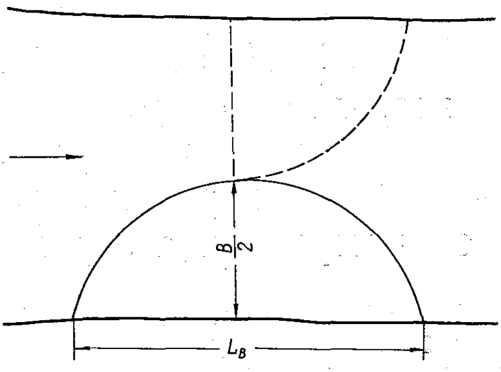


Рис. 9.4. Схема к определению расхода воды с интеграцией поверхностных скоростей по изогнутому косому галсу.

1. Кроме измерения глубин, на галсе измеряются углы $\alpha_л$ с помощью буссоли и подсчитывается его среднее значение. Расход воды вычисляется по формуле (9.36), коэффициент K_1, как изложено в § 9.2.

2. Интегрирование поверхностной скорости производится при постоянном угле переправы $\alpha\approx 80°$. Расход вычисляется по формуле (9.39). Эта методика дает менее точное значение Q.

3. На рис. 9.2 видно, что $B=L_B \operatorname{ctg}\beta$, поэтому формула (9.39) принимает вид

$$Q=\frac{L_B^2 h_{ср}\operatorname{ctg}\beta}{T_B}, \qquad (9.40)$$

следовательно, нет необходимости в измерении ширины реки, однако требуется измерить угол β. Установив вехи в точках *1*, *2* и *3* (рис. 9.2), с помощью теодолита легко определить β. При $\beta\approx 45°$ получим

$$Q=\frac{L_B^2 h_{ср}}{T}. \qquad (9.41)$$

4. Расход воды можно определить по формуле (9.41), т. е. не переправляясь на противоположный берег реки. Соблюдая угол $\alpha_л \approx 80°$, следует доплыть до середины реки, а затем возвратиться к берегу (рис. 9.4). Нахождение лодки на середине реки контролируется дальномером. При этом необходимо измерить расстояние $L_в$ от места отчаливания до места причаливания (на одном берегу), время и глубину по галсу. Такой способ называется способом определения расхода по изогнутым косым галсам. Чтобы избежать влияния асимметрии профиля по длине реки и неточности определения середины реки, измерения делаются несколько раз на разных участках реки и средний расход вычисляется из нескольких его определений.

9.4. Перспективы применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах с интеграцией поверхностных скоростей

Расходы воды в реках и каналах определяются различными способами в зависимости от гидравлических условий потока и его размеров. Наиболее распространен во всех странах способ определения расхода воды по измеренному полю скоростей и глубинам потока, называемый условно способом скорости — площади. Для производства работ на средних и больших реках требуются специальные суда, оборудованные гидрометрическими инструментами. В условиях горных рек сооружаются люлечные переправы.

Главный недостаток современной речной гидрометрии — невозможность быстро производить измерения расходов воды. В результате кривая связи уровней H и расходов воды Q, являющаяся основой гидравлических и гидрологических расчетов, оказывается плохо освещенной измерениями, т. е. строится по малому числу точек (H, Q).

Для того чтобы добиться существенного прогресса в области гидрометрии, необходимо уже теперь приступить к исследованиям в целях создания таких методов гидрометрии, которые позволяли бы определять расходы больших рек за несколько минут и в основном с берега без применения специального флота и гидрометрических переправ. Решение такой задачи, хотя и очень сложной, дало бы большой экономический эффект и позволило бы поднять на новый этап изучение гидравлического и гидрологического режима рек и в особенности в условиях резкого

неустановившегося движения воды. Отметим, что по состоянию на 1972 г. число гидрологических пунктов (с изучением стока воды) Гидрометеорологической службы и других ведомств СССР, где гидрометрические работы производятся традиционными способами, превысило 16 000 [102]. Ясно, что техника речной гидрометрии нуждается в серьезной реконструкции. Желательное направление соответствующих этой задаче исследований было изложено в монографиях [51, 52], и нам представляется, что уже в настоящее время существуют реальные технические возможности для создания способа быстрого определения расходов воды средних и больших водотоков непосредственно с одного берега.

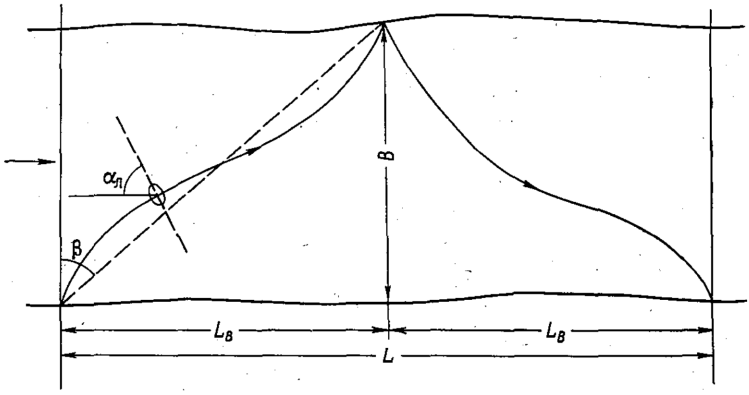


Рис. 9.5. Схема к определению расхода воды гидрометрическим интегратором.

В настоящем параграфе излагается идея и принцип одного из таких возможных способов, отвечающих поставленной задаче. Измеритель расхода воды должен представлять собой прибор, который направляется от одного берега реки к другому по поверхности воды или на некотором его погружении под ее уровень. Достигнув противоположного берега, прибор должен автоматически изменить свой курс с целью возвращения к исходному берегу. Следовательно, прибор, пройдя по двойному косому галсу (рис. 9.5), проинтегрирует поверхностную скорость потока. В процессе его движения по косым галсам должны автоматически регистрироваться глубины потока. По измеренной на одном берегу величине сноса прибора и глубинам можно рассчитать расход воды.

В основу теории предлагаемого способа [72] положено совместное использование интеграции поверхностных скоростей по косым галсам, по В. Г. Глушкову, и гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды.

Учитывая изложенное в § 9.2 и 9.3, общее уравнение расхода, определяемого интеграционным гидравлико-гидрометрическим способом, можно записать в виде

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{BLh_{\mathrm{ср}}}{T}\left(1+\frac{B}{L_B}\operatorname{ctg}\alpha_{\text{л}}\right), \qquad (9.42)$$

где L — расстояние от места выпуска прибора до места его возвращения (при одинаковых прямом и обратном галсах $L=2L_B$); T — время движения прибора.

При $\alpha_{\text{л}}=90°$ из формулы (9.42) получим

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{BLh_{\mathrm{ср}}}{T}. \qquad (9.43)$$

Вводя средний угол сноса прибора β (рис. 9.5), ширину реки B можно выразить как $B=\frac{L}{2}\operatorname{ctg}\beta$, и тогда формула (9.43) примет вид

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{L^2 h_{\mathrm{ср}}\operatorname{ctg}\beta}{2T}. \qquad (9.44)$$

Следовательно, нет необходимости в измерении ширины реки, однако требуется знать угол β, который может быть определен геодезическим угломерным инструментом, наблюдая за гидрометрическим прибором на воде до момента изменения его курса у противоположного берега.

Прибор, работающий на основе изложенного принципа, назовем полевым гидрометрическим интегратором. В соответствии с его назначением основными конструктивными элементами должны быть следующие:

1) механизм, обеспечивающий движение интегратора по косому галсу водотока при заданном угле переправы $\alpha_{\text{л}}$. Такой механизм должен состоять из движителя (винта), мотора, вращающего винт, и рулевого управления. Так как по ширине потока имеет место изменение скоростей, то эти скорости, складываясь со скоростями интегратора, будут нарушать первоначальный заданный угол переправы. Поэтому в конструкции рулевого управления должна быть предусмотрена возможность самоустановки его на заданный угол. Если не предусматривать такого устройства у рулевого управления, то необходимо иметь автоматический регистратор углов переправы;

2) механизм, обеспечивающий поворот интегратора на обратный курс по достижении им противоположного берега с тем, чтобы интегратор возвратился на исходный берег. Такой механизм может быть спроектирован в одном из двух вариантов: при срабатывании его от соприкосновения с берегом или на очень близком расстоянии от берега (с помощью фотоэлемента);

3) ультразвуковой профилограф, в качестве которого может быть использован один из существующих эхолотов, с соответствующей модернизацией в целях уменьшения его веса;

4) уклонограф, например, такого типа, который был предложен А. И. Лосиевым [27], но с необходимой его модернизацией. На начальной стадии проектирования и испытания гидрометрического интегратора уклонограф не следует вводить в его конструкцию, так как уклон I можно определить нивелированием поверхности воды.

В дальнейшем следует направить усилия на создание полевого гидрометрического интегратора, управляемого с берега по радио.

Точность измерения расхода с помощью такого способа, по-видимому, будет порядка 10%. Измеряя расходы воды обычными способами, на кривой расходов воды во время прохождения половодья, как правило, получается недостаточное число точек для построения $Q = Q(H)$.

Намечаемый для дальнейшей разработки способ позволит набрать неизмеримо большее число точек для построения $Q = Q(H)$. Очевидно, зависимость $Q = Q(H)$ можно построить более обоснованно при большом (20—30) числе точек (Q, H) с пониженной точностью измерения Q, чем по нескольким точкам (5—8), но с более высокой точностью определения Q. Интеграция скоростей по горизонтали (от одного берега к другому) может быть выполнена с помощью ультразвукового способа измерения скоростей. Заключается он в определении разности скоростей распространения ультразвуковых волн по течению потока и против него. Пьезоэлектрические датчики располагаются под свободной поверхностью воды у берегов со смещением их вверх и вниз по отношению к гидрометрическому створу. Размещая указанные датчики на разных глубинах, интеграция скоростей по ширине потока может быть выполнена на заданных горизонталях. Исследование этого перспективного способа и его сопоставление с измерениями скоростей гидрометрическими вертушками выполнено А. М. Димаксяном на ВНИГЛ ГГИ имени В. А. Урываева. Вертушки располагались на уровне погружения вибраторов (на $0{,}2h$ от поверхности воды в реке). Сходимость результатов измерений скоростей по двум методикам оказалась вполне удовлетворительной. Угол между направлением ультразвукового луча и направлением потока рекомендовано назначать от 30 до 70°. Нижний предел измерения скоростей потока ограничен чувствительностью способа и составляет около 0,10 м/с, верхний — около 5 м/с и более, если поток не сильно аэрирован.

Гидрометрия ближайшего будущего должна ориентироваться на создание приборов, регистрирующих элементы потока без нарушения его структуры, и методов, позволяющих определять мгновенные значения любых характеристик потока с берега [65].

Создание новых преобразователей гидравлических элементов потока в электрические сигналы основано на достижениях радиоэлектроники, ядерной физики, ультразвуковой и лазерной техники и др. [111].

В статье С. К. Черкавского [182], посвященной организационно-техническим принципам государственного учета воды, обращается внимание на необходимость получения исчерпывающих данных о количестве вод и их режиме. Следовательно, значение гидрометрии как основного метода получения гидрологической информации возрастает. Для дальнейшего улучшения использования водных ресурсов потребуется производить гидрометрические работы в большем объеме. Поэтому необходимо создать такие методы гидрометрии, которые позволят быстро и с необходимой точностью определять параметры речного потока.

Глава 10

Взаимодействие руслового и пойменного потоков

С точки зрения речной гидравлики и гидрометрии взаимодействие потока основного русла (сокращенно называемого в дальнейшем русловым) и пойменного представляет большой интерес по многим причинам. Достаточно упомянуть, что это наиболее типичная форма движения воды в реках и вместе с тем наиболее сложная.

На протяжении длительного времени в гидравлике движение воды в руслах с поймами рассматривалось так, как будто движение в русловой и пойменной частях происходит независимо, т. е. выход потока на пойму не влияет на русловый поток. Эта неправильная точка зрения повлияла и на некоторые методы гидрометрии и гидравлики. Например, при расчете воды в руслах со сложной формой считалось допустимым чисто формальное деление потока вертикальными продольными плоскостями на части. Для каждой части в целях подсчета расхода воды применяются обычные уравнения движения, а общий расход получается путем простого суммирования частных расходов воды.

В 1947 г. Г. В. Железняков предложил при анализе движения воды в руслах с поймами исходить из того, что движение воды при выходе потока на пойму происходит в условиях взаимодействия основного руслового и пойменного потоков. Это явление обусловливает существенное изменение кинематической структуры потока в основном русле в пределах его живого сечения, оказывая влияние и на движение воды в пойме вблизи русла. Перестройка поля скоростей, сопровождающаяся образованием вихрей, объясняется различиями в гидравлических сопротивлениях русла и поймы. В результате взаимодействия руслового и пойменного потоков уменьшается пропускная способность русла. Изучение этих явлений создает теоретическую основу для развития методов гидрометрии, в частности, определения связи между уровнями и расходами воды, что необходимо для расчета

речного стока. Представляется возможным дать более обоснованное решение и других прикладных задач: проектирование каналов сложной формы, проектирование обвалования рек. Могут быть поставлены задачи о конструкциях сооружений для ослабления взаимодействия потоков в целях повышения пропускной способности русел. Представляет интерес прямо противоположное этой задаче решение, в котором взаимодействие потоков активизируется. Этим достигается повышение глубины и уменьшение скорости потока, что имеет значение при регулировании порожистых участков рек в целях судоходства и лесосплава.

Важность расширения исследований по движению воды в руслах сложной формы и в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков отмечена в решениях IV Всесоюзного гидрологического съезда (1973 г.).

Первые эксперименты с целью изучения взаимодействия руслового и пойменного потоков были поставлены Г. В. Железняковым на русловой площадке в 1947—1948 гг. Затем, спустя более 10 лет, они были повторены при других параметрах потока и с расширением программы экспериментов, что естественно, во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (1958—1959 гг.) и в Ленинградском гидрометеорологическом институте (1959—1961 гг.). С 1961 г. Государственным гидрологическим институтом совместно с некоторыми местными управлениями Гидрометслужбы изучается движение воды в речных руслах с поймами, т. е. в натурных условиях.

Таким образом, видно, что интерес к проблеме взаимодействия руслового и пойменного потоков возрастает.

Первая работа за рубежом по этим вопросам была опубликована во Франции в 1964 г. [202]. В 1965 г. Железняковым дано краткое обобщение итогов изучения этого явления в СССР на XI Конгрессе Международной ассоциации гидравлических исследований [207]. На последующих XIV и XV этих Конгрессах от СССР по этой проблеме также были представлены доклады [190, 208, 209], вызвавшие большой интерес. Аналогичные исследования стали развиваться в Ирландии [205], Японии [189], США [204] и в других странах. В СССР за последнее время большие исследования по рассматриваемой проблеме проведены в Московском институте инженеров железнодорожного транспорта [87, 88, 90, 91, 132, 134 и др.], в Ленинградском гидрометеорологическом институте [21—24, 155 и др.], в Сибирском технологическом институте [148—151 и др.].

В этой главе рассматриваются результаты изучения поля скоростей при выходе потока на пойму, на основе чего выявляется характер изменения пропускной способности основного русла.

Изложены некоторые способы расчета пропускной способности русел при взаимодействии потоков. Обращено внимание на особенности этого явления при непараллельных направлениях смежных потоков. Рассмотрен вопрос о виде уравнений неуста-

новившегося движения воды в реках при резком изменении гидравлических сопротивлений по ширине потока.

Если шире поставить вопрос о роли поймы, сюда же следует отнести и другие вопросы, из числа которых рассмотрим влияние поймы на скорость движения паводочных волн и использование ее для пропуска паводка при перекрытом русле плотиной.

10.1. Общие характеристики кинематического эффекта безнапорного потока

Главной особенностью движения потока в руслах с поймами является взаимодействие руслового и пойменного потоков, сопровождающееся, как указано выше, образованием вихрей, чаще с вертикальными осями. На их образование и перенос затрачивается значительная часть кинетической энергии руслового потока. В результате кинематическая структура потока в основном русле коренным образом перестраивается. При этом уменьшаются местные и средние скорости в основном русле, а скорости в пойме на участках, непосредственно примыкающих к руслу, увеличиваются. Такое явление наблюдается при резком увеличении ширины потока, т. е. при выходе потока на пойму.

Уравнение баланса энергии в этом случае может быть записано в виде

$$\Delta E_{\text{р}}=\Delta E_{\text{п}}+\Delta E_{\text{в}}, \qquad (10.1)$$

где $\Delta E_{\text{р}}$ — изменение энергии потока основного русла при выходе его на пойму; $\Delta E_{\text{п}}$ — энергия, передаваемая русловым потоком пойменному потоку; $\Delta E_{\text{в}}$ — энергия руслового потока, затрачиваемая на образование и перенос вихрей, возникающих ввиду больших градиентов скоростей в направлении ширины потока. Описанному явлению, установленному Железняковым, присвоено наименование «кинематический эффект безнапорного потока».

Остановимся более подробно на природе кинематического эффекта. Представим себе, что основное русло, глубины в котором $h_{\text{р}}$, и пойма, глубины в которой $h_{\text{п}}$, имеют одинаковую абсолютную шероховатость $\Delta_{\text{р}}=\Delta_{\text{п}}=\Delta$. Так как $h_{\text{р}}>h_{\text{п}}$, то относительная шероховатость поймы $\Delta/h_{\text{п}}$ всегда больше относительной шероховатости русла $\Delta/h_{\text{р}}$, что и создает различия в гидравлических сопротивлениях русла и поймы. Но если учесть, что в естественных условиях $\Delta_{\text{п}}>\Delta_{\text{р}}$, то различия в сопротивлениях движению воды в русле и пойме станут еще большими. Очевидным является в таких условиях появление больших градиентов скоростей в поперечном направлении потока вблизи бровок

русла. Это и есть причина вихреобразования, и чем больше $\frac{\partial u}{\partial b}$, тем интенсивнее вихреобразование. Все это, как известно, создает условия для поперечного массообмена.

Объяснение физической природы кинематического эффекта с точки зрения различий в гидравлических сопротивлениях русла и поймы впервые дано Г. В. Железняковым [60]. Исходные экспериментальные данные, полученные при различных гидравлических сопротивлениях поймы, содержатся в монографии [51].

Истолкование кинематического эффекта безнапорного потока, данное позднее В. Н. Гончаровым [36], в котором делается акцент на поперечном массообмене, по существу совпадает с концепцией, изложенной в работе [60].

Положив в основу объяснение природы кинематического эффекта различия в сопротивлениях по ширине потока, открывается возможность истолковать кинематический эффект в более общем виде. Совсем не обязательно, чтобы это явление возникало вследствие только резкого изменения ширины и глубины потока. Кинематический эффект может проявиться и в потоке с неизменной или плавноизменяющейся глубиной по ширине потока. Но это может быть, если абсолютная шероховатость дна резко изменяется по ширине русла. Отсюда ясно, что общепринятая методика вычисления так называемой приведенной и средневзвешенной шероховатости русла становится уязвимой. Оказывается необходимым учитывать потери энергии на образование кинематических эффектов на сопряжениях участков потока с неодинаковой шероховатостью дна. Поэтому экспериментальные исследования движения воды в руслах с постоянной по ширине потока глубиной, но с неодинаковой шероховатостью могут представлять существенный интерес.

Качественное представление о взаимодействии руслового и пойменного потоков можно получить путем визуализации потока, например, с помощью алюминиевого порошка, мелких древесных опилок и проч. Такие эксперименты были поставлены И. П. Спицыным [170]. На рис. 10.1 приведена фотография потока на модели с прямоугольным руслом шириной 20 см и односторонней горизонтальной прямоугольной поймой шириной также 20 см. Продольный уклон модели $I = 0{,}002$. Для уменьшения затенения вихрей, образующихся у бровки русла, вихрями, порождаемыми дном потока, модель была изготовлена из полированного стекла. Оказалось, что для визуализации потока наиболее удобна пудра марганцевокислого калия, так как она более четко фиксируется на фотопленке.

В результате Спицын констатировал следующее. Число образовавшихся вихрей на единицу длины бровки в единицу времени возрастает с увеличением $\frac{\partial u}{\partial b}$. В месте образования вихрь существует до момента его полного формирования. Вихревые

шнуры удерживаются некоторое время у бровки, наклоняются в сторону русла, а затем отрываются и разрушаются. Освободившиеся вихри перемещаются в сторону больших скоростей (как и следовало ожидать), т. е. к центру основного русла. В дальнейшем они могут не разрушаться в течение сравнительно длительного времени, перемещаясь в русле, но могут и исчезать вблизи места своего зарождения.

Следовательно, наряду с продольным течением имеют место и поперечные течения по сечению основного русла и на части поймы (примерно в $8h_{\text{п}}$ от бровки, по лабораторным данным

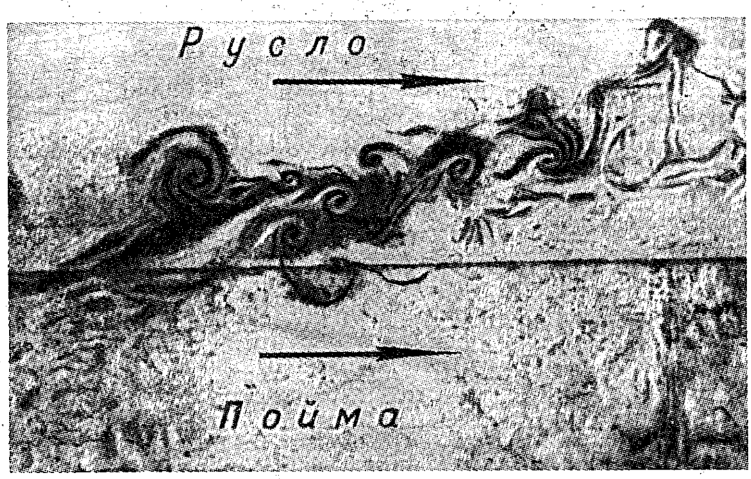


Рис. 10.1. Образование вихрей при взаимодействии руслового и пойменного потоков при $\text{Re}_{\text{р}}=6500$ и $\text{Re}_{\text{п}}=1800$.

[170]). Аналогичная картина вихреобразования позднее была получена Р. Х. Селлиным [202] на модели, состоящей из прямоугольного русла и прямоугольной поймы. Уклон $I=0{,}00085$. На рис. 10.2, по опытам Селлина, показана схема линий тока, полученных в результате обработки фотоснимков.

В связи с изложенным возникает вопрос, что же считать площадью живого сечения в основном русле выше его бровок. Обычно принималось, что такая площадь представляет собой прямоугольник с шириной $B_{\text{р}}$, равной расстоянию между бровками. Очевидно, в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков такой чисто геометрический подход уже нельзя признать правомерным. В монографии [51] площадь живого сечения основного русла $\omega_{\text{р}}$ предложено определять согласно схеме, изображенной на рис. 10.3. Должна быть построена эпюра распределения по ширине потока расходов на вертикалях q. Затем бровки русла соединяются с точками перегиба на указанной эпюре вспомогательными линиями, которые и определяют

площадь живого сечения. На рис. 10.3 эта площадь показана вертикальной штриховкой. Горизонтальной штриховкой показана площадь, выражающая расход воды в основном русле. При ма-

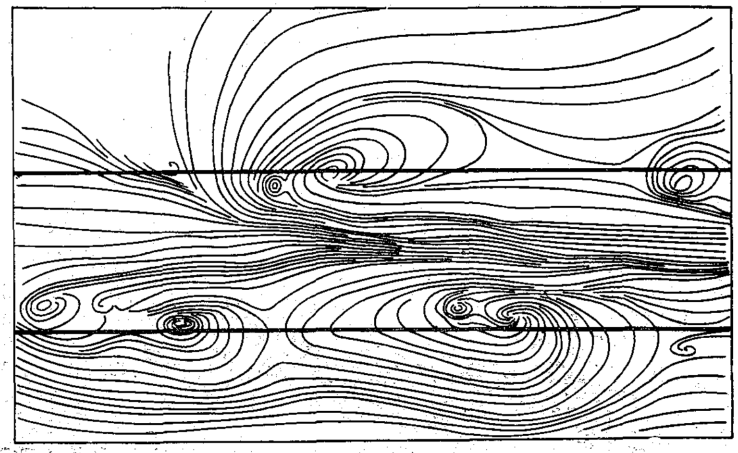


Рис. 10.2. Схема линий тока при взаимодействии руслового и пойменного потоков.

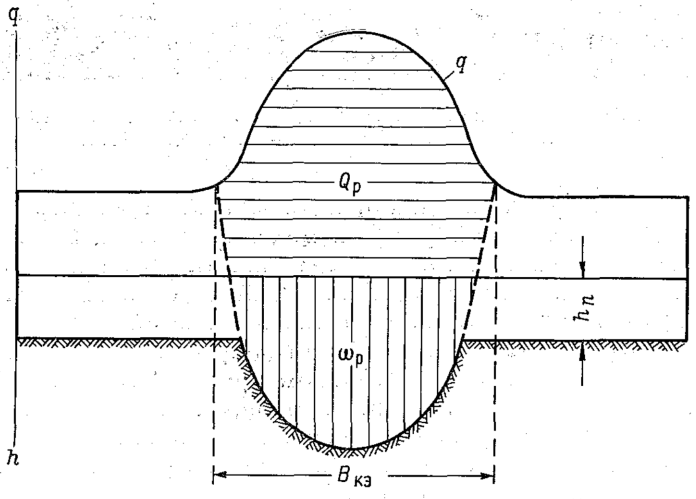


Рис. 10.3. Схема к определению площади живого сечения и расхода основного русла при взаимодействии потоков.

лой глубине воды в пойме найденное таким образом значение $\omega_р$ может незначительно отличаться от значения $\omega_р$, подсчитанного по упрощенной схеме.

Отметим различие в понятиях «кинематический эффект безнапорного потока» и «кинематический эффект в руслах с поймами».

Первое понятие по отношению ко второму является более общим, так как для возникновения кинематического эффекта вообще требуется различие в гидравлических сопротивлениях отдельных частей дна потока, в том числе горизонтальных.

Во втором понятии имеется в виду кинематический эффект, обусловленный выходом потока на пойму, где также различия в гидравлических сопротивлениях русла и поймы неизбежны.

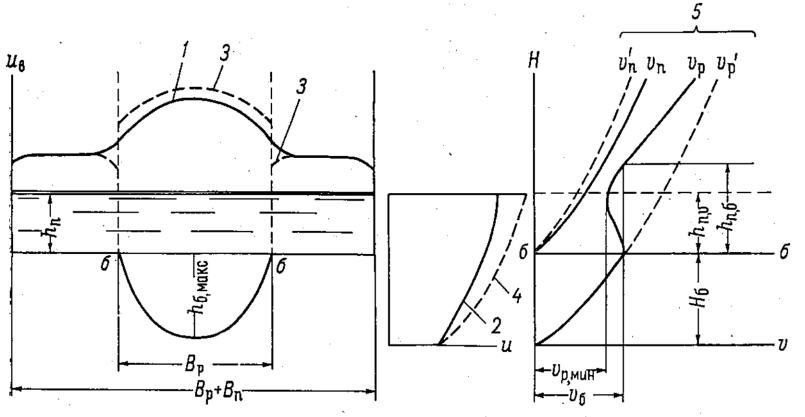


Рис. 10.4. Схематические эпюры средних скоростей на вертикалях $u_в$, местных скоростей u на осевой вертикали и кривые средних скоростей v.

1, 2 — при взаимодействии руслового и пойменного потоков; *3, 4* — при их изоляции; *5* — изменение средних в живом сечении скоростей от уровня H; $v_п$ в пойме и $v_р$ в русле при взаимодействии потоков; $v'_п$ в пойме и $v'_р$ в русле при отсутствии взаимодействия потоков.

Можно, конечно, представить себе русло и пойму примерно с одинаковыми относительными шероховатостями (но разными абсолютными), например, русло из булыжника, а пойму из гальки. В таком случае кинематический эффект ослаблен или вовсе отсутствует.

Введем в рассмотрение некоторые количественные характеристики кинематического эффекта. На рис. 10.4 схематически показано изменение средней скорости в русле $v_р$ и средней скорости в пойме $v_п$ в зависимости от уровня (глубины). Русло может быть любой формы. Если, например, русло криволинейное и отсчет уровней ведется от самой низшей его точки, то расстояние между осями $v_р$ и $v_п$ на рис. 10.4 есть наибольшая глубина в русле до его бровок. Если бы отсутствовало взаимодействие руслового и пойменного потоков, то кривая изменения средних скоростей в русле выше его бровок изображалась бы графиком

$v'_р = v'_р(H)$, показанным на рис. 10.4 штриховой линией. Фактически вследствие взаимодействия руслового и пойменного потоков средняя скорость в русле убывает до минимального значения $v_{р.\,мин}$ при глубине в пойме $h_{пv}$, оставаясь больше средней скорости в пойме и меньше скорости $v_б$. Под скоростью $v_б$ понимается средняя скорость в русле при заполнении его до бровок. При анализе экспериментальных данных эта скорость будет часто использоваться. Далее, при $h_п > h_{пv}$ скорость в русле $v_р$ возрастает и при глубине в пойме $h_{п.\,б}$ становится равной $v_б$, но остается меньше скорости, которая могла бы быть при отсутствии взаимодействия, на величину $v'_р - v_б$.

Можно выделить следующие области кинематического эффекта: $\frac{dv_р}{dH} < 0$ — интенсивность взаимодействия потоков возрастает; $\frac{dv_р}{dH} = 0$ — наибольшая интенсивность взаимодействия потоков; $\frac{dv_р}{dH} > 0$ — интенсивность взаимодействия потоков убывает.

Отношение

$$\frac{v_б - v_{р\ мин}}{v_б} = (K_{макс})_б$$

характеризует степень наибольшего относительного уменьшения скорости $v_р$ (по отношению к скорости $v_б$). Такая характеристика кинематического эффекта является весьма наглядной и легко определимой, но не исчерпывающей. За более строгую характеристику этого явления следует принять безразмерную величину

$$\frac{v'_р - v_{р.\,мин}}{v_б} = (K'_{макс})_б,$$

или

$$\frac{v'_р - v_{р.\,мин}}{v_*} = (K'_{макс})_*,$$

где v_* — динамическая скорость потока в основном русле. Введенная сюда разность скоростей $v'_р - v_{р.\,мин}$ есть абсолютная мера кинематического эффекта. В первом приближении можно $v'_р$ определить экстраполяцией $v_р = v_р(H)$ за пределы бровок русла. Во всех трех случаях при $K_{макс}$ поставлен индекс «макс», так как при $v_{р.\,мин}$ числитель в этих выражениях получается наибольший.

Если $v_б - v_{р.\,мин} = 0$, то это еще не означает отсутствие кинематического эффекта. Необходимо, чтобы $v'_р - v_{р.\,мин} = 0$. Отсюда ясно, что отклонение точек влево на кривой $v'_р = v'_р(H)$

может свидетельствовать о проявлении кинематического эффекта.

Характерными глубинами в пойме при образовании кинематического эффекта можно считать $h_{\text{п. }v}$ и $h_{\text{п. б}}$ (рис. 10.4). Для характеристики кинематического эффекта может быть построена обычная кривая расходов $Q_{\text{р}} = Q_{\text{р}}(H)$. Ее вид был бы аналогичен кривой $v_{\text{р}} = v_{\text{р}}(H)$ с той разницей, что кривая в координатах Q и H получается более сглаженной. Можно также ввести различные безразмерные характеристики кинематического эффекта, исходя из кривой $Q = Q(H)$. Сводка различных характеристик дана в табл. 10.1.

Таблица 10.1

Безразмерные параметры кинематического эффекта безнапорного потока

Безразмерные глубины и ширины потока

$$\frac{h_{\text{р}}}{h_{\text{б}}};\ \frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{б}}};\ \frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{р}}};\ \frac{h_{\text{п. }v}}{h_{\text{р}}};\ \frac{h_{\text{п. б}}}{h_{\text{б}}};\ \frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}};\ \frac{B_{\text{р}}}{B}.$$

Безразмерные дефициты средней скорости потока в русле (изменяющиеся в зависимости от H) после выхода потока на пойму

$$\frac{v'_{\text{р}} - v_{\text{р}}}{v'_{\text{р}}};\ \frac{v'_{\text{р}} - v_{\text{р}}}{v_{\text{б}}};\ \frac{v'_{\text{р}} - v_{\text{р}}}{v_{*}}.$$

Наибольшие безразмерные дефициты средней скорости в русле после выхода потока на пойму ($v'_{\text{р}}$ и $v_{\text{р. мин}}$ при одинаковом уровне H)

$$\frac{v'_{\text{р}} - v_{\text{р. мин}}}{v'_{\text{р}}};\ \frac{v_{\text{б}} - v_{\text{р. мин}}}{v_{\text{б}}};\ \frac{v'_{\text{р}} - v_{\text{р. мин}}}{v_{*}}.$$

Примерно по такой же системе могут быть составлены характеристики для скоростей в пойме и для расходов воды в русле и в пойме.

В условиях речного потока глубина в русле до бровок $h_{\text{б}}$ может быть принята как средняя $h_{\text{б. ср}}$ или наибольшая $h_{\text{б. макс}}$ предпочтительнее $h_{\text{б. ср}}$. Для каналов или лабораторных моделей, где связь между $h_{\text{б. ср}}$ и $h_{\text{б. макс}}$ довольно определенная, можно с одинаковым успехом принимать и $h_{\text{б. ср}}$ и $h_{\text{б. макс}}$. Вместо средней глубины в пойме целесообразно принять глубину воды вблизи бровок на протяжении ориентировочно $10 \div 15\ h_{\text{п}}$ или просто глубину над бровкой. Не следует отождествлять кривые $v_{\text{р}} = v_{\text{р}}(H)$ и $v = v(H)$, где v — средняя скорость всего потока, включая русло и пойму.

Все характеристики, указанные в табл. 10.1, назовем прямыми. Могут быть составлены и обратные характеристики (для определения повышения уровня потока под влиянием взаимодействия руслового и пойменного потоков).

Поясним это следующим образом. Предположим, известен уровень воды H при данной средней скорости потока $v_р$ (или расходе воды $Q_р$) при взаимодействии потоков. Если известна кривая $v'_р = v'_р(H)$ или $Q'_р = Q'_р(H)$ (при отсутствии взаимодействия потоков), то можно определить уровень H' при отсутствии взаимодействия потоков при скорости $v_р$ (или расходе $Q_р$). Очевидно, что $H > H'$. Величина $\frac{H-H'}{h_б}$ или $\frac{H-H'}{h_{рН}}$ характеризует относительное повышение уровня воды за счет увеличения

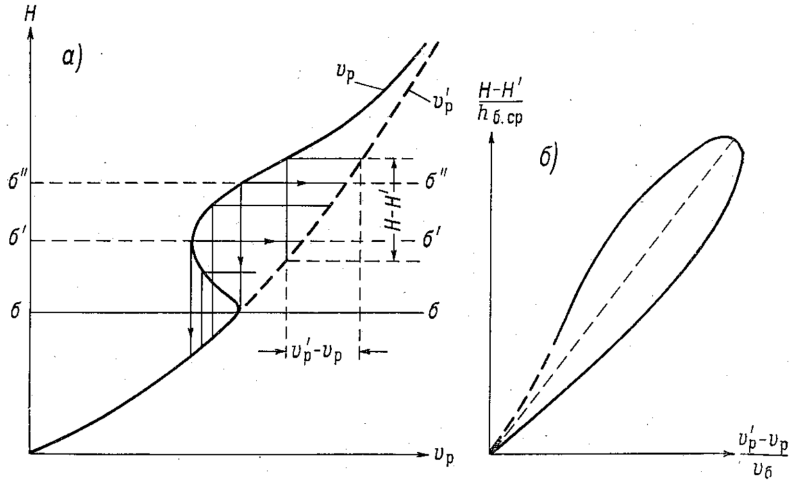


Рис. 10.5. Схематические графики к определению повышения уровня воды под влиянием кинематического эффекта безнапорного потока.

а — определение H при заданном H'; *б* — безразмерный график для определения повышения уровня воды (H—H').

гидравлических сопротивлений под влиянием взаимодействия потоков. Здесь $h_{рН}$ — глубина в русле при уровне H. Методика такого расчета нуждается в пояснении (рис. 10.5 *а*). До точки перегиба на кривой $v_р = v_р(H)$ после выхода потока на пойму, где $\frac{dv_р}{dH} = 0$, значения H' при заданном $v_р$ отсчитываются по кривой $v_р = v_р(H)$, расположенной ниже линии *б* — *б*. Выше этой точки (от линии *б'* — *б'* до линии *б''* — *б''*) H' отсчитываются по кривой $v_р = v_р(H)$, расположенной также ниже линии *б* — *б*, но значения $H - H'$ в этом случае получаются большими. Выше линии *б''* — *б''* H' отсчитывается по кривой $v' = v'(H)$ выше линии *б* — *б*. В результате строится график в безразмерных координатах $\frac{H-H'}{h_{ср.б}}$ и $\frac{v'_р - v_р}{v_б}$, который характеризует повышение уровней воды в пойме под влиянием кинематического эф-

фекта. Он имеет форму петли гистерезиса (рис. 10.5 *б*). Его правая ветвь соответствует развитию кинематического эффекта, левая — его ослаблению. Тангенс угла наклона хорды петли гистерезиса является важной обобщающей характеристикой кинематического эффекта. Вопрос о методике получения координат для построения $v'_р = v'_р(H)$ рассмотрен ниже.

10.2. Кинематический эффект при параллельном направлении руслового и пойменного потоков

Русловой и пойменный потоки и вообще смежные потоки могут быть параллельными или пересекаться под любыми углами. Ясно, что явление кинематического эффекта при параллельных потоках протекает менее сложно, чем при непараллельных потоках. Поэтому мы и начнем рассматривать этот случай движения воды. Уже проведено немало экспериментов по данному вопросу. Большая часть их выполнена на русловых площадках и в гидравлических лотках. В рамках этой книги не представляется возможным дать обобщение всех экспериментов, поэтому мы будем приводить только некоторые из них, для того чтобы дать ясное представление о самом явлении.

Проведенные эксперименты с целью изучения кинематического эффекта в руслах с поймами можно разделить на две группы: 1) эксперименты в условиях пространственного потока, т. е. с двухсторонней поймой, и 2) эксперименты в условиях полупространственного потока, т. е. с односторонней поймой. Использование полупространственных моделей позволяет расширить диапазон соотношений ширины русла и поймы.

Движение воды в реках с поймами представляет собой наиболее сложную форму движения жидкости. В связи с этим вопросы методики экспериментальных исследований (лабораторных и натурных) здесь приобретают особое значение.

Опыты в лабораторных условиях в гидравлических лотках и на русловых площадках дают важные сведения для постановки натурных исследований движения воды в руслах с поймами. Для проведения опытов в лаборатории необходимо схематизировать сложное явление движения воды в русле и пойме путем создания некоторой модели движения. Такая модель представляется наиболее правдоподобной и вместе с тем простой в виде параболического русла и симметричной поймы с нулевым поперечным уклоном. Именно на такой модели автором монографии [51] проведены эксперименты с целью изучения взаимодействия руслового и пойменного потоков. Большой интерес к постановке таких экспериментов проявлял А. Н. Ахутин. Опыты

проводились в широком диапазоне расходов воды при различных соотношениях ширины русла и поймы и различных шероховатостях поймы. Все это позволило выявить основные особенности кинематики русловых потоков с поймами и характер изменения пропускной способности русла в зависимости от изменения уровня воды. Сформулированные в работах [51, 60] выводы в последующих исследованиях были подтверждены и развиты дальше. Вместе с тем была выработана методика анализа экспериментальных данных, которая излагается в этом и следующих параграфах.

В опытах и обработке материалов принимала участие Т. С. Жук.

Остановимся вначале на опытах 1947 г. Методика заключалась в следующем. Была изготовлена модель русла и поймы с бетонным покрытием (русло и пойма имели одинаковую абсолютную шероховатость), русло параболического сечения шириной 0,45 м и глубиной на оси 0,05 м, пойма симметричная с нулевым поперечным уклоном шириной 4,75 м.

Продольный уклон русла и поймы $I = 0{,}0005$. Длина модели (потока) 7, 20 м. Продольные оси русла и поймы расположены параллельно. В состав опытов входили следующие работы: создание на модели равномерного движения воды, измерение расхода потока с помощью водослива, детальное измерение поверхностных скоростей потока с помощью бумажных поплавков размерами 1×1 см. Расходы воды во время опытов были от 0,12 до 51,4 л/с.

Равномерный режим движения воды на модели устанавливался и контролировался следующим образом. На русловой площадке было установлено девять металлических реперов: три на оси русла с расстоянием между реперами 3 м и шесть реперов в пойме. Превышение между смежными реперами Δh (в направлении движения потока) было определено в соответствии с уклоном дна модели. В целях установки реперов модель русла и поймы была залита водой; правильным положением реперов в таком случае считалось такое, когда выполнены условия (при отсутствии движения воды): $h_2 = h_1 + \Delta h$; $h_3 = h_2 + \Delta h = h_1 + 2\Delta h$, где h — глубина воды над реперами.

Равномерное движение воды на модели будет иметь место, если выполнено условие $h_1 = h_2 = h_3$. Глубины h_1, h_2 и h_3 вычислялись из показаний мерных игл. Каждому измерению гидравлических элементов потока предшествовало получение равномерного движения воды на модели с помощью регуляторов уровня, расположенных в конце русловой площадки.

По измеренным поплавками скоростям, отнесенным к среднему створу, были построены эпюры распределения по ширине потока поверхностных скоростей $u_{пов}$ и фиктивных расходов воды на вертикалях $q_ф$, а затем планиметрированием эпюр $q_ф$ найдены фиктивные расходы воды $Q_ф$.

За начало отсчета H принято дно потока на его продольной оси, поэтому $H_б = h_{б.макс}$. Индексом «б» отмечаются в дальнейшем элементы потока при уровне $H = H_б$. На рисунках везде отметка бровки русла обозначена *б — б*.

В указанных опытах $H_б = 0{,}05$ м (рис. 10.6). Расход воды $Q_б = 2{,}70$ л/с, т. е. равен расходу воды в русле при заполнении его до отметки бровки. В дальнейшем $Q_б$ будет приниматься как один из важных элементов движения воды при рассмотрении кинематического эффекта безнапорного потока. При $H > H_б$ ($Q > Q_б$) поток выходит на пойму. Отношение ширины

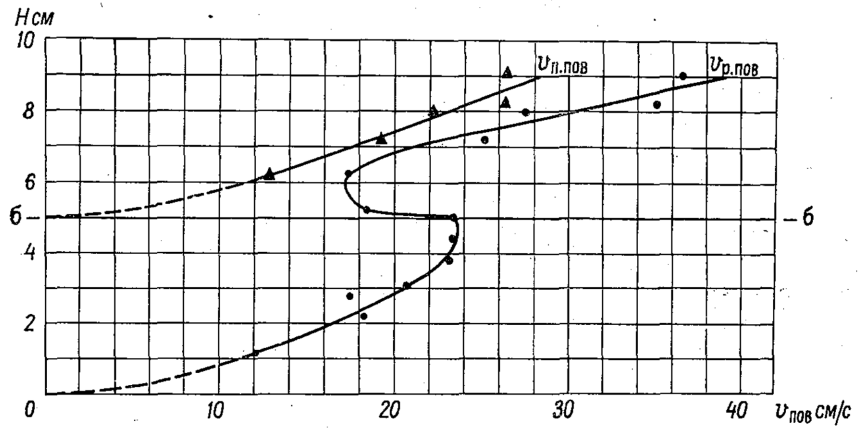


Рис. 10.6. Зависимость средней поверхностной скорости в основном русле $v_{р.пов}$ и средней поверхностной скорости в пойме $v_{п.пов}$ от уровня воды, по опытам (1947 г.) на русловой площадке.

русла $B_р$ к ширине поймы $B_п$ в опытах 1947 г. составляло $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{10{,}6}$.

На рис. 10.6 приведены кривые изменения средней поверхностной скорости в русле $v_{р.пов}$ и средней поверхностной скорости в пойме $v_{п.пов}$ от уровня воды H, откуда видно, как изменяется разность $v_{р.пов} - v_{п.пов}$. Скорость $v_{пов}$ подсчитывалась делением $Q_ф$ на ω. Полученные кривые были первой констатацией сложного взаимодействия руслового и пойменного потоков. Отсюда стали очевидными два положения: 1) пропускная способность русла при взаимодействии его с пойменным потоком (т. е. при $H > H_б$) может быть меньше пропускной способности русла при отметке $H = H_б$, 2) кривая расходов воды $Q = Q(H)$ должна строиться с учетом указанного взаимодействия. Говоря точнее, при отсутствии измеренных расходов воды координаты для построения кривой $Q_р = Q_р(H)$ должны рассчитываться с учетом кинематического эффекта безнапорного потока. Все это создало

предпосылки для нового подхода в гидравлических расчетах русел с поймами.

Из рис. 10.6 можно получить:

$$(K_{\text{пов}})_{\text{б}}=\frac{(v_{\text{р. пов}})_{\text{б}}-(v_{\text{р. пов}})_{\text{мин}}}{(v_{\text{р. пов}})_{\text{б}}}=\frac{23{,}4-17{,}1}{23{,}4}=0{,}27,$$

т. е. имеем довольно большое уменьшение скоростей в русле.

Опыты 1948 г. производились на той же русловой площадке при двух различных шероховатостях поймы (две серии опытов) и трех различных ширинах симметричной поймы. Ширина русла была больше по сравнению с 1947 г., а именно, $B_{\text{р}}=0{,}60$ м; глубина на оси 0,06 м. Форма живого сечения параболическая. Средний продольный уклон модели 0,001 с нулевым поперечным уклоном поймы. Отношения ширины русла к ширине поймы составляли: $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}=\frac{1}{7{,}8}$, $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}=\frac{1}{2}$, $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}=\frac{1}{4}$. В первой серии опытов поверхности русла и поймы была придана шероховатость в виде гладкой цементной штукатурки, обозначаемая в дальнейшем «первой шероховатостью». Во второй серии опытов поверхности поймы была придана шероховатость с помощью толченого шлака, укрепленного на цементной штукатурке цементным раствором («вторая шероховатость»); русло имело шероховатость такую же, как и в первой серии опытов. Толченый шлак был предварительно просеян через сито с отверстиями 3 мм.

Поверхностные скорости измерялись фотограмметрическим способом (по методике, описанной в § 1.3).

По измеренным скоростям были построены эпюры распределения поверхностных скоростей по ширине потока. Они полностью приведены в монографии [51].

Рассматривая распределение поверхностных скоростей по ширине потока b, было обнаружено, что взаимодействие руслового потока с пойменным распространяется на ширину $B_{\text{в}}$, бо́льшую ширины русла $B_{\text{р}}$. Величина $\frac{B_{\text{в}}}{B_{\text{р}}}$ характеризует относительную зону взаимодействия руслового и пойменного потоков. Расстояние $0{,}5(B_{\text{в}}-B_{\text{р}})$ представляет собой ширину участка поймы вблизи бровки русла, где происходит перестройка поля скоростей. За такое расстояние можно приближенно принять расстояние от бровки русла до точки, где эпюра скоростей становится горизонтальной (в опытах с одинаковой глубиной в пойме).

Параметр $B_{\text{в}}/B_{\text{р}}$ и в особенности параметр $\frac{0{,}5(B_{\text{в}}-B_{\text{р}})}{h_{\text{п}}}$ отличаются неустойчивостью и изменяются в больших пределах [76]. Вопрос этот достаточно сложен по следующим причинам. Образование вихрей, их перемещение и распад при выходе потока на пойму, по существу, нестационарный процесс, обусловленный и такими факторами, как форма русла, уклон дна по-

тока, соотношение шероховатостей русла и поймы. Расхождение в значениях этих параметров, полученных различными экспериментаторами, обусловлено и различием в длине модели и условиях входа воды на модель. Необходимо, чтобы эксперименты ставились на русловых площадках большой длины с тем, чтобы исключить влияние макротурбулентности, вызванной условиями входа воды на модель, на кинематический эффект безнапорного потока.

По результатам опытов 1948 г. [51] были построены кривые зависимости максимальных скоростей в русле и поверхностных скоростей в пойме от уровня воды при первой и второй шероховатостях поймы и при различных $B_р/B_п$.

Характер изменения скоростей в русле, обнаруженный в 1947 г., подтвердился опытами 1948 г. [51].

Для числовой характеристики первой шероховатости (одинаковой для русла и поймы) и второй (для поймы), имевших место в опытах на русловой площадке, подсчитаны значения коэффициентов шероховатости. Оказалось, что коэффициенты шероховатости поймы при второй ее шероховатости в среднем в 2 раза больше, чем при первой шероховатости.

Описанные эксперименты и в настоящее время считаются достаточно детальными по числу переменных параметров опытов. Однако их неполнота, вполне понятная для первых экспериментов, состоит в том, что не было детально исследовано поле скоростей в пределах всего живого сечения в основном русле. Не был также сфотографирован процесс вихреобразования при взаимодействии руслового и пойменного потоков, хотя такие визуальные наблюдения производились путем подкрашивания потока.

Аналогичные эксперименты были проведены во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ) С. И. Агасиевой и А. Ш. Бареляном [3] на русловой площадке больших размеров в г. Дмитрове (под Москвой). Общая длина модели 140 м. Исследования производились на прямолинейном участке длиной 65 м. Ширина модели изменялась от 4,84 до 20 м.

В опытах 1958 г. ширина русла $B_р$ составляла 2,1 м, глубина на оси русла 0,17 м. Пойма с нулевым поперечным уклоном. Средний продольный уклон русла $I = 0{,}0001$.

В опытах 1959 г. ширина параболического русла $B_р = 1{,}21$ м, глубина на оси 0,12 м. Русло неразмываемое. Продольный уклон $I = 0{,}0003$. Опыты были поставлены при симметричной пойме с нулевым поперечным уклоном при ширинах поймы $B_п$, равных 3,74; 8,28; 13,5; 18,1 м. Расходы воды изменялись в широком диапазоне (от 17 до 190 л/с). Глубина в русле была от 5 до 25 см, на пойме от 1,3 до 13 см.

По измеренным местным скоростям гидрометрической трубкой были подсчитаны расходы воды, а затем средние скорости

в основном русле $v_р$ и построены графики $v_р = v_р(H)$ при различных $B_р/B_п$. Эти эксперименты полностью подтвердили существование кинематического эффекта, установленного в работе [51].

В табл. 10.2 приводим значения $(K_{макс})_б$ в зависимости от $B_р/B_п$.

Таблица 10.2

Значения $(K_{макс})_б$, по опытам ВНИИГиМ

$\frac{B_р}{B_п}$	1 / 3,1	1 / 6,8	1 / 11,2	1 / 15,0
$(K_{макс})_б$	0,13	0,19	0,22	0,23

Довольно четко обнаруживается влияние ширины поймы на $(K_{макс})_б$: чем больше ширина поймы, тем больше $(K_{макс})_б$, т. е. при широких поймах кинематический эффект проявляется в большей степени.

Заметим, что при широких поймах опыты Железнякова и опыты ВНИИГиМ дали близкое совпадение величин $(K_{макс})_б$ и $(K_{пов})_б$.

Из более поздних лабораторных экспериментов по изучению кинематического эффекта в руслах с симметричными двухсторонними поймами отметим опыты Селлина [202]. Его данные так же, как и данные авторов статей [3, 4], подтвердили основные качественные характеристики кинематического эффекта, сформулированные в работе [51].

Изучение кинематического эффекта в руслах при односторонней пойме представляет интерес в связи с тем, что многие речные русла имеют пойму только с одной стороны. Изучение же кинематического эффекта в рассматриваемом случае в гидравлических лотках и на русловых площадках представляет собой полупространственную задачу. В ряде случаев можно воспользоваться такой постановкой задачи с тем, чтобы иметь возможность ставить эксперименты с большей шириной поймы (односторонней).

Эксперименты в руслах с односторонними поймами были поставлены при консультации В. Н. Гончарова, И. П. Спицыным, Н. Б. Барышниковым и другими в гидравлической лаборатории Ленинградского гидрометеорологического института. Основные опыты были выполнены в русловом лотке длиной 9,0 м и общей шириной 2,06 м. Модель состояла из русла различной формы и поймы шириной 1,66 м [171]. Одно русло было прямоугольное шириной $b_р = 40$ см и глубиной $h_р = 6{,}3$ см, другое — трапецеидальное с такой же глубиной, шириной понизу 20 см и коэффициентом откоса $m = 1{,}0$. Оси русла и поймы так же, как и в опытах других авторов, были расположены параллельно. Продольный уклон русла и поймы составлял $I = 0{,}003$ при нулевом поперечном уклоне поймы.

Вся модель была выполнена из зеркального стекла, основное русло из стекла, коэффициент шероховатости которого равен $n_р = 0{,}001$. Пойма была более шероховатой, что достигалось закреплением на поверхности стекла гравия с помощью спиртового лака. Расходы воды в опытах, измеряемые водосливом, были в пределах 2—100 л/с. Глубина воды в русле изменялась от 1,5 до 13,0 см, в пойме от 1,2 до 6,5 см. Скорость течения воды измерялась гидрометрической трубкой в пределах всего живого сечения.

Эксперименты были поставлены не только в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков, но также и при их полной изоляции. В этом заключается достоинство методики.

Изоляция руслового потока от пойменного осуществлялась установкой на бровке русла перегородки из полированного стекла. Такой эксперимент весьма убедительно подтвердил существование кинематического эффекта в руслах с поймами.

Рассмотрим результаты экспериментов Спицына в сопоставлении их с результатами для неизолированного и изолированного русел.

На рис. 10.7 приведены эпюры распределения средних на вертикалях скоростей по ширине потока, где под $Q_р$ понимается расход воды в изолированном русле. Отчетливо видно, что при взаимодействии руслового и пойменного потоков, т. е. при отсутствии их изоляции, скорости в основном русле по всей ширине меньше, чем при изоляции руслового потока от пойменного.

На основе эпюр скоростей такого же типа, как показано на рис. 10.7, при различных уровнях воды подсчитаны средние скорости потока в пойме $v_п$ и в русле $v_р$, что дало возможность построить графики (рис. 10.8). Видно, что средняя скорость $v_р$ в условиях взаимодействия существенно меньше средней скорости $v'_р$ в условиях изоляции русла от поймы, что находится в полном качественном соответствии с данными экспериментов, рассмотренных выше.

Относительное уменьшение средней скорости в русле, когда эта скорость достигает наименьшего значения, составляет по отношению к скорости $v'_р$:

для прямоугольного русла

$$\frac{v'_р - v_{р.\,мин}}{v'_р} = \frac{0{,}83 - 0{,}66}{0{,}83} = 0{,}21,$$

для трапецеидального русла

$$\frac{v'_р - v_{р.\,мин}}{v'_р} = \frac{0{,}78 - 0{,}60}{0{,}78} = 0{,}23.$$

Средняя скорость пойменного потока $v_п$ меньше скорости $v'_п$ в условиях изоляции русла от поймы (рис. 10.8).

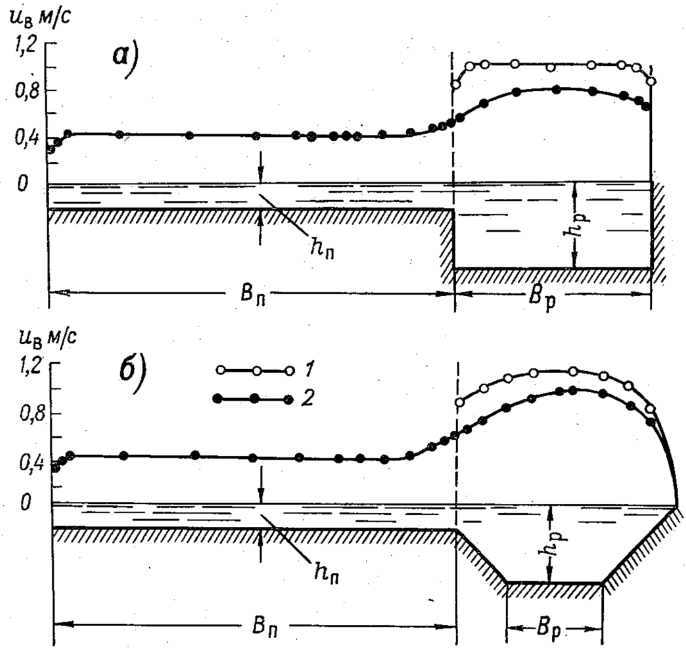


Рис. 10.7. Распределение средних на вертикалях скоростей по ширине потока при изолированном (*1*) и неизолированном (*2*) от поймы руслах.

а — прямоугольное русло (Q=63,3 л/с, $Q_р$=44,6 л/с, $h_п$=4,69 см, $h_р$=11,0 см); *б* — трапецеидальное (Q=47,5 л/с, $Q_р$=26,0 л/с, $h_п$=4,5 см, $h_р$=10,8 см).

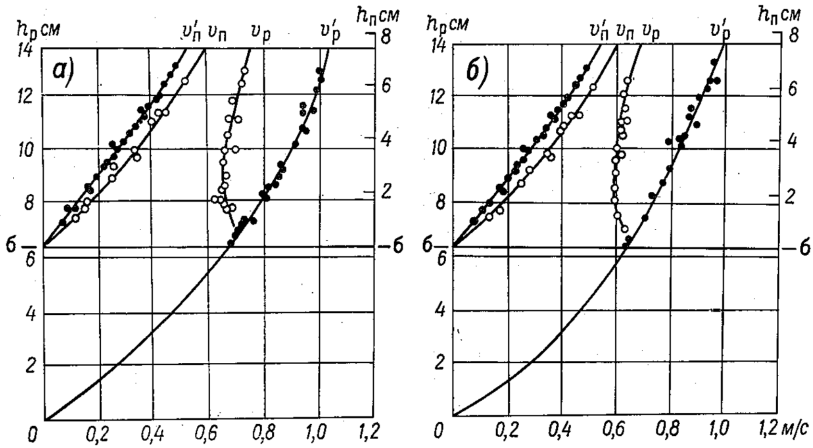


Рис. 10.8. Зависимость средних скоростей от уровня воды.

$v_р$ и $v_п$ — в условиях взаимодействия потоков; $v'_р$ и $v'_п$ — в условиях изоляции потоков; *а* — прямоугольное русло, *б* — трапецеидальное.

Кривые на рис. 10.8 представляют интерес еще и в том отношении, что подтверждается высказанное предположение о возможности экстраполяции $v'_р = v'_р(H)$ по измерениям в русле на область выхода потока на пойму, т. е. получения графически $v'_р =$

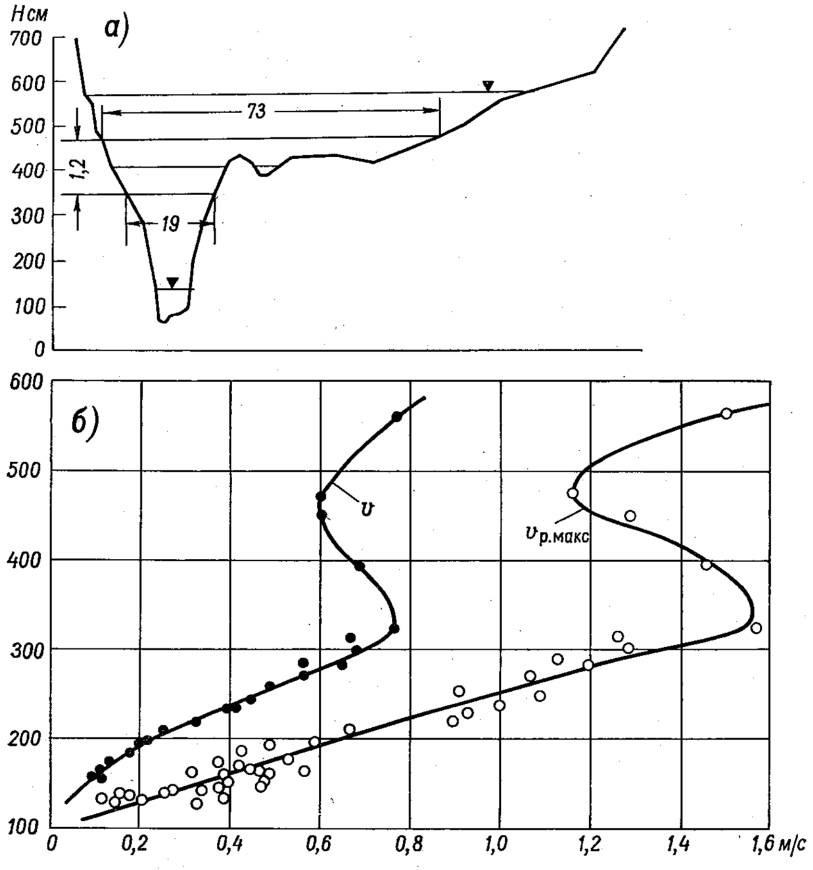


Рис. 10.9. Профиль живого сечения р. Ильда (*а*) у Спас-Ильда (1948 г.) и кривая средних и наибольших скоростей в основном русле (*б*).

$= v'_р(H)$ для русла, изолированного от поймы. Разумеется, это может быть сделано в ограниченных пределах глубин в пойме. Но сама постановка такой задачи заслуживает внимания.

Явление кинематического эффекта в природных условиях было отмечено Железняковым [60] (при односторонней пойме). Профиль живого сечения реки и графики изменения средней скорости потока $v_р$ и наибольшей скорости потока в русле $v_{р.макс}$ приведены на рис. 10.9. Уменьшение скорости потока началось

при ширине его 19 м и $v_{р.макс}=1{,}56$ м/с и продолжалось в пределах измерения уровня 1,2 м, а затем скорость стала возрастать. Относительное уменьшение наибольшей скорости составило $\frac{1{,}56-1{,}15}{1{,}56}=0{,}26$, т. е. оно примерно такое же, как и по лабораторным данным, приведенным в работе [51].

Подчеркнем еще раз, что для констатации кинематического эффекта необходимы данные об изменении кинематики потока в основном русле при выходе его на пойму.

С помощью явления кинематического эффекта могут быть объяснены некоторые особенности формирования русел речного потока и транспорта наносов. Заслуживает внимания постановка вопроса о причинах образования прирусловых валов на пойме (возвышений у основного русла). Не исключено, что одной из причин, а быть может и главной, как раз и является кинематический эффект. Но возникнув, прирусловый вал может затем в какой-то мере нейтрализовать взаимодействие руслового и пойменного потоков, способствуя восстановлению пропускной способности основного русла, поэтому изучать русловой процесс в паводок, в том числе и на излучинах рек, следует с учетом кинематического эффекта.

Отметим еще раз, что резкое расширение потока — не единственная причина кинематического эффекта. Может быть плавное расширение потока, но с большим возрастанием гидравлических сопротивлений. Такой случай иллюстрирует рис. 10.10, где утолщенной линией на профиле живого сечения показан смоченный периметр с повышенной шероховатостью за счет кустарниковой растительности [35].

Н. Б. Барышников и др. [15, 18, 22, 23] и А. Л. Радюк [147, 151] изучили кинематический эффект при резком изменении абсолютной шероховатости дна и при малоизменяющейся глубине потока (только за счет выступов шероховатости) по его ширине.

В статье [20] рассмотрено влияние формы живого сечения потока на кинематический эффект. При этом определялось поле скоростей в виде изотах при различных положениях русла по отношению к пойме.

В дальнейшем желательно исследовать связь между характеристиками кинематического эффекта, например $(K'_{макс})_б$, и параметром формы живого сечения β_*. Поскольку для сложных живых сечений β_* изменяется в зависимости от уровня воды, то связь между $(K'_{макс})_б$ и β_* может оказаться достаточно четкой.

Все изложенное выше доказывает, что кинематический эффект это явление характерное для большого класса течений жидкости. В свете того, что уже известно о кинематическом эффекте в руслах с поймами, становится очевидным, что средняя

скорость всего потока, подсчитанная, как это делалось раньше, т. е.

$$v' = \frac{Q'_р + Q'_п}{\omega_р + \omega_п},$$

будет больше средней скорости потока, подсчитанной с учетом кинематического эффекта

$$v = \frac{Q_р + Q_п}{\omega_р + \omega_п},$$

фактически имеющей место в реках и каналах.

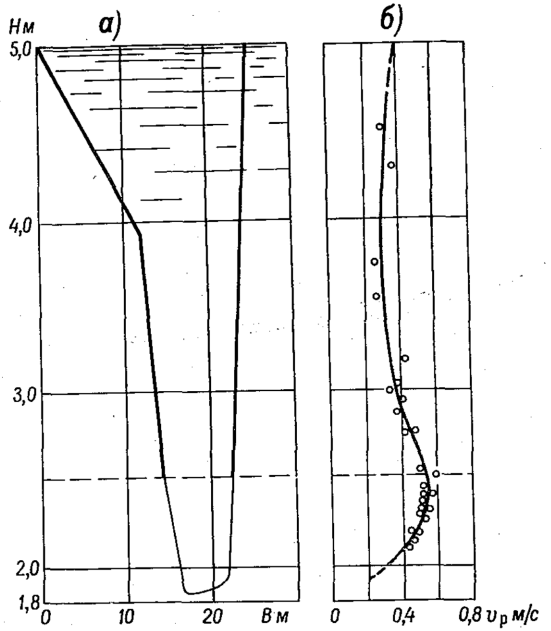


Рис. 10.10. Зависимость $v_р$ от уровня H, р. Тарна у Верпелет (Венгрия), 1960 г.

а — профиль живого сечения, *б* — кривая средних скоростей в русле.

10.3. Опыт определения связи между скоростями потока в основном русле и пойме

В § 10.2 рассматривались главным образом качественные характеристики кинематического эффекта. Найдем связь между максимальной скоростью в основном русле $v_{р.\,макс}$ и поверхностной

скоростью в пойме $v_{\text{п. пов}}$. С этой целью построены безразмерные графики в координатах (рис. 10.11):

$$\frac{v_{\text{р. макс}} - v_{\text{п. пов}}}{v_{\text{п. пов}}}, \quad \frac{Q - Q_{\text{б}}}{Q_{\text{б}}}.$$

Расчет координат для построения указанных кривых приводится в табл. 10.3. Расход воды в опытах 1948 г. $Q_{\text{б}} = 7{,}2$ л/с.

Рассматривая кривые рис. 10.11, можно отметить влияние $B_{\text{р}}/B_{\text{п}}$ на величины относительного недостатка скорости

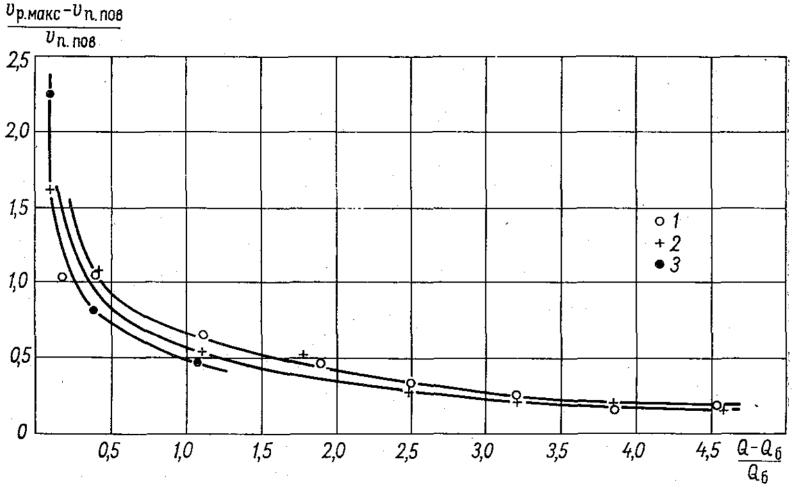


Рис. 10.11. К определению соотношения между скоростями в русле и пойме. Вторая шероховатость поймы.

$$1 - \frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}} = \frac{1}{7{,}8}; \quad 2 - \frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}} = \frac{1}{4}; \quad 3 - \frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}} = \frac{1}{2}.$$

$\frac{v_{\text{р. макс}} - v_{\text{п. пов}}}{v_{\text{п. пов}}}$: при одном и том же значении $\frac{Q - Q_{\text{б}}}{Q_{\text{б}}}$ с уменьшением $B_{\text{р}}/B_{\text{п}}$ увеличивается относительный недостаток скорости, что в общем приводит к увеличению контраста в русловых и пойменных скоростях с увеличением ширины поймы.

Эмпирическое уравнение кривых, показанных на рис. 10.11, можно представить в виде

$$\left(\frac{Q - Q_{\text{б}}}{Q_{\text{б}}}\right)\left(\frac{v_{\text{р. макс}} - v_{\text{п. пов}}}{v_{\text{п. пов}}}\right)^{m} = \alpha_{\text{б}}, \qquad (10.2)$$

где m и $\alpha_{\text{б}}$ — параметры уравнения.

При $m = 1{,}5$ параметр $\alpha_{\text{б}}$ дает меньшую амплитуду колебаний, чем при других значениях m. При $m = 1{,}5$ параметры $\alpha_{\text{б}}$, подсчитанные по формуле 10.2, приводятся в табл. 10.3. Среднее значение $\alpha_{\text{б}}$ оказалось возможным подсчитать в пределах:

Таблица 10.3

Результаты опытов по распределению скоростей (1948 г.) в русле и пойме

№ п/п	H мм	Q м/с	$\frac{Q-Q_б}{Q_б}$	$v_{р.макс}$ см/с	$v_{п.пов}$ см/с	$\frac{v_{р.макс}\cdot v_{п.пов}}{v_{п.пов}}$	$\alpha_б$
Первая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{7,8}$, $\alpha_{б.ср}=0,48$ (без точек 4 и 5)							
1	87,6	40,0	4,60	33,2	27,2	0,22	0,47
2	76,1	19,8	1,75	30,5	20,2	0,51	0,62
3	68,9	10,1	0,40	30,0	15,2	0,98	0,39
4	65,1	8,7	0,21	29,6	5,5	4,40	1,94
5	63,8	8,3	0,15	31,6	4,5	6,00	2,21
Первая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{4}$, $\alpha_{б.ср}=0,32$ (без точки 5)							
1	98,0	40,0	4,60	39,8	31,5	0,26	0,61
2	86,4	20,1	1,79	31,0	24,0	0,29	0,28
3	78,1	10,0	0,39	24,5	14,8	0,66	0,21
4	67,8	7,8	0,08	30,6	11,8	1,60	0,16
5	65,4	7,5	0,04	27,3	4,0	5,80	0,56
Первая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{2}$, $\alpha_{б.ср}=0,30$							
1	92,2	20,0	1,78	34,5	27,0	0,28	0,26
2	81,6	9,9	0,38	26,0	16,8	0,54	0,15
3	64,1	7,7	0,07	41,0	8,2	4,00	0,56
4	66,8	7,6	0,06	37,0	11,0	2,40	0,22
Вторая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{7,8}$, $\alpha_{б.ср}=0,43$ (без точки 4)							
1	92,6	40,0	4,55	29,0	24,8	0,17	0,32
2	89,4	35,0	3,86	28,0	24,2	0,15	0,23
3	87,0	30,2	3,20	28,3	22,8	0,24	0,38
4	83,9	25,2	2,50	27,0	20,5	0,32	0,45
5	80,4	20,9	1,90	27,4	18,8	0,46	0,59
6	76,6	15,2	1,11	86,0	15,8	0,65	0,58
7	70,3	10,1	0,40	26,7	13,0	1,05	0,43
8	68,0	8,5	0,18	25,7	12,5	1,05	0,19
Вторая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{4}$, $\alpha_{б.ср}=0,38$							
1	101,3	40,1	4,57	36,5	31,5	0,16	0,29
2	98,4	35,0	3,86	34,7	29,0	0,20	0,34
3	95,4	30,2	3,20	32,5	26,8	0,21	0,31
4	89,8	25,1	2,49	32,0	25,0	0,28	0,37
5	84,6	20,0	1,78	31,8	21,0	0,51	0,65
6	79,7	15,2	1,11	29,4	19,2	0,53	0,43
7	72,6	10,2	0,42	29,5	14,3	1,07	0,46
8	69,2	7,9	0,10	30,0	11,5	1,61	0,20
Вторая шероховатость поймы, $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{2}$; $\alpha_{б.ср}=0,32$							
1	89,8	15,0	1,08	29,0	19,8	0,47	0,35
2	80,8	10,0	0,39	29,8	16,5	0,80	0,28
3	71,6	7,9	0,10	33,8	10,4	2,26	0,33

$\frac{v_{р.\,макс} - v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}$ от 0 до 4,25 и $\frac{Q - Q_б}{Q_б}$ от 0 до 4,75. Эти средние значения $\alpha_б$ приведены в табл. 10.3, в которой указаны также данные, не использованные в расчете $\alpha_{б.\,ср}$. Параметр $\alpha_{б.\,ср}$ зависит от отношения $B_р/B_п$ и шероховатости. С увеличением ширины поймы и шероховатости $\alpha_{б.\,ср}$ увеличивается [53].

Таблица 10.4

Приближенные значения $\alpha_{б.\,ср}$

Шероховатость поймы	$\frac{B_р}{B_п}$					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Первая	0,52	0,38	0,32	0,29	0,28	0,28
Вторая	0,58	0,43	0,37	0,34	0,32	0,31

Из формулы (10.2) при $m = 1{,}5$ получим

$$\frac{v_{р.\,макс} - v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}} = \frac{\alpha_{б.\,ср}^{2/3}}{\left(\frac{Q - Q_б}{Q_б}\right)^{2/3}}.$$

Решая последнее выражение относительно $v_{р.\,макс}$, получим

$$v_{р.\,макс} = \left[1 + \left(\frac{\alpha_{б.\,ср}}{\frac{Q}{Q_б} - 1}\right)^{2/3}\right] v_{п.\,пов}. \qquad (10.3)$$

При $Q = Q_б$ скорость в пойме $v_{п.\,пов} = 0$. При $Q \to \infty$ $v_{п.\,пов} \to v_{р.\,макс}$, что видно из структуры формулы (10.3) и понятно с гидравлической точки зрения: с увеличением расхода происходит выравнивание эпюры скоростей по ширине потока.

Формула (10.3) показывает, какие факторы влияют на распределение скоростей в русле и пойме реки, а следовательно, и факторы, влияющие на деление расхода между руслом и поймой. Эту формулу нельзя рассматривать как окончательную, поскольку она получена на основании лабораторного исследования потока. Значение этой формулы заключается в том, что она вскрывает основные факторы, влияющие на деление расхода между руслом и поймой и, следовательно, методика дальнейших исследований в этом направлении становится ясной.

Формулу (10.3) целесообразно привести к следующему виду, учитывая, что

$$v_{п.\,пов} = \frac{v_п}{K_1}, \quad v_{р.\,макс} = \frac{v_р}{K_2},$$

где $v_п$ — средняя скорость потока в пойме; $v_р$ — средняя скорость потока в русле, равная

$$v_р = \frac{K_2}{K_1}\left[1 + \left(\frac{\alpha_{б.\,ср}}{\frac{Q}{Q_б} - 1}\right)^{3/2}\right] v_п. \qquad (10.4)$$

Отношение K_2/K_1 можно определить по формулам, приведенным в § 9.2.

Изложенное в этом параграфе носит в известной мере методический характер, так как на связь между скоростями в русле и пойме оказывают влияние и другие факторы (кроме тех, которые нашли отражение в формуле (10.4)), а именно: деформации русла и поймы вблизи бровки, формы живых сечений, гидравлический уклон и др.

10.4. О подобии кинематических эффектов и балансе энергии при взаимодействии потоков

Проведенные эксперименты отличаются большой индивидуальностью по условиям опытов, диапазонам гидравлических элементов потока, точности и проч. Уже делались попытки обобщения имеющихся экспериментов [168 и др.], но всякий раз обнаруживались трудности на этом пути. По-видимому, надо создать методику их группировки на основе рассмотрения подобия изучаемого явления. К этому же параграфу отнесен вопрос о методике подсчета потерь энергии при взаимодействии потоков.

О подобии кинематических эффектов в руслах с поймами. В предыдущих параграфах рассматривались различные параметры, характеризующие кинематический эффект с целью определить главным образом относительное уменьшение скоростей потока в русле при взаимодействии его с потоком в пойме. Основные типы кривых, изображенных на рис. 10.4, легко приводятся к безразмерному виду. Здесь имеются различные возможности. Все зависит от того, какие принять глубины и скорости за характерные, на которые следует поделить переменные глубины и скорости. Если за характерную глубину принять глубину в русле, то выход потока на пойму будет начинаться при относительной глубине в русле, равной единице. За характерную глубину можно принять и глубину воды в пойме, что сложнее в практическом отношении для натурных условий.

За характерную скорость можно принять $v_б$, т. е. среднюю (можно и наибольшую) скорость при заполнении русла до бровок. В таком случае выход потока на пойму будет начинаться при относительной скорости $v_р/v_б$, равной единице.

Построение безразмерных кривых создает большие возможности для сопоставления и обобщения экспериментов, выполненных в различных условиях.

Здесь мы хотели бы обратить внимание на возможность такого способа обобщения экспериментальных данных, при котором решался бы и вопрос о подобии кинематических эффектов в руслах с поймами. С этой целью воспользуемся критериями гидравлического подобия, а именно числами Рейнольдса и Фруда.

Приведем графики изменения чисел Рейнольдса и Фруда в зависимости от безразмерной глубины (рис. 10.12), которые со-

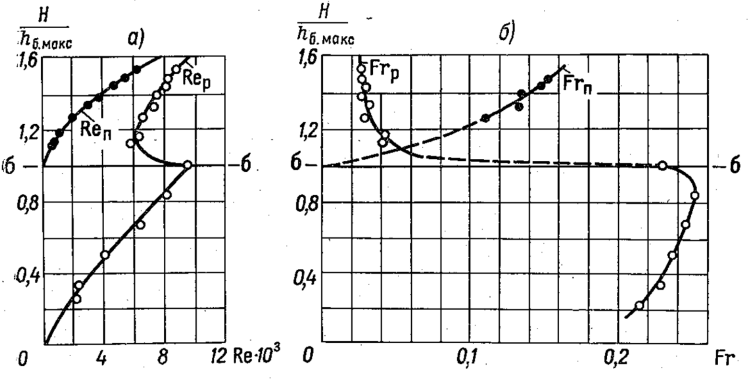


Рис. 10.12. Зависимость числа Рейнольдса (*а*) и числа Фруда (*б*) от безразмерной глубины при $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{7,8}$ (опыты 1948 г., вторая шероховатость поймы).

ставлены отдельно для потока в пойме и русле по данным работы [51].

Под безразмерной глубиной в данном случае понимается отношение $\frac{H}{h_{б.\,макс}}$. Числа Рейнольдса и Фруда здесь имеют следующий вид:

$$Re_п = \frac{v_п h_п}{\nu}, \quad Re_р = \frac{v_р h_{р.\,ср}}{\nu},$$

$$Fr_п = \frac{v_п^2}{g h_п}, \quad Fr_р = \frac{v_р^2}{g h_{р.\,ср}},$$

где $h_п$ — глубина воды в пойме; $h_{р.\,ср}$ — средняя глубина воды в русле.

Рассматривая рис. 10.12, устанавливаем, что при равномерном движении воды в опытах на русловой площадке имел место турбулентный режим; ламинарный и переходный режимы здесь

также возможны (в пойме), как это видно из графиков, экстраполированных в точку при $\frac{H}{h_{\text{о. макс}}}=1$ м при глубинах $h_{\text{п}}$ порядка нескольких миллиметров, при которых осуществление опыта уже оказывалось затруднительным. Числа $\text{Re}_{\text{р}}$ больше чисел $\text{Re}_{\text{п}}$, чего и следовало ожидать. Числа $\text{Fr}_{\text{р}}$ меньше чисел $\text{Fr}_{\text{п}}$ после выхода потока на пойму.

При второй шероховатости поймы числа Fr оказались меньше, чем при первой шероховатости поймы [51].

С точки зрения гидравлического моделирования важно сопоставить полученные кривые на русловой площадке с таковыми для рек. К сожалению, гидрометрические измерения в поймах бедны и мы пока не имеем возможности провести аналогичное рассмотрение вопроса по натурным данным.

О балансе энергии при взаимодействии потоков. И. П. Спицын сделал подсчеты передачи кинетической энергии русловым потоком пойменному [171], что представляет интерес.

Уменьшение кинетической энергии потока в единицу времени в основном русле за счет кинематического эффекта можно определить по формуле следующего вида:

$$\Delta E_{\text{р}}=E'_{\text{р}}-E_{\text{р}}=\frac{\alpha'_{\text{р}}\rho Q'_{\text{р}}v'^{2}_{\text{р}}}{2}-\frac{\alpha_{\text{р}}\rho Q_{\text{р}}v^{2}_{\text{р}}}{2},$$

где $E'_{\text{р}}$ — кинетическая энергия потока в русле в единицу времени при изоляции русла от поймы; $E_{\text{р}}$ — кинетическая энергия потока в русле в единицу времени в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков; $\alpha'_{\text{р}}$ — коэффициент Кориолиса руслового потока при отсутствии взаимодействия его с пойменным; $\alpha_{\text{р}}$ — коэффициент Кориолиса руслового потока при взаимодействии его с пойменным; ρ — плотность жидкости.

При одинаковых глубинах воды и гидравлических уклонах $Q'_{\text{р}}=\omega_{\text{р}}v'_{\text{р}}$ и $Q_{\text{р}}=\omega_{\text{р}}v_{\text{р}}$, следовательно,

$$\Delta E_{\text{р}}=\frac{\rho\omega_{\text{р}}}{2}(\alpha'_{\text{р}}v'^{3}_{\text{р}}-\alpha_{\text{р}}v^{3}_{\text{р}}). \qquad (10.5)$$

Изменение кинетической энергии потока в единицу времени в пойме за счет кинематического эффекта можно определить по следующей формуле:

$$\Delta E_{\text{п}}=E_{\text{п}}-E'_{\text{п}}=\frac{\alpha_{\text{п}}\rho Q_{\text{п}}v^{2}_{\text{п}}}{2}-\frac{\alpha'_{\text{п}}\rho Q'_{\text{п}}v'^{2}_{\text{п}}}{2},$$

где $E_{\text{п}}$ — кинетическая энергия потока в пойме в единицу времени в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков; $E'_{\text{п}}$ — кинетическая энергия потока в пойме в единицу

времени при изоляции русла от поймы; $\alpha_п$ — коэффициент Кориолиса пойменного потока при взаимодействии его с русловым; $\alpha'_п$ — коэффициент Кориолиса пойменного потока, изолированного от руслового.

При одинаковых глубинах воды и гидравлических уклонах $Q_п = \omega_п v_п$ и $Q'_п = \omega_п v'_п$, следовательно

$$\Delta E_п = \frac{\rho \omega_п}{2} \left(\alpha_п v_п^3 - \alpha'_п v_п'^3 \right). \qquad (10.6)$$

Если выражение (10.6) поделить на (10.5), получим относительную долю кинетической энергии, получаемую поймой от русла,

$$\frac{\Delta E_п}{\Delta E_р} = \frac{\omega_п \left(\alpha_п v_п^3 - \alpha'_п v_п'^3 \right)}{\omega_р \left(\alpha'_р v_р'^3 - \alpha_р v_р^3 \right)}. \qquad (10.7)$$

Очевидно, что это отношение должно быть существенно меньше единицы, так как, согласно (10.1), потерянная энергия в основном русле не только передается пойменному потоку, но и затрачивается на сопротивления движению потока вследствие поперечного массообмена с интенсивным вихреобразованием. При использовании выражения (10.7) возникает вопрос о коэффициентах Кориолиса, а их здесь четыре. На основе данных И. П. Спицына [170, 172] можно утверждать, что $\alpha'_р$ должно быть больше $\alpha_р$, а $\alpha'_п$ несколько меньше $\alpha_п$. К сожалению, в этих работах коэффициенты Кориолиса не были подсчитаны, и их автор фактически сделал допущение о равенстве всех четырех коэффициентов Кориолиса, приняв за основу формулу

$$\frac{\Delta E_п}{\Delta E_р} = \frac{\omega_п \left(v_п^3 - v_п'^3 \right)}{\omega_р \left(v_р'^3 - v_р'^3 \right)}, \qquad (10.8)$$

которая является частным видом формулы (10.7). Соответствующие подсчеты приведены в работах [76, 171].

Доказано, что часть кинетической энергии, передаваемая от русла к пойме, может достигать 25%.

Обнаружено влияние на $\frac{\Delta E_п}{\Delta E_р}$ формы русла.

Расчет баланса энергии при взаимодействии потоков может быть более точным, если пользоваться переменными значениями коэффициентов Кориолиса, определяя их в каждом конкретном случае. Поскольку при взаимодействии потоков изменяется их кинематика, то следует ожидать изменения и коэффициентов Кориолиса и Буссинеска. Л. С. Никитная [131] произвела расчеты для р. Пьяна коэффициентов Кориолиса α и коэффициентов Бус-

синеска α'. Изменение этих коэффициентов в зависимости от уровня H показано на рис. 10.13. На этом рисунке указана линией *б — б* максимальная отметка левобережной бровки главного русла. Оказалось, что коэффициенты $\alpha_р$ и $\alpha'_р$ изменяются аналогично изменению средней скорости в русле. Это находится в полном соответствии с другими характеристиками кинематиче-

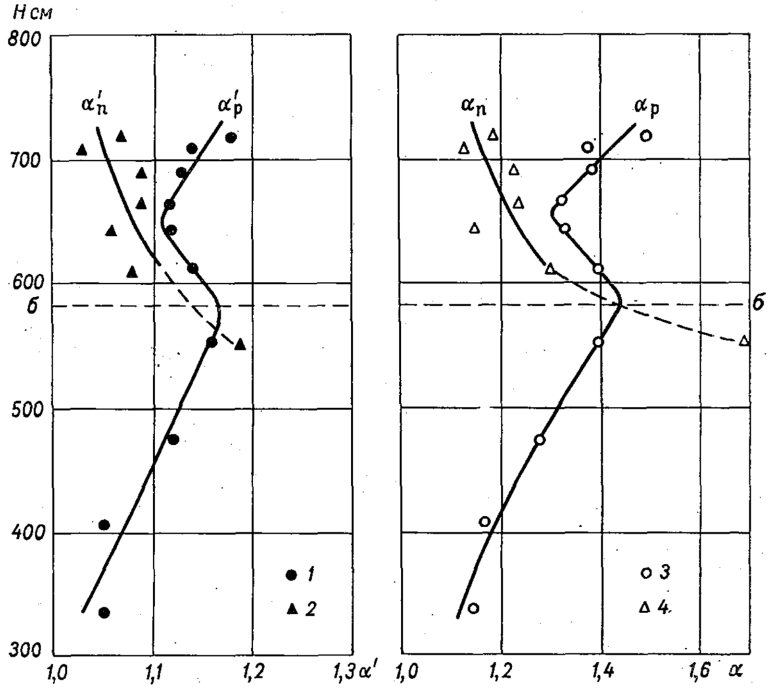


Рис. 10.13. Зависимости $\alpha'=\alpha'(H)$ и $\alpha=\alpha(H)$ для р. Пьяна у д. Камкино, 1963 г.

1 — $\alpha'_р$ для руслового потока; *2* — $\alpha'_п$ для пойменного потока; *3* — $\alpha_р$ для руслового потока; *4* — $\alpha_п$ для пойменного потока.

ского эффекта. На рис. 10.13 есть одна точка, соответствующая высокому значению $\alpha_п$, а следовательно, и $\alpha'_п$. По-видимому, это объясняется несовпадением отметок левобережной и правобережной пойм и изменением их по длине реки, перетеканием жидкости из русла в пойму и проч. Коэффициенты α и α' для рек с поймами необходимо вычислять отдельно для русла и поймы, так как α и α', вычисленные для всего потока, не являются характерными. Не следует смешивать обозначение $\alpha'_р$ в формуле (10.5) с обозначением $\alpha'_р$ на рис. 10.13.

10.5. Применение гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды при взаимодействии руслового и пойменного потоков

В связи с тем, что при взаимодействии руслового и пойменного потоков существенно перестраивается кинематика потока в основном русле, возникает вопрос, можно ли в таких условиях применять гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды, который изложен в главе 9.

Расход воды всего потока равен

$$Q = Q_р + Q_п, \tag{10.9}$$

где $Q_р$ — расход воды в русле; $Q_п$ — расход воды в пойме.

Расходы $Q_р$ и $Q_п$ имеются в виду фактические, т. е. с учетом взаимодействия. Если измерено только поле скоростей на его свободной поверхности и гидравлические элементы потока, то можно написать

$$Q = K_{1р} Q_{р.ф} + K_{1п} Q_{п.ф}, \tag{10.10}$$

где $K_{1р}$ — коэффициент перехода от средней поверхностной скорости к средней в русле; $Q_{р.ф}$ — фиктивный расход воды в русле; $K_{1п}$ — коэффициент перехода от средней поверхностной скорости к средней в пойме; $Q_{п.ф}$ — фиктивный расход воды в пойме.

Формулу (10.9) можно записать в другом виде, если исходить из того, что в русле была измерена только наибольшая скорость потока $v_{р.макс}$, тогда

$$Q = K_{2р} \omega_р v_{р.макс} + K_{1п} Q_ф, \tag{10.11}$$

где $K_{2р}$ — коэффициент перехода от наибольшей скорости к средней в русле.

Используя формулы для K_1 и K_2, приведенные в главе 9, по данным экспериментов, содержащимся в монографии [51], были рассчитаны расходы воды по формуле (10.11) и сопоставлены с фактическими. Последние были измерены с помощью водослива с тонкой стенкой. Результаты расчетов показали, что расхождение в измеренных и рассчитанных расходах получилось в общем допустимое. Среднее отклонение составило 4,4%, наибольшее, равное 12%, было в одном случае из 29.

Аналогичную работу проделал И. П. Спицын [172]. Он также пришел к выводу о возможности применения формулы (10.9). При этом он уточнил числовое значение коэффициента K_1 за счет взаимодействия руслового и пойменного потоков. Остановимся подробнее на результатах этой работы.

Из самой природы кинематического эффекта в руслах с поймами следует, что в русле скорости течения должны выравниваться. При этом скорости вблизи свободной поверхности будут уменьшаться в большей степени, чем у дна, а также и на всей

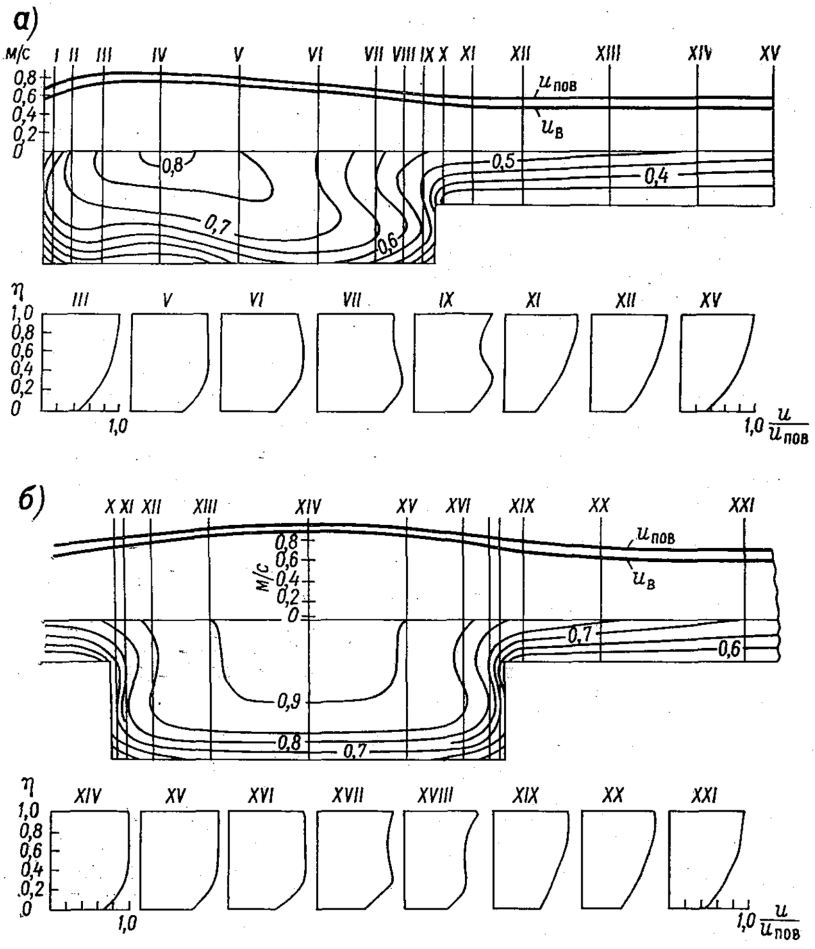


Рис. 10.14. Изотахи в прямоугольном русле с односторонней (*а*) и двухсторонней (*б*) поймами.

глубине $h_б$. По данным, заимствованным из статьи [172], на рис. 10.14 в виде примера приведены изотахи и безразмерные профили скоростей в прямоугольном русле с односторонней и двухсторонней поймами. На этом же рисунке показано распределение по ширине потока средних на вертикалях скоростей $u_в$ и поверхностных $u_{пов}$. Видно, что скорости на вертикалях, расположенных в основном русле, распределяются довольно сложно,

с явной тенденцией к выравниванию местных скоростей. Точка на вертикали, в которой $u = u_в$, перемещается вниз, иногда на большую величину. В случае же сложного распределения скорости на вертикали можно обнаружить 2—3 такие точки в различных местах вертикали. На вертикалях, расположенных в пойме, профили скоростей имеют обычный вид. Эпюры скоростей $u_в$ и $u_{пов}$ для основного русла сближаются. Иначе говоря, отношение $u_в/u_{пов}$ для русла больше по сравнению с таковым для поймы. В конечном итоге параметр K_1 под влиянием кинематического эффекта возрастает. Чтобы определить, каков размер возрастания K_1, требуются, строго говоря, сопоставления K_1 в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков и в условиях их изоляции. Но можно получить интересные данные, просто сравнивая K_1 для русла и поймы, считая, что изменение K_1 для русла и поймы подчиняется одной зависимости, например, $K_1 = K_1(C)$ (§ 9.2).

Опыты Спицына производились при разнообразных формах основных русел, в числе которых были прямоугольное с односторонней и двухсторонней поймами, трапецеидальные и параболическое с односторонней поймой. В числе трапецеидальных русел, кроме общепринятого симметричного, были два живых сечения с наклонным дном в поперечном направлении. Соотношение коэффициентов шероховатости поймы $n_п$ и русла $n_р$ находилось в пределах 1,00—1,67. Восемь серий опытов с односторонней поймой было проделано при $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{4{,}15}$ и две серии опытов с двухсторонней поймой при $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{5{,}02}$.

В результате были подсчитаны параметры:

$$K_{1р} = \frac{Q_р}{Q_{р.\,ф}}, \quad K_{1п} = \frac{Q_п}{Q_{п.\,ф}}.$$

Затем для каждой серии опытов подсчитывались средние значения этих параметров и средние значения для всех серий опытов. В результате получены величины, приведенные в табл. 10.5. Средние значения K_1 получены из 53 опытов.

Таблица 10.5

Значения $K_{1р}$ и $K_{1п}$

Параметр	$K_{1р}$	$K_{1п}$
Предел изменения	0,91—0,99	0,80—0,88
Среднее значение	0,94	0,84

Таким образом, $K_{1р} > K_{1п}$. Увеличение $K_{1р}$ по сравнению с $K_{1п}$ существенное (на 0,1, что близко к 10%). К статье [172] отмечается, что $K_{1р}$ возрастает с уменьшением глубины наполнения поймы, что является косвенным подтверждением формулы (10.4).

Обратимся теперь к рассмотрению этого вопроса по натурным данным.

С самого начала мы хотели бы отметить большую ценность натурных исследований кинематического эффекта в руслах с поймами. Некоторые данные по этому вопросу содержатся в статье [161]. Ясно, что процесс движения воды в реках по сравнению с процессом движения при любой схематизации в лабораторных условиях неизмеримо сложнее. Если бы ограничиться только изучением движения воды в русле реки, то и здесь легко обнаружить ряд специфических особенностей, например, в изменении параметра K_1, по сравнению с лабораторными данными. Так, Спицын получил, что $K_{1р}$ почти не зависит от глубины наполнения русла (до бровки). Н. К. Сибирякова обнаружила явную неустойчивость $K_{1р}$.

Полученные профили скоростей по лабораторным [172] и натурным [161] данным качественно совпадают. Желательно, чтобы в дальнейшем при изучении кинематического эффекта в руслах с поймами моделировались не только схематизированные русла, а реальные участки рек.

Проанализировав данные по 12 гидрометрическим створам 7 рек, Сибирякова пришла к следующему выводу: под влиянием кинематического эффекта в руслах с поймами $K_{1р}$ возрастает в среднем на 4%; при этом наибольшее увеличение $K_{1р}$ может достигать 8%. Был также рассмотрен вопрос о коэффициентах K_1 для проток (рукавов), глубоко врезанных в пойме. Выяснилось, что K_1 здесь может иметь значения от 0,90 до 1,1. Большие значения $K_1 \approx 1{,}1$ соответствуют случаям пересечения осей рукава и поймы под углом более 60°.

Отметим, что в лабораторных условиях кинематический эффект при непараллельности осей русла и поймы мало изучен.

На основании работ [161, 172] можно сделать вывод о применимости гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах при взаимодействии руслового и пойменного потоков. Однако основное уравнение (10.10) следует писать в более общем виде, а именно,

$$Q=(K_{1р}+K_{к.\,э.\,р})\,Q_{р.\,ф}+(K_{1п}-K_{к.\,э.\,п})\,Q_{п.\,ф}, \qquad (10.12)$$

где $K_{к.\,э.\,р}$ — поправка к коэффициенту $K_{1р}$ за счет кинематического эффекта в руслах; $K_{к.\,э.\,п}$ — поправка к коэффициенту $K_{1п}$ за счет кинематического эффекта в пойме.

Желательны исследования для определения $K_{к.\,э}$ в зависимости от $h_п/h_р$, $B_р/B_п$, $n_п/n_р$ и других параметров.

Формулу (10.12) с учетом формул § 9.2 можно записать в виде

$$Q=\left(1-\frac{\beta_{*р}C_{*р}}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I_р}{Fr_р}}+K_{к.\,э.\,р}\right)Q_{р.\,ф}+$$
$$+\left(1-\frac{\beta_{*п}C_{*п}}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I_п}{Fr_п}}-K_{к.\,э.\,п}\right)Q_{п.\,ф}. \qquad (10.13)$$

Структура этой формулы может быть и другой в зависимости от методики применения гидравлико-гидрометрического способа (§ 9.3).

10.6. Пропускная способность основного русла при выходе потока на пойму

Изучение кинематического эффекта безнапорного потока позволяет подойти к решению одного из важных вопросов речной гидравлики и гидрометрии — определению пропускной способности русел с поймами и вообще русел с резким изменением гидравлических сопротивлений по ширине потока.

К вопросу о движении воды в руслах и поймах, если понимать его в широком смысле, относится движение воды в обвалованных реках и в руслах составного профиля. Пропускной способностью обвалованных участков рек обусловлены размеры (высота) продольных сооружений — оградительных дамб для защиты территории от затопления. Завышение пропускной способности обвалованных рек вызывает переливы воды через гребень дамб, что создает угрожающее положение для самих дамб и прилегающей территории. На основе работ [51, 60] было отмечено, что формула Шези может дать неправильные значения расходов воды обвалованных русел составного профиля, вследствие этого расчетные расходы воды могут проходить при больших отметках поверхности воды по сравнению с проектными отметками.

В настоящее время уже имеются данные, позволяющие составить представление о влиянии кинематического эффекта на характер изменения пропускной способности русел с поймами. Способ анализа исходных данных с этой целью и типичная картина изменения пропускной способности русел с поймами даны в статье [60]. По данным опытов на русловой площадке сделаны соответствующие расчеты, приведенные в работе [76].

Методика разделения общего расхода воды (измеренного водосливом) на русловой $Q_р$ и пойменный $Q_п$ изложена в § 10.5. Поскольку она подтвердилась опытными данными, полагаем, что ее можно использовать.

Введем понятие относительного расхода воды в русле $Q_р/Q_б$ и относительной глубины в пойме $\frac{h_п}{h_{б.\,макс}}=\frac{1}{\eta_*}$, где $Q_б$ — расход воды в русле при заполнении его до отметки бровки (в данном случае $Q_б=7{,}2$ л/с), $h_п=H-h_{б.\,макс}$ — глубина в пойме. Довольно четко прослеживается (кроме случая $\frac{B_р}{B_п}=\frac{1}{2}$, пер-

вая шероховатость поймы) зона относительных глубин в пойме (рис. 10.15), при которых относительные расходы меньше единицы. В среднем при $\frac{1}{\eta_*} \approx 0{,}3 \div 0{,}4$ восстанавливается пропускная способность русла до начальной величины $Q_б$, т. е. $\frac{Q_р}{Q_б} \geqslant 1$.

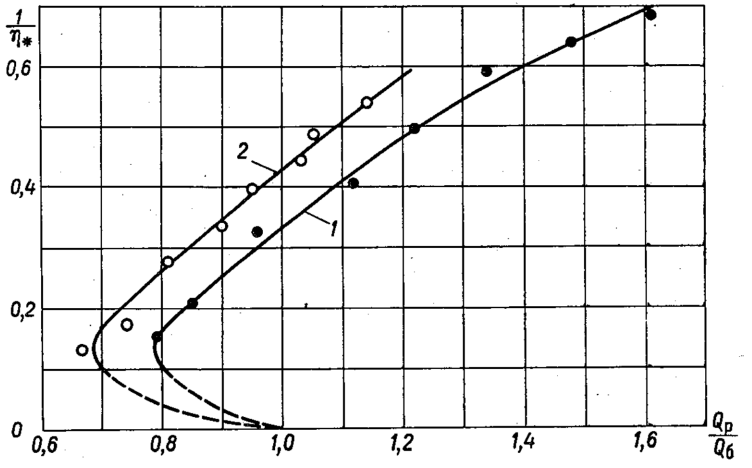


Рис. 10.15. Зависимость относительного расхода воды $\frac{Q_р}{Q_б}$ в основном русле от безразмерной глубины $\frac{1}{\eta_*}$, по лабораторным данным (вторая шероховатость поймы).

$1 - \frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{4}$; $2 - \frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$.

При второй шероховатости поймы и $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{4}$ и $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ хорошо выявляется роль ширины поймы (рис. 10.15). При более широкой пойме для восстановления пропускной способности русла до величины $Q_б$ требуются большие значения относительных глубин $\frac{h_п}{h_{б.\,макс}}$.

Кривые *1* и *2* на рис. 10.15 при избранной системе безразмерных координат должны начинаться в точке с координатами $\frac{h_п}{h_{б.\,макс}} = 0$ и $\frac{Q_р}{Q_б} = 1$. Далее, $Q_р/Q_б$ достигает минимального значения, после чего начинается восстановление пропускной способности русла; влияние поймы на $Q_р$ ослабевает. Восстановление расхода $Q_р$ до первоначального значения $Q_б$ соответствует

пересечению кривых на рис. 10.15 с вертикальной осью при $Q_р/Q_б = 1$.

Таким образом, взаимодействие потока в русле и потока в пойме и его влияние на пропускную способность русла может быть с количественной стороны охарактеризовано безразмерными кривыми типа кривых рис. 10.15.

В изложенных расчетах использовались наибольшие глубины потока в русле $h_{б.\,макс}$, так как для русла правильной формы связь между $h_{б.\,макс}$ и $h_{б.\,ср}$ заранее известна.

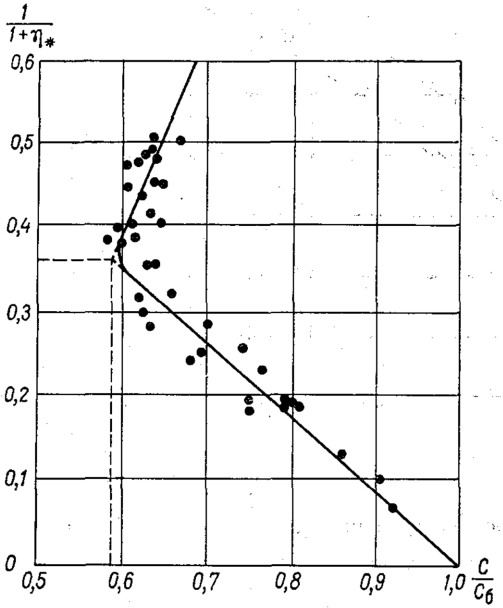


Рис. 10.16. Зависимость относительного коэффициента Шези $\frac{C_р}{C_б}$ от $\frac{1}{1+\eta_*}$, по данным ВНИИГиМ.

Отметим, что используемое здесь понятие безразмерной глубины в пойме $\frac{h_п}{h_{б.\,макс}}$ возникло в результате теоретического исследования формы живого сечения, что рассмотрено в § 8.2. Следовательно, безразмерную глубину воды в пойме можно обозначить $1/\eta_*$. Это понятие используется в настоящее время многими авторами. Для реки, где форма живого сечения очень сложная, предпочтительно принять $\frac{1}{\eta_*} = \frac{h_{п.\,ср}}{h_{б.\,ср}}$, понимая под $h_{п.\,ср}$ среднюю глубину в пойме в пределах ширины $B_в - B_р$ (см. § 10.2).

Так как такие данные в условиях реки не всегда могут быть известны, то вместо $h_{п.\,ср}$ можно принять глубину воды над бровкой. В случае четко выраженной бровки такая глубина может оказаться даже более характерной, чем $h_{п.\,ср}$.

В свете изложенного о пропускной способности русла с поймой в работах [51, 60] был поставлен вопрос о соответствии формулы Шези случаю выхода потока на пойму. С. И. Агасиева и А. Ш. Барекян рассмотрели этот вопрос по результатам своих экспериментов [3]. В результате ими составлен график (рис. 10.16) в координатах $\frac{1}{1+\eta_*}$ и $\frac{C_р}{C_б}$. Под $C_р$ понимается коэффициент Шези основного русла, рассчитанный по следую-

щей формуле:

$$C_{\text{р}}=\frac{v_{\text{р}}}{\sqrt{R_{\text{р}}I}},$$

где

$$R_{\text{р}}=\frac{\omega_{\text{р}}}{\chi_{\text{р}}+2h_{\text{п}}},$$

где $\chi_{\text{р}}$ — смоченный периметр русла.

Коэффициент Шези $C_{\text{б}}$ вычислен по формуле

$$C_{\text{б}}=\frac{1}{n_{\text{б. р}}}R_{\text{б}}^{1/6},$$

где $n_{\text{б. р}}$ — коэффициент шероховатости русла при заполнении его до бровок; $R_{\text{б}}$ — гидравлический радиус русла при заполнении его до бровок.

На график (рис. 10.16) нанесены точки, полученные по опытам 1958 г. при $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}=\frac{1}{6{,}15}$ и $n_{\text{б. р}}$, равных 0,011; 0,013; 0,016, и по опытам 1959 г. при $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}$, равных $\frac{1}{3{,}1}$; $\frac{1}{6{,}8}$; $\frac{1}{11{,}2}$; $\frac{1}{15{,}0}$, и $n_{\text{б. р}}=0{,}011$. Поскольку все точки сгруппировались таким образом, что не обнаружилось влияние $\frac{B_{\text{р}}}{B_{\text{п}}}$ и $n_{\text{б. р}}$ (в исследованных пределах), на рис. 10.16 все точки обозначены одинаково. Как видно, характер изменения $C_{\text{р}}/C_{\text{б}}$ такой же, как и $Q_{\text{р}}/Q_{\text{б}}$ (рис. 10.15).

При $\frac{1}{1+\eta_*}$, изменяющемся от 0 до 0,36, $C_{\text{р}}/C_{\text{б}}$ уменьшается, а далее увеличивается. Степень наибольшего уменьшения $C_{\text{р}}$ оказалась значительной, а именно, $\frac{C_{\text{б}}-C_{\text{р. мин}}}{C_{\text{б}}}=0{,}40$.

В работе [3] предложены следующие уравнения для $C_{\text{р}}$: при $\frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{п}}+h_{\text{б. ср}}}\leqslant 0{,}36$

$$C_{\text{р}}=C_{\text{б}}\left(1-1{,}15\frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{п}}+h_{\text{б. ср}}}\right), \qquad (10.14)$$

при $0{,}50>\frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{п}}+h_{\text{б. ср}}}\geqslant 0{,}36$

$$C_{\text{р}}=C_{\text{б}}\left(\frac{0{,}87h_{\text{п}}+0{,}42h_{\text{б. ср}}}{h_{\text{п}}+h_{\text{б. ср}}}\right). \qquad (10.15)$$

Последнюю формулу можно переписать в виде

$$C_{\text{р}}=C_{\text{б}}\left(0{,}42+0{,}45\frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{п}}+h_{\text{б. ср}}}\right).$$

Введя в формулы (10.14) и (10.15) и в пределы их применения параметр η_*, получим:
при $\eta_* \geqslant 1{,}8$

$$C_р = C_б \left(1 - \frac{1{,}15}{1 + \eta_*}\right), \qquad (10.16)$$

при $1{,}0 < \eta_* \leqslant 1{,}8$

$$C_р = C_б \left(0{,}42 + \frac{0{,}45}{1 + \eta_*}\right). \qquad (10.17)$$

Итак, лабораторными экспериментами Г. В. Железнякова, а затем С. И. Агасиевой и других авторов со всей убедительностью доказано, что под влиянием кинематического эффекта пропускная способность русла снижается по сравнению с пропускной способностью при глубине $h_{б.\,ср}$, т. е. до выхода потока на пойму. Снижение продолжается до какого-то значения η'_*, а затем начинается восстановление пропускной способности русла. Отсюда ясно, что экстраполяция $C_р$ по уравнению типа (10.16) за пределы η'_* дала бы заниженные значения $C_р$, что недопустимо. Нельзя недооценивать роли кинематического эффекта в руслах с поймами, но вместе с тем преувеличивать его значение при больших глубинах воды в пойме по сравнению с глубинами в русле не следует с тем, чтобы не допустить необоснованное занижение расходов воды. Это может быть, как уже отмечено, если считать, что кинематический эффект во всем диапазоне η_* влияет на $C_р/C_б$ одинаково, т. е. подчиняется одной зависимости. Фактически приходится иметь дело с двумя зонами изменения $C_р/C_б$ в зависимости от $1/\eta_*$: первой зоне соответствует убывание $C_р/C_б$ с увеличением $1/\eta_*$, второй — возрастание. Отметим, что формулами (10.16) и (10.17) приближенно описывается характер расположения точек на рис. 10.16, так как переход из одной зоны в другую должен происходить плавно, что и подтверждается рис. 10.16. Следует иметь в виду, что, согласно экспериментальным данным, формула (10.17) имеет силу при $\frac{h_п}{h_п + h_{б.\,ср}} < 0{,}5$ (рис. 10.16), т. е. при $\eta_* > 1{,}0$.

Изложенное создало предпосылки для перехода к изучению пропускной способности русел с поймами в естественных условиях. Такие полевые работы были поставлены ГГИ, о результатах которых сообщается в статьях [161, 164]. Полевые исследования производились на 7 реках. При составлении окончательных выводов Д. Е. Скородумов использовал данные по 4 рекам (Луга, Дон, Хопер, Ока), характеристики которых приведены в работах [164, 76]. Достоинство этих экспериментов состоит в том, что ими был охвачен большой диапазон расходов воды $Q_р$, а именно — от 123 до 6612 м³/с.

Все данные относятся к наивысшим уровням, при которых производились гидрометрические работы. В статье [164] имеются

графики изменения гидравлических элементов потока, в том числе $C_р$ и $v_р$, в зависимости от уровня. Обращает на себя внимание весьма сложный характер изменения гидравлических элементов потока в зависимости от H, чего и следовало ожидать. Можно с уверенностью сказать, что по специально поставленным натурным данным подтверждается кинематический эффект безнапорного потока. В целом это явление в натурных условиях протекает сложнее. Сказывается влияние дополнительных факторов, которые в лабораторных условиях пока еще не рассматривались. Это прежде всего неравномерность движения воды при очень пестром рельефе дна поймы вблизи русла, создающая условия для перетекания воды с поймы в русло, и наоборот.

Непараллельность осей русла и поймы и их искривление оказывают большое влияние на характер взаимодействия руслового и пойменного потоков. А если учесть, что выход потока на пойму происходит при неустановившемся движении воды, станет ясным, какой необходим обширный материал, чтобы подойти к формулированию практических рекомендаций по расчету движения воды в руслах с поймами.

Остановимся на наиболее существенных сторонах работы [164]. Выше уже отмечалось, что расширение потока — не единственная причина кинематического эффекта, что и подтвердилось. В работе [164] приведены графики $v_р = v_р(H)$ и $C_р = C_р(H)$, на которых обнаруживается уменьшение $v_р$ и $C_р$ до выхода потока на пойму. Затем может быть возрастание этих величин и новое их уменьшение, но уже при выходе потока на пойму.

Заметим, что кинематический эффект в руслах до выхода потока на пойму по лабораторным данным не был констатирован. В этом заключается одно из возможных различий в кинематическом эффекте в лабораторных и натурных данных.

Уменьшение $v_р$ до выхода потока на пойму подметил Л. Года [35].

Теперь мы обратимся к главному вопросу. Как же изменяется $C_р/C_б$ по данным натурных исследований при выходе потока на пойму? Приводим соответствующий график, заимствованный из статьи [164], но с более удобным расположением осей координат (рис. 10.17). По вертикальной оси этого графика вместо отношения глубины воды в пойме $h_п$ к глубине $h_{б.ср}$, т. е. $\frac{1}{\eta_*}$ или $\frac{1}{1+\eta_*}$, отложено $\frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}$.

Параметр $1/\eta_*$ лучше характеризует взаимодействие руслового и пойменного потоков, что ясно, например, из опытов И. П. Спицына. Но учитывая, что в реках с размываемым руслом между глубиной и шириной устанавливается определенное соотношение, можно считать, что $\sqrt{\omega_р}$ пропорционально средней

глубине потока. Поэтому графики, построенные в координатах $\left(\frac{C_р}{C_б}, \frac{1}{\eta_*}\right)$ и $\left(\frac{C_р}{C_б}, \frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}\right)$, вообще сопоставимы с оговоркой, что для неразмываемых русел второй график рекомендовать не следует.

У параметра $1/\eta_*$ есть еще одно преимущество — он косвенно выражает и различия в скоростях русла и поймы, так как скорости пропорциональны глубинам.

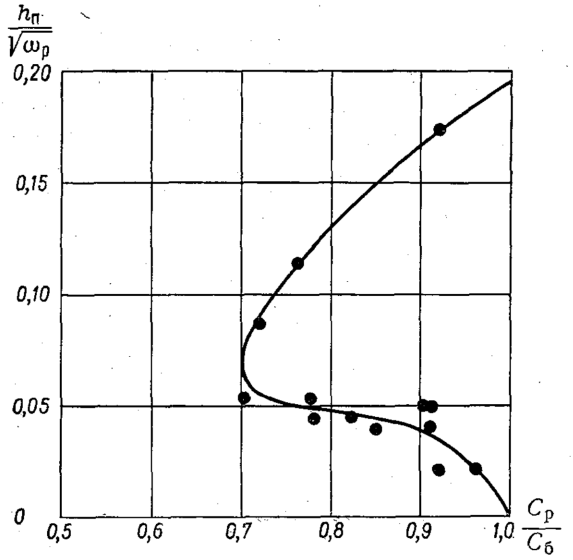


Рис. 10.17. Зависимость $\frac{C_р}{C_б}$ от $\frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}$, по натурным данным ГГИ.

На рис. 10.17 опытные точки обозначены одинаковыми знаками, так как не обнаруживаются какие-нибудь особенности в их группировке, если не считать того, что для створа ГМС на р. Луге получилось сравнительно низкое значение $C_р/C_б \approx 0{,}44$. (Точка, соответствующая этому значению $C_р/C_б$ на рис. 10.17, не нанесена как сильно уклоняющаяся от кривой.)

Если провести кривую (рис. 10.17) так, чтобы опытные точки группировались около нее, получим полное подтверждение по натурным данным установленного в работах [3, 60] характера изменения пропускной способности русла с поймой.

Степень наибольшего уменьшения $C_р$ составляет

$$\frac{C_б - C_{р.\,мин}}{C_б} \approx 0{,}30.$$

Напомним, что, по опытам ВНИИГиМ (рис. 10.16), получилось число 0,40, т. е. сходимость лабораторных и натурных данных удовлетворительная.

Рассматривая рис. 10.15, видим, что наибольшая степень уменьшения расходов составляет 0,32. Следовательно, по наибольшей степени уменьшения пропускной способности русла с поймой под влиянием кинематического эффекта обнаруживается удовлетворительная сходимость.

Все изложенное позволяет сделать вывод о необходимости при разработке способа расчета русел с поймами исходить из существования двух указанных выше зон изменения $C_р/C_б$. Возникает вопрос, а может ли вообще взаимодействие руслового и пойменного потоков протекать только по зависимости, характерной для первой зоны. Элементарные рассуждения и опыты отвечают на этот вопрос утвердительно, т. е. можно себе представить такой случай, когда не будет происходить восстановление пропускной способности русла. Это наблюдается, когда русло небольшое, а пойма большая и их оси пересекаются. С возрастанием угла их пересечения пропускная способность русла уменьшается. Этот вопрос рассмотрен в § 10.8.

Приведем теперь обобщение некоторых безразмерных параметров, характеризующих уменьшение расходов воды в руслах под влиянием кинематического эффекта. За характеристики степени уменьшения расхода в русле и некоторого увеличения расхода в пойме удобно принять следующие параметры:

$$K_р = \frac{Q'_р - Q_р}{Q_б}, \tag{10.18}$$

$$K_п = \frac{Q_п - Q'_п}{Q_б}. \tag{10.19}$$

Для оценки наибольшего уменьшения расхода в русле принимаем параметры:

$$K_{р.\,макс} = \frac{Q'_р - Q_{р.\,мин}}{Q_б},$$

$$K'_{р.\,макс} = \frac{Q'_р - Q_{р.\,мин}}{Q'_р},$$

где $Q'_р$ — расход воды в русле при отсутствии взаимодействия потока; $Q_р$ — расход воды в русле при взаимодействии потоков; $Q'_п$ — расход воды в пойме при отсутствии взаимодействия потоков; $Q_п$ — расход воды в пойме при взаимодействии потоков; $Q_б$ — расход воды в русле при заполнении его до бровок; $Q'_р - Q_{р.\,мин}$ — наибольшая разность расходов, соответствующая расходу воды в русле при выходе потока на пойму, расход $Q_{р.\,мин}$ соответствует точке перегиба на кривой $v_р = v_р(H)$ (рис. 10.4)

при $H > H_б$, где $H_б$ — уровень воды при заполнении русла до бровок. Соответствующие расчеты выполнены Н. М. Новиковой и приведены в табл. 10.6, в которой:

$$\eta_р = \frac{h_{р.\,ср}}{h_{б.\,ср}}; \quad \eta'_р = \left(\frac{h_{р.\,ср}}{h_{б.\,ср}}\right)',$$

где $\eta_р$ — относительная глубина в русле; $h_{р.\,ср}$ — средняя глубина в русле; $h_{б.\,ср}$ — средняя глубина при $H = H_б$; η' — относительная глубина в русле при наименьшем расходе в русле $Q_{р.\,мин}$ при $H > H_б$. Анализируя данные табл. 10.6, можно сделать вывод, что пропускная способность русла под влиянием взаимодействия потоков существенно уменьшается, что должно учитываться в гидрологических и гидравлических расчетах.

Таблица 10.6

Относительное уменьшение расходов воды в русле под влиянием кинематического эффекта потока

Автор, наименование опытов	Пределы изменения			
	$\eta_р$	$K_{р.\,макс}$	$\eta'_р$	$K'_{р.\,макс}$
Г. В. Железняков, 1—6 серии; 1948 г.	1—2,04	0,92—1,18	1,69—2,04	0,35—0,53
С. И. Агасиева, А. Ш. Барекян, 1—4 серии, 1959 г.	1—2,66	1,40—1,72	2,30—2,66	0,33—0,38
И. П. Спицын, серии: 1—1; 1—2; 2—1; 2—2; 3—1; 4—1; 5—1; 1961 г.	1—3,20	0,48—1,24	1,95—3,20	0,19—0,28
Ю. Н. Соколов, I, II, III шероховатости; 1965 г.	1—1,50	0,37—0,46	1,20—1,32	0,27—0,36
Н. Б. Барышников, I—VI серии; 1966 г.	1—2,19	0,32—0,78	1,36—2,19	0,15—0,28
Г. В. Железняков, В. С. Алтунин, 1-я и 2-я модели; 1963 г.	1—2,14	0,16—0,44	1,72—2,14	0,08—0,13
Ле Ван Киен, серия 1а, 1б, II, III, IV; 1967 г.	1—2,68	0,04—0,62	1,35—2,04	0,03—0,23
Н. М. Новикова, серия I—V; 1969 г.	1—2,32	0,30—0,69	1,35—1,82	0,19—0,38

В качестве характеристики пропускной способности руслового потока можно использовать обычный традиционный для гидрометрии способ, а именно — кривую расходов воды $Q_р = Q_р(H)$. Н. В. Барышников исследовал $Q_р = Q_р(H)$ не только по лабораторным данным, но и проанализировал многие гидрометрические материалы для различных рек. Одна из таких зависимостей приведена на рис. 10.18 [21]. Использовались данные и по большим рекам, например р. Амуру [17]. Установлено, что при выходе по-

тока на пойму кривые $Q_р = Q_р(H)$ и $v_р = v_р(H)$ имеют переломы и плавное их проведение в этой зоне является ошибочным. Он также рассмотрел изменение коэффициентов Шези при выходе

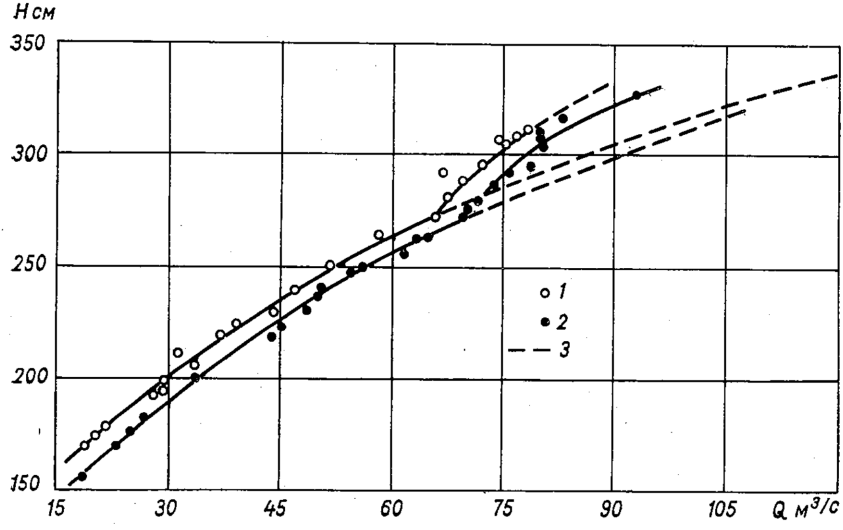


Рис. 10.18. Кривая расходов воды для руслового потока р. Птич у с. Лучицы (гидроствор № 2).

1 — 1964 г.; *2* — 1949 г.; *3* — экстраполированные кривые.

потока на пойму. Следовательно, открываются новые возможности для более обоснованной экстраполяции кривых расходов и расчетов речного стока.

10.7. Расчет расходов воды при резком изменении гидравлических сопротивлений по ширине потока

Гидравлические расчеты движения воды с учетом кинематического эффекта необходимо делать в следующих основных случаях:

— при вычислении речного стока, если живые сечения потока в гидрометрических створах имеют сложную форму; в этом случае надо построить и проэкстраполировать кривую расходов с учетом взаимодействия потоков;

— при проектировании каналов с составным поперечным сечением; сложные поперечные сечения каналов часто применяются при больших глубинах выемки, исходя из условий производства работ;

— при трассировании прорезей на порогах;
— в гидравлических расчетах дамб обвалования.

В настоящее время в гидравлических расчетах каналов и речных русел каждая его часть с несложной формой живого сечения рассматривается как самостоятельная. При этом за общий расход воды принимается простая сумма частных расходов, рассчитанных по обычному уравнению движения.

Работами многих авторов доказано, что такая простейшая расчетная схема содержит в себе систематическую ошибку порядка 30% и больше в сторону завышения пропускной способности русел рек и каналов сложной формы. Изложенное относится и к обвалованным речным руслам. Очевидно, что неучет кинематического эффекта при проектировании и строительстве дамб обвалования может вызвать переливы воды через дамбы и при расходах меньше расчетного.

Необходимо прежде всего рассмотреть вопрос о расчетной формуле для расхода воды в русле со сложной формой живого сечения. Если будет предложена такая формула, то тем самым будет решен в значительной мере и вопрос о методике обобщения параметров формулы.

При применении формулы Шези ко всему потоку по обычной методике нельзя учесть влияние кинематического эффекта на пропускную способность русла. Вместе с тем необходимо предложить такую методику расчетов, в которой можно было бы использовать уравнения движения, применяемые для русел, где кинематический эффект не проявляется или достаточно ослаблен. Такими руслами могут быть их простейшие формы с неизменной по ширине относительной шероховатостью. Следовательно, разделение сложного живого сечения вертикальными плоскостями на простейшие должно быть не формальное, а там, где проявляется кинематический эффект.

Предложено несколько способов расчета пропускной способности русел с учетом кинематического эффекта. Изложим два из них, которые уже на настоящей стадии исследования можно применить на практике.

1. Способ, предложенный Г. В. Железняковым. Если значения параметров $K_р$ и $K_п$ заранее установлены опытным путем для определенных условий движения, то получим следующую формулу расхода воды, учитывающую изменение относительной шероховатости по ширине потока [84, 88]

$$Q = Q'_р + Q'_п - (K_р - K_п)\, Q_б. \qquad (10.20)$$

Величины $K_р$ и $K_п$ называются параметрами кинематического эффекта соответственно в русле и в пойме. Другие обозначения известны из предыдущего изложения.

Методика расчета $Q'_р$ и $Q'_п$ основана на двух предположениях. Во-первых, принимаем $h_{ср} \approx R$, так как в этом случае не возни-

кает вопрос о выборе длины смоченного периметра для условий взаимодействия потоков. Во-вторых считаем, что $h_{ср}$ лучше характеризует расход потока со сложной формой живого сечения, чем R. При этом необходимо в формулы для определения $Q'_р$ и $Q'_п$ ввести коэффициент формы живого сечения β_*, учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока (см. § 8.1—8.4).

Поэтому расчетное уравнение (10.20) принимает вид

$$Q=\beta_{*р}C_р\omega_р\sqrt{h_{р.\,ср}I}+\beta_{*п}C_п\omega_п\sqrt{h_{п.\,ср}I}-(K_р-K_п)\,Q_б, \quad (10.21)$$

где $C_р$, $C_п$ — коэффициент Шези соответственно для русла и поймы (прорези и обочин).

При расчете $Q'_р$ выше бровок русла ширина потока принимается равной $B_б$, т. е. ширина потока между бровками, а коэффициент шероховатости n принимается равным $n_б$.

Расход $Q_б$ рассчитывается по уравнению

$$Q_б=\beta_{*б}C_б\omega_б\sqrt{h_{б.\,ср}I}. \quad (10.22)$$

Коэффициент Шези (для русла и для поймы) рассчитывается по формуле (12.23) или определяется по табл. 12.2.

При применении формулы (10.21) к речным потокам на участках расположения гидрометрических створов $Q_б$ следует определять по кривой расходов воды $Q=Q(H)$. Затем необходимо вычислить коэффициент шероховатости $n_б$ и распространить его за пределы уровней $H>H_б$, т. е. принять $n_р=n_б$ и использовать его для вычисления $Q'_р$ при $Q'_р>Q_б$.

Отметим, что некоторое увеличение расхода в пойме (или на участке с большей относительной шероховатостью) лишь частично компенсирует уменьшение расхода в русле, т. е. $K_р$ существенно больше $K_п$.

Детальное исследование коэффициентов кинематического эффекта русла и поймы выполнила Н. М. Новикова [91]. Прежде всего было установлено, что коэффициенты $K_р$ и $K_п$ зависят от безразмерной глубины $\eta_р=\dfrac{h_{р.\,ср}}{h_{б.\,ср}}$, где $h_{р.\,ср}=\dfrac{\omega_р}{B_р}$ — средняя глубина в русле (или вообще на участке потока с меньшими гидравлическими сопротивлениями); $\omega_р$ — площадь живого сечения русла; $B_р$ — ширина русла; $h_{б.\,ср}$ — средняя глубина в русле при его заполнении до бровок.

Если русло представляет собой расчищенную часть (прорезь) шириной $B_р$, а по сторонам его каменистое дно (обочины) шириной $B_п$, то $h_{б.\,ср}$ есть высота выступа шероховатости дна на обочинах. Поэтому относительная глубина $\eta_р$ принимает смысл относительной гладкости на участке дна потока с повышенной абсолютной шероховатостью.

Отдельный пример связи $K_р = K_р(\eta_р)$ приведен на рис. 10.19 по опытным данным в гидравлическом лотке шириной 98,5 см, длиной 14,3 и при $Q = 2{,}44 \div 10{,}3$ л/с. Сечение русла трапецеидальное с коэффициентом откоса $m = 2$. Дно поймы (верхний участок канала) в поперечном направлении горизонтальное. Уклон дна русла и поймы $J = 0{,}001$. Изменение $K_р$ находится в соответствии с характеристиками кинематического эффекта, установленными ранее [51 и др.].

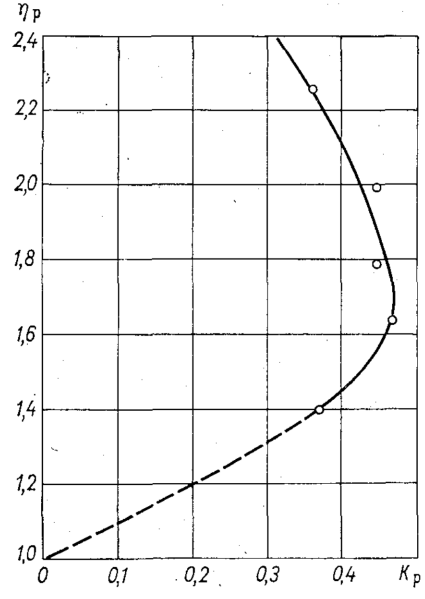


Рис. 10.19. Пример зависимости $K_р = K_р(\eta_р)$, по опытам на неразмываемой полупространственной модели.

Изложенный способ расчета расходов воды применяется в основном при построении кривых расходов и при проектировании каналов со сложной формой живого сечения.

2. Способ, предложенный А. Л. Радюком. В ряде работ [148, 151 и др.] дано обобщение экспериментальных исследований кинематического эффекта при неоднородной абсолютной шероховатости по ширине потока с оригинальным их приложением при регулировании русел рек. Известно, что для улучшения сплава и судоходства на порожистых реках производятся скалоуборочные работы. Это позволяет увеличить габариты сплавного (судового) хода и улучшить условия эксплуатации порожистых участков рек.

В свете того, что теперь уже известно о явлении кинематического эффекта, ясно, что уборка скальных выступов по всей ширине русла менее рациональна по сравнению с расчисткой от крупных выступов шероховатости на части ширины потока. Частично расчищенное русло в виде прорези в совокупности с обочинами из крупных выступов шероховатости формируют поток с резким изменением гидравлических сопротивлений по его ширине. При решении различных задач из области гидрологии и гидротехники кинематический эффект приходится часто рассматривать как отрицательное явление, так как он снижает пропускную способность русел. При выправлении же порогов с помощью устройства прорезей кинематический эффект становится положительным явлением. Он способствует увеличению глубин и снижению скоростей потока на регулируемом участке реки, что и требуется. Кроме того, объем работ при частичной расчистке русел снижается.

Уравнение для расхода записывается в виде

$$Q=\overline{K}_{р}Q'_{р}+\overline{K}_{п}Q'_{п}, \qquad (10.23)$$

где $Q'_{р}$ — расход воды в прорези, что соответствует расходу в русле, если сравнивать формулу (10.20) с формулой (10.23); $Q'_{п}$ — расход воды на обочинах, что соответствует расходу воды в поймах; $\overline{K}_{р}$ и $\overline{K}_{п}$ — коэффициенты, учитывающие эффект взаимодействия в прорези и на обочинах.

Для этих коэффициентов предложены формулы [148], имеющие сравнительно сложный вид. Но, как отмечает сам автор способа, удобнее пользоваться графиками [151], которые приведены на рис. 10.20. По вертикальной оси отложена бытовая относительная гладкость русла $h_{р}/\Delta_{э}$, где $h_{р}$ — глубина потока в прорези (гидравлическая, см. § 1.4), т. е. глубина потока на пороге после его частичной или полной расчистки; $\Delta_{э}$ — эквивалентная шероховатость бытового порога, которую рекомендовано определять по методике, изложенной в работе [166]. Каждая кривая соответствует относительной степени расчистки порога $\varepsilon=B_{р}/B$, где $B_{р}$ — ширина полосы расчистки, B — ширина всей реки на пороге.

Из предыдущего изложения ясно, что коэффициент $\overline{K}_{р}$ характеризует относительное изменение расхода в русле, а $\overline{K}_{п}$ — в пойме. Поэтому кривые на рис. 10.20 убедительно подтверждают ранее рассмотренные особенности кинематического эффекта.

Предположим, что расходы воды в русле (прорези) и пойме (обочине) при отсутствии взаимодействия равны, т. е. $Q'_{р}=Q'_{п}=Q'/2$, где Q' — расход всего потока (без учета взаимодействия руслового и пойменного потоков). Из формулы (10.23) получим $2Q=Q'(K'_{р}+K'_{п})$, следовательно,

$$\frac{Q}{Q'}=\frac{\overline{K}_{р}+\overline{K}_{п}}{2}.$$

Очевидно, что должно соблюдаться неравенство $Q<Q'$. Это следует из самой природы кинематического эффекта. Сделаем следующий расчет при $\varepsilon=0{,}80$. Наименьшее значение $\overline{K}_{р}=0{,}92$ (при $h_{р}/\Delta_{э}=3$) и наибольшее значение $\overline{K}_{п}=1{,}13$ также при $h_{р}/\Delta_{э}=3$ (рис. 10.20). Следовательно, $Q/Q'=1{,}025$, т. е. $Q>Q'$. Расхождение в расходах 2,5% лежит в пределах точности измерений расходов. Однако, если предположение $Q'_{р}=Q'_{п}$ при $\varepsilon=0{,}80$ справедливо, то в этом случае получается ослабление кинематического эффекта, что желательно проверить по опытным данным.

Есть и другие предложения для расчета расходов воды с учетом кинематического эффекта, например, способы, изложенные в статьях [106, 101].

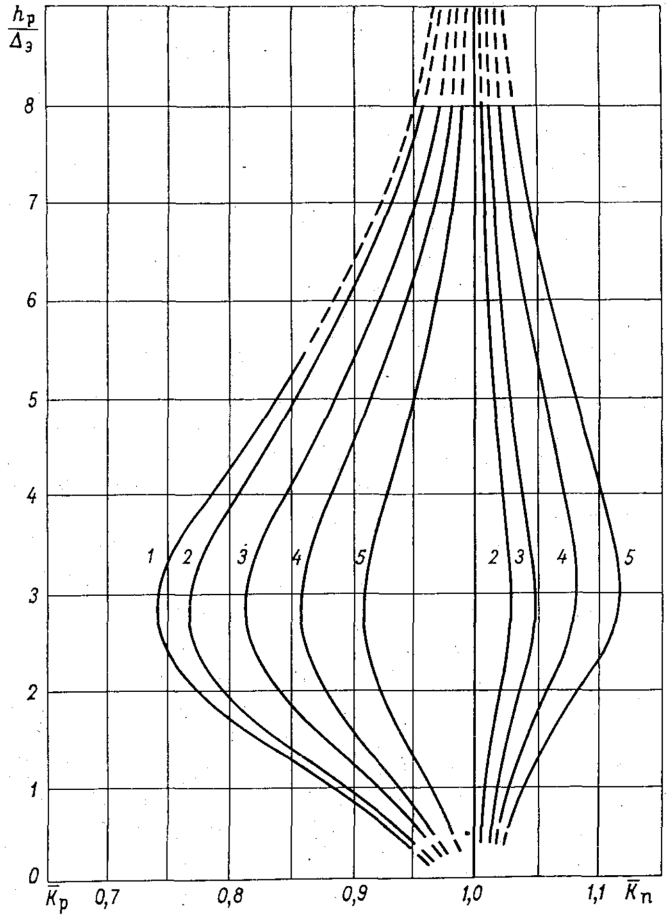


Рис. 10.20. Графики для определения $\overline{K}_р$ и $\overline{K}_п$.
1 — ε=0,10; *2* — ε=0,20; *3* — ε=0,40; *4* — ε=0,60; *5* — ε=0,80.

10.8. Кинематический эффект при непараллельном направлении смежных потоков

Уточним вначале терминологию. Иногда при рассмотрении этого вопроса пользуются понятием динамических осей руслового и пойменного потоков. Напомним, что динамическая ось потока представляет собой линию в плане безнапорного потока, каждой точке которой соответствует максимальная величина рас-

хода на вертикали q. При неравномерном движении q по длине потока изменяется. Для руслового потока положение динамической оси легко определить, но для поймы, в особенности двухсторонней, это понятие утрачивает вполне определенный смысл. Приходится тогда иметь в виду две пойменные динамические оси, которые при высоких уровнях воды имеют тенденцию к сближению. В лабораторных же экспериментах, где авторы часто ставят эксперименты с нулевым поперечным уклоном поймы, использование понятия динамической оси для пойменного потока отличается еще большей неопределенностью. Поэтому, по-видимому, удобнее при изложении данного вопроса говорить о пересечении в целом руслового и пойменного потоков или в более об-

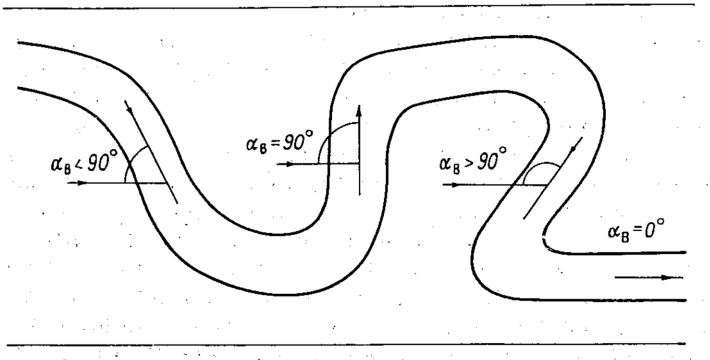


Рис. 10.21. Схема к определению углов встречи между смежными потоками.

щем виде — о пересечении смежных потоков. Потоки могут пересекаться под различными углами. Для внесения ясности в систему отсчета этих углов приводим схематический чертеж (рис. 10.21) расположения искривленного в плане русла и двухсторонней поймы. Условимся всегда углы встречи потоков $\alpha_в$ отсчитывать по течению. Угол $\alpha_в$ изменяется от 0 до 180°. При $\alpha_в = 0$ направление руслового и пойменного потоков совпадают. При $\alpha_в = 180°$ русловой поток течет навстречу пойменному, т. е. они расположены параллельно. При $90 < \alpha_в < 180°$ может наблюдаться встречное течение в русле по отношению к течению в пойме. Для того чтобы была полная ясность при анализе экспериментальных данных, необходимо отдельно рассмотреть случай взаимодействия потоков при $\alpha_в > 90$. При некотором значении $\alpha_в$ скорость в русле (и его пропускная способность) не восстанавливается, т. е. на кривых изменения скорости $v_р = v_р(H)$ в русле отсутствует точка перегиба [167]. Следовательно, $\frac{dv_р}{dH} < 0$ или $\frac{dv_р}{dH} = 0$. Более того, скорость в русле

может стать равной нулю, а затем при мощном пойменном потоке на участке русла с большими $\alpha_в$ возникает течение, обратное по отношению к направлению потока в русле до взаимодействия потоков или при слабом проявлении взаимодействия. В этом случае при построении обобщающих кривых целесообразно приписать скорости в русле знак минус.

При изучении взаимодействия непараллельных потоков возникает сложный вопрос — определение расходов руслового и в особенности пойменного потоков. Надо детально измерять поле скоростей, включая направление скоростей, так как живые сечения потоков в этом случае перестают быть плоскими. Целесообразно перед началом измерений скоростей определить траектории движения жидкости. Это дает качественное представление о взаимодействующих потоках.

В четкой форме вопрос этот поставлен в статье Н. Б. Барышникова и Г. В. Иванова [24], в которой изложена методика постановки экспериментов. Для определения расхода воды в изолированной пойме русло засыпалось песком, бетонировалось и на бетон наносилась абсолютная шероховатость, как и в пойме. В экспериментах контроль суммы расходов в русле и пойме с помощью объемного способа или водослива должен быть всегда. В работе [24] рассмотрено также поле скоростей при пересечении руслового и пойменного потоков под углом $\alpha_в = 45°$ и изменение пропускной способности по длине русла. Обнаружено, что наибольшее уменьшение расхода, обусловленное кинематическим эффектом, наблюдается примерно на середине косо расположенного участка русла, где образовалась водоворотная зона.

Поле скоростей при пересечении руслового и пойменного потоков под прямым углом рассмотрено в статье [169].

Обобщение лабораторных и натурных данных по данному вопросу содержится в работах [190, 24]. Оказалось, что лабораторные и натурные измерения (рис. 10.22) удовлетворительно увязываются. Вместе с тем это говорит и об удачности выбора безразмерных координат для построения графиков на этом рисунке. Видно, что при $\alpha_в = 90°$ (р. Луга) пропускная способность русла не восстанавливается, а при $\alpha_в = 135°$ (р. Сож) и относительной глубине в русле $h_р/h_б \approx 1{,}35$ (примерно $h_п/h_б \approx \approx 0{,}35$) относительная скорость $v_р/v_б = 0$. При более высоких значениях $h_р/h_б$ возникают обратные течения в русле в указанном выше смысле.

Применительно к течению жидкости в прорезях на порогах кинематический эффект при непараллельном направлении смежных потоков изучил А. Л. Радюк [149, 151]. В результате им сделаны предложения о приближенном учете угла встречи потоков и формы русла при вычислении расхода по формуле (10.23). Для учета этих факторов требуется коэффициенты $\overline{K}_р$ и $\overline{K}_п$ умножить соответственно на коэффициенты $m_р$ и Ф и $m_п$ и Ф, определяемые по табл. 10.7 и 10.8.

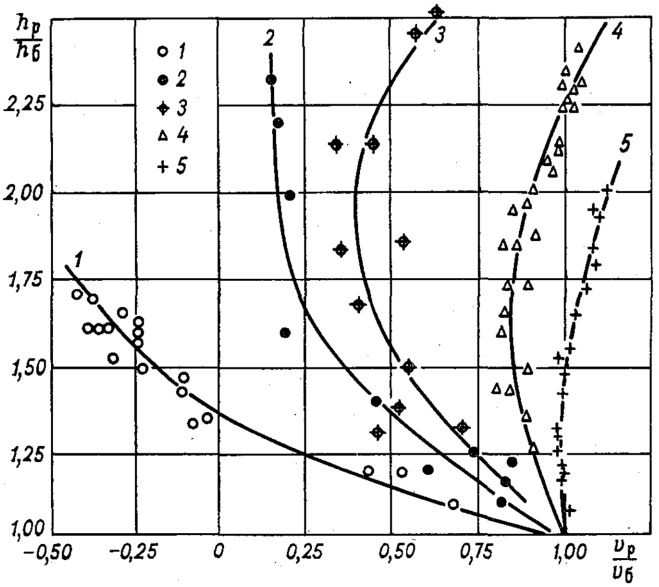


Рис. 10.22. Влияние угла встречи руслового и пойменного потоков на кинематический эффект.

1 — р. Сож у Славгорода, $\alpha_в=135°$; *2* — р. Луга у пос. Толмачево, $\alpha_в=90°$, *3* — лабораторные эксперименты, $\alpha_в=45°$; *4* и *5* — лабораторные эксперименты при $\frac{n_п}{n_р}=2.07$ и 1,67, $\alpha_в=0$.

Таблица 10.7

Коэффициенты, учитывающие взаимодействие потоков (в прорези и на обочинах)

$\alpha_в^\circ$	0	2—5	6—10	12—18	19—25	26—32
$m_р$	1,0	0,93	0,89	0,78	0,64	0,48
$m_п$	1,0	1,03	1,06	1,09	1,14	1,25

Таблица 10.8

Коэффициенты, учитывающие влияния формы русла при взаимодействии потоков (в прорези и на обочине)

Форма русла	Прямоугольная	Трапецеидальная	Параболическая
Ф	1,00	0,90	0,80

Влияние формы русла объяснено наличием поперечных уклонов, которые наблюдаются от бровки в сторону русла [149]. Этот уклон в параболическом русле больше, чем в трапецеидальном, а в последнем больше, чем в прямоугольном.

Исследование взаимодействия потоков при различных углах их встречи является необходимым этапом исследования в данной

области, так как это позволяет подойти к решению проблемы гидравлических сопротивлений и пропускной способности в целом всего речного потока после выхода его на пойму. Отметим, что пропускная способность меандрирующего русла вместе с поймой при небольших ее затоплениях существенно меньше пропускной способности прямолинейного русла без поймы. Пропускная же способность меандрирующего русла без поймы при других равных условиях, по-видимому, не на много меньше пропускной способности прямолинейного русла без поймы. Говоря иначе, искривление русла в меньшей степени влияет на его пропускную способность, чем взаимодействие руслового и пойменного потоков.

Лабораторное исследование взаимодействия руслового меандрирующего потока с пойменным содержится в статье Дж. Х. Тобес и А. А. Суку [204].

В статье И. Л. Розовского рассмотрены поперечные течения, возникающие в извилистом русле при наличии над ним прямолинейно движущегося пойменного потока [156]. При анализе движения потока принято прямоугольное русло и прямоугольная пойма с нулевым поперечным уклоном. Показано, что с увеличением глубины потока в пойме уменьшается поперечный уклон поверхности воды.

В естественных условиях процесс взаимодействия потоков осложняется перетеканием воды из русла в пойму, и наоборот, что обусловливается сложностью рельефа поймы и русла у бровок, неравномерностью движения воды, русловыми процессами и проч. Наблюдается взаимодействие перетекающих потоков, что можно назвать макрокинематическими эффектами.

Нам представляется перспективным синтез изложенного гидравлического подхода изучения движения воды в реках и гидроморфологических исследований русловых процессов, развиваемых в ГГИ Н. Е. Кондратьевым, И. В. Поповым и др. [144].

10.9. Интегро-дифференциальные уравнения неустановившегося движения воды с учетом кинематического эффекта потока

Известные дифференциальные уравнения неустановившегося движения в открытых руслах, как отмечено С. А. Христиановичем [180], не учитывают изменения гидравлических элементов потока по его ширине. В настоящем параграфе делается попытка привести уравнения неустановившегося движения воды к виду, позволяющему учитывать сложную форму живого сечения речного потока и особенности его выхода на пойму. В качестве возможного решения задачи может быть предложено следующее.

Сначала составляются дифференциальные уравнения движения для вертикали потока, а затем путем их интегрирования получаются уравнения для всего потока. В результате приходим к интегро-дифференциальным уравнениям движения воды в реках [79].

Напомним, что свое уравнение, в котором кинематика потока характеризуется только средней скоростью потока, Сен-Венан предложил в 1871 г. для одномерного движения.

На протяжении около ста лет изучается неустановившееся движение воды на основе этого уравнения. Предложено немало различных способов его решения, но исходное уравнение не перерабатывалось. Решение его даже так называемыми строгими методами не дает удовлетворительной сходимости результатов решения с данными достаточно точных натурных исследований неустановившегося движения воды в реках. По-видимому, сложность рассматриваемой проблемы заключается не только в несовершенстве методов решения уравнений, а и в том, что дифференциальные уравнения, составленные для одномерного потока, не могут учесть специфические особенности движения воды в реках [42].

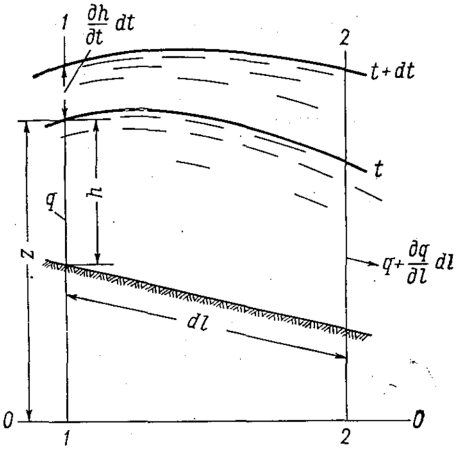


Рис. 10.23. Схема движения неустановившегося потока на вертикали.

На рис. 10.23 показаны две вертикали (*1 — 1* и *2 — 2*) неустановившегося потока, расположенные на расстоянии dl по течению, и свободные поверхности воды в моменты времени t и $t+dt$.

Пусть расход воды на первой вертикали q, следовательно, на второй вертикали $q+\frac{\partial q}{\partial l}dl$. Расход на вертикали численно равен площади профиля скоростей.

Изменение количества жидкости за время dt по длине dl равно $-\frac{\partial q}{\partial l}dl\,dt$. Изменение глубины на вертикали составляет $\frac{\partial h}{\partial t}dt$, поэтому

$$-\frac{\partial q}{\partial l}dl\,dt=-\frac{\partial h}{\partial t}dl\,dt,$$

или

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial l}=0. \qquad (10.24)$$

Уравнение (10.24) справедливо без учета растекания потока в стороны. С учетом растекания потока в направлении, нормальном к основному направлению потока, имеем

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q_l}{\partial l}+\frac{\partial q_b}{\partial b}=0,$$

где q_l и q_b — соответственно продольный и поперечный расходы на вертикалях. При интегрировании по ширине потока

$$\int_0^B \frac{\partial q_b}{\partial b}\,db=q_b\Big|_0^B=(q_b)_B-(q_b)_0=0,$$

поэтому мы будем исходить из уравнения (10.24), считая, что $q_l=q$.

Очевидно, что уравнение неразрывности (10.24) относится к вертикалям и имеет только внешнее сходство с уравнением неразрывности для прямоугольного русла.

Так как $q=u_в h$, где $u_в$ — средняя скорость на вертикали, формулу (10.24) перепишем в виде

$$\frac{\partial h}{\partial t}+u_в\frac{\partial h}{\partial l}+h\frac{\partial u_в}{\partial l}=0. \tag{10.25}$$

Интегрирование по ширине потока B дает

$$\int_0^B \frac{\partial h}{\partial t}\,db+\int_0^B u_в\frac{\partial h}{\partial l}\,db+\int_0^B h\frac{\partial u_в}{\partial l}\,db=0, \tag{10.26}$$

т. е. получается интегро-дифференциальное уравнение неразрывности несжимаемой жидкости, где b — расстояние в направлении, нормальном к движению потока.

Динамическое уравнение неустановившегося движения воды для вертикали, пренебрегая местными потерями напора, имеет следующий вид:

$$\frac{\partial}{\partial l}\left(z+\frac{p}{\gamma}+\frac{\alpha_в u_в^2}{2g}\right)=-\frac{\partial h_l}{\partial l}-\frac{\alpha'_в}{g}\cdot\frac{\partial u_в}{\partial t}. \tag{10.27}$$

Здесь z — отметка поверхности воды (рис. 10.23); p — давление; $\alpha_в$ — коэффициент Кориолиса для вертикали, т. е.

$$\alpha_в=\frac{1}{u_в^3 h}\int_0^h u^3\,dy,$$

где u — местная скорость на расстоянии y от дна потока; h_l — потери напора на трение (по длине потока); $\alpha'_в$ — коэффициент Буссинеска для вертикали, т. е.

$$\alpha'_в=\frac{1}{u_в^2 h}\int_0^h u^2\,dy.$$

Коэффициенты $\alpha_в$ и $\alpha'_в$ легко и точно определяются по измеренным профилям скоростей. Для этого необходимо построить безразмерные профили скоростей в координатах: $\eta = \frac{y}{h}$ и $\left(\frac{u}{u_в}\right)^3$; η и $\left(\frac{u}{u_в}\right)^2$. Площади, ограниченные этими эпюрами, дают соответственно $\alpha_в$ и $\alpha'_в$.

Указанные кривые, а также кривые в координатах η и $\frac{u}{u_в}$ пересекаются в одной точке (примерно на $0{,}4\eta$ от дна потока, точнее —$\eta_в$, см. § 2.4).

Учитывая общеизвестное допущение о замене сопротивления при неустановившемся плавно изменяющемся движении силами сопротивления при установившемся движении, применительно к вертикали можно написать

$$\frac{\partial h_l}{\partial l} = \frac{q^2}{K_в^2},$$

где $K_в$ — расходная характеристика для вертикали.

Уравнение (10.27) для безнапорного потока запишем в виде

$$-\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\alpha_в u_в}{g}\frac{\partial u_в}{\partial l} + \frac{\alpha'_в}{g}\cdot\frac{\partial u_в}{\partial t} + \frac{q^2}{K_в^2}. \qquad (10.28)$$

Уклон свободной поверхности $I = -\frac{\partial z}{\partial l}$ выражается формулой

$$-\frac{\partial z}{\partial l} = I_0 - \frac{\partial h}{\partial l},$$

где $I_0 = \sin\alpha$ — уклон дна потока (рис. 10.23).

Учитывая это, а также что

$$\frac{q^2}{K_в^2} = \frac{u_в^2}{C_в^2 h},$$

формулу (10.28) можно привести к виду

$$\alpha_в u_в \frac{\partial u_в}{\partial l} + \alpha'_в \frac{\partial u_в}{\partial t} + g\frac{\partial h}{\partial l} = g\left(I_0 - \frac{u_в^2}{C_в^2 h}\right). \qquad (10.29)$$

Переходя ко всему потоку, получим из (10.29) интегро-дифференциальное динамическое уравнение [79]

$$\int_0^B \alpha_в u_в \frac{\partial u_в}{\partial l}\,db + \int_0^B \alpha'_в \frac{\partial u_в}{\partial t}\,db + g\int_0^B \frac{\partial h}{\partial l}\,db = g\int_0^B \left(I_0 - \frac{u_в^2}{C_в^2 h}\right)db. \qquad (10.30)$$

Однако и в таком виде уравнения (10.30) не описывают полностью явлений, которые возникают при резком изменении глубины и шероховатости дна потока по его ширине, что наблюдается при выходе потока на пойму.

В качестве возможного варианта записи уравнения (10.26) с учетом кинематического эффекта можно предложить следующий:

$$\int_0^B \frac{\partial h}{\partial t}\,db + \int_0^{B-B_{к.э}} u_в \frac{\partial h}{\partial l}\,db + \int_0^{B_{к.э}} u_{в.к.э} \frac{\partial h}{\partial l}\,db + \int_0^B h \frac{\partial u_в}{\partial l}\,dl = 0, \qquad (10.31)$$

где $B_{к.э}$ — часть ширины потока, на которой наблюдается кинематический эффект; $u_{в.к.э}$ — средние скорости на вертикалях на части потока с шириной $B_{к.э}$.

Существует определенная сложность в назначении участков взаимодействия потоков и в определении зоны потока с шириной $B_{к.э}$, в особенности для прямоугольного русла с прямоугольной поймой, где глубина у бровки русла резко изменяется. Этот случай часто встречается в лабораторных экспериментах. При назначении $B_{к.э}$ надо иметь в виду, что взаимодействие потоков распространяется и на часть потока в пойме. При наличии эпюры распределения скоростей по ширине потока или расходов воды на вертикалях для определения $B_{к.э}$ можно воспользоваться схемой, указанной на рис. 10.3.

Уравнение (10.31) записано в предположении, что форма свободной поверхности под влиянием кинематического эффекта изменится незначительно, а также, что

$$\frac{\partial u_в}{\partial l} = \frac{\partial u_{в.к.э}}{\partial l} \text{ (первое допущение).}$$

В этом случае, а также при

$$\frac{\partial u_в}{\partial t} = \frac{\partial u_{в.к.э}}{\partial t} \text{ (второе допущение)}$$

уравнение (10.30) принимает вид

$$\int_0^{B-B_{к.э}} \alpha_в u_в \frac{\partial u_в}{\partial l}\,db + \int_0^{B_{к.э}} \alpha_{в.к.э}\, u_{в.к.э} \frac{\partial u_{в.к.э}}{\partial l}\,db + \int_0^B \alpha'_в \frac{\partial u_в}{\partial t}\,db + g\int_0^B \frac{\partial h}{\partial l}\,db = gI_0B - \int_0^{B-B_{к.э}} \frac{u_в^2}{C_в^2 h}\,db - \int_0^{B_{к.э}} \frac{u_{в.к.э}^2}{C_{в.к.э}^2 h}\,db, \qquad (10.32)$$

где $C_{в.к.э}$ и $\alpha_{в.к.э}$ — соответственно коэффициент Шези и коэффициент Кориолиса на вертикали с учетом кинематического эффекта. Способ определения $u_{в.к.э}$, $C_{в.к.э}$ и $\alpha_{в.к.э}$, вероятно, будет найден в недалеком будущем, так как исследования в этом направлении получают все больший размах.

Очевидно, что величины h, $u_в$, $C_в$ и $\alpha_в$ (с учетом или без учета кинематического эффекта) являются функциями t, l и b. По-видимому, с некоторым допущением можно было бы принять $\alpha_в$ и $\alpha_{в.к.э}$ мало зависящими от времени.

По поводу записи уравнений (10.31) и (10.32) необходимо сделать следующие пояснения. Экспериментами установлено, что влияние взаимодействия руслового и пойменного потоков распространяется на все или почти все русло и часть поймы. Следовательно, пока нет оснований выделять часть потока в русле, где не сказывается влияние кинематического эффекта. Во всяком случае, во всех экспериментах ясно прослеживается уменьшение скоростей по всей ширине русла под влиянием указанного взаимодействия. По этой причине второй интеграл в уравнении (10.26), а также первый слева и последний справа интегралы в уравнении (10.30) при переходе соответственно к уравнениям (10.31) и (10.32) представлены в виде двух интегралов, т. е. для зоны кинематического эффекта и для потока, где этот эффект отсутствует.

Конечно, можно было бы записать уравнения (10.31) и (10.32) более детально, идя от одного берега к другому, выделяя последовательно все зоны потока, но это уже было бы конкретизацией применительно к каждому отдельному случаю, например к потоку с односторонней и двухсторонней поймой. Легко себе представить появление кинематического эффекта и при отсутствии поймы, например, при резком изменении шероховатости по ширине потока. И в этом случае общий вид уравнений (10.31) и (10.32) пришлось бы конкретизировать, т. е. записать пределы интегрирования с учетом конкретного сопряжения потоков (двух и более) с различными гидравлическими сопротивлениями.

10.10. Влияние поймы на скорость движения паводочных волн

В речной гидравлике скорость движения паводочных волн $C_п$ необходима для расчета неустановившегося движения воды. В гидрометрии величины $C_п$ используются при построении графиков соответственных уровней, применяемых при переносе кривых расходов воды в расчетные створы, в гидрологических прогнозах и проч.

В ряде литературных источников справедливо констатируется возможность уменьшения скорости движения паводочных волн

при выходе потока на пойму. Степень такого уменьшения изучена в работе [60]. При рассмотрении этого вопроса мы будем исходить из формулы для скорости распространения гребня волны паводка [54, 64].

В соответствии с определением неустановившегося движения жидкости имеем $Q = Q(L, t)$, откуда

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial L} dL + \frac{\partial Q}{\partial t} dt, \tag{10.33}$$

где L — длина потока; t — время.

Вводя обозначение $\frac{dL}{dt} = C_{\text{п}}$, последнее выражение перепишем в виде

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial L} C_{\text{п}} + \frac{\partial Q}{\partial t}. \tag{10.34}$$

Если рассматривать наибольшую ординату гидрографа $Q = Q(t)$ в данном створе, чему соответствует наибольшая высота волны, имеем $\frac{dQ}{dt} = 0$. Учитывая это, из выражения (10.19) найдем

$$C_{\text{п}} = \frac{-\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial L}}. \tag{10.35}$$

Последнее уравнение преобразуем, используя дифференциальное уравнение неразрывности

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial L} = 0.$$

Из этого уравнения найдем

$$\frac{B\,\partial H}{\partial t} = -\frac{\partial Q}{\partial L}. \tag{10.36}$$

Так как $Q = Q(H)$, можно написать

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial H} \cdot \frac{\partial H}{\partial t}. \tag{10.37}$$

Учитывая формулы (10.36) и (10.37), выражение (10.35) приводим к виду

$$C_{\text{п}} = \frac{-\frac{\partial Q}{\partial H} \cdot \frac{\partial H}{\partial t}}{-\frac{B\,\partial H}{\partial t}} = \frac{\partial Q}{B\,\partial H} = \frac{\partial Q}{\partial \omega}. \tag{10.38}$$

Производная $\frac{\partial Q}{\partial \omega}$ иногда называется быстротой расхода воды или скоростью добегания данного расхода воды.

Учитывая, что $Q=v\omega$, из выражения (10.38) получим

$$C_{\text{п}}=v+\omega\frac{\partial v}{\partial\omega}. \tag{10.39}$$

Удобной формой записи выражения (10.39) для его анализа является

$$K_{\text{п}}=\frac{C_{\text{п}}}{v}=1+\frac{\frac{\partial v}{B\,\partial H}}{\frac{v}{\omega}}. \tag{10.40}$$

Из этого уравнения видно, что при

$$\frac{\partial v}{\partial H}=0 \quad K_{\text{п}}=1,$$

$$\frac{\partial v}{\partial H}>0 \quad K_{\text{п}}>1,$$

$$\frac{\partial v}{\partial H}<0 \quad K_{\text{п}}<1.$$

Последний случай соответствует выходу потока на пойму, что хорошо иллюстрируется рис. 10.24. В соответствии с этим, а также допуская $\frac{\partial v}{\partial H}=\frac{\Delta v}{\Delta H}$, уравнение (10.40) запишем в виде

$$K_{\text{п}}=1-\frac{\frac{\Delta v}{v}}{\frac{\Delta H}{h_{\text{ср}}}}, \tag{10.41}$$

где $\frac{\Delta v}{v}$ — относительное изменение скорости v; $\frac{\Delta H}{h_{\text{ср}}}$ — относительное изменение уровня H; $h_{\text{ср}}=\frac{\omega}{B}$ — средняя глубина при уровне H.

Имея кривые изменения средних скоростей от уровня, можно рассчитать значения $K_{\text{п}}$ при разных уровнях. С практической точки зрения важно знать среднее значение $K_{\text{п}}$ для всего интервала уровней, отвечающих выходу потока на пойму. Методика расчета $K_{\text{п}}$ иллюстрируется рис. 10.24. Приращения ΔH и Δv определяются по точкам перегиба (при $K_{\text{п}}=1$) на кривой средних скоростей. Не следует смешивать обозначение $K_{\text{п}}$ в формуле (10.20) с обозначением $K_{\text{п}}$ в формуле (10.40).

Для вычисления относительного изменения скорости $\frac{\Delta v}{v}$ величина v отсчитывается по кривой средних скоростей на середине интервала Δv, т. е. в точке перегиба кривой (рис. 10.24). Аналогичным образом находится H, а затем ω и B при уровне H

из профиля живого сечения. Расчет коэффициентов $K_п$ по натурным данным приведен в работе [76] для шести участков различных рек; $K_п$ изменялось от 0,13 до 0,75. К сожалению, детальные натурные гидрометрические данные при выходе потока на пойму немногочисленны.

Для характеристики степени изменения ширины русла в пределах амплитуды уровня ΔH подсчитаны отношения $B_н/B_в$. Ширины $B_н$ и $B_в$ показаны на рис. 10.24. Отношение $B_н/B_в$ изменялось от 0,22 до 0,41. Среднее значение $K_п \approx 0{,}5$.

Таким образом, скорость распространения волны половодья при выходе потока на пойму может быть существенно меньше средней скорости потока.

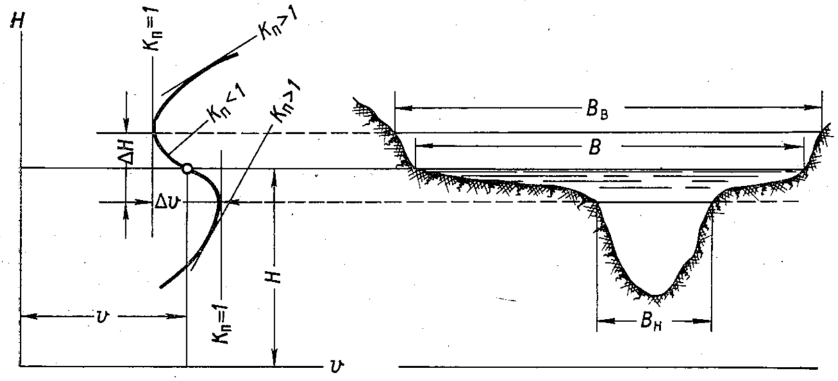


Рис. 10.24. Схема изменения $K_п$ в зависимости от уровня H при выходе потока на пойму.

В дальнейших исследованиях желательно установить зависимость коэффициента $K_п$ от факторов, на него влияющих. Среднему значению $K_п \approx 0{,}5$ соответствует приблизительно среднее значение $B_н/B_в \approx 0{,}3$, однако этот вопрос, а также и вопрос о колебаниях $K_п$ нуждается в изучении на основе специально поставленных полевых исследований.

При рассмотрении натурных данных обращает на себя внимание факт несовпадения отметки, при которой $\frac{dv}{dH}=0$ (при выходе потока на пойму), с отметкой бровки русла, что в первую очередь объясняется неравномерностью движения воды в реках. В связи с этим следует, по-видимому, различать геометрическую бровку русла и гидравлическую, т. е. отметку, при которой $\frac{dv}{dH}=0$.

Поставленный в статье [60] вопрос получил интересное развитие в исследовании Н. Н. Федорова [178]. Автор воспользовался обстоятельными натурными данными ГГИ по изучению

попускных волн на р. Тверце [178]. Отметим, что данные, приведенные в статье [60], относятся к естественным половодьям, а данные, приведенные в статье [178], — к искусственным паводкам. Использованные Н. Н. Федоровым материалы приведены в табл. 10.9.

Таблица 10.9

Характеристики попусков на участках р. Тверцы с развитыми поймами

№ попуска	Расход, м³/с	Продолжительность попуска, ч	Данные о затоплении поймы и особенностях попусков
4	110	7	Попуск по опорожненной пойме
5	120	3	Попуск по почти опорожненной пойме с предшествующим $Q=20$ м³/с при длительности более суток
8	120	более 2 суток	Увеличение Q началось с 30 м³/с Гидрограф ступенчатый
9	110	7	Попуск по пойме, не успевшей опорожниться

Нумерация попусков соответствует их описанию в работе [178].

В результате были подсчитаны $K_п = C_п/v$ и осредненные по длине участков реки характеристики русла и поймы, приведенные в табл. 10.10.

Таблица 10.10

Значения $K_п$ и характеристики участков р. Тверцы во время попусков на участках с развитыми поймами

Участок между створами	% попуска	$K_п = \frac{C_п}{v}$	$B_р$ м	B м	$h_{р.макс}$ м	$h_п$ м	$\frac{h_{р.макс}}{h_п}$	$\frac{B_р}{B}$
III—IV	4	1,29	44	180	3,50	0,59	5,9	0,24
	5	0,92	44	146	3,20	0,34	9,4	0,30
	8	2,15	44	332	4,20	1,20	3,5	0,13
	9	1,90	44	278	3,80	0,85	4,5	0,16
IV—V	4	0,83	43	76	2,80	0,34	8,2	0,57
	5	1,10	43	59	2,50	0,15	16,7	0,73
	9	1,37	43	199	3,25	0,64	5,1	0,22
V—VI	4	0,76	42,5	88,5	3,10	0,26	11,9	0,48
	5	1,04	42,5	65,5	2,80	0,12	23,3	0,65
	9	0,84	42,5	169,5	3,50	0,64	5,5	0,25

Параметры $K_п$ подсчитаны так же, как в работе [54], т. е. скорость $C_п$ определялась по времени пробега гребня волны и расстоянию между створами. За средние скорости потока на участках v принимались полусуммы средних скоростей в живых сечениях, ограничивающих участок.

Обнаружилось, что кривая $K_п = K_п\left(\frac{B_р}{B}\right)$ имеет явно выраженный минимум при $B_р/B = 0{,}4 \div 0{,}5$. Хотя данные, приведенные в работе [60], относятся к рекам с очень большим диапазоном их размеров и иначе подсчитаны $K_п$, они качественно совпадают с достаточно точными данными Федорова. Здесь мы имеем в виду характер изменения $K_п$ от $B_р/B$. Обнаруживается также минимум и на кривой $K_п = K_п\left(\frac{h_{р.макс}}{h_п}\right)$, но менее выраженный при $\frac{h_{р.\,макс}}{h_п} = 4 \div 7$.

Аналогичное исследование применительно к р. Иртыш выполнила Г. Н. Минаева [117], обнаруживая, что, чем выше наибольший расход воды и больше продолжительность половодья тем резче снижается $C_п$ и $K_п$ под влиянием поймы. Наименьшие значения $C_п$ наблюдаются для средних половодий, немного затопляющих пойму. Если нанести на график точки в координатах $K_п$ и $B_р/B$, по данным Г. В. Железнякова [60], Н. Н. Федорова [178], Г. Н. Минаевой [117] (всего 66 точек), можно обнаружить, что наименьшие значения $K_п \approx 0{,}3$ соответствуют $B_р/B \approx 0{,}4$. Разброс точек оказывается значительным. На рис. 10.25 показаны огибающие кривые и ясно, что на $K_п$, кроме $B_р/B$, влияют $h_п/h_{ср.\,р}$, $n_р/n_п$ и другие параметры. Н. Н. Федоров и Г. Н. Минаева наличие точки перегиба на кривых (рис. 10.25) объясняют следующим образом. При $B_р/B \approx 0{,}4$ вся пойма участвует в пропуске расхода, при $B_р/B < 0{,}4$ — только часть поймы, а при $B_р/B \to 1$ влияние поймы перестает сказываться на величине $K_п$, и тогда $K_п$ увеличивается. Однако Н. Н. Федоров отмечает, что наличие минимума на указанных кривых, с физической точки зрения, представляется не вполне ясным. Но теперь уже известно, насколько сложен процесс взаимодействия руслового и пойменного потоков при установившемся движении воды, чему были посвящены § 9.2—9.4 и 10.1—10.4. Изучение кинематического эффекта в руслах с поймами при неустановившемся движении воды может дать важный материал для определения природы изменения $K_п$ при выходе потока на пойму.

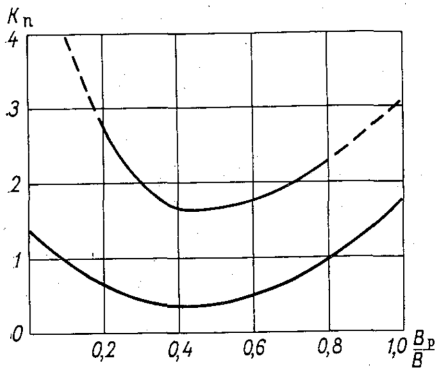


Рис. 10.25. Огибающие кривые зависимости $K_п$ от $\frac{B_р}{B_п}$.

Рассмотрим теперь некоторые итоги изучения влияния кинематического эффекта потока на скорость распространения гребня волны попусков по данным численного эксперимента. Такая успешно поставленная работа принадлежит М. И. Русинову [157, 158].

Расчеты выполнялись по алгоритму к программе Института гидродинамика СОАН СССР на ЭВМ М-20. На гипотетическом примере призматического русла с поймой изучено влияние ширины поймы, глубины ее затопления, уклона дна, формы кривой $v = v(H)$ при выходе потока на пойму и коэффициента шероховатости поймы на скорость $C_п$ и коэффициент $K_п$.

В результате установлено:

— при выходе потока на пойму уменьшается скорость распространения гребня волны $C_п$ и величина коэффициента $K_п$;

— минимальные значения $C_{п.\,мин}$ и $K_{п.\,мин}$ наблюдаются при той же глубине в пойме, что и наименьшая скорость, обусловленная кинематическим эффектом потока;

— изменение вида кривых $C_п = C_п(H)$ соответствует изменению кривых $v = v(H)$;

— чем больше ширина поймы, тем меньше скорость $C_п$ и тем меньше минимальное значение $K_{п.\,мин}$;

— чем больше проявляется кинематический эффект, тем значительнее уменьшается $C_п$ и $K_{п.\,мин}$;

— скорость $C_п$ возрастает с увеличением уклона дна потока I_0, и, по-видимому, чем больше I_0, тем меньше $K_{п.\,мин}$;

— чем больше I_0, тем меньше распластывание волны и ее трансформация по длине потока.

10.11. Пропускная способность поймы как естественного водосброса

В предыдущих параграфах рассматривалось взаимодействие руслового и пойменного потоков при отсутствии каких-нибудь сооружений, могущих изменить указанное взаимодействие. Сооружения могут быть расположены в поперечном, продольном или косом направлениях по отношению к потоку. Типичным случаем продольных сооружений являются дамбы обвалования. Они изменяют соотношение $\frac{B_р}{B_п}$. При рассмотрении кинематического эффекта влияние $\frac{B_р}{B_п}$ на него учитывалось. Поперечные сооружения могут быть расположены таким образом, что вся или значительная часть поймы перекрывается и весь поток пропускается через основное русло или русло и часть поймы. Это типичный случай расположения сооружений мостовых переходов.

Поперечные сооружения могут полностью перекрывать русло. Тогда весь поток проходит по пойме. Следовательно, пойма в этом случае играет роль естественного водосброса. Именно этот случай и будет рассмотрен в настоящем параграфе по следующим причинам. Изучая кинематический эффект в руслах с поймами, мы видели, что наличие больших градиентов скоростей в поперечном направлении в общем приводит к уменьшению пропускной способности русла. Причиной больших гради-

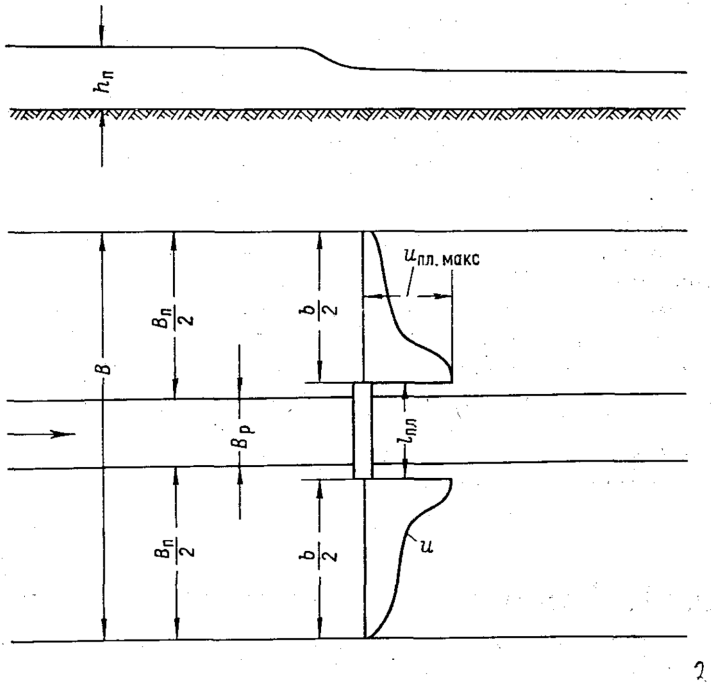


Рис. 10.26. Схема работы поймы как стесненного водосброса.

ентов скоростей был выход потока на пойму и в отдельных случаях резкое изменение шероховатости дна потока (при относительно небольшом увеличении ширины потока).

Возникает вопрос, а изменяется ли пропускная способность живого сечения потока, если большие градиенты скоростей в направлении его ширины были вызваны искусственным путем. Одним из возможных достаточно типичных случаев как раз и является случай пропуска всего потока через пойменное русло (рис. 10.26). При этом основное русло перекрыто глухой плотиной, длина которой $l_{пл} \geqslant B_р$. За счет сжатия потока нарушается естественное распределение скоростей в пойме. Вблизи плотины скорости достигают наибольших значений $u_{пл.макс}$, уменьшаясь постепенно, как показано схематически на рис. 10.26. Главным

дополнительным фактором движения воды в рассматриваемом случае является наличие подпора.

В гидравлике чаще всего исследуются: потоки, описываемые уравнением равномерного или неравномерного или неустановившегося движения, например, при движении воды в открытых руслах (реках); потоки, описываемые уравнениями типа уравнений водослива, например, при движении воды над водосливом с широким порогом. Эти как бы два крайних случая, в одном из которых учет шероховатости дна потока совершенно необходим, в другом же признается малосущественным, в чистом виде к естественному водосбросу не подходят.

Естественный водосброс имеет в себе признаки гидравлики открытого русла и гидравлики водослива, т. е. движение воды в естественном водосбросе является своеобразной промежуточной формой между движением воды в открытом русле и движением воды над водосливом с широким порогом. Обработка гидрометрических данных для рек с формой сечения, близкой к широкой прямоугольной, позволяет установить пропорциональность расхода воды $h_{ср}^{3/2}$; это также вытекает из уравнения Шези.

Записывая уравнение для расхода воды, как в случае движения воды над водосливом, легко подметить пропорциональность Q величине $h_{п}^{3/2}$. Из этого следует, что основным фактором, влияющим на удельный расход воды $q=Q/b$ в двух указанных крайних случаях, является $h_{ср}^{3/2}(h_{п}^{3/2})$. Общее выражение для q можно написать в виде

$$q=Mh_{п}^{3/2}, \tag{10.42}$$

где по отношению к первому случаю (равномерное движение в открытом русле)

$$M=C\sqrt{I},$$

ко второму (движение воды над водосливом с широким порогом при нулевой высоте порога)

$$M=m_0\sqrt{2g},$$

где C — коэффициент Шези; m_0 — коэффициент расхода водослива.

В качестве расчетной формулы принимаем

$$Q=m_0b\sqrt{2g}h_{п}^{3/2}, \tag{10.43}$$

в ней коэффициент m_0 имеет существенные отличия по сравнению с аналогичным коэффициентом, входящим в формулу расхода через водослив с широким порогом. В данном случае на его величину влияют шероховатость поймы и уклон I. С увеличением шероховатости m_0 уменьшается; с ростом уклона I m_0

увеличивается. Поэтому коэффициенту m_0, в отличие от коэффициента расхода водослива, присвоено название коэффициента расхода естественного водосброса [53].

С целью изучения этих коэффициентов Железняковым были поставлены эксперименты на той же русловой площадке и при тех же параметрах потока, что и при изучении кинематического эффекта в руслах с поймами (§ 10.2). Основное русло перекрывалось плотинами двух типов: шпунтовой и с откосами в девяти различных вариантах исполнения. Отношение длины плотины $l_{пл}$ к ширине русла $B_р$ было различным (от 1,0 до 1,5).

В результате измеренных расходов воды с помощью водослива с тонкой стенкой и всех других величин, входящих в формулу, было найдено 67 значений m_0.

Анализируя зависимости m_0 от различных факторов, можно сделать следующие выводы.

1. Важным морфометрическим фактором, влияющим на m_0, оказалась безразмерная величина $h_п/B$, т. е. отношение глубины воды в пойме к ширине потока B в верхнем бьефе (рис. 10.26). Влияние этого параметра на m_0 наиболее ощутимо при $h_п/B < <0{,}02$. При $h_п/B<0{,}02$ m_0 уменьшается, приближаясь к нулевому значению, следовательно, удельный расход воды q при $h_п/B<0{,}02$ уменьшается не только за счет снижения глубины $h_п$, но и под влиянием других факторов, к числу которых относится относительная шероховатость, увеличивающаяся с уменьшением глубины $h_п$. Обращают на себя внимание существенно меньшие (в среднем на 20%) значения m_0 $\left(\text{при}\,\frac{B_р}{B_п}>0{,}02\right)$ по сравнению с водосливом для широкого порога.

2. Чем больше шероховатость поймы, тем меньше m_0.

3. Чем больше уклон I, тем больше m_0.

Принимая в качестве основных зависимости m_0 от $h_п/B_п$ при второй шероховатости поймы, получены следующие формулы: для поймы со шпунтовой плотиной в русле

$$m_0=\frac{1}{3{,}58+\dfrac{0{,}0013}{\left(\dfrac{h_п}{B}\right)^{1{,}3}}}, \qquad (10.44)$$

для поймы с плотиной (с откосами) в русле

$$m_0=\frac{1}{3{,}50+\left(\dfrac{0{,}0012}{\dfrac{h_п}{B}}\right)^{1{,}3}}. \qquad (10.45)$$

Практически можно считать, что при $h_п/B\geqslant 0{,}03$ $m_0=0{,}28$.

Рассмотрим теперь некоторые особенности распределения скоростей в пойме. С этой целью подсчитаны относительные наи-

большие скорости в пойме (рис. 10.26)

$$\varphi = \frac{u_{\text{пл. макс}}}{v_{\text{в}}},$$

где

$$v_{\text{в}} = \frac{Q}{h_{\text{п}} b}.$$

Анализ величин φ позволил установить, что φ зависит от безразмерного параметра $\frac{b^2}{h_{\text{п}} B}$. В виде примера на рис. 10.27 приведена такая связь. Как видно, φ могут достигать больших значений, т. е. имеет место большая неравномерность в распреде-

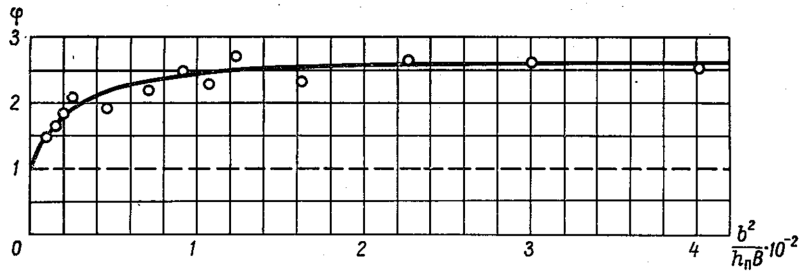


Рис. 10.27. Зависимость φ от $\frac{b^2}{h_{\text{п}} B}$ для поймы с плотиной в русле (вторая шероховатость поймы, плотина с откосами).

лении скоростей. В общем виде рассматриваемая зависимость может быть выражена в виде формулы

$$\frac{u_{\text{пл. макс}}}{v_{\text{в}}} = \frac{A_1 + A_2 \left(\frac{b^2}{h_{\text{п}} B}\right)^{1,2}}{A_1 + (A_2 - 1)\left(\frac{b^2}{h_{\text{п}} B}\right)^{1,2}}, \qquad (10.46)$$

где $A_2 = 1{,}63$; $A_1 = 100$ для шпунтовой плотины и $A_1 = 21$ для плотины с откосами.

Поскольку величина φ характеризует неравномерность распределения скоростей в пойме (в створе плотины), представляет интерес рассмотрение вопроса о влиянии φ на коэффициент m_0. С этой целью был построен график функции $m_0 = m_0(\varphi)$. С увеличением φ m_0 уменьшается. Следовательно, чем больше степень неравномерности распределения скоростей в пойме, тем меньше ее пропускная способность.

Зависимость m_0 от φ выражена уравнением

$$m_0 = 0{,}3 \sqrt{1 - \frac{(\varphi - 1)^2}{4}}. \qquad (10.47)$$

Параметры этого уравнения подобраны таким образом, что кривая $m_0 = m_0(\varphi)$ является приблизительно огибающей по отношению к опытным точкам. Это дает возможность производить расчет $u_{\text{пл. макс}}$ и пропускной способности поймы с некоторым запасом.

Итак, мы имеем возможность констатировать, что появление больших градиентов скоростей в поперечном направлении потока, вызванных как выходом потока на пойму, так и искажением поля скоростей сооружениями, приводит к понижению пропускной способности живого сечения потока, что в данном случае оценивалось с помощью коэффициента расхода водослива m_0.

Представляет интерес изучение возможности применения формулы типа (10.43) к потокам с размываемым руслом и оценка влияния глубины размыва русла на m_0. Такое исследование выполнила М. Р. Карапетян [100].

Глава 11

Кинематический эффект в размываемых руслах и расходы наносов

Настоящая глава по содержанию представляет собой развитие предыдущей главы, в которой явление взаимодействия потоков рассматривалось в основном без учета русловых деформаций. Хотя, конечно, результаты натурных данных изучения кинематического эффекта в неявном виде отражают и его влияние на транспорт наносов. Имеется несколько исследований, в которых рассматривается влияние кинематического эффекта на транспорт донных наносов [68, 16, 80]. В недавнее время было проведено большое экспериментальное исследование взаимодействия потоков при размываемых русле и пойме. В результате выявлены некоторые новые особенности кинематического эффекта. Мы сочли желательным поместить в этой же главе в кратком изложении результаты экспериментального исследования транспорта наносов при использовании в качестве твердой фазы синтетических материалов. Формирование твердого расхода и русловых форм при использовании легких материалов протекает значительно быстрее, чем облегчается постановка лабораторных экспериментов.

Для того чтобы в дальнейшем перейти к использованию синтетических материалов при изучении влияния кинематического эффекта на транспорт наносов, необходимо предварительно исследовать влияние плотности частиц на расход наносов. Этому вопросу посвящены § 12.2 и 12.3.

11.1. Особенности кинематического эффекта в размываемых руслах

Явление кинематического эффекта в размываемых руслах протекает сложнее. Важность его изучения очевидна, так как

взаимодействие русла и потока наиболее типичная черта русловых процессов в реках и каналах. В связи с этим в МИИТ в течение ряда лет проводились исследования по данному вопросу.

В настоящем параграфе изложены некоторые результаты из большой серии экспериментов, выполненных в гидрофизической лаборатории Московского государственного университета имени М. В. Ломоносова. Исследования касались различных сторон проблемы движения воды в деформируемых руслах. Эксперименты выполнены группой сотрудников МИИТ и МГУ (Н. М. Новиковой, О. Б. Шевченко и др.) при консультации Г. В. Железнякова и Н. А. Михайловой. Здесь рассмотрены только те результаты исследования, которые представляют наибольший интерес для данной главы книги [209, 90 и др.].

Эксперименты выполнены в двух гидравлических лотках. Длина первого лотка 23 м, ширина 3,88 м, второго соответственно 14,3 и 0,98 м. Проведено три серии экспериментов — первая серия в первом лотке, вторая и третья — во втором лотке. Продольный уклон дна во всех опытах $I=0{,}001$. Исследуемая в двух лотках модель представляла собой половину трапецеидального русла с размываемым откосом и дном и размываемой поймой. Поперечное сечение модели формировалось из песка со средним диаметром частиц 0,2 мм. Перед началом опытов абсолютная шероховатость дна и откосов основного русла и поймы одинаковая. Направление оси руслового и пойменного потоков были параллельными. Основные параметры исследованных моделей даны в табл. 11.1.

Таблица 11.1

Параметры русловых моделей для изучения кинематического эффекта потока с размываемым дном

Серия	$B_р$ м	$B_п$ м	$\frac{B_п}{B_р}$	m	$n_р$	$n_п$	$\frac{n_п}{n_р}$
1	2,62	1,26	0,48	1,57	0,025	0,005	0,20
2	0,45	0,53	1,17	1,70	0,023	0,023	1,00
3	0,35	0,63	1,80	1,60	0,025	0,016	0,64

Примечание. m — коэффициент откоса русла, $n_р$ и $n_п$ — коэффициент шероховатости соответственно русла и поймы.

В опытах в первом гидравлическом лотке глубина воды в основном русле изменялась от 6 до 16,5 см, в пойме — от 1 до 4,6 см; расходы — от 40 до 133 л/с [133].

В опытах во втором гидравлическом лотке пределы изменения глубин в русле составляют 3,0—14,6 см, в пойме — 1,5—8,2 см; пределы изменения расходов — 2,5—41,1 л/с.

Во время опытов измерялись: расход воды, уклон водной поверхности, глубины воды, скорости потока, параметры гряд. Производилась стереофотограмметрическая съемка рельефа дна и поверхности воды. Определялись траектории движения воды

с помощью фотосъемки поплавков. Для измерения скоростей применялся термогидрометр с приемным элементом шаровой формы диаметром 0,8 мм, пружинный флюгер с фотоэлектронно-механическим преобразователем. Продолжительность записи скоростей в каждой точке составляла 4 мин.

В первом лотке скорости измерялись в створе, расположенном на расстоянии 10,7 м от начала лотка, во втором лотке — на расстоянии 6 м от начала лотка. Число вертикалей в каждом опыте составляло 15÷20, точек на каждой вертикали 4÷8. В зоне активного взаимодействия руслового и пойменного потоков скоростные вертикали располагались чаще.

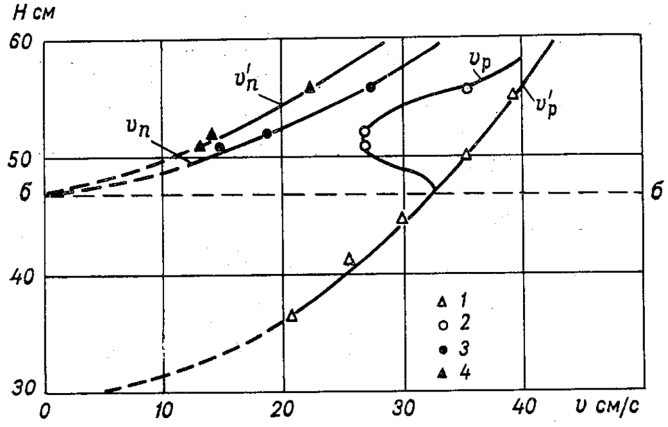


Рис. 11.1. Зависимость средних скоростей в основном русле и в пойме от уровня воды (вторая серия экспериментов).

1, 4 — при отсутствии взаимодействия $(v'_р, v'_п)$. *2, 3* — при взаимодействии потоков $(v_р, v_п)$.

Все измерения начинались после наступления стабилизации песчаных гряд при данном расходе воды.

Изоляция потоков русла и поймы с помощью вертикальных стенок, как это делали другие авторы в опытах на жестких моделях, в данном случае не могла быть применена. Для определения расходов воды и скоростей в русле выше отметок поймы (для сравнения их с расходами и скоростями в русле при взаимодействии потоков основного русла и поймы) производились опыты в русле такого же поперечного сечения, имеющем отметку бровки выше отметки предполагаемой поймы. Для размываемого русла такая методика, предложенная Н. М. Новиковой, является единственно возможной [134]. В результате обработки экспериментов [209, 90] построены зависимости средних скоростей и расходов в основном русле и пойме от уровня воды H при взаимодействии потоков русла и поймы: $v_р = v_р(H)$, $v_п = v_п(H)$ (рис. 11.1 и 11.2), $Q_р = Q_р(H)$, $Q_п = Q_п(H)$ и при

отсутствии взаимодействия: $v'_р = v'_р(H)$, $v'_п = v'_п(H)$ (рис. 11.1 и 11.2) $Q'_р = Q'_р(H)$, $Q'_п = Q'_п(H)$. Расходы воды в основном русле и пойме при отсутствии взаимодействия и при взаимодействии потоков рассчитаны по измеренным скоростям и глубинам. Контроль измерений и расчетов осуществлялся с помощью водослива, измерявшего сумму расходов воды в русле и пойме.

В опытах во втором лотке кинематический эффект проявился очень ярко. Наибольшее уменьшение средних скоростей и расходов в русле составляет [209, 90, 132]:

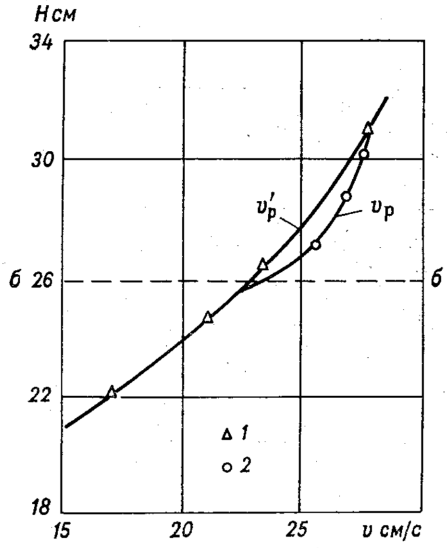


Рис. 11.2. Зависимость средних скоростей в основном русле от уровня воды (первая серия экспериментов).

1 — при отсутствии взаимодействия потоков $(v'_р)$, *2* — при взаимодействии потоков $(v_р)$.

во второй серии экспериментов

$$\left(\frac{v'_р - v_р}{v'_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 28\%,$$

$$\left(\frac{Q'_р - Q_р}{Q'_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 28\%;$$

в третьей серии экспериментов

$$\left(\frac{v'_р - v_р}{v'_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 51\%,$$

$$\left(\frac{Q'_р - Q_р}{Q'_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 38\%.$$

В опытах в первом лотке получено увеличение средних скоростей и расходов в основном русле при выходе потока на пойму (рис. 11.2). Максимальное увеличение скоростей в русле при $h_п = 1{,}5$ см равно $\left(\frac{Q_р - Q'_р}{Q_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 5\%$. Максимальное увеличение расходов в русле при $h_п = 2$ см равно $\left(\frac{Q_р - Q'_р}{Q_р}\right)_{макс} \cdot 100 = 18\%$. Полученный результат позволяет истолковать кинематический эффект в более широком смысле, как отмечено выше, т. е. при более шероховатой, чем русло, пойме скорости в русле убывают, а при условии, что шероховатость русла существенно больше шероховатости поймы, скорости в русле могут возрастать [209].

В опытах $B_п/B_р=0{,}48$ сформировались гряды в русле, а на пойме гряды отсутствовали. Средняя длина гряды в русле $l_{гр}=18$ см, средняя высота ее $h_{гр}=2{,}5$ см.

Эксперименты во втором лотке показали, что выход потока из основного русла на пойму сопровождается уменьшением интенсивности размыва русла по ширине. В качестве интенсивности таких береговых деформаций принимаем изменение ширины русла $B_р$ за единицу времени t, т. е. $\Delta B_р/\Delta t$. Уменьшение интенсивности деформаций при выходе потока из основного русла на пойму объясняется тем, что часть энергии руслового потока затрачивается на образование и перенос вихрей в зону взаимодействия потоков. Кроме того, величина $\Delta B_р/\Delta t$ уменьшается вследствие увеличения потерь энергии потока на переформирование дна поймы (переход от ровного дна к грядовому увеличивает гидравлические сопротивления). При дальнейшем увеличении расходов воды интенсивность $\Delta B_р/\Delta t$ продолжает уменьшаться более плавно и при некотором уровне воды наблюдается даже ее незначительное увеличение. Это объясняется ослаблением кинетического эффекта с повышением глубины воды в пойме.

Рассмотрим теперь одну новую особенность проявления кинематического эффекта, именно его гистерезис. Гистерезисные явления в гидравлике проявляются разнообразно. Перечислим некоторые из них: различие в кривых связи твердых и жидких расходов на подъеме и спаде уровней; неоднозначные связи расходов с уровнями при неустановившемся движении воды, имеющие форму петли и др.

Здесь рассматривается новый тип гистерезиса в гидравлике, обусловленный особенностями развития кинематического эффекта в размываемых руслах.

В третьей серии экспериментов сначала было проведено пять опытов при увеличении глубины наполнения в пойме и три опыта при уменьшении наполнения поймы. В пределах каждого опыта движение воды установившееся. Такой порядок проведения экспериментов был принят, чтобы установить, как происходит взаимодействие потоков на подъеме и спаде паводка. Как видно на рис. 11.3, точки опытов на спаде уровней лежат левее кривой $v_р=v_р(H)$ для опытов на подъеме уровней [209, 132]. Следовательно, на кривой $v_р=v_р(H)$, а также на кривой $Q_р=Q_р(H)$ получается петля гистерезиса. Чтобы установить причину гистерезиса, рассмотрим, как происходит деформация поперечного сечения при заданном расходе. Сначала начинают формироваться гряды на откосе, при этом на дне русла только начинается движение отдельных частиц грунта. Постепенно гряды расширяются по поверхности откоса и распространяются на дно канала. Наряду с поступательным движением гряд на откосе происходит сползание грунта на дно русла. Песок, смытый с откосов, накапливается на дне русла. Дно русла

повышается по мере размыва откосов. Затем интенсивность размыва берегов уменьшается и наступает некоторая стабилизация русловых деформаций. В результате при спаде уровней глубины в русле оказываются меньше, чем при подъеме уровней. Ранее было установлено, что на развитие кинематического эффекта влияет соотношение глубины в русле и пойме [51, 76].

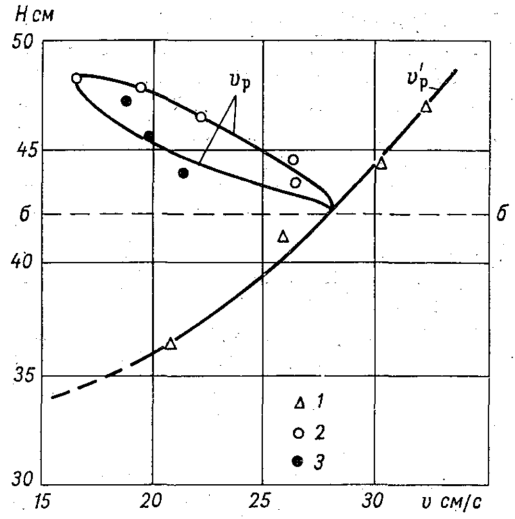


Рис. 11.3. Зависимость средних скоростей в основном русле от уровня воды (третья серия экспериментов).

1 — при отсутствии взаимодействия потоков $(v'_р)$, *2* — при взаимодействии потоков на подъеме уровней $(v_р)$, *3* — при взаимодействии потоков на спаде уровней воды $(v_р)$.

В табл. 11.2 приведены величины относительного уменьшения в процентах скоростей в русле и степень уменьшения средних скоростей в русле на спаде $v_{р.\,сп}$ по сравнению со скоростями на подъеме $v_{р.\,пд}$ (значения сняты с кривых через заданные интервалы).

Следовательно, главная причина гистерезиса кинематического эффекта — переформирование русла. Изучение этого явления позволит в дальнейшем более детально проанализировать русловые процессы при взаимодействии потоков основного русла и поймы.

Рассмотрим теперь турбулентность потока при изменении гидравлических сопротивлений по его ширине. В опытах в пер-

Таблица 11.2

Характеристика гистерезиса кинематического эффекта

H см	$\frac{v'_р - v_{р.\,пд}}{v'_р} \cdot 100\%$	$\frac{v'_р - v'_{р.\,сп}}{v'_р} \cdot 100\%$	$\frac{v_{р.\,пд} - v_{р.\,сп}}{v'_р} \cdot 100\%$
43	4	7	3
44	11	21	10
45	20	33	13
46	28	41	13
47	36	47	11
48	45	51	6

вом гидравлическом лотке были определены характеристики турбулентности в зоне взаимодействия потоков основного русла и поймы. Обработка осциллограмм с регистрацией скоростей термогидрометром была произведена на ЭВМ Минск-32. Значения пульсационных скоростей сняты с осциллограмм с помощью цифрового вольтметра через 0,1 с. В зоне активного взаимодействия потоков над откосом и бровкой русла наряду с обычным распределением интенсивности турбулентности σ_u/u по глубине потока (увеличение интенсивности турбулентности от поверхности ко дну) наблюдаются типы кривых, для которых характерны:

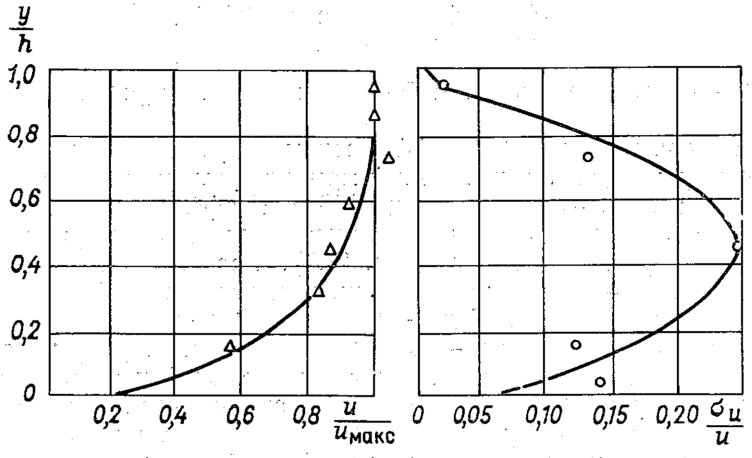


Рис. 11.4. Безразмерный профиль скоростей и распределение интенсивности турбулентности $\frac{\delta_u}{u}$ по глубине $\left(\text{безразмерной } \frac{y}{h}\right)$ в зоне активного взаимодействия потоков в русле и пойме (первая серия экспериментов, при глубине $h_п$=1 см).

вогнутость в противоположную сторону по сравнению с обычным распределением (рис. 11.4); резкое убывание пульсаций у поверхности и у дна; максимум пульсаций находится на глубине (0,6—0,8)h от поверхности воды, поднимаясь в редких случаях почти до самой поверхности. Кривым этого типа обычно соответствуют профили осредненных скоростей с преувеличенной скоростью у поверхности воды. Появление таких кривых связано с наличием в потоке дополнительных внутренних течений и характеризуется увеличением средней на вертикали интенсивности турбулентности. Интенсивность турбулентности на кривых этого типа в зоне активного взаимодействия потоков основного русла и поймы примерно в 2,5 раза больше интенсивности турбулентности на кривых обычного типа в зоне взаимодействия потоков. По данным автора работы [205], интенсивность турбулентности в зоне взаимодействия потоков также существенно увеличивается.

Таким образом, можно считать, что зона взаимодействия руслового и пойменного потоков имеет вихревую структуру и представляет собой свободную турбулентность.

Анализ нормированных спектральных функций в зоне взаимодействия потоков показал, что частотный спектр меняется с глубиной потока.

Спектральные нормированные функции $S_{ii}(n_i)$ подсчитаны на ЭВМ Минск-32 с помощью эйлеровых корреляционных функций $R_{ii}(\vartheta)$

$$S_{ii}(n_i)=4\int_0^\infty R_{ii}(\vartheta)\cos 2\pi n_i\vartheta\, d\vartheta, \qquad (11.1)$$

где n_i — частота пульсаций; ϑ — время сдвига при определении $R_{ii}(\vartheta)$.

Эйлеровы временные коэффициенты корреляции вычислялись между пульсациями в начальный момент времени и пульсациями через 0,4; 0,6; 0,8; 1,2 и т. д. до 120 с. Коэффициенты корреляции в зоне взаимодействия потоков очень быстро (в течение 2÷5 с) затухают от 1 до 0 (рис. 11.5), а затем их значения колеблются: от —0,1 до 0,1 в точках, расположенных у поверхности потока; от 0,15÷0,17 до —(0,15÷0,17) в точках в середине потока; от 0,20÷0,25 до —(0,20÷0,25) в точках у дна потока. Характерным (для разных опытов и вертикалей и разных точек на одной вертикали) является незатухающий характер коэффициентов корреляции (рис. 11.5). Это свидетельствует о существовании периодической составляющей турбулентных пульсаций.

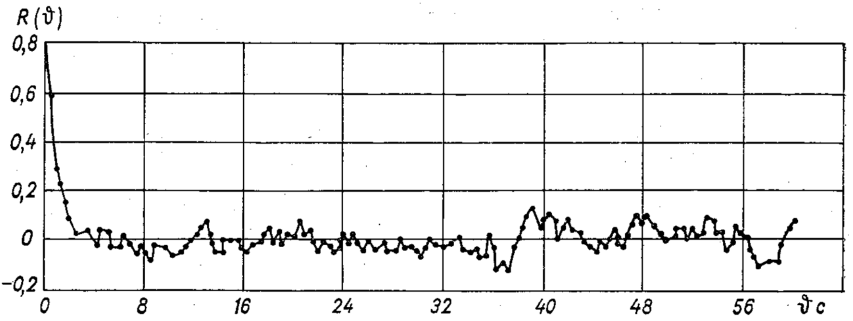


Рис. 11.5. Изменение эйлерового коэффициента корреляции в зоне активного взаимодействия потоков (при $y/h=0{,}72$ и $h_п=3{,}2$ см).

На рис. 11.6 видно, что почти вся энергия турбулентных пульсаций сосредоточена в интервале частот до 0,5 Гц.

На основании изложенного можно сделать следующие выводы. Кинематический эффект потока в размываемых руслах более развит по сравнению с таковым в жестких руслах. При

повышении и понижении уровней воды возможно появление гистерезиса кинематического эффекта при формировании русла.

Анализ спектральных функций и временных коэффициентов корреляции показывает, что кинематический эффект имеет вихревую природу.

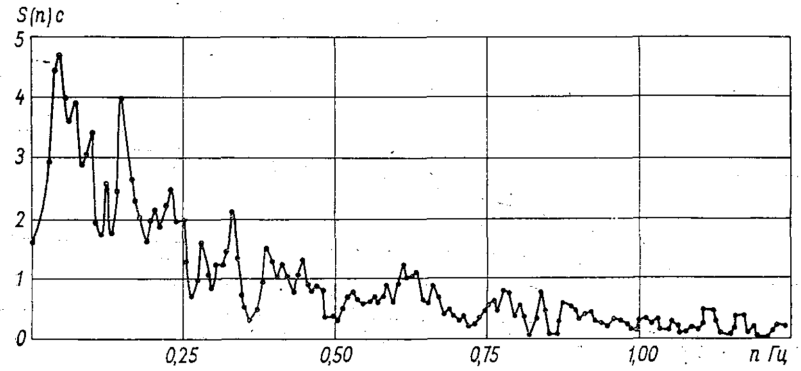


Рис. 11.6. Изменение нормированной спектральной плотности в зоне активного взаимодействия потоков (при $y/h=0{,}72$ и $h_п=3{,}2$ см).

При выходе потока на пойму, транспортирующего наносы, необходимо соответствующим образом изменить методику гидрометрических работ на реках с тем, чтобы более точно определять сток наносов.

11.2. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт наносов

Поскольку при взаимодействии руслового и пойменного потоков происходит перестройка их кинематики, это не может не повлиять на движение наносов. Поэтому еще в 1951 г., учитывая результаты работы [51], на Всесоюзном совещании работников русловых партий признано необходимым изучать влияние кинематического эффекта на режим наносов на гребнях перекатов, что нашло отражение в руководстве [145].

Для исследования влияния кинематического эффекта потока на транспорт донных наносов в 1963—1965 гг. были поставлены на русловой площадке эксперименты при размываемом русле [68]. С этой целью были построены две пространственные русловые модели.

Размеры моделей следующие: общая длина 21,4 м, длина рабочей части 10,0 м, ширина модельной реки с поймой $B=3{,}5$ м, ширина основного русла $B_р=0{,}3$ м. Форма русла прямоугольная. Глубина русла до бровок 0,12 м. Уклон дна русла

и поймы $I=0{,}0012$. Пойма неразмываемая: бетонная для первой модели и из зацементированной гальки средним диаметром $d_{ср}=5{,}2$ мм для второй модели. Русло из люберецкого песка ($d_{ср}=0{,}24$ мм). Подача наносов в русло производилась с мостика в начале русловой площадки мерным цилиндром через каждые 30 мин. В результате проведения нескольких опытов с постоянным расходом воды устанавливался расход донных наносов (наблюдалось только грядовое движение), при котором

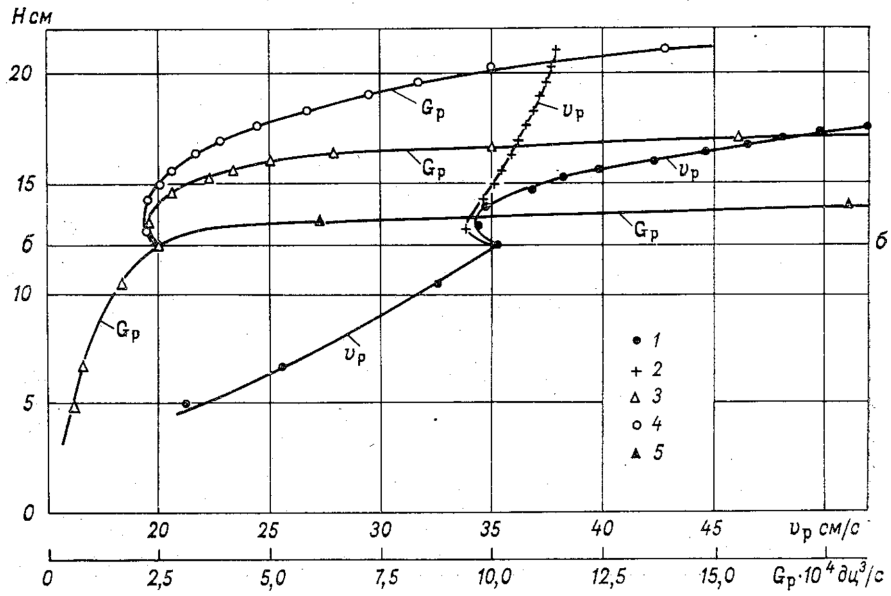


Рис. 11.7. Зависимость средней скорости потока в русле и расхода донных наносов $G_р$ в русле от уровня воды H.

1 — первая модель; *2* — вторая модель; *3* — первая модель; *4* — вторая модель; *5* — плоский лоток.

количество наносов, подаваемых в русло, в начале модели было равно количеству улавливаемых наносов в песколовке русловой площадки (средние отметки дна русла не изменялись). Измерения глубин и распределения скоростей показали, что на рабочем участке длиной 10 м наблюдалось равномерное движение воды. На середине этого участка измерялось распределение скоростей при выходе потока на пойму.

В результате проведения серии экспериментов были определены гидравлические характеристики потока и расходы наносов.

В табл. 11.3 приведены основные исходные данные. При выходе потока на пойму средняя скорость потока в русле уменьшилась, т. е. наблюдался кинематический эффект, хотя и сравнительно с небольшим уменьшением скорости (рис. 11.7). Здесь,

Таблица 11.3

Характеристики потока и расхода наносов на русловой площадке

Расход воды, л/с			Глубина потока, см		Средняя скорость, см/с		Расход донных наносов в русле $G_р \cdot 10^4$ дм³/с
общий Q	в русле $Q_р$	на поймах $Q_п$	в русле $h_{р.ср}$	на поймах $h_п$	в русле $v_р$	на поймах $v_п$	
Поток воды в русле до бровок							
3	3	—	4,8	—	21,2	—	0,56
5	5	—	6,6	—	25,6	—	0,83
10	10	—	10,0	—	32,5	—	1,67
12	12	—	12,2	—	35,2	—	2,50
Выход потока на бетонную пойму (первая модель)							
20	13,0	7,0	13,1	0,9	34,3	24,3	2,22
30	14,4	15,6	14,0	1,8	34,7	27,1	2,50
40	15,8	24,2	14,6	2,4	36,8	31,5	2,78
50	17,2	32,8	15,2	3,0	38,2	34,2	3,61
60	18,6	41,4	15,6	3,4	39,8	38,0	4,17
70	20,0	50,0	16,0	3,8	42,3	41,1	5,00
80	21,4	58,6	16,4	4,2	44,6	43,6	6,67
90	22,8	67,2	16,7	4,5	46,5	46,6	10,0
100	24,2	75,8	17,1	4,9	48,1	48,3	15,6
110	25,6	84,4	17,3	5,1	49,8	51,7	20,0
120	27,0	93,0	17,5	5,3	52,0	54,7	23,9
Выход потока на зацементированную с галькой пойму (вторая модель)							
13	12,8	0,2	12,8	0,6	33,9	1,0	2,22
20	14,5	5,5	14,2	2,0	34,6	8,6	2,22
30	15,4	14,6	14,9	2,7	35,1	16,9	2,50
40	16,3	23,7	15,6	3,4	35,4	21,8	2,78
50	17,3	32,7	16,3	4,1	35,9	25,1	3,33
60	18,1	41,9	16,9	4,7	36,2	27,8	3,89
70	19,0	51,0	17,6	5,4	36,5	29,5	4,72
80	19,9	60,1	18,3	6,1	36,9	30,8	5,83
90	20,8	69,2	19,0	6,8	37,2	31,8	7,22
100	21,7	78,3	19,6	7,4	37,4	33,0	8,33
110	22,6	87,4	20,3	8,1	37,6	33,7	10,0
120	23,5	96,5	21,0	8,8	37,9	34,1	13,9

как и в других опытах, при выходе потока на пойму имело место характерное для кинематического эффекта искривление кривой изменения средней скорости потока в русле в зависимости от уровня воды H.

Аналогичная по форме кривая получается и для расхода донных наносов в размываемом русле (рис. 11.7). При протекании потока воды в русле до бровок, т. е. при $Q=Q_б$, расход донных наносов $G_б \cdot 10^4=2{,}5$ дм³/с, а при выходе потока на первую и вторую модели поймы соответственно при $Q_р=13{,}0$ л/с и $Q_р=12{,}8$ л/с

$G_р \cdot 10^4 = 2{,}22$ дм³/с. Следовательно, происходит уменьшение расхода донных наносов соответственно уменьшению средней скорости потока в русле.

Интересно отметить, что кривая $G_р = G_р(H)$ для первой модели при $G_р \cdot 10^4 > 3{,}0$ дм³/с становится параллельной кривой расхода донных наносов $G_р$, если бы поток не выходил на пойму. Последняя кривая получена на основе отдельных опытов в гидравлическом лотке шириной 0,5 м и общей длиной 10 м; длина рабочей части 6 м. Дно лотка было сформировано из люберецкого песка с таким же уклоном, как и на русловой площадке, т. е. $I = 0{,}0012$. В результате проведения нескольких опытов в лотке с глубинами, примерно равными глубинам $h_{р.ср}$ на пространственной модели (с поймами), и соблюдения баланса наносов определена зависимость расхода донных наносов $G_р$ от отметки поверхности воды H (рис. 11.7). Следовательно, получены $G_р$ в русле в условиях изоляции его от поймы, при этом $G_р$ пересчитывался с учетом ширины лотка 0,5 м на ширину русла $B_р = 0{,}3$ м. Опыты с изоляцией руслового потока без наносов от пойменного описаны в § 10.1, в которых на бровках русла устанавливались стеклянные перегородки. В экспериментах с учетом транспорта наносов оказалось удобным по техническим причинам поставить измерения как изложено.

Для модели с менее шероховатой поймой транспортирующая способность потока в русле больше, чем для модели с более шероховатой поймой, что объясняется большей перестройкой поля скоростей и более интенсивным вихреобразованием во втором случае.

Изменение транспортирующей способности потока под влиянием кинематического эффекта характеризуется безразмерными кривыми (рис. 11.8). Соответствующие данные приведены в табл. 11.4.

На основании проведенных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы [68].

В результате взаимодействия потоков русла и поймы уменьшается транспортирующая способность потока.

По данным лабораторных экспериментов оказалось, что при $h_п/h_{р.ср} = 0{,}07$ для первой модели и $h_п/h_{р.ср} = 0{,}12$ для второй модели относительный расход донных наносов $G_р/G_б$ принимает минимальное значение 0,9. При $h_п/h_{р.ср} = 0{,}13$ для первой модели и $h_п/h_{р.ср} = 0{,}18$ для второй модели $G_р/G_б = 1$, т. е. произошло восстановление расхода донных наносов до его значения перед выходом потока на пойму.

В 1966 г. аналогичные эксперименты в Гидравлической лаборатории имени Ф. Е. Максименко МИИТ выполнил Ю. Н. Соколов. Русловая модель состояла из полупространственного трапецеидального русла с коэффициентом откоса $m = 2{,}0$ и односторонней поймы. Ширина русла понизу 0,21 м, поверху — 0,42 м; ширина поймы 1,09 м. Дно потока формировалось из песка со

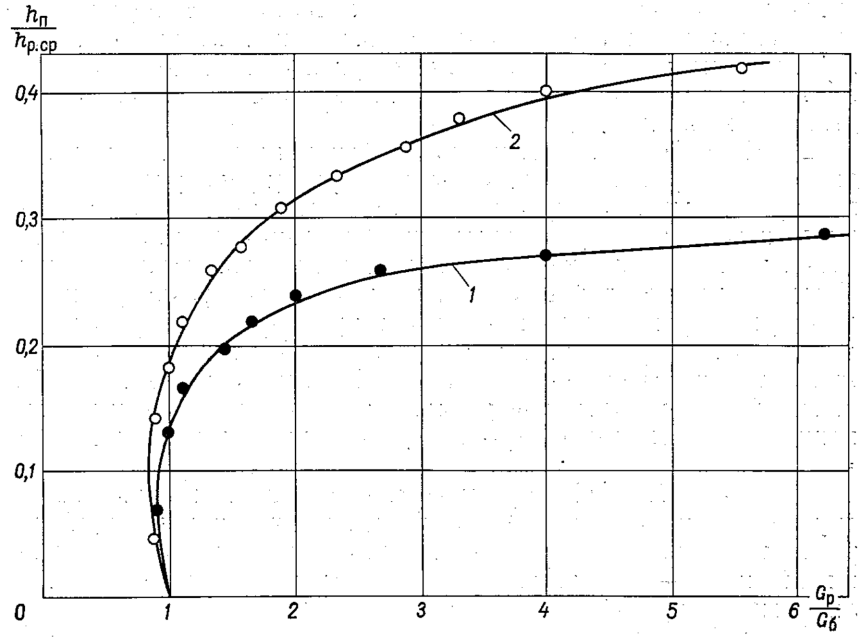


Рис. 11.8. Связь относительного расхода донных наносов $\frac{G_р}{G_б}$ с относительной глубиной в пойме $\frac{h_п}{h_{р.ср}}$.

1 — первая модель, *2* — вторая модель.

Таблица 11.4

Безразмерные глубины в пойме, средние скорости в русле и расходы донных наносов в русле

Первая модель			Вторая модель		
$\frac{h_п}{h_{р.ср}}$	$\frac{v_р}{v_б}$	$\frac{G_р}{G_б}$	$\frac{h_п}{h_{р.ср}}$	$\frac{v_р}{v_б}$	$\frac{G_р}{G_б}$
0,07	0,98	0,89	0,05	0,96	0,89
0,13	0,98	1,00	0,14	0,98	0,89
0,16	1,04	1,11	0,18	0,99	1,00
0,20	1,08	1,44	0,22	1,00	1,11
0,22	1,13	1,67	0,26	1,02	1,33
0,24	1,20	2,00	0,28	1,03	1,56
0,26	1,27	2,67	0,31	1,04	1,89
0,27	1,32	4,00	0,33	1,05	2,33
0,28	1,36	6,22	0,36	1,06	2,83
0,29	1,42	8,00	0,38	1,06	3,33
0,30	1,48	9,55	0,40	1,07	4,00
			0,42	1,08	5,56

средним диаметром частиц $d=0{,}7$ мм. Было проведено три серии опытов с различной шероховатостью поймы, сформированной из песка при $d=0{,}7$ м, гальки при $d=20$ мм и гравия при $d=30$ мм. Результаты экспериментов качественно совпали с описанными выше данными.

В 1967 г. Н. Б. Барышников опубликовал результаты экспериментов [16], выполненных в лотке при ширине русла 18,6 см и ширине односторонней поймы 21,0 см. Поперечное сечение русла и поймы прямоугольные. Опыты производились при взаимодействии и изоляции потоков с помощью стеклянной стенки. Установлено, что при выходе потока на пойму резко уменьшается транспортирующая способность руслового потока. В то же время кривая $G_р=G_р(v_р)$ является плавной как при взаимодействии, так и при изоляции потоков. На основе этого Н. Б. Барышников предложил при расчете стока наносов вместо общепринятой зависимости $G_р=G_р(Q)$ строить зависимость $G_р=G_р(v_р)$.

Авторы работ [68, 16] совместно обобщили свои данные и опубликовали их в статье [80]. Отмечено, что при высокой шероховатости расходы наносов в основном русле могут уменьшаться на 20—25% от соответствующих расходов наносов изолированного русла.

Дальнейшее развитие исследований изложено в статье [19]. Отметим, что изучение этого вопроса находится на стадии становления. Основные эксперименты были выполнены при сравнительно малом диапазоне параметров потока и его твердой фазы. Проведение таких экспериментов отличается большой сложностью.

Особый интерес может представлять изучение кинематического эффекта в условиях сжатия потока сооружениями мостового перехода, на что обращено внимание в работе [51]. При этом возникают следующие вопросы. Как изменяется пропускная способность подмостового русла при взаимодействии руслового и сжатого пойменного потоков? Если уменьшение пропускной способности русла окажется существенным, то какого следует ожидать дополнительного увеличения подпора перед мостом? Очевидно, изменится и характер общего, сосредоточенного и местного размывов подмостовых русел в зоне влияния кинематического эффекта.

По этим вопросам уже проведены некоторые исследования в МИИТ, нашедшие отражение в работах [9, 126]. В статье В. С. Алтунина [9] сделан вывод, что кинематический эффект влияет на изменение во времени процесса размыва искусственно сжатого русла и на подпор перед сооружением. В работе [126] показано, что в условиях стесненного потока сооружениями мостового перехода (пойменными подходными дамбами) кинематический эффект в размываемых и неразмываемых руслах проявляется по-разному. Оказалось, что зависимости $v_р=$

$=v_p(H)$, полученные на период стабилизации размываемого русла при различных степенях стеснения потока в пойме, близки, в то время как при неразмываемом русле четко прослеживается влияние степени стеснения потока на кинематический эффект. Это объясняется тем, что скорости потока в деформируемом русле на период его стабилизации приближаются к бытовым, т. е. скоростям, которые были до сжатия потока сооружениями.

11.3. Общий расход наносов

Переходя к рассмотрению этого вопроса, мы хотели бы подчеркнуть, что в данном случае имеются в виду две цели:

1) рассмотрение структуры формулы для расхода наносов с позиций методики речной гидрометрии;

2) учет плотности наносов с тем, чтобы создать предпосылки для применения легких синтетических материалов при изучении кинематического эффекта в размываемых руслах. В качестве исходных экспериментальных данных воспользуемся результатами большой серии опытов по изучению движения наносов, выполненных совместно кафедрой гидравлики МИИТ и Союзморниипроектом. Работа выполнялась М. И. Виноградовым, В. К. Дебольским, Ю. С. Анохиным, С. М. Анцыферовым и др. при консультации Г. В. Железнякова. Для проведения опытов гидравлический лоток гидравлической лаборатории им. Ф. Е. Максименко МИИТ был модернизирован и переоборудован.

Основная особенность экспериментальной установки состояла в том, что лоток был включен в замкнутую циркуляционную систему, в которой перемещались вода и наносы.

Общая длина лотка 12 м; ширина 0,34 см, высота стеклянных стенок 0,60 м. При замкнутой системе циркуляции гидросмеси в голову лотка подавалось такое же количество наносов, какое сбрасывалось из лотка. Рабочий участок его выбран на основе измерений распределения скорости и мутности на осевых вертикалях по всей длине лотка. Скорости измеряли электронно-механическим прибором [70, 136] мембранного типа на девяти вертикалях, начиная с 2 м от входа лотка и далее через 1 м. Применялся также интеграционный электронно-механический способ измерения скоростей, описанный в § 6.2. Мутность определяли вакуумным батометром. Результаты измерений показали, что характер распределения скоростей не меняется, начиная с седьмого метра от начала лотка. Распределение мутности на вертикалях на шестом, восьмом и десятом метрах от начала лотка подтвердило возможность принятия за рабочий участок лотка его части от восьмого до десятого метра от входа.

Эксперименты проводились при скоростях потока в лотке, исключающих отложение наносов во всасывающей трубе насоса.

В опытах определяли: глубины потока; характеристики турбулентности потока; уклоны поверхности воды и дна (в случае гладкого дна); распределение мутности на вертикалях; высоты и длины гряд и скорости их перемещения; общий твердый расход; жидкий расход. Был обеспечен контроль всех измеряемых величин. Жидкие расходы, подсчитанные способом скорости—площади, сравнивали с измеренными по расходомеру. Твердые расходы вычисляли по данным распределения мутности и скорости и сравнивали их с определенными объемным способом.

Под влиянием перемещающихся в потоке наносов, согласно А. П. Юфину [187] и др., интенсивность турбулентности уменьшается, т. е. происходит некоторое затухание турбулентности. Рассмотрению этого вопроса посвящены многие исследования. В данных экспериментах наряду с песками использовались и легкие синтетические материалы. По-видимому, легкие материалы в меньшей степени влияют на кинематическую структуру потока. Однако надо иметь в виду, что прямое воздействие взвешенных наносов на гидравлические сопротивления через турбулентные пульсации может быть существенным при больших концентрациях наносов. Вместе с тем известно, что при очень низких концентрациях твердых частиц малых размеров в потоке гидравлические сопротивления снижаются.

Подробное описание экспериментального стенда, измерительной аппаратуры и методики экспериментов изложено в работах [11, 77].

Результаты опытов при грядовой форме движения наносов приведены в табл. 11.5.

Почти все полученные в опытах величины, за исключением твердого и жидкого расходов, отнесены к осевой вертикали. Изменение поля скоростей показало, что влияние стенок лотка сказывается на расстоянии не более 5 см от них, причем это расстояние уменьшается ко дну. В придонной же области перемещается около 70% общего расхода наносов [77, 82]. Таким образом, ошибка при неучете влияния стенок в данном случае не может быть значительной. Расчеты показали, что ошибка не превышает точности измерения твердого расхода (до 10%).

Результаты опытов при гладкой форме движения наносов, т. е. после стирания гряд, приведены в табл. 11.6.

Характеристики наносов приведены в табл. 11.7.

В табл. 11.7 приведены и данные о некоторых других материалах, которые были использованы в последующей контрольной серии экспериментов.

Теперь мы обратимся к обобщению экспериментальных данных, имея в виду гидравлическое обоснование методики определения твердых расходов воды в реках и каналах. Здесь мы не имеем возможности давать анализ различных предложений

Таблица 11.5

Гидравлические элементы потока и расходы наносов при грядовой форме их движения

Q л/с	$G_н$ г/с	h см	I%	$u_в$ см/с	Ег	Ег$_*$	f_*
			Вольский песок				
35,0	6	18,0	2,30	57,0	5,9	0,18	2,13
41,0	11	20,0	2,55	60,0	7,3	0,23	2,06
53,0	43	15,5	7,20	102	16,0	0,62	1,68
62,0	50	15,5	9,80	118	20,5	0,80	1,66
71,0	32	26,0	4,50	80,0	16,8	0,30	3,64
82,0	48	23,5	7,50	105	25,3	0,53	3,10
96,0	36	34,0	4,80	83,0	23,4	0,28	5,43
97,0	58	26,0	8,40	110	31,3	0,56	3,63
			Люберецкий песок				
24,0	20	9,5	1,90	74,0	6,7	0,88	0,49
27,6	10	14,0	1,20	58,0	6,3	0,46	0,89
33,1	14	15,0	1,46	65,0	8,2	0,54	0,99
34,5	18	14,5	1,70	70,0	9,2	0,64	0,93
36,2	23	14,0	1,96	76,0	10,2	0,75	0,88
42,6	36	14,0	2,80	89,5	14,6	1,07	0,89
46,5	29	19,0	1,88	73,5	13,3	0,62	1,39
54,0	39	20,0	2,20	49,0	16,4	0,70	1,52
57,8	20	27,0	1,47	62,0	14,8	0,40	2,40
59,6	56	20,0	2,70	87,6	20,1	0,80	1,52
67,2	36	27,0	1,85	73,2	18,6	0,51	2,37
70,6	46	27,0	2,05	76,8	20,6	0,56	2,38
76,0	61	25,5	2,72	88,0	25,9	0,77	2,19
80,3	57	26,0	2,85	90,8	27,6	0,80	2,24
84,0	68	27,0	2,90	91,5	29,2	0,80	2,37
84,2	73	26,0	3,15	95,2	30,6	0,88	2,26
85,6	25	40,0	1,38	62,9	20,6	0,31	4,32
98,4	97	27,0	3,90	107	39,3	1,07	2,39
102	46	40,0	1,95	75,0	29,1	0,44	4,30
109	63	40,0	2,21	80,0	33,0	0,50	4,29
115	99	40,0	3,13	95,0	46,7	0,71	4,28
127	102	40,0	3,10	94,0	46,3	0,70	4,30
			Полистирол				
25,0	126	15,0	1,10	49,0	11,3	5,79	0,13
27,0	19	35,5	0,21	21,5	5,1	0,72	0,46
27,0	32	26,0	0,44	31,0	7,8	1,76	0,29
29,0	228	14,0	1,60	59,0	15,3	8,72	0,11
35,0	48	35,5	0,29	29,0	7,0	0,99	0,46
35,0	75	27,0	0,65	38,0	12,0	2,55	0,31
36,0	144	36,0	0,87	44,5	21,4	2,96	0,47
41,5	172	26,5	0,95	46,0	17,2	3,76	0,30
46,0	112	35,5	0,65	38,0	15,8	2,22	0,46
48,5	296	27,0	1,30	53,0	24,0	5,10	0,31
68,0	320	36,5	1,35	55,0	33,8	4,56	0,48
78,0	450	36,0	1,70	63,0	41,9	5,78	0,47

Примечание. $G_н$ — общий расход наносов; h — глубина воды в лотке (при грядовой форме движения — осредненная по длине потока); I — уклон поверхности воды; $u_в$ — средняя скорость на осевой вертикали лотка, Ег$_*$ критерий Егиазарова, смысл этого параметра поясняется ниже.

Таблица 11.6

Гидравлические элементы потока и расходы наносов при гладкой форме их движения

Q л/с	$G_н$ г/с	h см	I %	$u_в$ см/с	Er	Er_*	f_*
			Вольский песок				
77,0	160	15,0	12,7	151	27,3	6,54	0,27
87,0	255	15,0	16,0	170	34,4	8,24	0,27
97,0	223	17,5	14,5	162	36,4	6,89	0,34
98,5	412	15,0	20,5	193	44,1	10,6	0,27
105	293	17,5	17,0	176	42,7	8,12	0,34
108	334	17,5	18,0	180	45,2	8,59	0,34
113	307	21,0	13,6	158	41,0	5,90	0,45
			Люберецкий песок				
11,0	20	6,5	2,65	86	6,4	6,40	0,06
28,0	34	9,0	2,85	91	9,6	5,84	0,11
46,0	71	12,6	3,90	106	18,3	6,75	0,18
48,0	136	14,0	5,25	124	27,4	8,64	0,21
65,0	309	13,5	7,00	142	35,3	11,7	0,20
71,5	168	18,5	4,60	114	31,8	6,57	0,31
77,5	272	17,8	5,75	129	38,2	8,38	0,30
80,0	197	19,8	5,20	122	38,4	7,18	0,35
83,0	133	21,5	4,40	113	35,3	5,84	0,39
86,0	282	18,5	5,60	127	39,6	7,99	0,31
91,0	205	31,5	5,25	124	42,1	6,96	0,39
91,0	302	21,0	6,80	140	53,3	9,11	0,38
91,5	82	28,0	3,20	96	33,4	3,70	0,59
100	402	21,0	7,75	150	60,7	10,4	0,38
120	187	26,0	5,20	122	50,4	6,27	0,52
124	287	27,0	6,25	135	63,0	7,39	0,55
125	138	33,0	4,25	111	52,3	4,55	0,75
125	647	22,0	9,30	166	76,3	12,2	0,40
			Полистирол				
37,0	465	15,0	2,30	72,0	23,6	30,7	0,05
48,0	1133	16,5	3,20	85,0	36,2	40,7	0,05
56,0	1945	17,0	4,20	97,0	48,9	52,7	0,06
59,5	456	26,0	2,00	67,0	35,6	20,3	0,11
63,5	2520	18,5	4,40	100	55,8	52,9	0,07
68,0	2930	19,0	5,10	106	66,4	60,4	0,07
70,0	697	28,8	2,45	73,5	48,3	23,6	0,13
70,0	748	27,5	2,50	75,0	47,1	24,6	0,12
73,0	892	27,5	2,80	78,0	52,7	27,6	0,12
85,0	1745	28,4	3,50	88,0	68,1	33,9	0,13
88,0	739	36,0	2,55	71,5	55,5	19,4	0,19
93,5	830	36,5	2,55	76,0	63,8	21,8	0,19
94,5	2497	29,8	3,90	93,0	79,6	36,9	0,14
102	1050	37,0	2,95	81,0	74,8	25,1	0,19
105	1550	36,5	3,20	85,0	80,0	24,9	0,21
105	3320	30,0	4,80	103	98,6	45,3	0,14
106	1580	36,5	3,25	85,5	81,2	27,8	0,19
115	3710	31,7	5,10	106	111	46,8	0,15

Таблица 11.7

Характеристики материалов, использованных при изучении движения наносов

Материал	d_{50} см	w см/с	$\rho_н$ г/см³	ρ'	$d_{50}/d_{ср}$	d_{15}/d_{85}
Шамотный порошок	0,021	1,0	2,20	1,20	0,90	0,55
Люберецкий песок	0,025	2,9	2,65	1,65	0,93	0,64
Бакелит	0,037	1,2	1,41	0,41	0,86	0,45
Вольский песок	0,067	8,7	2,65	1,65	0,97	0,62
Полистирол	0,450	4,3	1,05	0,05	0,96	0,60

Примечание. d_{50} — размер частиц наносов 50%-ной обеспеченности (по кривой гранулометрического состава наносов); w — гидравлическая крупность частиц размером d_{50}; $\rho_н$ — плотность наносов; ρ — плотность воды; $\rho' = \frac{\rho_н - \rho}{\rho} = \frac{\gamma_н - \gamma}{\gamma}$, где $\gamma_н$ — удельный вес наносов; γ — удельный вес воды; $d_{50}/d_{ср}$ и d_{15}/d_{85} — безразмерные характеристики наносов, где $d_{ср}$ — средний размер частиц материала.

о структуре формулы для расходов наносов. Все это есть в монографиях [1, 32, 36, 40, 99, 191]. Мы будем исходить из методики обобщения экспериментальных данных, использованной в работах [77, 82]. В основе ее лежит критериальное уравнение транспорта наносов, по И. В. Егиазарову [45],

$$\frac{G_н}{\gamma Q\sqrt{I}} = k_0\left(\frac{RI}{\rho' f_0 d_{50}} - 1\right), \qquad (11.2)$$

где k_0 — безразмерный коэффициент, который принимался равным 0,015 [12]; f_0 — коэффициент сопротивления подвижного русла.

Введем следующие обозначения: $\frac{G_н}{\gamma Q} = \rho_{н.к}$ — относительная мутность (концентрация) наносов и $\frac{RI}{\rho' f_0 d_{50}} = Ег$ — обобщенный критерий подвижности наносов. В знак признания больших заслуг И. В. Егиазарова в области изучения движения наносов здесь введено обозначение этого критерия через Ег.

Теперь уравнение (11.2) запишем в виде

$$\rho_{н.к} = k_0\sqrt{I}\,(Ег - 1). \qquad (11.3)$$

Первоначальный анализ данных экспериментов в форме связи $\rho_{н.к} = \rho_{н.к}(Ег)$ при $f_0 = 0{,}065$ [77] показал, что опытные точки на соответствующих кривых располагаются, заметно выходя за пределы точности экспериментов. В дальнейшем при подсчете Ег вместо гидравлического радиуса R принята глубина h, как разность отметки свободной поверхности воды и отметки гладкого дна перед началом его деформации. Введение

в расчет h позволяет подойти к решению прикладных задач методами речной гидрометрии.

Уравнение (11.3) в общем отвечает физическому смыслу явления перемещения наносов открытым потоком, однако результаты анализа движения наносов могут оказаться разными, если раздельно рассматривать грядовую и гладкую формы движения наносов.

Составленные графики функции в форме критериального уравнения (11.3) при различных плотностях и размерах частиц указывают прежде всего на необходимость рассмотрения коэффициента k_0 в формуле (11.3) как переменной величины.

Поскольку в уравнении (11.3) имеется два параметра (k_0 и f_0), возможно их объединение в виде $f_0/k_0=f_*$ при неучете единицы в скобке правой части этого уравнения (при больших значениях критерия подвижности Ег). Принимаем, согласно опытным данным, что твердый расход при грядовой форме движения наносов пропорционален скорости потока в кубе и задачу разрешаем с позиций классической гидрометрии, т. е. все расчеты даем для вертикали.

Уже ранее можно было видеть, что и f_0 существенно изменяется и в турбулентной автомодельной области [12]. В статье [77] предложена зависимость для f_* при грядовом дне (в опытах с полистиролом, люберецким и вольским песками)

$$f_*=k_1\left[\frac{1}{\rho'}\cdot\frac{gd_{50}}{w^2}\cdot\frac{d_{50}}{h}\right]^{-\frac{4}{3}}, \qquad (11.4)$$

где безразмерный коэффициент $k_1=19{,}5\cdot10^{-4}$; g — ускорение свободного падения.

В случае гладкой (после сработки гряд) формы движения наносов вид формулы для f_* несколько осложняется, что объясняется в этом случае пропорциональностью твердого расхода скорости потока в степени около четырех. В результате получена формула

$$f_*=k_2\left[\frac{1}{\rho'}\left(\frac{gd_{50}}{w^2}\right)^{3/4}\frac{d_{50}}{h}\right]^{-5/3}, \qquad (11.5)$$

где безразмерный коэффициент $k_2=4{,}2\cdot10^{-5}$.

В соответствии с (11.4) и (11.5) Г. В. Железняковым и К. В. Дебольским получены формулы для твердого расхода в зависимости от критерия подвижности

$$\text{Ег}_*=\frac{hI}{\rho' f_* d_{50}},$$

при грядовом дне

$$\frac{G_н}{\gamma Q}=k_{гр}\,\text{Ег}_*, \qquad (11.6)$$

и гладком дне

$$\frac{G_н}{\gamma Q} = k_{гл}\,Er_*^{'/s}, \qquad (11.7)$$

где $k_{гр} \approx 1{,}0$; $k_{гл} \approx 0{,}16$.

Формулами (11.6) и (11.7) подтверждается различие в зависимостях твердого расхода от скорости потока при различных

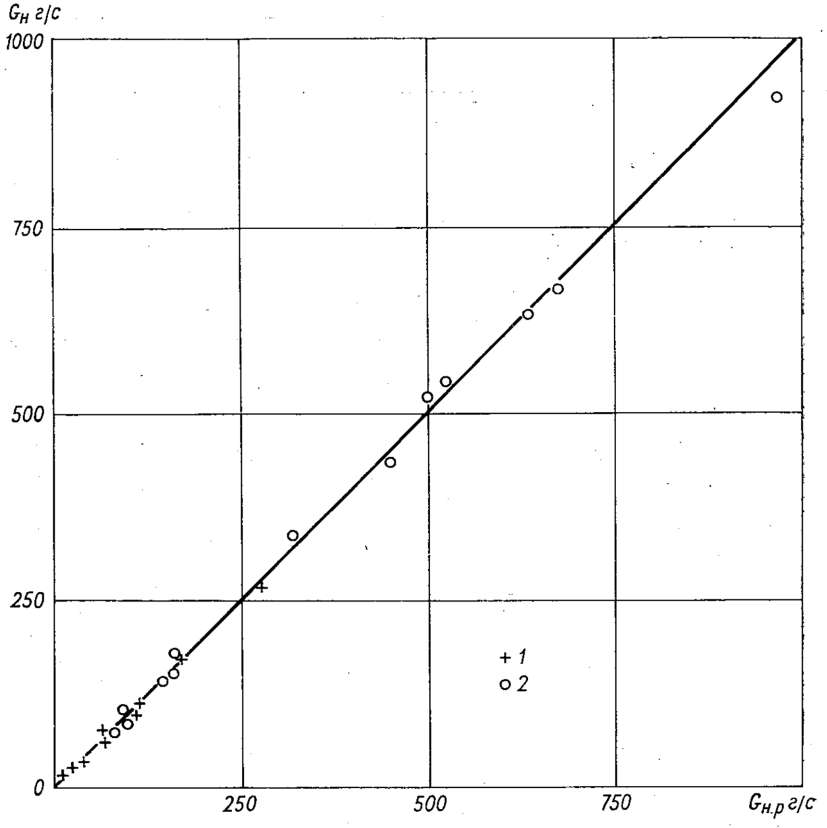


Рис. 11.9. Связь между опытными значениями твердого расхода $G_н$ и расчетными $G_{н.р}$ по формулам (11.6) и (11.7):

1 — гряды; *2* — гладкое дно (после стирания гряд).

формах дна. Эти формулы получены на основе анализа экспериментов с полистиролом, люберецким и вольским песками.

Проведенные позднее авторами работ [77, 82] опыты с бакелитом и шамотным порошком подтвердили зависимости (11.6) и (11.7) (табл. 11.8). На рис. 11.9 произведена проверка этих формул, где $G_{н.р}$ — рассчитанный расход наносов.

Отметим, что Er_* для грядового движения наносов нельзя отождествлять с Er_* для движения наносов с гладким дном,

т. е. после стирания гряд. Это объясняется тем, что f_* представляют собой разные функции характеристик наносов и относительной шероховатости русла для двух указанных режимов движения наносов.

Таблица 11.8

Результаты контрольных экспериментов и сопоставление формул (11.6) и (11.7) с опытными данными

Q л/с	$G_н$ г/с	h см	I %	$u_в$ см/с	Er_*	f_*	$G_{н.р}$ г/с
			Гряды				
			Шамотный порошок				
36,8	16	24,0	0,89	45,2	0,46	1,85	17
63,5	19	33,5	0,76	55,8	0,32	3,10	21
73,2	24	37,5	0,79	57,5	0,34	3,45	25
			Бакелит				
9,8	15	14,8	0,30	19,5	1,47	0,22	14
15,2	34	15,5	0,53	28,8	2,50	0,24	38
19,1	60	14,9	0,76	37,6	3,30	0,22	65
32,1	68	29,0	0,54	31,5	2,04	0,56	66
37,2	108	29,5	0,72	37,0	2,67	0,58	100
44,5	99	33,0	0,67	29,6	2,44	0,66	109
52,5	111	39,0	0,61	39,5	2,09	0,83	110
61,3	154	39,5	0,67	45,7	2,51	0,86	160
78,7	269	40,5	1,05	57,2	3,53	0,88	277
			Гладкое дно				
			Шамотный порошок				
35,2	98	12,0	2,76	86,5	8,22	0,16	93
43,0	75	16,0	2,50	79,0	6,35	0,25	78
62,2	171	18,5	3,40	99,0	8,30	0,30	170
64,2	142	19,5	3,30	97,0	7,31	0,35	145
			Бакелит				
15,6	90	10,0	0,95	46,0	15,4	0,045	96
21,3	177	11,5	1,16	54,5	18,0	0,054	161
26,9	432	14,0	2,43	56,5	32,7	0,076	450
29,5	539	14,4	2,45	60,0	34,3	0,078	525
32,4	522	15,3	2,44	62,2	30,9	0,088	502
37,3	632	16,0	2,67	68,5	33,9	0,092	634
41,5	922	16,0	3,32	76,2	42,1	0,092	970
58,5	336	30,0	1,61	57,5	14,1	0,25	318
70,0	662	30,0	2,47	68,7	21,6	0,25	675
84,0	1138	30,0	3,88	82,5	33,9	0,25	1479

Для определения режима движения наносов предложен критерий перехода грядовой формы дна в гладкую [77] в виде

$$\frac{u_в^2}{w}\sqrt{\frac{d_{\bar{0}}}{h}} > 100 \text{ см/с}, \qquad (11.8)$$

причем грядовое дно существует, если этот критерий изменяется в пределах 10—100 см/с, где $u_в$ — средняя скорость течения на вертикали.

На основе изложенного может быть предложена следующая методика расчета твердого расхода в реках и каналах. По критерию (11.8) устанавливается форма движения наносов, в зависимости от чего по формулам (11.4) и (11.5) находится значение f_*. Далее подсчитывается $Eг_*$, а затем расходы наносов на вертикалях соответственно по формулам (11.6) и (11.7). Путем подсчета площади эпюры этих твердых расходов определяется твердый расход в данном живом сечении потока.

Отметим, что роль плотности наносов в формировании твердых расходов оказалась большей, чем предполагалось ранее, что естественно.

Теперь мы вновь возвратимся к первоначальной постановке задачи с позиции гидрометрии. Известно, что в области разработки батометров, в особенности донных, трудно достигается существенный прогресс. На основании уравнений (11.6) и (11.7) выявляется гидравлико-гидрометрический подход определения расходов наносов. Заключается он в том, что надо брать пробы наносов для определения их состава и измерять глубины и скорости, а расход наносов можно рассчитать. Не следует отождествлять батометры с приборами для взятия проб наносов. Первые должны иметь входные устройства такие, чтобы в них поступало то количество наносов, которое фактически переносится потоком.

11.4. Расход наносов в форме гряд

Широко известна формула для определения расхода донных наносов в форме гряд [85]. Запишем ее для расхода наносов на вертикали $g_д$ в весовых единицах

$$g_д = \psi \gamma_н h_{гр} u_{гр}, \qquad (11.9)$$

где $h_{гр}$ — высота гряды; $u_{гр}$ — скорость перемещения гряды; ψ — коэффициент формы гряды (для песка $\psi \approx 0{,}5 \div 0{,}6$).

Однако в практике гидрометрических работ эта формула используется редко, так как определение скорости $u_{гр}$ затруднительно. Поэтому необходимо выразить $u_{гр}$, а также и $h_{гр}$ через элементы потока, которые обычно измеряются в гидрометрических створах гидрологических станций.

Здесь мы не имеем возможности рассматривать литературу о грядовом движении наносов. Она очень обширна.

Изучение движения гряд в каналах и реках имеет важное значение для решения проблемы транспорта наносов открытым

потоком. В ряде работ доказывается, что при грядовой форме движения наносов большая часть твердой фазы перемещается именно в форме гряд.

Важным обстоятельством, требующим большого внимания при определении параметров гряд, является соответствие этих параметров данному гидравлическому режиму. В лабораторных условиях при формировании песчаных гряд промежуток времени от начала опыта до стабилизации гряд может быть весьма значительным. Причем это время тем больше, чем больше вес частиц, слагающих дно, и чем меньше отношение средней на вертикали скорости $u_в$ потока к скорости u_0, вызывающей трогание частиц, т. е. $u_в/u_0$.

Измерение параметров гряд следует проводить лишь после их полной стабилизации [83].

На протяжении длительного времени формирование гряд изучали с использованием песчаных материалов, что не позволяло выяснить влияние плотности наносов на скорость движения, высоту гряд и их стабилизацию. Вместе с тем лабораторное изучение движения гряд из легких материалов отличается рядом неоспоримых преимуществ. Главное из них — возможность моделирования движения песчаных гряд (волн) с помощью легкоподвижных материалов.

В наших опытах в качестве материалов для подвижного дна использованы легкие материалы и пески (табл. 11.7). Методика экспериментов изложена в работе [77].

Непрерывное измерение твердого расхода в процессе опыта позволило установить время начала стабилизации твердого расхода. Этому времени соответствует и стабилизация гряд.

Параметры формирующихся гряд существенно отличаются друг от друга. В это время в гидравлическом лотке одновременно могут существовать гряды с размерами, отличающимися друг от друга более чем в 10 раз, и скоростями перемещения более чем в 20 раз. Когда параметры гряд стабилизировались, среднеквадратическое отклонение их высот от средневзвешенной составляло 20—30%, длин — 35—50%, скоростей — 25—35%. Эти значения отклонений подсчитаны по 50—500 грядам, проходившим в лотке за время опыта от 3 до 10 ч в зависимости от гидравлического режима. Наибольшее значение среднеквадратических отклонений наблюдалось у гряд из бакелита, а наименьшее — у гряд из полистирола.

Результаты экспериментов приведены в табл. 11.9.

Основные зависимости представлены на рис. 11.10 и 11.11. На эти графики нанесены также результаты натурных измерений [83]. Были использованы только те данные, в которых параметры гряд соответствовали данному гидравлическому режиму потока, т. е. средняя скорость потока превышала сдвигающую скорость для данного материала дна, а отношение высоты гряды к глубине потока было меньше 0,5. Полученные

Таблица 11.9

Результаты экспериментов по определению параметров гряд

h см	$u_в$ см/с	$h_{гр}$ см	$\lambda_{гр}$ см	$u_{гр}$ см/с	$\frac{u_{гр}}{u_в} \cdot 10^3$
			Вольский песок		
15,5	100	5,5	100	0,160	1,60
15,5	121	5,5	100	0,203	1,68
18,5	55,6	4,0	70	0,060	1,08
20,0	60,5	4,9	73	0,073	1,21
21,0	71,5	5,2	100	0,140	1,96
			Люберецкий песок		
20,0	87,6	4,2	160	0,263	3,00
20,0	78,0	4,5	140	0,210	2,69
23,0	91,5	4,1	74	0,130	1,42
26,0	73,5	3,8	130	0,224	3,05
26,0	90,8	4,3	200	0,248	2,73
26,0	95,2	5,2	192	0,210	2,21
27,0	62,0	5,0	141	0,110	1,77
27,0	76,8	5,5	160	0,176	2,29
27,0	79,0	6,0	157	0,101	1,28
27.0	83,7	5,3	160	0,100	1,19
29,0	105	5,5	400	0,110	1,05
40,0	62,9	6,0	100	0,078	1,24
40,0	75,5	6,5	148	0,110	1,46
40,0	80,0	7,0	173	0,115	1,44
40.0	94,0	7,5	203	0,210	2,24
			Бакелит		
8,5	34,5	2,0	20	0,124	3,60
14,9	37,6	2,7	30	0,083	2,21
15,5	28,8	2,5	32	0,072	2,50
21,5	32,0	3,2	19	0,059	1,84
22,0	27,0	4,0	30	0,073	2,70
23,0	40,5	3,8	25	0,092	2,27
23,5	42,5	3,7	20	0,122	2,87
			Полистирол		
15,0	32,0	4,0	180	0,716	22,4
15,0	49,0	6,6	270	1,117	22,8
26,0	31,0	8,0	150	0,483	15,6
27,0	38,0	9,0	185	0,658	17,3
27,0	53,0	9,7	280	1,116	21,2
35,5	29,0	9,7	140	0,333	11,5
36,0	44,5	11,0	260	0,783	17,6
36,5	21,5	8,4	120	0,145	6,75

Примечание. $\lambda_{гр}$ — длина гряды.

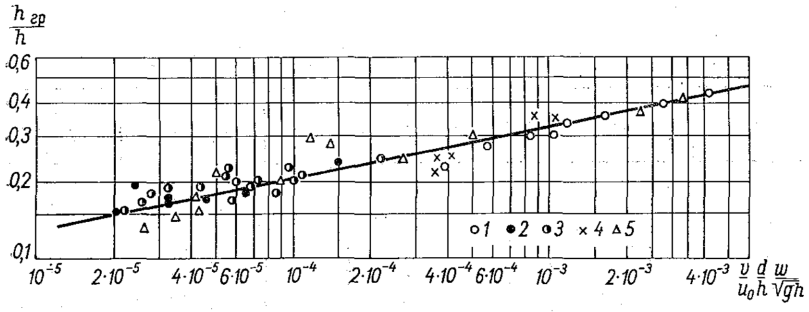


Рис. 11.10. Зависимость относительной высоты гряды $\frac{h_{гр}}{h}$ от параметров потока и характеристик частиц наносов.

1 — полистирол; *2* — бакелит; *3* — люберецкий песок; *4* — вольский песок; *5* — натурные данные Н. С. Знаменской.

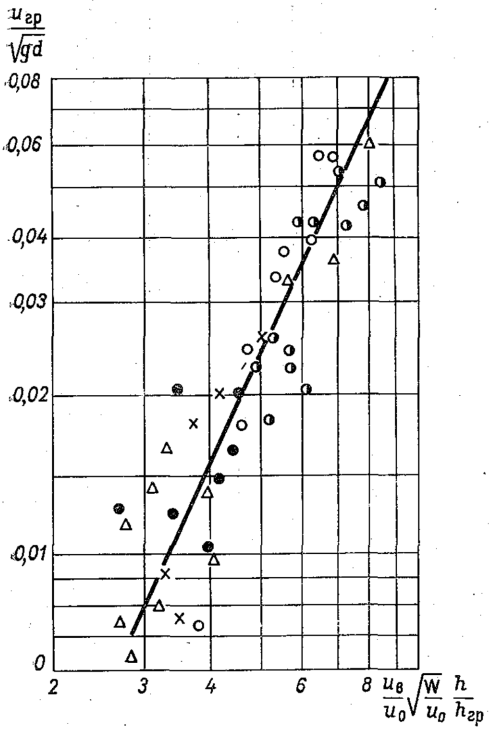


Рис. 11.11. Зависимость относительной скорости перемещения гряд $\frac{u_{гр}}{\sqrt{gd}}$ от параметров потока и характеристик частиц.
Усл. обозначения см. на рис. 11.10.

Г. В. Железняковым и В. К. Дебольским зависимости аппроксимированы в виде формул:

$$\frac{h_{гр}}{h}=\alpha\left[\frac{u_в}{u_0}\cdot\frac{d_{50}}{h}\times\right.$$
$$\left.\times\frac{w}{\sqrt{gh}}\right]^{1/6}, \qquad (11.10)$$

$$\frac{u_{гр}}{\sqrt{gd_{50}}}=\beta\left[\frac{u_в}{u_0}\sqrt{\frac{w}{u_0}}\times\right.$$
$$\left.\times\frac{h}{h_{гр}}\right]^2, \qquad (11.11)$$

u_0 — сдвигающая скорость потока, определяемая по формуле В. К. Дебольского

$$u_0=1{,}4w\left[\left(\frac{\sqrt{gd_{50}}}{w}+1\right)\times\right.$$
$$\left.\times\left(\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\rho'}+1}}\right)\lg\frac{h}{d_{50}}\right]^{1/6}. \qquad (11.12)$$

Числовые коэффициенты $\alpha\approx1{,}25$, $\beta\approx0{,}001$.

Анализ этих зависимостей показывает, что с ростом глубины и скорости потока, а также размеров частиц высота и скорость перемещения гряды увеличиваются.

По формулам (11.10) и (11.11) можно определить высоту и скорость перемещения гряд, а затем и весовой расход наносов на вертикали, перемещаемых в форме гряд, по формуле (11.9).

В формулы (11.10) и (11.11) следует подставить параметры потока для данной вертикали, а не для всего живого сечения потока. Твердый расход через все живое сечение подсчитывается методами гидрометрии.

Для того чтобы дать наглядное представление о влиянии плотности наносов на формирование гряд, в табл. 11.10 даны значения параметров $h_{гр}$, $u_{гр}$ и $u_в$ в зависимости от ρ'. Из данных табл. 11.10 видно, насколько велика роль плотности.

Таблица 11.10

Влияние плотности наносов на высоту и скорость перемещения гряд ($d_{50}=1{,}5$ мм, $h=1$ м, $t_в=20°$ С)

ρ'	$\frac{u_в}{u_0}$								
	1,5		2,0		2,5		1,5	2,0	2,5
	$h_{гр}$ см	$u_{гр}$ см/с	$h_{гр}$ см	$u_{гр}$ см/с	$h_{гр}$ см	$u_{гр}$ см/с	$\frac{u_{гр}}{u_в}\cdot 10^3$	$\frac{u_{гр}}{u_в}\cdot 10^3$	$\frac{u_{гр}}{u_в}\cdot 10^3$
0,05	15,0	0,32	15,4	0,53	16,6	0,72	16,4	20,4	22,2
0,10	15,5	0,25	16,0	0,38	17,2	0,58	9,26	10,6	12,9
0,20	16,4	0,23	16,9	0,33	18,2	0,51	6,39	6,88	8,50
0,60	18,5	0,17	19,1	0,29	20,5	0,38	2,46	3,15	3,30
0,80	19,2	0,16	19,7	0,27	21,2	0,36	1,97	2,50	2,67
1,00	19,6	0,15	21,0	0,24	21,8	0,34	1,67	1,75	2,27
1,20	23,2	0,11	24,1	0,18	25,8	0,24	1,11	1,36	1,45
1,60	30,6	0,062	31,7	0,103	34,1	0,14	0,54	0,68	0,74
2,00	39,1	0,038	40,5	0,063	43,5	0,085	0,30	0,37	0,40

Чем больше ρ', тем меньше относительная скорость движения гряд $u_{гр}/u_в$. При увеличении ρ' от 0,05 до 2,0 эта относительная скорость в среднем может уменьшиться от 0,02 до 0,0004. Настоящее исследование следует продолжить с целью дальнейшего изучения механизма формирования песчаных гряд (волн).

Глава 12

Гидравлическое обоснование зависимости уровней от расходов воды речного потока

Вопрос о гидравлическом обосновании методов гидрометрии, как известно, широко поставлен в работе [51]. С момента опубликования работы [51] прошло уже немало времени. Полезность такого подхода при решении различных задач гидрометрии теперь считается бесспорной.

В настоящей главе рассматривается гидравлическое обоснование методов определения связи между уровнями и расходами воды речного потока. При этом мы не будем излагать различные приемы построения $Q=Q(H)$, хорошо освещенные в литературе по гидрометрии. Здесь рассматривается основное уравнение движения воды в открытых руслах, которое может быть использовано во всех методиках построения и экстраполяции $Q=Q(H)$. Затем приводятся формулы для коэффициента Шези речного потока. В конце главы дано развитие способов линеаризации $Q=Q(H)$, что необходимо для экстраполяции этой зависимости до высоких и проектных уровней воды. При этом используются некоторые исследования из области гидроморфологии и подобия речных русел.

12.1. Обобщенное уравнение расхода воды

Наиболее сложная форма движения воды (неустановившееся движение) наблюдается в реках. Уравнение неустановившегося движения имеет вид

$$I=\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)+\frac{Q^2}{K^2}, \qquad (12.1)$$

где I — уклон свободной поверхности воды; $K=C\omega\sqrt{R}$ — расходная характеристика.

Заменяя гидравлический радиус R на среднюю глубину потока $h_{ср}$ и вводя в уравнение параметр формы β_*, из выражения (12.1) найдем

$$Q=\beta_* C\omega\sqrt{h_{ср}\left[I-\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}-\frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)\right]}. \qquad (12.2)$$

Это и есть наиболее общее уравнение расхода воды. Ввиду малости локальной производной скорости $\frac{\partial v}{\partial t}$ уравнение (12.2) можно записать в виде

$$Q=\beta_* C\omega\sqrt{h_{ср}\left[I-\frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)\right]}. \qquad (12.3)$$

Если не учитывать и конвективную производную скорости $\frac{\partial v}{\partial L}$, уравнение (12.3) превращается в уравнение равномерного движения жидкости

$$Q=\beta_* C\omega\sqrt{h_{ср}I}. \qquad (12.4)$$

Особенностью приведенных уравнений расхода воды является учет с помощью параметра β_* неравномерности распределения глубин по ширине потока [51, 58].

Представляется целесообразным ввести в уравнение расхода аналогичный параметр формы, учитывающий неравномерность распределения глубин и по длине потока. С этой целью запишем уравнения установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения воды в конечных разностях

$$\Delta z=Q^2\left[\frac{1}{2g}\left(\frac{\alpha_{m+1}}{\omega^2_{m+1}}-\frac{\alpha_m}{\omega^2_m}\right)+\frac{L}{\overline{K}^2}\right], \qquad (12.5)$$

где Δz — падение уровня воды по длине потока L; α_{m+1} и α_m — коэффициенты Кориолиса соответственно в живых сечениях ω_{m+1} (ниже по течению) и ω_m; $\overline{K}$ — осредненное значение расходной характеристики в пределах данного участка.

Если принять $\alpha_{m+1}=\alpha_m=\alpha$, получим из формулы (12.5)

$$\Delta z=Q^2\left[\frac{\alpha}{2g}\left(\frac{1}{\omega^2_{m+1}}-\frac{1}{\omega^2_m}\right)+\frac{L}{\overline{K}^2}\right]. \qquad (12.6)$$

Пренебрегая членами, учитывающими скоростной напор, из выражения (12.6) получим

$$\Delta z=Q^2\frac{L}{\overline{K}^2}. \qquad (12.7)$$

Это упрощенное уравнение неравномерного движения широко используется в речной гидравлике, поэтому можно принять его и для решения гидрометрических задач.

В соответствии с предложением Н. Н. Павловского

$$\frac{L}{\overline{K}^2}=\int_{L_1}^{L_2}\frac{dl}{K_i^2},$$

или иначе

$$\frac{L}{\overline{K}^2}=\sum_1^N\frac{l_i}{C_i^2\omega_i^2R_i}, \tag{12.8}$$

где

$$C_i=\frac{1}{n}R_i^y,$$

N — число сечений на участке реки.

Параметр формы, учитывающий неравномерность распределения глубин по длине потока (изменчивость поперечных сечений), обозначим через β'_*. Запишем уравнение для расхода воды с учетом осредненных элементов движения и по длине

$$Q=\beta_*\beta'_*\overline{C}\,\overline{\omega}\sqrt{\overline{h}_{\text{ср}}I}. \tag{12.9}$$

Формула для β'_*, по предложению С. Ф. Аверьянова [2], может быть выведена следующим образом.

При этом введены в рассмотрение следующие безразмерные элементы потока:

$$\lambda_i=\frac{l_i}{L},\quad \varphi_i=\frac{\overline{\omega}}{\omega_i},\quad \eta_i=\frac{\overline{h}_{\text{ср}}}{h_{\text{ср}i}}.$$

При этом выполняется $\sum_1^N\lambda_i=1$.

Считая, что коэффициенты шероховатости n имеют одинаковые значения для любого на участке сечения и для осредненного сечения и что $R\approx h_{\text{ср}}$, получим

$$\frac{C_i}{\overline{C}}=\frac{h_{\text{ср}i}^y}{\overline{h}_{\text{ср}}^y}=\frac{1}{\eta_i^y},$$

откуда

$$C_i^2=\frac{\overline{C}^2}{\eta_i^{2y}}.$$

Формулу (12.8) теперь можно записать в таком виде:

$$\frac{1}{\overline{K}^2}=\sum_1^N\frac{\lambda_i\eta_i^{1+2y}\varphi_i^2}{\overline{C}^2\overline{\omega}^2\overline{h}_{\text{ср}}}. \tag{12.10}$$

Сравнивая формулы (12.9) и (12.10), найдем

$$\beta'_* = \frac{1}{\sqrt{\sum_1^N \lambda_i \eta_i^{1+2y} \varphi_i^2}}. \qquad (12.11)$$

При $y = \frac{1}{6}$ получим

$$\beta'_* = \frac{1}{\sqrt{\sum_1^N \lambda_i \eta_i^{4/3} \varphi_i^2}}. \qquad (12.12)$$

Если принять одинаковые расстояния между сечениями, то $l_i = \frac{L}{N}$ и формула (12.12) принимает вид

$$\beta'_* = \sqrt{\frac{N}{\sum_1^N \eta_i^{4/3} \varphi_i^2}}. \qquad (12.13)$$

Для призматических русел $\lambda_i = 1, \varphi_i = 1, \eta_i = 1$ и $\beta'_* = 1$. Осредненная площадь живого сечения $\overline{\omega}$, строго говоря, есть отношение объема воды на участке к площади зеркала воды, а $\overline{h}_{ср}$ — отношение $\overline{\omega}$ к средней ширине $\overline{B}$. Последняя величина представляет собой отношение площади зеркала воды к длине участка L.

Приближенно можно считать $\overline{\omega} = \frac{1}{N} \sum_1^N \omega_i$ и $\overline{h}_{ср} = \frac{1}{N} \sum_1^N h_{ср i}$.

12.2. Формулы для определения коэффициента Шези речного потока

Трудно перечислить все многочисленные исследования, связанные с разработкой вопроса о формуле для коэффициента Шези. Их очень много. Однако подавляющая часть формул составлена на основе лабораторных экспериментов с напорными потоками (что проще в методическом отношении). Имеется немало формул для коэффициента Дарси λ, которые явились результатом различного алгебраического оформления формул,

составленных на основе одних и тех же исходных опытных данных. Для коэффициента Шези популярна формула Н. Н. Павловского. Уже давно ее стали применять в самых различных случаях, выходя за пределы элементов потока, которые и не предусматривались ее автором. Структура формулы Павловского удобна при решении подавляющего большинства задач, где требуется выразить скорость или расход в функции глубины.

Как это не удивительно, но вот уже на протяжении около четверти века почти не уделяется внимания разработке шкал коэффициентов шероховатости n. Недостаточно используются гидрометрические данные, относящиеся к рекам и каналам, для разработки формул коэффициента C. Но с точки зрения речной гидравлики и гидрометрии, это один из важных вопросов.

В настоящем параграфе рассматриваются только те работы, в которых авторы пользуются натурными гидрометрическими данными.

Логарифмические формулы для коэффициента Шези. Как известно, гипотезы турбулентности для квадратичной области сопротивления позволяют формулу для коэффициента Дарси λ привести к виду

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=\frac{1}{k\sqrt{8}}\ln\frac{aR}{\Delta},$$

или

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=\frac{2{,}3}{k\sqrt{8}}\lg\frac{aR}{\Delta}. \qquad (12.14)$$

Специфика шероховатости стенок учитывается величиной $\frac{a}{\Delta}$, где с помощью Δ отражается абсолютная шероховатость, а величиной a — форма шероховатости.

Учитывая, что из формулы (2.40) $\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=\frac{C}{\sqrt{8g}}$, формулу (12.14) запишем в виде

$$C=\frac{2{,}3\sqrt{g}}{k}\lg\frac{aR}{\Delta}. \qquad (12.15)$$

Считая надежными существующие шкалы коэффициентов шероховатости n, И. И. Агроскин предложил ввести в эту формулу коэффициент шероховатости n следующим образом.

Если обозначить $\lg\frac{a}{\Delta}=k_{гл}$ (параметр гладкости русла), формула (12.15) принимает вид

$$C=\frac{2{,}3\sqrt{g}\,k_{гл}}{k}+\frac{2{,}3\sqrt{g}}{k}\lg R. \qquad (12.16)$$

Далее подставляя $R=1$ м в эту формулу и в формулу Павловского $C=\frac{1}{n}R^y$, получим

$$\frac{2{,}3\sqrt{g}k_{\text{гл}}}{k}=\frac{1}{n},$$

следовательно, можно написать

$$C=\frac{1}{n}+\frac{2{,}3\sqrt{g}}{k}\lg R.$$

Считая $k\approx 0{,}4$ постоянной величиной, И. И. Агроскин в 1949 г. предложил формулу

$$C=\frac{1}{n}+17{,}7\lg R, \qquad (12.17)$$

которая была им рекомендована для расчета равномерного движения воды в каналах. Вопрос о применении этой формулы к речному потоку не ставился. В свете того, что теперь уже известно о параметре профиля скоростей k (§ 2.3), число перед $\lg R$ в формуле (12.17) должно иметь смысл переменной величины.

Исходя из переменного значения k В. Ф. Талмаза [174] в 1964 г. предложил формулу

$$C=\frac{1}{n}+(21-100n)\lg h_{\text{ср}}. \qquad (12.18)$$

Поскольку при выводе этой формулы использовались результаты определения k главным образом для рек и каналов, то вполне возможна постановка вопроса о распространении логарифмических формул для C и на речные потоки.

В 1965 г. сделана еще одна попытка [5] уточнить формулу (12.17), приведя ее к следующему виду:

$$C=\frac{1}{n}+(27{,}5-300n)\lg R. \qquad (12.19)$$

Структура этой формулы такая же, как и формулы (12.18), однако путь ее получения был другим. И. И. Агроскин и Д. В. Штеренлихт [5] формулу (12.17) записали в виде

$$C=A+B\lg R$$

и подсчитали коэффициенты A и B, исходя исключительно из данных Н. Н. Павловского.

Методика вычислений была следующей. В соответствии с указанием Павловского о границах, в пределах которых он обрабатывал опытные данные, значения C для каждого

коэффициента шероховатости ($0{,}017 \leqslant n \leqslant 0{,}035$) были разбиты на группы:

$$0{,}1 \leqslant R \leqslant 0{,}3 \text{ м};$$

$$0{,}3 \leqslant R \leqslant 1{,}0 \text{ м};$$

$$1{,}0 \leqslant R \leqslant 3{,}0 \text{ м}.$$

Всего таких групп было 18.

Считая, что полная формула Павловского обобщает обширные опытные данные, для каждой группы принимался ряд значений коэффициента C по формуле Павловского. Далее, попарно решая на электронной вычислительной машине все возможные системы уравнений с двумя неизвестными, найдены параметры A и B (табл. 12.1).

Таблица 12.1

Значения A и B в формуле ($C = A + B \lg R$) в зависимости от n

n	$\frac{1}{n}$	A	B	n	$\frac{1}{n}$	A	B
0,017	58,8	59,5	23,1	0,0275	36,4	36,0	19,3
0,020	50,0	49,6	20,8	0,030	33,3	33,1	18,3
0,025	40,0	39,7	19,7	0,035	28,4	28,3	17,1

Видно, что $A = \frac{1}{n}$. Для B составлено уравнение $B = 27{,}5 - 300\,n$. Изменчивость B объясняется непостоянством k. Оказалось, что опытным данным Павловского соответствуют значения k, изменяющиеся от 0,309 до 0,428.

Таким образом, на основании анализа данных Павловского можно сделать следующие выводы.

Косвенно подтверждено непостоянство параметра k, что, как известно, было впервые обнаружено непосредственно автором монографии [51].

Формула Павловского с переменным показателем y является прогрессивной, так как ее структурой предусматривается переменность параметра k. Ее недостаток в том, что она учитывает весьма малый диапазон значений k. Разница в величинах B в формулах (12.18) и (12.19) существенная, в особенности при больших значениях n. Как и следовало ожидать, формулой (12.18) предусматривается больший диапазон n (до 0,21), чем формулой (12.19) (до 0,091).

Выведем теперь логарифмическую формулу C с учетом формул (2.83) и (3.19), предусматривающих изменение k, а следо-

вательно, и n в широких пределах. Подставляя в выражение (12.16) $k=\frac{\sqrt{g}}{C_*}$, получаем

$$C=2{,}3C_*k_{гл}+2{,}3C_*\lg R. \tag{12.20}$$

При $R=1$ м $C=2{,}3C_*k_{гл}$. Поэтому

$$k_{гл}=\frac{1}{2{,}3C_*n}. \tag{12.21}$$

Так как $C_*=C_*(C)$, то, строго говоря, пересчет шкалы n на шкалу $k_{гл}$ осложняется тем, что связь между n и $k_{гл}$ оказывается зависящей от C.

Учитывая выражения (12.21) и (3.19), формулу (12.20) запишем в виде

$$C=\frac{1}{n}+2{,}3\,\frac{\sqrt{g}+C}{2{,}3+0{,}3\frac{C}{\sqrt{g}}}\lg R,$$

или

$$C=\frac{1}{n}+\frac{\sqrt{g}+C}{1+0{,}13\frac{C}{\sqrt{g}}}\lg R. \tag{12.22}$$

После преобразований это уравнение запишем так:

$$C=\frac{\frac{1}{n}+\sqrt{g}\lg R}{1-\lg R+\frac{0{,}13}{\sqrt{g}}\left(C-\frac{1}{n}\right)}.$$

Решим это квадратное уравнение относительно C, для чего запишем его в виде

$$C^2+\left(\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}\lg R-\frac{1}{n}\right)C-\left(\frac{\sqrt{g}}{0{,}13n}+\frac{g\lg R}{0{,}13}\right)=0.$$

Так как коэффициент C — величина существенно положительная, то при решении последнего уравнения необходимо перед квадратным корнем поставить знак плюс. В результате получим [75]

$$C=\frac{1}{2}\left[\frac{1}{n}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}(1-\lg R)\right]+$$

$$+\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{1}{n}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}(1-\lg R)\right]^2+\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}\left(\frac{1}{n}+\sqrt{g}\lg R\right)}. \tag{12.23}$$

Ввиду сложного вида этой формулы необходимо пользоваться табл. 12.2 для определения C в зависимости от n и R. Достоинство формулы (12.23) состоит в том, что она может применяться при любых значениях n и R. Формула (12.23) справедлива и для речных потоков, при этом можно принять $R \approx h_{ср}$.

Таблица 12.2

Коэффициенты Шези C по формуле Г. В. Железнякова (12.23)

R ($h_{ср}$)$_м$	n									
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,040	0,050	0,080	0,10	0,20
0,1	80,7	49,2	34,5	26,0	20,5	14,1	10,5	5,47	3,92	1,01
0,2	86,3	54,3	38,7	29,7	23,8	16,8	12,7	7,00	5,20	1,79
0,3	89,7	57,3	41,4	32,1	26,0	18,6	14,3	8,09	6,13	2,37
0,4	92,1	59,5	43,4	33,9	27,6	20,0	15,5	8,98	6,89	2,86
0,5	94,0	61,2	44,9	35,3	28,9	21,1	16,5	9,73	7,54	3,29
0,6	95,6	62,6	46,2	36,5	30,0	22,7	17,4	10,4	8,12	3,68
0,7	96,9	63,8	47,4	37,6	31,0	22,9	18,1	11,0	8,65	4,04
0,8	98,0	64,9	48,3	38,4	31,8	23,7	18,8	11,5	9,13	4,38
0,9	99,1	65,8	49,2	39,3	32,6	24,4	19,4	12,0	9,58	4,69
1,0	100	66,7	50,0	40,0	33,3	25,0	20,0	12,5	10,0	5,00
1,2	102	68,2	51,4	41,3	34,5	26,1	21,0	13,3	10,8	5,56
1,4	103	69,4	52,6	42,4	35,6	27,1	21,9	14,1	11,4	6,07
1,6	104	70,5	53,6	43,4	36,5	27,9	22,7	14,8	12,1	6,55
1,8	105	71,5	54,5	44,3	37,4	28,7	23,4	15,4	12,6	7,00
2,0	106	72,4	55,4	45,1	38,1	29,4	24,1	16,0	13,2	7,43
2,5	108	74,3	57,1	46,8	39,8	31,0	25,6	17,2	14,4	8,41
3,0	110	75,8	58,6	48,2	41,1	32,2	26,8	18,3	15,4	9,28
3,5	111	77,1	59,9	49,4	42,3	33,3	27,8	19,3	16,3	10,1
4,0	112	78,3	61,0	50,5	43,3	34,3	28,8	20,2	17,1	10,8
4,5	113	79,3	61,9	51,4	44,2	35,2	29,6	20,9	17,9	11,5
5,0	114	80,2	62,8	52,2	45,1	36,0	30,4	21,6	18,6	12,1
5,5	115	81,0	63,6	53,0	45,8	36,7	31,1	22,3	19,2	12,7
6,0	116	81,8	64,4	53,7	46,5	37,4	31,7	22,9	19,8	13,2
6,5	117	82,5	65,0	54,4	47,2	38,0	32,3	23,5	20,4	13,8
7,0	117	83,1	65,6	55,0	47,8	38,6	32,9	24,0	21,0	14,2
7,5	118	83,7	66,2	55,6	48,3	39,1	33,4	24,5	21,4	14,7
8,0	119	84,3	66,8	56,1	48,8	39,6	33,9	25,0	21,0	15,2
8,5	119	84,8	67,3	56,6	49,4	40,1	34,4	25,4	22,3	15,6
9,0	120	85,4	67,8	57,1	49,8	40,6	34,8	25,9	22,7	16,0
9,5	120	85,8	68,3	57,6	50,3	41,0	35,3	26,3	23,1	16,4
10,0	121	86,3	68,7	58,0	50,7	41,4	35,7	26,7	23,5	16,8
11	122	87,1	69,5	58,8	51,5	42,2	36,4	27,4	24,2	17,5
12	122	87,9	70,3	59,5	52,2	42,9	37,2	28,1	24,9	18,1
13	123	88,6	71,0	60,2	52,9	43,6	37,8	28,7	25,5	18,7
14	124	89,3	71,6	60,9	53,5	44,2	38,4	29,3	26,1	19,3
15	124	89,9	72,2	61,5	54,1	44,8	39,0	29,9	26,7	19,8
16	125	90,5	72,8	62,0	54,6	45,3	39,5	30,4	27,2	20,4
17	126	91,0	73,3	62,5	55,2	45,8	40,0	30,9	27,7	20,8
18	126	91,6	73,8	63,0	55,7	46,3	40,5	31,4	28,2	21,3
19	126	92,0	74,3	63,5	56,1	46,8	40,9	31,8	28,6	21,8
20	127	92,5	74,8	64,0	56,6	47,2	41,4	32,2	29,0	22,2

Показатель степени в обобщенной формуле Н. Н. Павловского. Для всего потока эта формула записывается в виде

$$C=\frac{1}{n}R^{y}, \tag{12.24}$$

где y — переменный показатель степени, равный

$$y=2{,}5\sqrt{n}-0{,}13-0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0{,}10). \tag{12.25}$$

Свою формулу Н. Н. Павловский не распространял на водотоки с гидравлическими радиусами $R>3$ м, однако считал возможным экстраполяцию C за пределы использованного экспериментального материала при R до 5 м [137].

Формулы (12.24) и (12.25) часто применяют и при больших гидравлических радиусах и коэффициентах шероховатости, которые не были предусмотрены ее автором [137]. Вследствие этого в гидравлических расчетах каналов (в особенности больших) и пропускной способности речных русел возможны грубые ошибки.

Выражение (12.25) для определения показателя y дает принципиально разный характер его изменения в зависимости от R. Так, при коэффициенте шероховатости $n=0{,}01$ оказывается, что y не зависит от гидравлического радиуса и, следовательно, коэффициент C зависит от R в степени 0,12. При больших значениях R величина y может иметь отрицательные значения. Структура формулы (12.25) обусловливает пересечение всех кривых $y(R)$ в одной точке, координаты которой равны $R=11{,}1$ м, $y=0{,}12$, поэтому вблизи этой точки показатель y практически не зависит от коэффициента шероховатости n, однако при $y=0$ $R^{y}=1$ м и коэффициент C зависит только от n.

Все это свидетельствует о том, что формулу (12.25) нельзя распространять на большие значения R и n. Отметим, что гидравлические расчеты больших каналов приобретают актуальность в связи с проектированием межбассейновых переброс речного стока.

Большой диапазон изменения значений y даже в пределах гидравлических радиусов, на которые Н. Н. Павловский распространил свою формулу, свидетельствует также о нежелательности принятия какого-либо постоянного значения y. Поэтому формулу Р. Маннинга, в которой принято $y=1/6$, надо считать лишь первым приближением решения задачи.

Уже ранее было подмечено [37], что при некоторых значениях R и n, формула (12.24) с показателем по формуле (12.25) после некоторых предельных значений R и n дает уменьшение C с возрастанием R, что не соответствует действительности. Такой характер связи C с R объясняется тем, что при больших R и n формула (12.25) дает отрицательные значения показателя y. Математически возможную область экстраполяций

значений C по формулам (12.24) и (12.25) получим из условия $dC/dR=0$ (это, конечно, не снимает вопроса о достоверности значений y в этой области). Откуда с учетом (12.24) и (12.25)

$$n'=\left[\frac{0{,}13-0{,}038\,(2+\ln R')\sqrt{R'}}{2{,}5-0{,}38\,(2+\ln R')\sqrt{R'}}\right]^2,$$

где n' и R' — координаты точек на кривых $C=C(R)$ (при заданных n), при которых C принимает наибольшее значение [92].

При $R>R'$ C убывает с увеличением R.

Выведем формулу для показателя y, свободную от указанных выше недостатков.

Приравнивая правые части уравнений (12.23) и (12.24) и решая равенство относительно y, получим

$$y=\frac{1}{\lg R}\lg\left\{\left[\frac{1}{2}-\frac{n\sqrt{g}}{0{,}26}(1-\lg R)\right]+\right.$$

$$\left.+n\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{1}{n}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}(1-\lg R)\right]^2+\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}\left(\frac{1}{n}+\sqrt{g}\lg R\right)}\right\}. \tag{12.26}$$

Очевидно, это выражение позволяет рассчитывать величины y, а следовательно, и C по формуле (12.24) при любых значениях n и R. Это дает возможность более точно делать различные гидрологические и гидравлические расчеты.

Как показали обстоятельные исследования А. М. Латышенкова [105], формула (12.23), а следовательно, и формула (12.26) дают хорошие совпадения с вычисленными по натурным данным величинами C для различных значений $h_{ср}$, которые при этом изменялись от 4 до 16 м. Были использованы гидрометрические данные, относящиеся к различным участкам рек: Волга, Западная Двина, Ангара, Енисей, Витим. При этом коэффициент Шези изменялся от 30 до 60 $м^{0,5}/с$. Однако надо иметь в виду, что формула (12.23) проверена и другим путем, не требующим использования шкалы коэффициентов шероховатости. Напомним, что при ее выводе была принята за основу логарифмическая формула для C в общем виде. Параметры же ее были найдены с использованием зависимости $k=k(C^*)$, предложенной в работах [207, 71]. Позднее эта зависимость нашла подтверждение [89] по многочисленным данным в весьма широком диапазоне коэффициента Шези — до 100 $м^{0,5}/с$ и больше. Следовательно, подтверждены и числовые коэффициенты формулы (12.23), а следовательно, и (12.26).

Используя одну теоретическую формулу (12.26), которая справедлива во всех диапазонах глубин потока, сохраняется вид расчетной зависимости для определения коэффициента Шези (12.24). Однако ввиду сложности расчета величин y по формуле (12.26) целесообразно пользоваться табл. 12.3.

Таблица 12.3

Значения показателя y по формуле (12.26)

$R(h)$ м	n						
	0,10	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,1	0,093	0,130	0,161	0,187	0,210	0,230	0,248
0,2	0,091	0,127	0,158	0,185	0,208	0,229	0,247
0,3	0,090	0,126	0,156	0,183	0,206	0,227	0,246
0,4	0,089	0,124	0,155	0,181	0,205	0,226	0,245
0,5	0,089	0,124	0,154	0,180	0,204	0,225	0,244
0,7	0,088	0,122	0,152	0,178	0,202	0,223	0,242
0,9	0,087	0,121	0,151	0,177	0,200	0,221	0,241
1,2	0,086	0,120	0,149	0,175	0,198	0,219	0,238
1,6	0,086	0,119	0,148	0,173	0,196	0,217	0,236
2,0	0,085	0,118	0,146	0,172	0,194	0,215	0,234
3,0	0,084	0,116	0,144	0,169	0,191	0,212	0,231
4,0	0,084	0,115	0,143	0,167	0,189	0,209	0,228
5,0	0,083	0,114	0,141	0,166	0,187	0,207	0,226
6,0	0,083	0,114	0,140	0,164	0,186	0,206	0,224
7,0	0,082	0,113	0,140	0,163	0,185	0,204	0,222
8,0	0,082	0,112	0,139	0,162	0,184	0,203	0,221
9,0	0,082	0,112	0,138	0,162	0,183	0,202	0,220
10,0	0,081	0,112	0,138	0,161	0,182	0,201	0,219
12,0	0,081	0,111	0,137	0,160	0,180	0,199	0,217
14,0	0,081	0,110	0,136	0,159	0,179	0,198	0,215
16,0	0,080	0,110	0,135	0,158	0,178	0,197	0,214
17,0	0,080	0,109	0,134	0,157	0,177	0,196	0,213
20,0	0,080	0,109	0,134	0,156	0,176	0,195	0,212

$R(h)$ м	n						
	0,045	0,050	0,08	0,10	0,13	0,16	0,20
0,1	0,264	0,280	0,358	0,406	0,479	0,560	0,691
0,2	0,264	0,280	0,360	0,406	0,472	0,540	0,636
0,3	0,264	0,280	0,360	0,406	0,469	0,532	0,617
0,4	0,263	0,279	0,360	0,405	0,468	0,528	0,607
0,5	0,262	0,278	0,360	0,405	0,467	0,525	0,601
0,7	0,260	0,277	0,359	0,404	0,465	0,521	0,592
0,9	0,258	0,275	0,358	0,404	0,464	0,519	0,587
1,2	0,256	0,273	0,356	0,402	0,462	0,516	0,581
1,6	0,254	0,271	0,354	0,400	0,459	0,512	0,576
2,0	0,252	0,269	0,352	0,398	0,457	0,509	0,572
3,0	0,248	0,265	0,348	0,393	0,451	0,502	0,562
4,0	0,246	0,262	0,344	0,388	0,446	0,496	0,555
5,0	0,248	0,259	0,340	0,384	0,441	0,491	0,548
6,0	0,241	0,257	0,338	0,381	0,437	0,486	0,542
7,0	0,239	0,255	0,335	0,378	0,434	0,482	0,537
8,0	0,238	0,254	0,333	0,375	0,430	0,478	0,532
9,0	0,237	0,252	0,330	0,373	0,427	0,474	0,528
10,0	0,235	0,251	0,329	0,371	0,424	0,471	0,524
12,0	0,233	0,249	0,325	0,367	0,420	0,465	0,517
14,0	0,232	0,247	0,322	0,363	0,415	0,460	0,511
16,0	0,230	0,245	0,320	0,360	0,412	0,455	0,505
17,0	0,228	0,243	0,318	0,337	0,408	0,451	0,501
20,0	0,222	0,242	0,316	0,355	0,405	0,448	0,497

В практическом отношении удобной формулой является (12.24), но с показателем y, определяемым по изложенному способу. Разница в показателях y по формулам (12.25) и (12.26) существенная [92].

В приведенной таблице для определения показателя y по формуле (12.26) есть несколько значений $y>0{,}5$, что свидетельствует о возможности появления такой области движения, в которой средняя скорость пропорциональна средней глубине в степени, немного большей единицы. Вопрос этот не исследован, но есть некоторые основания предполагать, что такая область может существовать [92]. Отчасти это подтверждается тем, что величина $K_1^* \approx \frac{6\beta_*}{C}$ (см. формулу (9.5)) при малых значениях C (например, $C=10$ м^{0,5}/с) больше 0,5.

Формулы для коэффициента Шези равнинных рек. Уже на протяжении длительного времени поднимается вопрос о возможности составления для речных потоков формулы для C, не содержащей коэффициента шероховатости. Такая постановка вопроса вполне уместна, так как при взаимодействии потока и деформируемого русла абсолютная шероховатость дна перестает быть параметром, не зависящим от гидравлических элементов потока.

Р. А. Шестакова [184] проанализировала гидрометрические данные для рек в целях составления формулы для C. Во многих работах по речной гидравлике в качестве абсолютной шероховатости принимается средний диаметр донных отложений (фракций) d. Заметим, что Шестаковой для равнинных рек не удалось обнаружить влияние d на C, что, по-видимому, объясняется не только недостаточной точностью исходных данных. На основе ее работы, пожалуй, скорее можно сделать вывод о возможности составления формулы для C без коэффициента шероховатости. Эта задача, конечно, сложна, и рассмотреть ее в отрыве от учета формы движения донных наносов нельзя. Фактически в речном потоке надо иметь дело с двумя типами шероховатостей: 1) микрошероховатостью (крупностью фракций), 2) макрошероховатостью (песчаными волнами).

Р. А. Шестакова подтвердила для рек зависимость C от уклона поверхности воды I, подмеченную ранее А. А. Труфановым. Предложенные ею формулы имеют следующий вид (C м^{0,5}/с):

при $B>100$ м

$$C=18{,}5I^{-0{,}10}, \qquad (12.27)$$

при $B<100$ м

$$C=22I^{-0{,}07}, \qquad (12.28)$$

при $B<50$ м

$$C=7{,}21I^{-0{,}25}. \qquad (12.29)$$

Следовательно, чем больше уклон I, тем меньше коэффициент C.

Формула для коэффициента Шези горных рек. Сравнительно детальной, основанной на гидрометрических данных по горным рекам, является работа Л. А. Морозова [120], выполненная при консультации И. Ф. Бурлая. Использованные им данные по рекам Кавказа и Средней Азии охарактеризованы в табл. 12.4.

Таблица 12.4

Пределы изменения гидравлических элементов горных рек, данные по которым использованы для составления формулы коэффициента Шези

Предел	$h_{ср}$ м	$I^0/_{00}$	v м/с	Q м³/с
Нижний	0,17	1	0,22	2,32
Верхний	3,00	15	3,40	680

Видно, что гидравлические элементы потока изменялись в больших пределах. При первоначальной обработке гидрометрических материалов были подсчитаны C и построены графики $C=C(Q)$. Обнаружилось, что на этих графиках имеется точка пе-

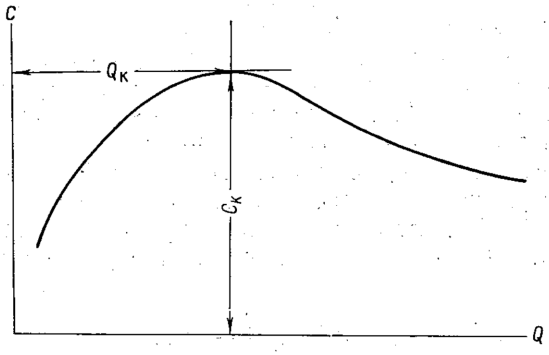


Рис. 12.1. Схематический график изменения коэффициента Шези C в зависимости от расхода воды.

региба, которой соответствует наибольшее значение $C_к$ (рис. 12.1) (а следовательно, наименьшее значение коэффициента шероховатости $n_к$) и расход $Q_к$. Эта важная особенность изменения $C_к$ в зависимости от Q рассматривалась и другими авторами.

На рис. 12.1 можно выделить две области гидравлических сопротивлений:

1) при $Q<Q_к$ C возрастает с увеличением Q;
2) при $Q>Q_к$ C убывает с увеличением Q.

Переход из одной области в другую связывается с началом движения донных наносов [96]. Если бы это подтвердилось, то это было бы весьма важным постулатом, позволяющим косвенно определять начало движения наносов таким простейшим гидравлическим способом.

Исследования Н. И. Зудиной [97] по материалам для рек предгорной зоны Узбекистана подтвердили такой характер зависимости коэффициента C от наполнения русла при $2{,}6 < \frac{h_{ср}}{d} < 14{,}0$, где d — средний диаметр русловых отложений. При этом рассматривались зависимости $C = C(h_{ср})$. Однако следует иметь в виду, что в данном случае ко второй области сопротивления относились и водотоки, характеризующиеся отсутствием связи между C и $h_{ср}$. Были подсчитаны средние скорости потока $v_к = \frac{Q_к}{\omega_к}$, соответствующие смене областей гидравлических сопротивлений, и сопоставлены с рассчитанными размывающими скоростями. На основании этого сделан вывод, что переход первой области сопротивления во вторую обусловлен началом транспорта донных наносов. Сделана попытка установить зависимость $v_к$ от относительной гладкости $h_{ср.к}/d$, где $h_{ср.к}$ — средняя глубина при расходе $Q_к$. В результате отмечено убывание $v_к$ с увеличением $h_{ср.к}/d$. При этом $v_к$ изменялось от 1,2 до 2,8 м/с.

Полагаем, что полную ясность в этот вопрос могут внести точные гидравлические эксперименты в лабораторных условиях.

По данным Л. А. Морозова, $Q_к$ лежит в пределах 80—120 м³/с, соответствующая скорость — 1,8—2,4 м/с. Во всяком случае построенные кривые функции $C = C(Q)$ дали возможность классифицировать исходные гидрометрические данные по величине $Q/Q_к$. В дальнейшем рассматривается область сопротивлений при $Q > Q_к$. Для этой области было получено уравнение

$$C = 25\left(\lg\frac{1}{\tau} - 1\right), \qquad (12.30)$$

где $\tau = \gamma h_{ср} I$ — касательное напряжение.

При этом допущено равенство удельных весов чистой воды и воды с наносами, т. е. гидросмеси. Как видим, эта первоначальная формула не содержит характеристик шероховатости дна потока. Средняя ошибка C по этой формуле оказалась равной 10%, наибольшее отклонение 40%.

Далее автор попытался учесть влияние на C среднего размера (диаметра d) фракций донных отложений. Не имея достаточных данных, задача решалась косвенным путем на основе уравнения, по И. В. Егиазарову,

$$\tau_к = f_0(\gamma_н - \gamma)d, \qquad (12.31)$$

где $\tau_к$ — касательное напряжение при $Q_к$; f_0 — коэффициент сопротивления подвижного русла (в условиях трогания); $\gamma_н$ — удельный вес наносов.

Считая $f_0=0{,}06$ и $\gamma_н=2{,}65$ т/м³, формула (12.31) принимает вид

$$\tau_к=0{,}10d. \qquad (12.32)$$

Откуда были найдены d, изменяющиеся от 0,018 до 0,182 м, т. е. крупность донных отложений была значительной. Соответ-

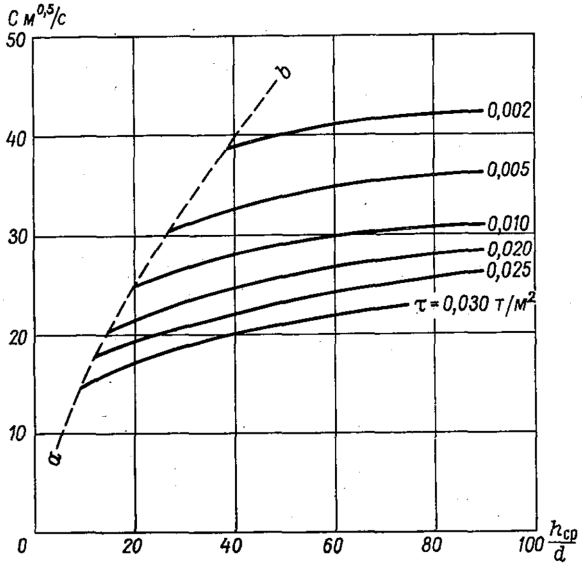


Рис. 12.2. Зависимость коэффициента Шези C от τ и $\frac{h_{ср}}{d}$ по формуле (12.33).

ственно относительная гладкость $h_{ср}/d$ изменялась от 10 до 97. В результате предложена формула

$$C=11\lg\frac{h_{ср}}{d}+16\lg\frac{1}{\tau}-22, \qquad (12.33)$$

справедливая при τ от 0,0018 до 0,034 т/м². Средняя ошибка оказалась равной 5%, наибольшая ошибка 16%.

Таким образом, учет шероховатости в условиях крупных фракций донных отложений, находящихся в состоянии транспорта, оказался необходимым. На рис. 12.2 приведен график, составленный по формуле (12.33). Кривая $a-b$ ограничивает область его применения. Уравнение этой кривой имеет вид

$$C=2{,}6\left(\frac{h_{ср}}{d}\right)^{3/4}. \qquad (12.34)$$

Формула (12.33) относится только к области, расположенной правее этой кривой. Недостатком формулы (12.33) является то, что входящий в нее средний диаметр донных отложений найден косвенным путем. Достоинство формулы в том, что в нее не входит коэффициент шероховатости, определяемый по таблицам приближенно, поскольку приходится использовать качественные характеристики русла.

Изложенное показывает, что на речных гидрологических станциях следует больше уделять внимания изучению донных отложений.

Формула для коэффициента Шези порожистых рек. В результате обработки лабораторных и натурных данных по ряду порожистых рек Восточной Сибири А. Л. Радюк [146, 152] определил параметры в степенной формуле для коэффициента C

$$C=C_0\left(\frac{h_{ср}}{\Delta}\right)^{m_0}. \qquad (12.35)$$

Значения C_0 и m_0 даны в табл. 12.5 в зависимости от относительной гладкости русла $\frac{h_{ср}}{\Delta}$.

Таблица 12.5

Значения C_0 и m_0

Пределы $\frac{h_{ср}}{\Delta}$	C_0 м^{0,5}/с	m_0
$1<\frac{h_{ср}}{\Delta}\leqslant 5$	12,9	0,50
$5<\frac{h_{ср}}{\Delta}\leqslant 25$	16,6	0,25
$25<\frac{h_{ср}}{\Delta}\leqslant 250$	22,2	0,17
$250<\frac{h_{ср}}{\Delta}<700$	34,4	0,10

На участках, где шероховатость русла может быть схематизирована как приблизительно однородная по составу с плотным расположением выступов шероховатости, $\Delta\approx(0{,}58\div0{,}72)\,d$, где d — средний размер камней, находящихся в затопленном состоянии.

Заканчивая рассмотрение вопроса о способах определения коэффициента Шези, отметим, что изучению этого коэффициента уделяется большое внимание в гидравлике и в настоящее время.

Публикуются различные предложения по данному вопросу, которые часто не поддаются обобщению. Основная причина такого положения состоит в том, что пока не представляется возможным отказаться в гидравлических расчетах от использования условной характеристики шероховатости, называемой коэффициентом шероховатости n. Это объясняется тем, что таблицы (шкалы) коэффициентов n разработаны детальнее, чем $\frac{\Delta}{h}$. И все же существующие таблицы коэффициентов n имеют недостатки. При определении n мало используются имеющиеся многочисленные гидрометрические данные, относящиеся к рекам и каналам. Методика определения n не является безупречной. В § 8.4 отмечено, что неучет формы живого сечения потока в подсчетах n может привести к занижению n. На участках реки, где изменяется поле скоростей и форма живого сечения по длине потока, при вычислении n следует исходить из уравнения неравномерного движения.

Расчету коэффициента шероховатости по натурным данным предшествует вычисление коэффициента Шези C. Имеет существенное значение методика его вычисления. В общем случае следует исходить из уравнения (12.2). Вычисленное C по этому уравнению будет отличаться от C, подсчитанного по выражению $\frac{v}{\sqrt{h_{ср}I}}$. Этот вопрос детально исследовал Д. Е. Скородумов [164]. Член уравнения (12.2) $\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}$ ввиду малости не учитывался. За основу принято уравнение (в конечных разностях) движения потока в открытом русле с переменным расходом, что отличает его от уравнения (12.3). По натурным данным определено изменение коэффициентов Шези, подсчитанных двумя указанными способами, причем обнаружена существенная разница между ними. Рассмотрено изменение коэффициентов Шези при выходе потока на пойму.

В качестве первого этапа исследования можно было бы создать шкалы эквивалентных относительных шероховатостей при условии предварительного обоснования вида формулы для C (или λ) с учетом сложных условий движения речных потоков. Изучение связи коэффициента n с относительной гладкостью (величина, обратная относительной шероховатости) принадлежит Н. Н. Федорову [177]. Показано, что связь между n и h/Δ осложнена еще влиянием глубины потока. Имеются работы и других авторов, рассматривающих связь коэффициента n с относительной шероховатостью русла [173]. Однако шкалы коэффициентов n пока считаются основными.

Обзор и анализ исследований гидравлических сопротивлений в сложных случаях движения приведен в монографии Ю. А. Ибад-Заде [99], а также в работах [98, 135 и др.].

Попытки создания шкалы эквивалентных шероховатостей для рек и каналов с размываемым руслом на основе известных формул для коэффициента Дарси λ, полученных для труб при однородной зернистой шероховатости, не имеют перспективы. Вопрос о выборе расчетной величины абсолютной шероховатости в настоящее время активно обсуждается. Сошлемся на статью В. И. Полтавцева и В. А. Соколовой [143], в которой рассмотрено состояние данного вопроса и отмечены недостатки способа определения эквивалентной шероховатости. Справедливо отмечено, что должна быть создана комплексная характеристика шероховатости, учитывающая высоту выступов шероховатости, их форму и размещение на поверхности. Введение в формулы (при их разработке) физически реальных шероховатостей (не эквивалентных) могло бы, по нашему мнению, продвинуть вперед решение вопроса о гидравлических сопротивлениях. При этом возникает вопрос, какую принять высоту выступа шероховатости Δ за расчетную Δ_p при различной их высоте и форме и неравномерном (произвольном) расположении выступов на основном дне потока. Представляется целесообразным решать эту задачу на статистической основе. Предположим, что построена интегральная кривая распределения высот Δ. Путем предварительных экспериментальных исследований, по-видимому, может быть решен вопрос о том, какой обеспеченности высоты выступа шероховатости p соответствует гидравлическое дно потока. Пусть в этом случае высота $\Delta=\Delta_p$. Пересечение плоскости гидравлического дна с выступами шероховатости неправильной формы (на высоте Δ_p) образует плоскость F_p. Отношение F_p/F (где F — вся плоскость основного дна) характеризует относительную густоту расположения выступов шероховатости на уровне Δ_p. За параметр физически реальной шероховатости можно принять $\Delta_p \frac{F_p}{F}$. Это пока только теоретическая постановка вопроса, поскольку требуется еще решить задачу об измерении этого параметра.

В статье [114] обращено внимание на то, что на гидравлические сопротивления влияет не только среднее значение высот выступа шероховатости, но и их дисперсия. Авторы статьи [116] отмечают весьма сложный характер течения у шероховатых поверхностей. Формы и расстояния между выступами шероховатости значительно влияют на коэффициент гидравлического трения. При близком расположении выступов шероховатости сказывается эффект их взаимного экранирования.

Чрезмерное увлечение использованием эквивалентных шероховатостей, подсчитанных обратным путем по одной формуле для λ, при использовании опытных данных разных авторов может создать впечатление хорошего подтверждения предлагаемых обобщающих формул. Окончательный переход на использо-

вание относительной шероховатости $\frac{\Delta}{h}$ вместо n был бы вполне логичным этапом в развитии гидравлики. Но для этого необходимо создать формулу для C применительно к речному потоку и каналам, содержащую комплексную характеристику физически реальной относительной шероховатости.

12.3. Экстраполяция зависимости уровней от расходов воды

Основные способы экстраполяции зависимости уровней от расходов воды изложены в работах [85, 163 и др.].

Как известно, способы экстраполяции $Q=Q(H)$ отличаются друг от друга главным образом видом функции гидравлических элементов потока, с помощью которой удается линеаризировать связь между уровнем воды (или глубиной) и этой функцией. Обозначим эту функцию через $F(H)$ или через $F(h_{ср})$. Построение и экстраполяция кривых расходов воды гидравлическими способами существенно облегчается при наличии уклонов поверхности воды, измеренных с необходимой точностью.

Заслуживает большого внимания предложение В. Г. Глушкова, основанное на гидравлической аналогии, но работ, посвященных этому способу, крайне мало [127]. Есть несколько статей М. П. Сасорова [160 и др.], в которых рассматривается возможность использования для экстраполяции связи между средней скоростью потока v и средней глубиной $h_{ср}$. При этом делается акцент на линейность функции $v=v(h_{ср})$ для речного потока. Против такого подхода решения данной задачи возражает автор статьи [185].

Большая работа проделана Р. А. Шестаковой [184], в которой она фактически подтвердила применимость способа экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Фруда, который был предложен Г. В. Железняковым в 1950 г. [51].

В работе [184], в отличие от работы [51], вместо числа $\mathrm{Fr}=\frac{v^2}{gh_{ср}}$ использовалось число $\sqrt{\mathrm{Fr}}$, считая условно ускорение силы тяжести равным единице, поскольку это равносильно изменению на графике масштаба $\sqrt{\mathrm{Fr}}$.

Исследование способа экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Fr выполнено Т. А. Неговской [127].

Можно отметить, что в настоящее время наиболее распространены экстраполяции по способу Дж. Стивенса и по числу $\sqrt{\mathrm{Fr}}$. В связи с этим мы дадим интерпретацию этим способам с учетом изложенного в § 12.1.

Обращаясь к уравнению (12.9), видим, что линеаризующей функцией в способе Дж. Стивенса, развитом М. А. Великановым, должна быть

$$F_1(H)=\beta_*\beta'_*\bar{\omega}\sqrt{\bar{h}_{ср}},$$

а с учетом поправки П. А. Козловского

$$F_2(H)=\beta_*\beta'_*\bar{\omega}\sqrt{\bar{h}_{ср}}\left(1-\frac{\bar{\omega}_0}{\bar{\omega}}\right)^{3/2},$$

где $\bar{\omega}_0$ — площадь сечения потока с нулевыми скоростями.

В способе экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Фруда линеаризирующей функцией, учитывающей неравномерность распределения глубин по ширине и длине потока, может быть

$$F_3(H)=\frac{\beta_*\beta'_*\bar{v}}{\sqrt{g\bar{h}_{ср}}},$$

где $\bar{h}_{ср}$ и $\bar{v}$ — соответственно осредненные значения $h_{ср}$ и v в пределах данного (расчетного) участка реки.

Рассмотрим теперь одно из возможных направлений дальнейших исследований в области гидроморфологии рек и каналов с размываемым руслом с целью построения и экстраполяции $Q=Q(H)$. Оно основано на использовании предложенного в 1950 г. [51] Железняковым параметра потока [63, 78, 86]

$$\frac{Q^2}{gBh_{ср}^4}=c_г. \tag{12.36}$$

При $c_г=1$ формула (12.36) приводится к виду

$$\sqrt{\frac{Q_м}{Q}}=M_г, \tag{12.37}$$

где $M_г=\frac{1}{c_г^{0,25}}$;

$$Q_м=(gB)^{0,5}h_{ср}^2. \tag{12.38}$$

Расход $Q_м$ назовем морфологическим расходом. Эту формулу перепишем в виде

$$Q_м=\frac{(gB)^{0,5}}{B}h_{ср}\omega. \tag{12.39}$$

Поэтому

$$v_м=\left(\frac{g}{B}\right)^{0,5}h_{ср}. \tag{12.40}$$

Эту скорость можно условно назвать морфологической скоростью. Поделив $v_м$ на $v_*=\sqrt{gh_{ср}I}$, получим выражение

для относительной морфологической скорости

$$\frac{v_м}{v_*}=\sqrt{\frac{h_{ср}}{BI}}=\sqrt{\frac{a_B}{I}}.$$

Учитывая, что $Q=vh_{ср}B$, формулу (12.36) запишем в следующем виде:

$$\frac{v^2}{gh_{ср}}\cdot\frac{B}{h_{ср}}=\mathrm{Fr}\frac{B}{h_{ср}}=c_г, \qquad (12.41)$$

откуда следует обратная зависимость между обычным числом Фруда Fr и безразмерным отношением $B/h_{ср}$.

Формулу (12.41) перепишем в виде

$$\frac{(v\Gamma)^2}{g}=c_г, \qquad (12.42)$$

что создает удобства при вычислении $c_г$ при известных v и $\Gamma=\frac{\sqrt{B}}{h_{ср}}$.

Для неразмываемых русел выражение (12.41) можно рассматривать как инвариант подобия, представляющий в данном случае произведение Fr на параметр гидрометрического подобия $B/h_{ср}$. На основе известных исследований В. Г. Глушкова, относящихся к 1924 г. [34], и более поздних работ других авторов, известно, что в размываемых руслах геометрическое подобие нарушается, с чем связано возникновение метода натурального моделирования.

Основы теории этого метода применительно к равнинным рекам сформулированы М. А. Великановым [31]. Отказ от чисто геометрического подобия между лабораторным и натурным потоками привел к созданию метода натурального моделирования. Лабораторная модель реки в этом случае рассматривается как естественный поток очень малых размеров, форма живого сечения которого устанавливается в соответствии с морфологией естественных речных потоков [31].

Поэтому становится очевидным, что при переходе от неразмываемых русел к размываемым инвариант подобия вырождается в критерий динамического подобия, в котором характерным размером потока надо считать $\frac{h_{ср}^2}{B}=\frac{1}{\Gamma^2}$, где Γ — морфологический параметр Глушкова. Это соотношение между шириной и средней глубиной потока В. Г. Глушков [34] назвал «формулой подобия поперечных сечений речных русел». Следовательно, масштаб ширин есть квадрат масштаба глубин. Вместе с тем параметр $c_г$ (и $M_г$) можно рассматривать как обобщенный гидроморфологический параметр потока с размываемым руслом.

Параметр $M_г$, предложенный в работах [51, 78], К. В. Гришанин [39, 40, 41 и др.] считает равным $M_г = \text{const} \approx 0{,}90$ для потоков, формирующих свою относительную шероховатость дна (на устойчивых участках с мелкозернистыми грунтами в донных отложениях). Однако $M_г$, как показывают подсчеты [78, 121 и др.], не является постоянной величиной, поэтому предложение считать $M_г = \text{const}$ должно быть пересмотрено. При $\frac{d_{50}}{h_{ср}} > 10^{-3}$ К. В. Гришаниным подмечено медленное убывание $M_г$ с увеличением $\frac{d_{50}}{h_{ср}}$ [41], что представляет интерес. Для неустойчивых русел значения $M_г$ могут снижаться до 0,25 [121].

Мы полагаем, что решение данного вопроса лежит на пути отыскания связей гидроморфологических параметров с гидравлическими сопротивлениями. Это наводит на мысль о желательности анализа данных по гидроморфологии рек и каналов в общем виде $Q = Q(Q_*, Q_м)$.

Для того чтобы проанализировать данные по гидроморфологии на основе этой функции составим два безразмерных параметра: $Q_м/Q$ — относительный морфологический расход; Q/Q_* — относительный расход воды. Корень квадратный из относительного морфологического расхода и есть параметр $M_г$. Относительный расход численно равен безразмерному коэффициенту Шези или корню квадратному из отношения числа Фруда к уклону поверхности воды, что видно из следующего выражения:

$$\frac{Q}{Q_*} = \frac{v_\omega}{v_{*\omega}} = C^* = \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{Fr}{I}},$$

где $v_* = \sqrt{g h_{ср} I}$ — динамическая скорость потока; C — коэффициент Шези (размерный, $м^{0,5}/с$).

Следовательно, предыдущую функцию с тремя переменными Q, $Q_м$, Q_* можно свести к функции с двумя переменными, а именно $M_г = M_г(C^*)$. Анализ этой функции проведен применительно к большим ирригационным каналам, включая Каракумский канал имени В. И. Ленина. Обнаружено убывание $M_г$ с возрастанием C^* [93, 94]. Откуда сделан вывод: об устойчивости русел рек и каналов надо судить не по отдельному значению $M_г$, как это предлагает К. В. Гришанин, а по зависимости $M_г$ от гидравлических сопротивлений. Тем более что $M_г \pm \Delta M$ (где ΔM — погрешность определения M) не могут в определенной форме характеризовать области неустойчивости русел, свойственные недостаточной (заиление) и повышенной (размыв) транспортирующей способности потока. Неустойчивость русла — это процесс, обусловленный взаимодействием потока и русла, а величина $\Delta M_г$ — результат гидрометрических ошибок и влияния на $M_г$ неучтенных факторов (пока еще неизученных). Во-

прос должен быть поставлен иначе: при каких отклонениях от $M_г$ при динамическом равновесии русла (при данных грунтовых условиях и данном типе руслового процесса) проявляется неустойчивость русла.

Изложенное позволяет применить следующую методику построения и экстраполяции $Q=Q(H)$. Из (12.36) непосредственно следует, что зависимость построения в координатах $h_{ср}^2$ $(gB)^{0,5}$ и Q должна быть линейной. Лучшие результаты могут получиться, если принять координаты $h_{ср}^2\left(\frac{gB}{\alpha}\right)^{0,5}$ и Q, где α — коэффициент Кориолиса, определяемый по одной из формул, приведенных в § 2.5. Следовательно, линеаризующей функцией в данном случае является

$$F_4(H)=h_{ср}^2\left(\frac{gB}{\alpha}\right)^{0,5}.$$

При $\alpha=1$ и $c_г=\text{const}$ вопрос этот рассматривается в работах К. В. Гришанина. Методика построения и экстраполяции $Q=Q(H)$ при переменном $c_г$ осложняется. Не исключено, что лучшие результаты экстраполяции кривой расходов воды для нешироких потоков могут получиться, если в формулу (12.36) вместо $h_{ср}$ подставить гидравлический радиус R, а вместо B — смоченный периметр χ, откуда [40]

$$F_5(H)=R^2\left(\frac{g\chi}{\alpha}\right)^{0,5}.$$

Формулу (12.36) перепишем в виде

$$\frac{(gB)^{0,5}h_{ср}}{Q^{0,5}}=M_г, \tag{12.43}$$

или

$$h_{ср}=M_г\frac{Q^{0,5}}{(gB)^{0,25}}, \tag{12.44}$$

поэтому кривая расходов, если $M_г$ слабо меняется в зависимости от уровня воды H, построенная в координатах $h_{ср}$ и $Q^{0,5}(gB)^{-0,25}$ представляет собой прямую, тангенс угла которой к оси $Q^{0,5}(gB)^{-0,25}$ и есть параметр $M_г$.

При известных средней глубине $h_{ср}$ и расходе Q ширина потока равна

$$B=\frac{Q^2}{gc_г h_{ср}^4}. \tag{12.45}$$

Формулу (12.36) перепишем в виде

$$Q=c_г^{0,5}(gB)^{0,5}h_{ср}^2. \tag{12.46}$$

Приравнивая расходы воды по этой формуле и по формуле (12.4), получаем

$$c_г^{0,5}(gB)^{0,5}h_{ср}^2=\beta_* C\omega\sqrt{h_{ср}I},$$

откуда

$$C=\frac{c_г^{0,5}}{\beta_*}\left(\frac{gh_{ср}}{B}\right)^{0,5}\cdot\frac{1}{\sqrt{I}}=\frac{1}{\beta_*}\sqrt{\frac{gc_г^{\alpha}B}{I}}. \qquad (12.47)$$

Следовательно, подтверждается подмеченное ранее другими авторами убывание C с увеличением I. Однако степень при I, например в формуле Р. А. Шестаковой [184], получилась другой (меньшей, чем 0,5). В этой связи представляет интерес предложение А. Н. Крошкина [103], который в целях сужения амплитуды параметра $M_г$ ввел в его выражение (12.43) в виде произведения некоторую функцию уклона, а именно $I^{-0,015I}$.

В использованных гидрометрических данных уклоны и расходы воды изменялись в широких пределах. Оказалось, что поправка А. Н. Крошкина к параметру $M_г$ сузила его амплитуду. Приходится констатировать, что гидроморфологические зависимости недостаточно используются для решения (конечно, приближенного) гидрометрических задач.

Изложенное показывает, что использование параметра $c_г$ или $M_г$ может повысить точность экстраполяции кривых расходов воды.

Глава 13

Точность определения расходов воды по измеренным местным скоростям и глубинам потока

На разных стадиях водохозяйственного проектирования и строительства требуются гидрологические данные разной подробности и точности. Вместе с тем точность самих гидрологических измерений в большой степени зависит от формы движения жидкости, размеров потока, изменчивости его элементов движения во времени и проч. Следовательно, изучение и использование водных ресурсов должно включать и оценку точности их определения, включая точность самих измерений и точность расчетов.

С научной точки зрения проблема точности гидрологических измерений и расчетов всегда оценивалась как очень актуальная. Трудно представить себе исследователя и инженера, который прежде, чем приступить к анализу явления, не попытался бы оценить точность исходных данных и точность полученных в результате их обобщения выводов. В области речной гидрологии и гидравлики эта задача часто оказывается сложной, и только этим можно объяснить, что и до настоящего времени нет полной ясности в оценке точности ряда методов гидрометрии и получаемых с их помощью гидравлических элементов потока. В смысле постановки проблема точности гидрологических измерений не является новой. В 1928 г. В. Г. Глушков [34] сформулировал основные положения метода определения точности измерения расходов воды больших водотоков. Он считал, что наряду с обычными измерениями расходов воды необходимо проводить опорные измерения (с наивысшей точностью), приурочивая их к устойчивому состоянию реки. Такие измерения

должны позволить выработать наиболее рациональные методы гидрометрических работ. Рациональными методами В. Г. Глушков считал методы, дающие «наивысшую точность результата при наименьшей затрате труда». Эту формулировку желательно уточнить следующим образом: наивысшую необходимую в данных условиях точность результата при наименьшей затрате труда и времени. Наивысшая необходимая точность по существу является практической точностью и ее следует отличать от наивысшей степени точности, с которой могут быть получены результаты измерений. Практическая точность прежде всего сообразуется с особенностями изучаемого водного объекта и целью, с которой производятся измерения элементов объекта. Большое разнообразие в характере изучаемых в гидрологии объектов и большое разнообразие особенностей их использования заставляют предъявлять к точности измерений и расчетов весьма разнообразные требования.

М. А. Великанов, работая более 60 лет в области инженерной гидрологии и гидродинамики, создал оригинальную монографию по ошибкам измерений и эмпирическим зависимостям [33]. Однако в этом труде вопрос конкретно о точности гидрологических измерений и расчетов не рассматривается.

В последние годы развиваются исследования точности методов гидрометрии (например, можно отметить работы Среднеазиатской экспедиции ГГИ (1959—1961 гг.)). III Всесоюзный гидрологический съезд (1957 г.) принял решение о проведении исследований по рассматриваемой проблеме с тем, чтобы разработать нормы необходимой точности гидрологических исследований. В 1966 г. Г. В. Железняков и Б. Б. Данилевич опубликовали монографию [67], в которой изложены теоретические расчеты точности определения гидравлических элементов потока. Дано также обобщение опытных данных в этой области.

В 1970 г. отделом гидрометрии ГГИ выполнена большая работа по оценке точности гидрологических наблюдений [123]. Появилось значительное число статей в трудах ГГИ, посвященных точности гидрологических измерений и расчетов. Так как это одна из важных проблем теории гидрометрии, автор счел необходимым рассмотреть ее в настоящей монографии хотя бы в кратком изложении. В начале изложена постановка задачи с целью обратить внимание на возможные пути ее решения. Затем приведена методика расчета точности определения расходов воды в реках и каналах, приняв за основу способ скорости — площади. Как известно, он является наиболее распространенным и требует измерения местных скоростей и глубин потока.

Существует мнение, что точность гидрометрических работ можно повысить главным образом путем усовершенствования методики их производства. Однако надо иметь в виду, что и совершенствование способов обработки результатов измерений

потока может повысить точность определения расходов воды. Это показано в § 13.3. В § 13.4 приведены некоторые данные о точности определения расходов и других элементов потока с использованием работы [123].

13.1. Общее обоснование способов расчета точности определения расходов воды

Мы исходим из того, что определение ошибок измерений и расчетов требует изучения самого объекта измерений. Это особенно важно подчеркнуть, так как в гидравлике и гидрологии ошибки измерений являются в большинстве случаев сложными функциями, аргументы которых изменяются в больших пределах. В связи с этим необходимо рассмотреть основные методы исследования ошибок гидрологических измерений и расчетов.

Поставленная задача обычно решается в двух случаях:

1. Существует способ измерения данной величины с очень высокой точностью, который может быть принят за абсолютный (эталонный). Например, расход жидкости в лабораторных условиях действительно может быть измерен объемным или весовым способом с очень большой точностью. В настоящее время предельная ошибка такого измерения уже доведена до 0,1% и даже меньше. Следовательно, сравнивая, например, способ смешения с указанным, мы можем с большой достоверностью определить его точность.

2. Существует точное физическое уравнение для определения какого-нибудь сложного элемента движения, выраженного через элементы, точность которых легко определить. В этом случае задача решается легко, так как, во-первых, не возникает вопрос о точности самого уравнения, гипотезы или принципа, положенных в основу его вывода, во-вторых, может быть составлено вполне строгое уравнение для расчета погрешности определяемого элемента движения. В таких условиях мы можем допустить равенство между фактической ошибкой и рассчитанной.

Приходится констатировать, что область применения указанной в первом пункте методики определения погрешностей измеряемых величин в гидрологии весьма ограничена, так как объемный способ определения расхода воды практически не может быть распространен на большие водотоки.

Другой способ, т. е. когда известно уравнение для расхода воды, не имеет ограничений. Однако здесь возникает принципиальная трудность, связанная с тем, что формулы гидрологии являются приближенными (неточными в физическом смысле),

а отсюда возникает необходимость оценки ошибки гипотезы, положенной в основу составления приближенной формулы. Это обстоятельство было отмечено Глушковым. В дальнейшем рассмотрение задачи о точности гидрометрических работ на основе идей В. Г. Глушкова принадлежит О. К. Блюмберг, предложившей программу соответствующих гидрометрических работ на реках.

Считаем необходимым отметить, что само понятие абсолютного способа определения той или иной величины в гидрометрии, гидравлике и инженерной гидрологии носит сугубо относительный характер. Проиллюстрируем эту мысль на примерах.

Предположим, требуется найти точность определения расхода воды, измеренного с помощью водосливов. В этом случае за абсолютный способ в лабораторных условиях принимается объемный или весовой и задача решается со всей определенностью, но при использовании водосбросов (работающих по типу водослива) гидротехнических сооружений для измерения расходов ввиду больших размеров потока за абсолютный способ приходится принимать менее точный, чем объемный, а именно, способ скорости—площади. Очевидно, в этих случаях можно в целом дать оценку точности измеренного расхода, не рассматривая точность измерения отдельных элементов потока. Точность самого способа скорости—площади в лабораторных условиях можно определить вполне достоверно, принимая за абсолютный объемный способ или же измерения по незатопленному водосливу с тонкой стенкой. Но в полевых условиях при измерении расходов воды в больших каналах и реках по способу скорости—площади нет практической возможности использовать эту методику. Остается более грубый путь — осреднение серии последовательных измерений при неизменных условиях движения жидкости и вычисление отклонений от осредненной величины расхода. При этом выявление и исключение систематических ошибок должно быть правилом. Но как же определить точность отдельного (разового) измерения расхода воды? Эта задача и актуальна, и интересна сама по себе. Здесь неизбежен теоретический подход решения задачи, в основе которого лежит детальный учет ошибок измерения всех величин (элементов), влияющих на расход воды.

Предположим, требуется найти точность определения максимального расхода воды заданной обеспеченности при отсутствии гидрометрических данных. В этом случае используются известные общие или региональные формулы, для оценки точности которых их авторы уже вынуждены довольствоваться расходами воды, снятыми с экстраполированных кривых расходов воды.

Таким образом, получается, что в гидрометрии и инженерной гидрологии за эталонные способы принимаются в зависимости от формы движения жидкости и условий измерений спо-

собы, точность которых оценивается от долей процента до порядка десяти процентов и даже больше.

В настоящее время всеми признается, что наряду с исследованием погрешностей, создаваемых измерительными приборами и установками, способами производства работ, методикой расчетов и пр., необходимо изучать и точность самой гипотезы, положенной в основу того или иного метода. Эта вторая задача очень сложна. Принципиальная трудность ее решения как раз и заключается в том, что появление приближенной теоретической или эмпирической формулы (зависимости), выражающей данную гипотезу, содержит в себе элемент неточности самой гипотезы. Поэтому для теоретического, а применительно к определению расходов средних и больших водотоков, и практического решения этой задачи необходимо преодолеть определенные трудности. Может быть предложен следующий путь решения задачи. Определяется точность данного элемента потока в целом (фактическая точность), затем точность устанавливается путем детального анализа всех составляющих погрешностей (рассчитанная точность). Образующееся систематическое расхождение в указанных точностях, по-видимому, и есть ошибка гипотезы. При этом не обязательно требовать, чтобы это расхождение во всем диапазоне элементов движения имело одинаковую величину. Гипотеза может быть более достоверной в какой-то области движения и, наоборот, менее достоверной в другой области движения жидкости. Поэтому систематическое отклонение рассчитанной точности от фактической может быть положено в основу оценки точности самой гипотезы.

В связи с изложенным возрастает значение детального (теоретического) пути исследования погрешностей гидрологических измерений и расчетов. Есть еще и другое не менее важное преимущество такого пути исследования — возможность выявления роли частных (составляющих) погрешностей при определении общей точности определения того или иного элемента движения. Отсюда могут быть получены важные практические выводы, относящиеся к самим методам измерений и расчетам, а именно: объективно выясняются важнейшие параметры движения, которые больше всего влияют на точность результата определения того или иного элемента движения. Таким образом, ясна непосредственная связь между проблемой точности методов гидрометрии и проблемой их усовершенствования.

Наиболее распространенными способами оценки погрешностей являются следующие.

1. Расчет предельной ошибки. Этот способ, как известно, широко используется в физике, метрологии и других науках. При этом при замене дифференциалов на конечные разности, принимаемые за абсолютные ошибки, последним всегда приписывается одинаковый знак (обычно плюс). Такие ошибки в математике принято называть предельными абсолютными

ошибками. Предельная ошибка Δy функции нескольких переменных $y=f(x_1, x_2, \ldots, x_n)$ представляет собой сумму абсолютных значений частных дифференциалов этой функции

$$\Delta y = \sum_{1}^{n} \left| \frac{\partial f(x_1, x_2, \ldots, x_n)}{\partial x_i} \Delta x_i \right|. \qquad (13.1)$$

Предельная относительная ошибка функции нескольких переменных является дифференциалом натурального логарифма данной функции. В гидрологии и гидравлике, где функции часто имеют весьма сложный вид, получаются громоздкие выражения для коэффициентов при абсолютных или относительных ошибках.

Необходимо иметь в виду, что приданйе одинакового знака частным ошибкам возможно после того, как закончено приведение подобных членов уравнения, позволяющего выявить алгебраическую структуру самих коэффициентов при ошибках.

2. Расчет средней квадратической ошибки. Если $y=f(x_1, x_2, \ldots, x_n)$, то средняя квадратическая ошибка σ_y рассчитывается по уравнению

$$\sigma_y = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\sigma_{x_1}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial x_1}\sigma_{x_2}\right)^2 + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n}\sigma_{x_n}\right)^2}. \qquad (13.2)$$

Два способа расчета погрешностей являются равноценными. Однако каждый из них имеет свои достоинства.

Первый позволяет в четкой форме выяснить влияние составляющих погрешностей на погрешность функции, а это весьма важно именно при оценке точности гидравлических измерений. Второй способ применяется только для оценки случайных погрешностей, но имеет тот плюс, что заранее известен закон распределения ошибок (закон Гаусса). Поэтому легко определяется, кроме величины самой ошибки (доверительного интервала), величина доверительной вероятности (табл. 13.1).

Многочисленные расчеты ошибок по двум способам в различных областях знания показывают, что ошибки, рассчитанные по формуле (12.1), являются вполне реальными. Представляют интерес расчеты ошибок применительно к гидрометрии, выполненные А. А. Лучшевой [109, 110]. Она убедительно доказала правомерность использования двух способов расчета ошибок, в особенности первого.

Наряду с указанным критерием (показателем) точности измерений используются и другие критерии ошибок: вероятная ошибка r, т. е. ошибка, по отношению к которой одинаково возможна погрешность большая и меньшая этого значения. Следовательно, величина r делит все случайные ошибки данного ряда на две равные части; при нормальном распределении оши-

Таблица 13.1

Доверительные вероятности α для доверительного интервала Δx, выраженного в долях средней квадратической ошибки $\varepsilon=\frac{\Delta x}{\sigma}$

ε	α	ε	α	ε	α
0	0	1,2	0,77	2,6	0,990
0,05	0,04	1,3	0,80	2,7	0,993
0,1	0,08	1,4	0,84	2,8	0,995
0,15	0,12	1,5	0,87	2,9	0,996
0,2	0,16	1,6	0,89	3,0	0,9973
0,3	0,24	1,7	0,91	3,1	0,9981
0,4	0,31	1,8	0,93	3,2	0,9986
0,5	0,38	1,9	0,94	3,3	0,9990
0,6	0,45	2,0	0,95	3,4	0,9993
0,68	0,50	2,1	0,964	3,5	0,9995
0,7	0,51	2,2	0,972	3,6	0,9997
0,8	0,57	2,3	0,978	3,7	0,9998
0,9	0,63	2,4	0,984	3,8	0,99986
1,0	0,68	2,5	0,988	3,9	0,99990
1,1	0,73			4,0	0,99993

бок $r=0{,}6745\sigma=\frac{2}{3}\sigma$, средняя ошибка ($\vartheta$), т. е. среднее арифметическое из абсолютных величин случайных ошибок, при нормальном распределении ошибок равна $\vartheta=0{,}7979\sigma=\frac{4}{5}\sigma$. Иногда ϑ называют средней арифметической ошибкой, чтобы подчеркнуть различие между ϑ и аналогичной средней алгебраической величиной.

Отметим, что приложение теории ошибок в гидрометрии и гидравлике нуждается в дальнейшем развитии.

13.2. Методика расчета точности определения расходов воды

Представим расход воды Q в виде (аналитический способ)

$$Q=ku_{в\,1}\omega_1+\frac{u_{в\,1}+u_{в\,2}}{2}\omega_2+\ldots$$

$$\ldots+\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\omega_{,1}+ku_{в\,n}\omega_{n+1}, \qquad (13.3)$$

где $u_в$ — средние скорости на вертикалях; ω — площадь живого сечения между вертикалями; k — поправочные коэффициенты для скоростей $u_{в1}$ и $u_{вn}$, меньшие единицы [85]. Формула (13.3)

представляет собой аппроксимацию выражения расхода воды в виде

$$Q=\int_{\omega} u_{\omega}\, d\omega, \tag{13.4}$$

u_{ω} — скорость в пределах элементарной площади $d\omega$.

В работе [67] на основе (13.3) выведена следующая формула для расчета предельной ошибки расхода

$$\Delta Q=\omega'_{u_{\text{в}}}\Delta h+\omega'\Delta u_{\text{в}}+\frac{\Delta b}{2}F(u,\ h), \tag{13.5}$$

где Δh, $\Delta u_{\text{в}}$, Δb — погрешности соответственно глубины h, скорости $u_{\text{в}}$ и ширины b (между вертикалями); $\omega'_{u_{\text{в}}}$, ω', $F(u, h)$ — коэффициенты, для которых предложены формулы [67].

Если принять формулу расхода в виде

$$Q=\int_{0}^{B} q\, db \tag{13.6}$$

и аппроксимировать ее в виде

$$Q=kq_1b_1+\frac{q_1+q_2}{2}b_2+\ \ldots\ +\frac{q_{n-1}+q_n}{2}b_n+kq_nb_n+1, \tag{13.7}$$

то формула для погрешности ΔQ принимает более простой вид [67]

$$\Delta Q=\omega_{u_{\text{в}}}\Delta h+\omega u_{\text{в}}+\Delta b\sum q, \tag{13.8}$$

где $\omega_{u_{\text{в}}}$ — площадь, ограниченная эпюрой $u_{\text{в}}=u_{\text{в}}(b)$ и линией поверхности воды.

Коэффициенты формулы (13.5) $\omega'_{u_{\text{в}}}\approx\omega_{u_{\text{в}}}$ и $\omega'\approx\omega$. Примеры расчетов ΔQ по формулам (13.5) и (13.8) даны в работах А. А. Лучшевой [109, 110].

Пользуясь исходным выражением (13.3) и применяя к нему правило оценки точности функции общего вида, получаем формулу средней квадратической ошибки σ_Q расхода Q [81].

Выразим в формуле (13.3) $\omega_1, \omega_2, \ldots, \omega_{n+1}$ через измеренные значения h и b; при этом введем следующие обозначения: n — число скоростных вертикалей; m — число всех вертикалей (промерных и скоростных); p — число площадок между левым урезом воды и 1-й скоростной вертикалью; r — число площадок между 1-й и 2-й скоростными вертикалями и т. д.; x — число площадок между $n-2$-й и $n-1$-й скоростными вертикалями; y — число площадок между $n-1$-й и n-й скоростными вертикалями; $z=m+1-(p+r+\ldots+y)$ — число площадок между n скоростной вертикалью и правым урезом воды.

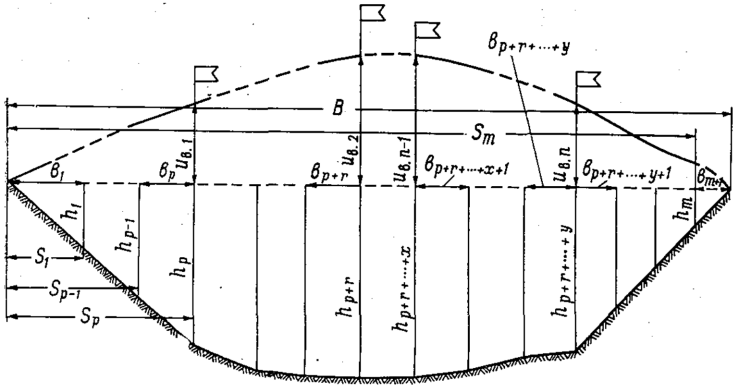


Рис. 13.1. Схематический профиль живого сечения реки с обозначенными глубинными и скоростными вертикалями.

С учетом принятых обозначений будем иметь (рис. 13.1):

$$\omega_1 = \frac{h_1 b_1}{2} + \frac{h_1 + h_2}{2} b_2 + \ldots + \frac{h_{p-1} + h_p}{2} b_p;$$

$$\omega_2 = \frac{h_p + h_{p+1}}{2} b_{p+1} + \ldots + \frac{h_{p+r-1} + h_{p+r}}{2} b_{p+r};$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$

$$\omega_n = \frac{h_{p+r+\ldots+x} + h_{p+r+\ldots+x+1}}{2} b_{p+r+\ldots+x+1} + \ldots$$

$$\ldots + \frac{h_{p+r+\ldots+y+1} + h_{p+r+\ldots+y}}{2} b_{p+r+\ldots+y};$$

$$\omega_{n+1} = \frac{h_{p+r+\ldots+y} + h_{p+r+\ldots+y+1}}{2} b_{p+r+\ldots+y+1} + \ldots$$

$$\ldots + \frac{h_m b_{m+1}}{2}.$$

Подставим значения ω в формулу (13.3) и продифференцируем ее по всем трем переменным; при этом учтем, что отрезки b являются разностями соответствующих расстояний S, измеренных по створу от постоянного начала (рис. 13.1):

$$b_1 = S_1;$$

$$b_2 = S_2 - S_1;$$

$$\ldots\ldots\ldots$$

$$b_p = S_p - S_{p-1};$$

$$\ldots\ldots\ldots$$

$$b_m = S_m - S_{m-1};$$

$$b_{m+1} = B - S_m.$$

Заменяя дифференциалы dh_1, dh_2, ..., dh_m, $du_{в1}$, $du_{в2}$, ..., $du_{вn}$, dS_1, dS_2, ..., dS_m, dB квадратами средних квадратических погрешностей σ_{h_1}, σ_{h_2}, ..., σ_{h_m}, $\sigma_{u_{в1}}$, $\sigma_{u_{в2}}$, ..., $\sigma_{u_{вn}}$, σ_{S_1}, σ_{S_2}, ..., σ_{S_m}, σ_B и принимая:

$$\sigma_{h_1}=\sigma_{h_2}=\ldots=\sigma_{h_m}=\sigma_h;$$

$$\sigma_{u_{в1}}=\sigma_{u_{в2}}=\ldots=\sigma_{u_{вn}}=\sigma_{u_в};$$

$$\sigma_{S_1}=\sigma_{S_2}=\ldots=\sigma_{S_m}=\sigma_S,$$

после образований получим:

$$\sigma_Q^2=\left[\left(ku_{в1}\frac{b_1+b_2}{2}\right)^2+\left(ku_{в1}\frac{b_2+b_3}{2}\right)^2+\ldots\right.$$

$$\ldots+\left(ku_{в1}\frac{b_{p-1}+b_p}{2}\right)^2+\left(ku_{в1}\frac{b_p}{2}+\frac{u_{в1}+u_{в2}}{2}\cdot\frac{b_{p+1}}{2}\right)^2+$$

$$+\left(\frac{u_{в1}+u_{в2}}{2}\cdot\frac{b_{p+1}+b_{p+2}}{2}\right)^2+\ldots$$

$$\ldots+\left(\frac{u_{в1}+u_{в2}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+1}+b_{p+r}}{2}\right)^2+\ldots$$

$$\ldots+\left(\frac{u_{в\,n-2}+u_{в\,n-1}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+\ldots+x}}{2}\right)^2+$$

$$+\left(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+\ldots+x+1}}{2}\right)^2+$$

$$+\left(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+\ldots+x+1}+b_{p+r+\ldots+x+2}}{2}\right)^2+\ldots$$

$$\ldots+\left(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+\ldots+y-1}+b_{p+r+\ldots+y}}{2}\right)^2+$$

$$+\left(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{b_{p+r+\ldots+y}}{2}+ku_{в\,n}\frac{b_{p+r+\ldots+y+1}}{2}\right)^2+$$

$$+\left(ku_{в\,n}\frac{b_{p+r+\ldots+y+1}+b_{p+r+\ldots+y+2}}{2}\right)^2+\ldots$$

$$\left.\ldots+\left(ku_{в\,n}\frac{b_m+b_{m+1}}{2}\right)^2\right]\sigma_h^2+\left[\left(k\omega_1+\frac{\omega_2}{2}\right)^2+\frac{1}{4}(\omega_2+\omega_3)^2+\ldots\right.$$

$$\left.+\frac{1}{4}(\omega_{n-1}+\omega_n)^2+\left(k\omega_{n+1}+\frac{\omega_n}{2}\right)^2\right]\sigma_{u_в}^2+\left\{k^2u_{в1}^2\left[\left(\frac{h_1}{2}-\frac{h_1+h_2}{2}\right)^2+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\left(\frac{h_1-h_3}{2}\right)^2\right]+\ldots+\left(\frac{h_{p-2}-h_p}{2}\right)^2+\left(ku_{в1}\frac{h_{p-1}+h_p}{2}-\right.\right.$$

$$\left.\left.-\frac{u_{в1}+u_{вr}}{2}\cdot\frac{h_p+h_{p+1}}{2}\right)^2+\left(\frac{u_{в1}+u_{в2}}{2}\right)^2\left[\left(\frac{h_{p+1}-h_{p+3}}{2}\right)^2+\ldots\right.\right.$$

$$\left.\left.\ldots+\left(\frac{h_{p+r-2}-h_{p+r}}{2}\right)^2\right]+\ldots+\left(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\times\right.\right.$$

$$\left.\left.\times\frac{h_{p+r+\ldots+x-1}+h_{p+r+\ldots+x}}{2}-\right.\right.$$

$$-\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{h_{p+r+\ldots+x}+h_{p+r+\ldots+x+1}}{2}\Big)^2+$$
$$+\Big(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\Big)^2\Big[\Big(\frac{h_{p+r+\ldots+x}-h_{p+r+\ldots+x+2}}{2}\Big)^2+\ldots$$
$$\ldots+\Big(\frac{h_{p+r+\ldots+y-2}-h_{p+r+\ldots+y}}{2}\Big)^2\Big]+$$
$$+\Big(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\cdot\frac{h_{p+r+\ldots+y-1}+h_{p+r+\ldots+y}}{2}-$$
$$-ku_{в\,n-1}\frac{h_{p+r+\ldots+y}+h_{p+r+\ldots+y+1}}{2}\Big)^2+$$
$$+k^2u_{в\,n}^2\Big[\Big(\frac{h_{p+r+\ldots+y}-h_{p+r+\ldots+y+2}}{2}\Big)^2+\ldots$$
$$\ldots+\Big(\frac{h_{m-1}+h_m}{2}+\frac{h_m}{2}\Big)^2\Big]\Big\}\sigma_S^2+k^2u_{в\,n}^2\frac{u_m^2}{4}\sigma_B^2. \qquad (13.9)$$

Поскольку входящие в формулу (13.9) коэффициенты при погрешностях σ_h, $\sigma_{u_в}$ и σ_S получаются путем квадратирования образующих их величин, по своей структуре формула (13.9) сложнее формулы (13.5). Преимуществом же формулы (13.9) является то, что в ней четко выражено преобладающее по сравнению с остальными погрешностями влияние ошибки $\sigma_{u_в}$ на точность определения расхода. Действительно, коэффициент при $\sigma_{u_в}$ по своей величине значительно превышает остальные коэффициенты. Указанное обстоятельство позволяет упростить формулу (13.9) без заметного ущерба для ее точности. Коэффициент при σ_S представляет собой сумму квадратов разностей величин примерно одинакового порядка; поэтому этим коэффициентом можно пренебречь.

В следующем по величине коэффициенте при σ_h заменим значения $b_1, b_2, \ldots, b_{m+1}$ их средним значением $b=\dfrac{B}{m+1}$.

После указанных преобразований формулы (13.3) получим:

$$\sigma_Q^2=b^2\Big[(p-1)k^2u_{в\,1}^2+\frac{1}{4}\Big(ku_{в\,1}+\frac{u_{в\,1}+u_{в\,2}}{2}\Big)^2+$$
$$+(r-1)\Big(\frac{u_{в\,1}+u_{в\,2}}{2}\Big)^2+\ldots+\frac{1}{4}\Big(\frac{u_{в\,n-2}+u_{в\,n-1}}{2}+$$
$$+\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\Big)^2+(y-1)\Big(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}\Big)^2+$$
$$+\frac{1}{4}\Big(\frac{u_{в\,n-1}+u_{в\,n}}{2}+ku_{в\,n}\Big)^2+(z-1)k^2u_{в\,n}^2\Big]\sigma_h^2+$$
$$+\Big[\Big(k\omega_1+\frac{\omega_2}{2}\Big)^2+\frac{1}{4}(\omega_2+\omega_3)^3+\ldots+(\omega_{n-1}+\omega_n)^2+$$
$$+\Big(k\omega_{n+1}+\frac{\omega_n}{2}\Big)^2\Big]\sigma_{u_в}^2+k^2u_{в\,n}^2\frac{h_m^2}{4}\sigma_B^2. \qquad (13.10)$$

Обозначив коэффициенты при σ_h, $\sigma_{u_в}$ и σ_B соответственно через $F_{u_в}$, F_h и F_B, запишем формулу (13.10) в окончательном виде [81]

$$\sigma_Q = \pm \sqrt{F_{u_в}^2 \sigma_h^2 + F_h^2 \sigma_{u_в}^2 + F_B^2 \sigma_B^2}. \qquad (13.11)$$

Последний член формулы (13.11) всегда будет меньше остальных; его величина будет возрастать при значительной ширине реки и больших прибрежных скоростях и глубинах.

Влияние первого члена той же формулы увеличивается также для больших значений B (до 20—50 м). Несмотря на это, решающую роль в общей точности определения расхода будет играть второй член формулы (13.11).

13.3. Повышение точности вычисления расхода воды аналитическим способом

Аппроксимируя общее выражение расхода воды (13.6) в виде формулы (13.7), допускаем при вычислении частных расходов воды линейную интерполяцию средних скоростей $u_в$ между вертикалями. А. П. Браславский [29] предложил методику расчета частных расходов воды, учитывающую нелинейное изменение скорости между вертикалями. В этом случае по его подсчетам ошибка вычисления расхода воды может уменьшаться в среднем в 3 раза. Ниже приводится обоснование этой методики в более общем виде, чем в работе [29].

Расход воды между смежными скоростными вертикалями равен

$$Q_в = \int_0^{b_в} u_в h \, db, \qquad (13.12)$$

где $b_в$ — расстояние между вертикалями.

В статье [29] принято линейное изменение глубины между вертикалями

$$h = h_i + \frac{h_{i+1} - h_i}{b_в} b, \qquad (13.13)$$

где h_i, h_{i+1} — глубины на смежных скоростных вертикалях.

Использование формулы (13.13) является допущением.

Выражение средней скорости на вертикали принимаем по формуле (3.7) со значением m_* для данной части живого сечения потока.

Подставляя в (13.12) h и $u_в$ и считая m_* постоянным в пределах участка живого сечения, получаем

$$Q_в = m_* \int_0^{b_в} \left(h_i + \frac{h_{i+1} - h_i}{b_в} b \right)^{1,5+y} db. \qquad (13.14)$$

Считая y постоянным в пределах ширины $b_в$, найдем после интегрирования (13.14)

$$Q_в = \frac{m_* b_в}{2,5+y} \frac{h_{i+1}^{2,5+y} - h_i^{2,5+y}}{h_{i+1} - h_i}.$$

Перепишем это выражение в виде

$$Q_в = \frac{b_в (h_{i+1} + h_i)}{2} \cdot \frac{2m_*}{(2,5+y)} \frac{\left(h_{i+1}^{2,5+y} - h_i^{2,5+y}\right)}{\left(h_{i+1}^2 - h_i^2\right)}. \qquad (13.15)$$

Учитывая, что

$$\frac{b_в (h_{i+1} + h_i)}{2} = \omega_в,$$

$$h_i = \left(\frac{u_{в\,i}}{m_*} \right)^{\frac{1}{0,5+y}},$$

и

$$h_{i+1} = \left(\frac{u_{в\,i+1}}{m_*} \right)^{\frac{1}{0,5+y}},$$

формулу (13.15) после преобразований запишем в виде

$$Q_в = \omega_в \frac{2}{2,5+y} \left[\frac{u_{в\,i+1}^{\frac{2,5+y}{0,5+y}} - u_{в\,i}^{\frac{2,5+y}{0,5+y}}}{u_{в\,i+1}^{\frac{2}{0,5+y}} - u_{в\,i}^{\frac{2}{0,5+y}}} \right]. \qquad (13.16)$$

При $y = 1/6$ формула упрощается, а именно [29]

$$Q_в = \omega_в \frac{3}{4} \cdot \frac{u_{в\,i+1}^4 - u_{в\,i}^4}{u_{в\,i+1}^3 - u_{в\,i}^4}. \qquad (13.17)$$

Если обозначить $\frac{u_{в\,i}}{u_{в\,i+1}} = n_в$, то из (13.17) получим

$$Q_в = \omega_в \frac{3}{4} \cdot \frac{1 - n_в^4}{1 - n_в^3} u_{в\,i+1}, \qquad (13.18)$$

и далее, вводя обозначение

$$N_{в}=\frac{3}{4}\cdot\frac{1-n_{в}^{4}}{1-n_{в}^{3}},$$

найдем

$$Q_{в}=\omega_{в}N_{в}u_{в\,i+1}. \qquad (13.19)$$

А. П. Браславский составил таблицу значений $N_{в}$. Величины $N_{в}$ изменяются от 0,75 до 1,0. В практических расчетах под $u_{в\,i}$ подразумевается меньшее, а под $u_{в\,i+1}$ большее значение средней скорости на вертикали.

На основе формулы (13.14) можно создать аналогичную методику расчета расходов воды, но при переменном y, что имеет определенное значение, так как y может изменяться по ширине потока, особенно во время половодья. Изложенное решение может быть уточнено, если вместо (13.13) принять нелинейное изменение h по ширине b, например по параболе (§ 8.2).

13.4. Вопросы унификации и систематизации данных о точности гидрологических измерений

Унификация понятий, характеризующих точность гидравлических элементов потока, и систематизация имеющихся данных о точности гидрологических измерений имеют большое практическое значение. Итоги работы в этом направлении приведены в монографии [123], некоторые результаты которой изложены в настоящем параграфе. Предполагается, что исследования будут продолжены, но то, что уже сделано, представляет определенный интерес. При производстве гидрологических измерений (наблюдений) имеют место ошибки (погрешности) различного вида. Согласно работе [123] принята следующая классификация ошибок.

По своему характеру ошибки делятся на систематические и случайные.

Под систематическими ошибками понимаются такие, которые при многократном измерении одной и той же величины в одних и тех же условиях сохраняются постоянными либо изменяются по определенному закону. Такие погрешности обычно можно исключить в результате поверки приборов или учесть при обработке результатов наблюдений.

Под случайными ошибками понимаются такие, которые при многократном измерении не остаются постоянными. Они зависят от многих неизвестных факторов, связанных с осо-

бенностями прибора и условиями среды. Учет этих ошибок может осуществляться только статистически.

По своему происхождению различают следующие виды ошибок:

— инструментальная ошибка, представляющая собой отклонение (разность) показаний прибора после введения всех поправок от действительной величины, измеряемой эталонным прибором;

— ошибка методики и условий наблюдений за счет несовершенства способа наблюдения, погрешности установки прибора, ошибки отсчета и т. д., а также из-за того, что наблюдения производятся в разных условиях;

— ошибки дискретных измерений, возникающие при осреднении их по месту и времени наблюдений.

Совокупность всех указанных погрешностей и есть ошибка наблюдения (измерения). Она представляет собой разность между измеренной величиной гидравлического элемента потока и его действительным значением. Ошибки принимают различные числовые значения и изменяют свой знак. Они характеризуются на статистической основе, т. е. определяется предел ошибки, за который с заданной вероятностью не выходит величина ошибки. Именно эта величина и принята в работе [123] за характеристику точности гидрологических измерений. В соответствии с законом нормального распределения ошибок Гаусса вероятность того, что величина ошибок лежит в пределах средней квадратической ошибки σ, составляет 68%, в пределах 2σ — 95% и в пределах 3σ — 99,7% всех значений ошибок.

В работе [123] за критерий ошибок приняты σ и 2σ, считая σ средней ошибкой, а 2σ предельной ошибкой. Систематические и случайные ошибки чаще проявляются совместно и не всегда могут быть разделены. Если оценивать их совместно, то приходится считаться с несоблюдением нормального закона распределения ошибок. Поэтому в качестве предельной ошибки в работе [123] принята во многих случаях ошибка, большая 2σ.

К сожалению, в работе [123] не приведена точность измерения ширины потока, площади живого сечения и скоростей потока. Нам представляется, что при оценке точности некоторых видов гидравлических измерений в работе [123] проявлена чрезмерная осторожность. Например, измерение расходов воды методом смещения и определение расходов влекомых наносов по отложениям в отстойных сооружениях и прудах представляется возможным сделать с большей точностью, чем указано в [123].

В заключение автор книги хотел бы еще раз подчеркнуть важность теоретической разработки задач, стоящих перед гидрометрией вообще и в особенности перед речной гидрометрией, которая имеет самое непосредственное отношение к важнейшей проблеме современности — проблеме воды на земном шаре.

Условные обозначения

H, z — уровень воды (отметка поверхности воды).
y — расстояние, отсчитываемое от дна потока.
r — радиус трубы.
h — глубина на вертикали (местная).
$\frac{y}{h}$ — относительная (местная) глубина на вертикали.
$h_{ср}$ — средняя глубина потока.
$h_{макс}$ — максимальная глубина потока.
$h_{п}$ — глубина в пойме на вертикали.
$h_{р}$ — глубина в русле на вертикали.
$h_{б}$ — глубина в русле при заполнении русла до бровок.
R — гидравлический радиус.
χ — смоченный периметр.
b — расстояние в направлении, нормальном к движению потока.
$b_{а}$ — расстояние между положениями вертикалей с наибольшей скоростью и наибольшей глубиной.
B — ширина потока.
$B_{р}$ — ширина русла.
$B_{б}$ — ширина русла между бровками.
$B_{п}$ — ширина поймы.
l, L — длина потока.
ω — площадь живого сечения.
$\alpha_h = \frac{h_{ср}}{h_{макс}}$ — параметр формы живого сечения.
$\alpha_B = \frac{h_{ср}}{B}$ — параметр формы живого сечения.
$\beta_{а} = \frac{B_{пр} - B_{л}}{B}$ — коэффициент асимметрии живого сечения потока.
$\beta_{а.\ к\text{-}м} = \frac{b_{а}}{B}$ — кинематико-морфометрический параметр живого сечения потока.
$B_{пр}$ — расстояние от правого берега до вертикали с глубиной $h_{макс}$.
$B_{л}$ — расстояние от левого берега до вертикали с глубиной $h_{макс}$.
$\Gamma = \frac{\sqrt{B}}{h_{ср}}$ — морфологический параметр В. Г. Глушкова.
Δ — высота выступов шероховатости (абсолютная шероховатость).
δ — придонный подслой.

$\frac{\Delta}{h}$ — относительная шероховатость.

β_* — параметр формы живого сечения потока.

T, t, τ — время.

γ — удельный вес жидкости.

ρ — плотность жидкости.

τ — напряжение трения.

μ — динамический коэффициент вязкости.

ν — кинематический коэффициент вязкости.

$I_г$ — гидравлический уклон.

I — уклон поверхности воды.

$I_к$ — критический уклон.

u — местная скорость.

σ_u — среднее квадратичное отклонение скорости.

ω_l — частота пульсации скорости.

$u_{макс}$ — максимальная скорость на вертикали.

$u_в$ — средняя скорость на вертикали.

$u_* = \sqrt{ghI}$ — динамическая скорость на вертикали.

$\frac{u_{макс} - u_в}{u_*}$ — относительный недостаток средней скорости $u_в$ на вертикали.

$u_д$ — донная скорость на вертикали.

v — средняя скорость потока.

$v_п$ — средняя скорость потока в пойме.

$v_р$ — средняя скорость потока в русле.

$v_б$ — средняя скорость потока в русле при заполнении его до бровок.

$v'_р$, $v'_п$ — средние скорости соответственно в русле и пойме при отсутствии взаимодействия потоков.

$v_{макс}$ — максимальная скорость потока.

$v_{пов}$ — средняя поверхностная скорость потока.

$v_д$ — средняя донная скорость потока.

v_* — динамическая скорость потока.

$v_м = \left(\frac{g}{B}\right)^{0,5} h_{ср}$ — морфологическая скорость.

$D = \frac{v_{макс} - v}{v_*}$ — относительный недостаток средней скорости потока v.

$K_1 = \frac{v}{v_{пов}}$ — отношение средней скорости потока к средней поверхностной.

$K_2 = \frac{v}{v_{макс}}$ — отношение средней скорости потока к максимальной.

$K_3 = \frac{v_д}{v}$ — отношение средней донной скорости к средней скорости потока.

$K_п = \frac{C_п}{v}$ — отношение скорости распространения паводочной волны к средней скорости потока.

k — параметр в формуле профиля скоростей (логарифмической).

m — показатель степени в параболической формуле профиля скоростей.

$q = u_в h$ — расход воды на вертикали.

$q_ф = u_{макс} h$ — фиктивный расход воды на вертикали.

$q_д = u_д h$ — расход воды на вертикали, подсчитанный с учетом только местной донной скорости $u_д$.

Q — расход воды.

$Q_ф$ — фиктивный расход воды.

$Q_б$ — расход воды в русле при заполнении его до бровок.

$Q'_р$, $Q'_п$ — расходы воды соответственно в русле и пойме при отсутствии взаимодействия потоков.

$Q_* = \omega v_*$ — динамический расход.

$Q_м = v_м \omega$ — морфологический расход.

$K = \dfrac{Q}{\sqrt{I}}$ — расходная характеристика.

$\dfrac{Q^2}{gBh_{ср}^4} = c_г$ — параметр Г. В. Железнякова $\left(c_г^{-0,25} = M_г\right)$.

n — коэффициент шероховатости.

α — коэффициент Кориолиса.

α' — коэффициент Буссинеска.

λ — коэффициент Дарси.

$C_в$ — коэффициент Шези на вертикали (размерный).

$C^*_в = \dfrac{C_в}{\sqrt{g}}$ — безразмерный коэффициент Шези на вертикали.

C — коэффициент Шези (размерный).

$C^* = \dfrac{C}{\sqrt{g}}$ — безразмерный коэффициент Шези.

Re — число Рейнольдса.

$\mathrm{fr}_в = \dfrac{u_в^2}{gh}$ — параметр кинетичности (число Фруда) на вертикали.

$\mathrm{Fr} = \dfrac{v^2}{gh_{ср}}$ — число Фруда (параметр кинетичности), отнесенное к скорости v.

$\mathrm{Fr}_р$ — число Фруда для потока в русле.

$\mathrm{Fr}_п$ — число Фруда для потока в пойме.

$\dfrac{\sigma_и}{u} = \mathrm{Be}$ — степень (интенсивность) турбулентности (число М. А. Великанова).

$\mathrm{St} = \dfrac{\omega_l h}{u_в}$ — число Струхаля.

u — скорость движения тарировочной тележки.

$K_р$, $K_п$ — параметры кинематического эффекта соответственно в русле и пойме.

N — число оборотов лопастного винта.

n — число оборотов лопасного винта в единицу времени.

ω — угловая скорость вращения лопастного винта.

k — гидравлический шаг лопастного винта.

u_0 — начальная скорость гидрометрической вертушки.

$M = \dfrac{n}{u}$ — число оборотов лопастного винта на единицу длины.

$l_с$ — путь синхронизации гидрометрической вертушки.

m — темп охлаждения гидрокатазонда.

m — коэффициент расхода водослива.

m_0 — коэффициент расхода естественного водосброса.

H — напор на водосливе.

b, B — ширина отверстия водослива (длина его порога).

$\Theta = \frac{nH}{B}$ — безразмерный параметр водослива.

$\alpha_п$ — угол переправы лодки (гидрометрического интегратора).

$\Delta y\ (\Delta x)$ — абсолютная ошибка (доверительный интервал).

$\frac{\Delta y}{y}\left(\frac{\Delta x}{x}\right)$ — относительная ошибка.

α — доверительная вероятность.

d — диаметр частиц наносов.

w — гидравлическая крупность наносов.

$G_н$ — общий расход наносов.

$G_д$ — расход донных наносов.

$g_д$ — расход донных наносов на вертикали.

$\rho_{нк} = \frac{G_н}{\gamma Q}$ — относительная мутность (концентрация) наносов.

Er — критерий подвижности наносов Егиазарова.

f_0 — коэффициент сопротивления подвижного русла.

Список литературы

1. Абальянц С. Х. Движение взвесей в открытых потоках.— «Тр. САНИИРИ», 1958, вып. 96, с. 3—141.

2. Аверьянов С. Ф. Приближенное определение пропускной способности рек-водоприемников осушительных систем.— «Гидротехника и мелиорация», 1955, вып. 5, с. 40—52.

3. Агасиева С. И., Барекян А. Ш. Изменение средних скоростей главного русла и коэффициента Шези при прохождении паводка.— «Метеорология и гидрология», 1961, вып. 9, с. 36—39.

4. Агасиева С. И., Барекян А. Ш. Устойчивость и пропускная способность русел рек-водоприемников.— «Научные труды ВНИИГМ», 1962, т. 37, с. 18—35.

5. Агроскин И. И., Штеренлихт Д. В. Уточненная формула для коэффициента Шези.— «Гидротехника и мелиорация», 1965, вып. 9, с. 32—35.

6. Алтай Н. Н. Вопросы теории вращающихся анемометров.— «Ученые записки», Башкирский гос. ун-т, 1965, вып. 20, с. 87—96.

7. Алтай Н. Н. Об уравнении гидрометрических вертушек и анемометров.— «Ученые записки», Башкирский гос. ун-т, 1968, вып. 31, с. 463—472.

8. Алтай Н. Н. Применение новой теории вращающихся датчиков скорости потока к решению задач гидрометеорологии.— «Сборник работ Свердловской ГМО», 1970, вып. 11, с. 145—150.

9. Алтунин В. С. Влияние кинематического эффекта речного потока на процесс деформаций сжатых русел.— «Тр. Московского автомобильно-дорожного ин-та», в кн. «Гидравлика дорожных водопропускных сооружений», 1971, с. 50—57.

10. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М., «Недра», 1970. 216 с.

11. Анохин Ю. С., Анцыферов С. М., Виноградов М. И. Методика экспериментального исследования перемещения сыпучего материала в плоском поступательном потоке.— «Тр. Союзморниипроекта», 1966, № 12 (18), с. 117—127.

12. Асатрян Р. Г. К вопросу о расчете селепропускных каналов с учетом транспортирующей способности потока.— «Тр. Армянского научно-исслед. ин-та водных проблем и гидротехники». Ереван, «Айастан», 1967, т. 1(6), с. 327—329.

13. Арбузов И. А. Поведение гидрометрической вертушки в пульсирующем потоке.— «Тр. ЛГМИ», 1972, вып. 46, с. 94—103.

14. Ахутин А. Н., Железняков Г. В. Гидравлика. М., Изд. ВИА, 1951, 291 с.

15. Барышников Н. Б., Николаев В. Ф. Пропускная способ-

ность русла с различной по ширине шероховатостью.— «Тр. ЛГМИ», 1967, вып. 25, с. 28—32.

16. Барышников Н. Б. Транспорт русловых наносов в прямолинейных потоках с поймой.— «Тр. ЛГМИ», 1967, вып. 25, с. 50—73.

17. Барышников Н. Б. Об учете взаимодействия руслового и пойменного потоков при построении и экстраполяции кривых расходов воды.— «Тр. ЛГМИ», 1967, вып. 25, с. 41—49.

18. Барышников Н. Б., Саликов В. Г. Энергетические затраты при взаимодействии отсеков потока с различной шероховатостью.— «Метеорология и гидрология», 1968, № 9, с. 63—67.

19. Барышников Н. Б. Влияние шероховатости поймы на транспорт наносов в основном русле.— «Тр. ЛГМИ», 1969, вып. 36, с. 70—79.

20. Барышников Н. Б., Кокарев А. В. К вопросу о влиянии формы сечения на пропускную способность русла.— «Тр. ЛГМИ», 1969, вып. 36, с. 80—88.

21. Барышников Н. Б. К определению максимальных расходов воды на реках с поймой.— «Тр. ЛГМИ», 1969, вып. 36, с. 100—107.

22. Барышников Н. Б., Розанов В. А. Уменьшение пропускной способности русел с неоднородной шероховатостью по ширине.— «Тр. ЛГМИ», 1969, вып. 36, с. 108—115.

23. Барышников Н. Б. Влияние поперечных перемещений масс жидкости на пропускную способность русел с поймами.— «Тр. ЛГМИ», 1972, вып. 46, с. 3—11.

24. Барышников Н. Б., Иванов Г. В. Взаимодействие руслового и пойменного потоков при пересечении их осей.— «Тр. ЛГМИ», 1972, вып. 46, с. 23—31.

25. Близняк Е. В., Железняков Г. В. Измерение малых скоростей течения воды в открытых руслах.— «Метеорология и гидрология», 1940, № 4, с. 90—94.

26. Близняк Е. В., Железняков Г. В. Изучение тарировочных бассейнов в СССР.— «Тр. ГГИ», 1948, вып. 4 (58), с. 41—59.

27. Близняк Е. В. Водные исследования. М., Речиздат, 1952, 652 с.

28. Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика. М., Стройиздат, 1972, 648 с.

29. Браславский А. П. К вопросу о формуле для вычисления расхода воды аналитическим способом.— «Сборник работ по гидрологии», 1959, № 1, с. 110—115.

30. Бурцев П. Н. Сущность модернизации вертушки ВЖМ-3.— «Тр. ГГИ», 1958, вып. 70, с. 46—50.

31. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, т. 2. М., Гостехиздат, 1955, 324 с.

32. Великанов М. А. Русловой процесс. М., Физматгиз, 1958, 396 с.

33. Великанов М. А. Ошибки измерения и эмпирические зависимости. Л., Гидрометеоиздат, 1962, 302 с.

34. Глушков В. Г. Вопросы теории и методы гидрологических исследований. М., Изд. АН СССР, 1961, 416 с.

35. Года Л. О связи расходов и уровней рек с зарастанием русла.— «Докл. ТСХА», 1962, вып. 82, с. 290—295.

36. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1962, 374 с.

37. Готлиб Я. Л., Кузьмин И. А., Раззаренов Ф. Ф. Натурные гидрологические исследования при проектировании ГЭС. Л., Гидрометеоиздат, 1971, 268 с.

38. Гринвальд Д. И. Турбулентность русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1974, 168 с.

39. Гришанин К. В. Подобие речных русел.— «Тр. ЛИИВТ», 1968, вып. 116, с. 181—188.

40. Гришанин К. В. Динамика русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1969, 428 с.

41. Гришанин К. В. Движение естественных потоков на устойчивых участках рек.— В кн.: Движение наносов в открытых руслах. М., «Наука», 1970, с. 24—28.

42. Грушевский М. С. Волны попусков и паводков на реках. Л., Гидрометеоиздат, 1969, 340 с.

43. Данелия Н. Ф. Гидравлика. Тбилиси, «Гонатлеба», 1972, 508 с. (на грузинском языке).

44. Димаксян А. М. Гидрологические приборы. Л., Гидрометеоиздат, 1972, 284 с.

45. Егиазаров И. В. Моделирование горных русловых и турбулентных селевых потоков.— В кн.: Селевые потоки и горные русловые процессы. Ереван. Изд. АН Армянской ССР, 1968, с. 197—198.

46. Железняков Г. В. Измерение малых скоростей течения воды по методу регулярного режима охлаждения.— «Метеорология и гидрология», 1939, № 4, с. 57—82.

47. Железняков Г. В. О распределении скоростей в речном потоке. Изв. АН СССР, ОТН, № 8, 1947, с. 1021—1034.

48. Железняков Г. В. К исследованию естественных открытых русловых потоков.— «Изв. АН СССР, ОТН», № 2, 1949, с. 292—306.

49. Железняков Г. В. Обоснование способа определения расходов воды по косым галсам.— «Метеорология и гидрология», 1949, № 6, с. 46—54.

50. Железняков Г. В. Расчет пропорционального водослива.— «Гидротехническое строительство», 1949, № 2, с. 14—16.

51. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. М., Изд. АН СССР, 1950, 164 с.

52. Железняков Г. В. Исследование работы гидрометрических приборов. М., Изд. АН СССР, 1952, 240 с.

53. Железняков Г. В. Гидравлические исследования обтекаемых плотин. М., изд. ВИА, 1955, 119 с.

54. Железняков Г. В. Исследование скорости движения паводочных волн.— В кн.: Вопросы гидрологии. М., Изд. МГУ, 1957, с. 43—55.

55. Железняков Г. В. О положении средней скорости на вертикали безнапорного водного потока.— «Измерительная техника», 1959, № 6, с. 58—60.

56. Железняков Г. В. О влиянии морфометрических характеристик русла на безнапорное движение жидкости.— «Науч. зап. Московского ин-та инженеров водного хозяйства», 1959, т. 21, с. 295—300.

57. Железняков Г. В. Про звязок кінематичних і морфометричних характеристик річкового потоку.— В кн.: «Комплексне використання водних ресурсів України», 1959, с. 124—130.

58. Железняков Г. В. Гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды в открытых руслах.— «Тр. III Всесоюз. гидрол. съезда», 1959, т. VIII, с. 54—65.

59. Железняков Г. В. О применении стереофотограмметрии и фотограмметрии к исследованию движения воды.— В кн.: Новые методы измерений и приборы для гидравлических исследований. М., Изд. АН СССР, 1961, с. 5—10.

60. Железняков Г. В. Некоторые особенности движения потока при

выходе его на пойму.— В кн.: Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование. М., АН СССР, 1961, с. 135—144.

61. Железняков Г. В., Васильев А. В. Опыт применения гидростатических профилографов в натурных условиях.— В кн.: Новые методы измерений и приборы для гидравлических исследований. М., Изд. АН СССР, 1961, с. 28—39.

62. Железняков Г. В. Трапецеидальный суживающийся кверху водослив.— «Доклады ТСХА», 1962, вып. 82, с. 234—242.

63. Железняков Г. В. Относительный дефицит средней скорости неустановившегося открытого потока.— «Тр. МИИТ», 1963, вып. 176, с. 5—14.

64. Железняков Г. В. Вопросы методики расчета попусковых волн.— «Тр. МИИТ», 1963, вып. 176, с. 15—25.

65. Железняков Г. В., Гидрометрия. М., «Колос», 1964, 304 с.

66. Железняков Г. В. О расчете удельной кинетической энергии речного потока.— Изв. АН СССР, «Энергетика и транспорт», 1965, № 5, с. 173—175.

67. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. Точность гидрологических измерений и расчетов. Л., Гидрометеоиздат, 1966, 240 с.

68. Железняков Г. В., Алтунин В. С. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт донных наносов.— Изв. высших учебных заведений. «Строительство и архитектура», 1967, № 6, с. 107—111.

69. Железняков Г. В., Аннаев С. А. Формирование русла Каракумского канала.— «Вестник сельскохозяйственной науки», 1967, № 5, с. 52—58.

70. Железняков Г. В., Анохин Ю. С. Интеграционный электронно-механический способ измерения кинематических элементов потока.— «Метеорология и гидрология», 1967, № 3, с. 109—113.

71. Железняков Г. В. Обобщенное выражение связи кинематических и морфологических элементов речного потока.— В кн.: Исследование поверхностного и подземного стока. М., «Наука», 1967, с. 141—143.

72. Железняков Г. В. Интеграционный гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды в реках и каналах.— «Тр. МИИТ», 1967, вып. 242, с. 12—15.

73. Железняков Г. В. Зависимость кинематических параметров открытого потока от гидравлических сопротивлений.— «Тр. МИИТ», 1967, вып. 242, с. 7—11.

74. Железняков Г. В., Иванчук А. П. О расчете донных скоростей речных потоков.— «Тр. МИИТ», 1968, вып. 288, с. 10—18.

75. Железняков Г. В. К расчету движения воды в открытых руслах при переменном параметре профиля скоростей.— «Тр. МИИТ», 1968, вып. 288, с. 4—9.

76. Железняков Г. В. Теоретические основы гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, 1968, 292 с.

77. Железняков Г. В., Дебольский В. К. О зависимости расхода наносов от критерия их подвижности.— «Тр. МИИТ», 1968, вып. 288, с. 19—30.

78. Железняков Г. В. О критерии динамического подобия потоков с размываемым руслом.— «Докл. ВАСХНИЛ», 1969, № 10, с. 39—42.

79. Железняков Г. В. Интегро-дифференциальные уравнения неустановившегося движения воды в реках.— «Метеорология и гидрология», 1969, № 3, с. 64—69.

80. Железняков Г. В., Барышников Н. Б., Алтунин В. С. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт наносов.— Сб. «Движение наносов в открытых руслах». М., «Наука», 1970, с. 19—23.

81. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. К расчету точности определения расходов воды в открытых руслах.— «Метеорология и гидрология», 1971, № 9, с. 88—90.

82. Железняков Г. В., Дебольский В. К. О формировании расхода наносов в безнапорном потоке.— «Вестник сельскохозяйственной науки», 1971, № 3, с. 120—126.

83. Железняков Г. В., Дебольский В. К. О грядовом движении наносов при их различной плотности.— «Докл. ВАСХНИЛ», 1971, № 2, с. 42—45.

84. Железняков Г. В. О расчете пропускной способности русел при изменении гидравлических сопротивлений по ширине потока.— «Гидротехническое строительство», 1971, № 8, с. 27—29.

85. Железняков Г. В. Гидрометрия. М., «Колос», 1972, 256 с.

86. Железняков Г. В. Критерий динамического подобия потоков с размываемым руслом.— В кн.: Морфология речных русел и их моделирование, 1972, с. 47—52.

87. Железняков Г. В. Кинематический эффект потока и задачи его изучения.— «Тр. МИИТ», 1973, вып. 434, с. 3—10.

88. Железняков Г. В. О движении воды в руслах при резком изменении относительной шероховатости по ширине потока.— В кн.: Динамика и термика рек. М., Стройиздат, 1973, с. 126—132.

89. Железняков Г. В., Талмаза В. Ф. Зависимость параметров профилей скоростей от гидравлических сопротивлений.— «Гидротехническое строительство», 1973, № 8, с. 33—35.

90. Железняков Г. В., Новикова Н. М. Экспериментальные исследования движения жидкости в неразмываемых и размываемых каналах сложной формы.— «Тр. МИИТ», 1973, вып. 434, с. 11—18.

91. Железняков Г. В., Новикова Н. М. Движение жидкости в каналах сложной формы.— В кн.: Сборник докладов Всесоюз. совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, 1974, с. 476—486.

92. Железняков Г. В., Писарев Ю. В. Обобщенные формулы для гидравлического расчета русел каналов и рек.— «Водные ресурсы», 1974, № 6, с. 191—195.

93. Железняков Г. В. Некоторые итоги гидроморфологических исследований рек и каналов.— «Гидротехническое строительство», 1975, № 7, с. 33—34.

94. Железняков Г. В., Алтунин В. С., Аширов С. А. Некоторые вопросы гидроморфологии больших ирригационных каналов.— «Доклады ВАСХНИЛ», 1975, № 8, с. 43—45.

95. Зворыкин К. А. Начальная скорость и чувствительность гидрометрической вертушки.— «Тр. ЛГМИ», 1956, вып. 5—6, с. 108—115.

96. Зудина Н. И. О двух режимах гидравлических сопротивлений рек горно-предгорной зоны.— «Тр. СредАзНИГМИ», 1970, вып. 54 (69), с. 105—112.

97. Зудина Н. И. О виде формулы для расчета коэффициента Шези на участках рек горно-предгорной зоны.— «Тр. САРНИГМИ», 1973, вып. 3 (84), с. 127—138.

98. Ибад-Заде Ю. А., Асадуллаева Э. А. Натурные исследования главного Мурганского канала.— «Тр. Всесоюз. научно-исслед. ин-та «ВОДГЕО». Бакинский филиал, 1970, вып. 4, с. 87—93.

99. Ибад-Заде Ю. А. Движение наносов в открытых руслах. М., Стройиздат, 1974, 352 с.

100. Карапетян М. Р. Исследования размывов русла Амударьи при его перекрытии в створе Тахиаташского гидроузла.— «Гидротехническое строительство», 1975, № 8, с. 27—30.

101. Карасев И.. Ф. Влияние берегов и поймы на пропускную способность русла.— «Тр. ГГИ», 1969, вып. 172, с. 3—21.

102. Корзун В. И., Соколов А. А. Состояние и перспективы развития гидрологии.— «Труды IV Всесоюз. гидрол. съезда», т. 1, 1973, с. 5—33.

103. Крошкин А. Н. Вопросы устойчивости русел горных рек.— В кн: Динамика и термика рек. М., Стройиздат, 1973, с. 276—282.

104. Латышенков А. М. Основы гидравлики. Л., Гидрометеоиздат, 1971, 228 с.

105. Латышенков А. М. Сравнение различных формул для определения коэффициента Шези.— «Гидротехническое строительство», 1973, № 7, с. 32—36.

106. Ле Ван Киен. О гидравлическом расчете пойменных русел.— «Гидротехника и мелиорация», 1968, № 9, с. 50—52.

107. Ле Тхан-Кан. О положении средней скорости в потоке. Изв. ТСХА, 1963, № 1, с. 233—240.

108. Лобачев П. В. Пропорциональные водосливы для измерения расходов сточных вод.— «Водоснабжение и санитарная техника», 1970, № 7, с. 13—14.

109. Лучшева А. А. Сборник задач по гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, 1963, 296 с.

110. Лучшева А. А. Практическая гидрометрия. Л., Гидрометеоиздат, 1972, 384 с.

111. Масс Е. И., Теплицкий Э. Ш. Оптические методы в прикладной гидродинамике. Тбилиси, изд. Тбилисского ун-та, 1974, 120 с.

112. Методические указания управления Гидрометслужбы, № 81. Организация наблюдений над продольными уклонами водной поверхности рек Л., Гидрометеоиздат, 1971, 24 с.

113. Методические рекомендации по измерению расходов воды рек аэрометодами. Л., Гидрометеоиздат, 1974, 134 с.

114. Миллионщиков М. Д. Турбулентные течения в пристеночном слое и в трубах.— «Атомная энергия», 1970, т. 28, вып. 3, с. 207—220.

115. Миллионщиков М. Д. Основные закономерности турбулентного течения в пристеночных слоях.— «Атомная энергия», 1970, т. 28, вып. 4, с. 317—320.

116. Миллионщиков М. Д. и др. Гидравлическое сопротивление и поле скоростей в трубах с искусственной шероховатостью стенок.— «Атомная энергия», 1973, т. 34, вып. 4, с. 235—245.

117. Минаева Г. Н. Влияние поймы на распространение волны половодья вдоль р. Иртыша.— «Тр. ГГИ», 1967, вып. 140, с. 121—135.

118. Мирцхулава Ц. Е. Размыв русел и методика оценки их устойчивости. М., «Колос», 1967, 180 с.

119. Монин А. С., Яглом А. М. Статистическая гидромеханика. Часть 1. М., «Наука», 1965, 639 с.

120. Морозов Л. А. Гидравлические сопротивления горных рек при транспорте донных наносов.— «Гидротехническое строительство», 1965, вып. 1, с. 33—35.

121. Мухамедов А. М., Исмагилов Х. А., Жураев Т. О кинематико-морфологической зависимости р. Амударьи.— «Тр. САНИИРИ», 1970, вып. 124, с. 55—61.

122. Мухамедов А. М., Жураев Т. О коэффициенте шероховатости р. Амударьи.— «Тр. САНИИРИ», 1972, вып. 135, с. 181—187.

123. Наблюдения на гидрометеорологической сети СССР. Определение понятий гидрометеорологических элементов и оценка точности наблюдений. Под редакцией О. А. Городецкого. Л., Гидрометеоиздат, 1970, 92 с.

124. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. Л., Гидрометеоиздат, 1972, вып. 6, ч. 2, 268 с.

125. Наставление по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки. М., «Транспорт», 1972, 280 с.

126. Нгуен Тон Куен. Кинематический эффект в потоке, стесненном сооружениями мостового перехода.— «Гидравлика дорожных водопропускных сооружений». Материалы III Всесоюз. научно-техн. конференции. Редакционно-издательский отдел БелИИЖТа, Гомель, 1973, с. 122—125.

127. Неговская Т. А. Экстраполяция кривой расходов воды до проектных отметок.— «Доклады ТСХА», 1960, вып. 56, с. 437—467.

128. Никитин И. К. Новый прибор для измерения пульсации скоростей и исследования структуры потока в каналах ирригационной сети.— В кн: Русловые процессы. М., Изд. АН СССР, 1958. с. 69—84.

129. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. Киев. Изд. АН УССР, 1963, 142 с.

130. Никитина Л. С. О величинах коэффициентов Кориолиса и Буссинеска открытых безнапорных потоков.— «Вестник Московского университета». География, 1972, № 5, с. 91—94.

131. Никитина Л. С. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на коэффициенты Буссинеска и Кориолиса.— «Вестник Московского университета. География, 1973, № 3, с. 96—98.

132. Новикова Н. М. Исследование поля скоростей в размываемых руслах составного поперечного сечения. В кн: Вопросы гидравлики, Московский гидромелиоративный институт, 1971, № 4, с. 136—142.

133. Новикова Н. М., Полянская М. Б., Шевченко О. Б. Исследование скоростного поля на размываемой модели канала. В кн: Вопросы гидравлики, Московский гидромелиоративный институт, 1971, № 4, с. 128—135.

134. Новикова Н. М. О кинематическом эффекте безнапорного потока в размываемых руслах.— «Доклады ВАСХНИЛ», 1972, № 6, с. 45—47.

135. Нуриев Ч. Г. Коэффициент Шези и средняя скорость открытого потока.— «Тр. Всесоюз. научно-исслед. ин-та ВОДГЕО», Бакинский филиал, 1970, вып. 4, с. 110—114.

136. Одилавадзе Т. В. Опыт применения маятниковых приборов с электронно-механическими преобразователями при гидравлических исследованиях водопропускных сооружений.— «Тр. МИИТ», 1973, вып. 434, с 128—133.

137. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. ОНТИ, 1937, 890 с.

138. Павловский Н. Н. Собрание сочинений, т. 2. М., Изд. АН СССР, 1956, 772 с.

139. Пикуш Н. В. Методы и приборы гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, 1967, 208 с.

140. Пикуш Н. В. Пневматический способ измерения скорости течения воды.— «Гидробиологический журнал», Киев, 1971, т. 7, № 4, с. 97—105.

141. Писарев Ю. В. Применение ЭВМ в гидравлических расчетах открытых потоков.— «Тр. МИИТ», 1973, вып. 434, с. 19—29.

142. Полтавцев В. И., Соколова В. А. Влияние выбора плоскости отсчета глубин на величину коэффициента сопротивления.—«Тр. ЛГМИ», 1972, вып. 46, с. 110—118.

143. Полтавцев В. И., Соколова В. А. О выборе расчетной величины шероховатости русла.— «Межвузовский сборник научных трудов по технологии и комплексной механизации лесозаготовительных работ», 1974, вып. 2, с. 85—87.

144. Попов И. В. Деформации речных русел и гидротехническое строительство. Л., Гидрометеоиздат, 1969, 364 с.

145. Практическое пособие для производства изыскательских работ на речном транспорте. Русловые исследования. М., Речиздат, 1951, 152 с.

146. Радюк А. Л. Оценка влияния сопротивления порожистых русел движению воды.— «Тр. Сиб. технолог. ин-та», 1967, сб. 41, с. 52—65.

147. Радюк А. Л. О взаимодействии потоков в русле с неоднородной шероховатостью по ширине.— «Лесной журнал», 1967, № 1, с. 59—66.

148. Радюк А. Л. Вторичные течения в открытых руслах и способ их учета при гидравлических расчетах.— «Лесной журнал», 1972, № 2, с. 46—48.

149. Радюк А. Л. Влияние угла встречи смежных потоков и формы поперечного сечения на величину кинематического эффекта в руслах с неоднородной шероховатостью по ширине.— «Межвузовский сборник трудов по технологии и комплексной механизации лесозаготовительных работ», 1973, вып. 1, с. 48—55.

150. Радюк А. Л. К вопросу определения положения плоскости отсчета глубин в руслах с повышенной шероховатостью дна.— «Межвузовский сборник трудов по технологии и комплексной механизации лесозаготовительных работ», Красноярск, 1973, вып. 1, с. 55—63.

151. Радюк А. Л. Выправление порогов с помощью прорезей и их гидравлический расчет.— «Межвузовский сборник научных трудов по технологии и комплексной механизации лесозаготовительных работ», 1974, вып. 2, с. 64—80.

152. Радюк А. Л. Оценка сопротивления русла порожистых рек с помощью формул степенного вида.— «Межвузовский сборник научных трудов по технологии и комплексной механизации лесозаготовительных работ», 1974, вып. 2, с. 80—85.

153. Раткович Д. Я. Исследование откоса гидрометрических приборов в открытом потоке.— «Тр. Гидропроекта», 1960, сб. 4, с. 183—252.

154. Римар Г. М. Аналитические и лабораторные исследования по применению поплавков-интеграторов для измерения расходов воды.— «Тр. ГГИ», 1970, вып. 186, с. 8—29.

155. Розанов В. А. О динамике взаимодействующих потоков главного русла и поймы на прямолинейных участках.— «Тр. ЛГМИ»,1972, вып. 46, с. 12—22.

156. Розовський І. Л. Поперечні течії у звивистому руслі при наявності заплавинного потоку:— «Прикладна механіка», 1959, т. 5, вып. 1, Видавництво АН УССР, Київ, с. 75—82.

157. Русинов М. И. Влияние некоторых параметров призматического пойменного русла на скорость распространения гребня волн попусков (численный эксперимент).— «Тр. ГГИ», 1967, вып. 140, с. 64—82.

158. Русинов М. И. Приближенная зависимость для скорости распространения волны в призматическом русле с поймой.— «Тр. ГГИ», 1968, вып. 161, с. 66—75.

159. Сабинин Г. Х. Зависимость показаний анемометров от структуры потока.— «Журнал геофизики», 1937, т. 7, вып. 2—3, с. 164—176.

160. Сасоров М. П. О влиянии формы сечения на линейную зависимость между $v_{ср}$ и $h_{ср}$.— «Гидротехническое строительство», 1965, № 7, с. 41—44.

161. Сибирякова Н. К. О коэффициенте перехода от поверхностных скоростей к средним в условиях пойменных створов.— «Тр. ГГИ», 1966, вып. 131, с. 37—53.

162. Синотин В. И., Генкин З. А. К вопросу о гидравлическом расчете русел, покрытых льдом.— «Изв. Всесоюз. научно-исслед. ин-та гидротехники им. Б. Е. Веденеева», 1966, т. 80, с. 177—191.

163. Скородумов Д. Е. Гидравлические основы экстраполяции кривых расходов до высоких уровней.— «Тр. ГГИ», 1960, вып. 77, с. 3—44.

164. Скородумов Д. Е. Вопросы гидравлики пойменных русел в связи с задачами построения и экстраполяции кривых расходов воды.— «Тр. ГГИ», 1965, вып. 128, с. 3—97.

165. Скребков Г. П. Измерение вертушкой скорости двухфазного (газо-жидкостного) потока.— «Изв. АН СССР. Механика», 1965, № 1, с. 181—182.

166. Слободкин А. Я. Гидравлические основы регулирования порожистых участков рек. Поволжский лесотехнический институт.— «Сб. трудов», 1956, № 50, с. 97—107.

167. Соколов Ю. Н. О взаимодействии руслового и пойменного потоков при непараллельности их динамических осей.— «Метеорология и гидрология», 1967, № 6, с. 92—97.

168. Соколов Ю. Н. Опыт обобщения исследований кинематического эффекта безнапорного потока.— «Тр. МИИТ», 1968, вып. 288, с. 41—46.

169. Соколов Ю. Н. Лабораторное исследование пропускной способности русла при пересечении под прямым углом пойменного и руслового потоков.— В кн: Вопросы водохозяйственного строительства, 1969, с. 214—224.

170. Спицын И. П. О механизме взаимодействия потоков основного русла и поймы.— «Тр. ЛГМИ», 1962, вып. 13, с. 40—47.

171. Спицын И. П. О взаимодействии потоков основного русла и поймы.— «Метеорология и гидрология», 1962, № 10, с. 22—27.

172. Спицын И. П. Об определении расхода воды в пойменном русле по измеренным поверхностным скоростям.— «Сб. работ по гидрологии», 1966, № 6, с. 49—54.

173. Талмаза В. Ф. Об определении коэффициента шероховатости рек горно-предгорной зоны.— «Вопросы водного хозяйства», 1968, вып. 2, с. 63—68.

174. Талмаза В. Ф., Крошкин А. Н. Гидроморфологические характеристики горных рек. Фрунзе, «Кыргызстан», 1968, 204 с.

175. Технические указания по применению аэрометодов на изысканиях мостовых переходов. «ВСН 37—67». Минтрансстрой СССР, М., 1967, 60 с.

176. Федоров Н. Н. Опыт применения стереофотограмметрии к экспериментальному изучению скоростной структуры водных потоков.— «Тр. ГГИ», 1951, вып. 28, с. 145—160.

177. Федоров Н. Н. Об определении скоростного множителя C для естественных русел.— «Тр. ГГИ», 1956, вып. 56 (110), с. 96—102.

178. Федоров Н. Н. Скорость распространения гребней волн попусков и влияние на ее величину пойменных участков русла.— «Тр. ГГИ», 1964, вып. 117, с. 63—82.

179. Федоров Н. Н. Использование водослива с широким порогом в качестве измерителя расхода воды.— «Тр. ГГИ», 1966, вып. 131, с. 30—36.

180. Христианович С. А. Неустановившееся движение в каналах и реках.— В кн: Некоторые новые вопросы механики сплошной среды. М., 1938, с. 7—154.

181. Чанишвили А. Г. Некоторые вопросы измерения скоростей в аэрированных потоках.— «Изв. Тбилисского научно-исслед. ин-та сооружений и гидроэнергетики им. А. В. Винтера», 1962, т. 14, с. 46—54.

182. Черкавский С. К. Государственный учет вод и их использования и гидрологические расчеты и прогнозы.— «Метеорология и гидрология», 1973, № 10, с. 18—26.

183. Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах.— М., Госстройиздат, 1953, 208 с.

184. Шестакова Р. А. Определение расходов воды при высоких уровнях по уклону водной поверхности и коэффициенту *C* формулы Шези.— «Тр. ГГИ», 1963, вып. 106, с. 71—121.

185. Шестакова Р. А. Использование гидравлических зависимостей для определения расходов воды в беспойменных руслах.— «Тр. ГГИ», 1968, вып. 150, с. 29—43.

186. Шумков И. Г. Учет влияния ветра при определении поверхностных скоростей течения воды поплавками-льдинами.— «Тр. ГГИ», 1966, вып. 131, с. 54—59.

187. Юфин А. П. Гидромеханизация. М., Стройиздат, 1974, 224 с.

188. Яглом А. М. Об учете инерции метеорологических приборов при измерениях в турбулентной атмосфере.— «Тр. геофиз. ин-та», 1954, № 24 (151), с. 112—162.

189. Ashida K., Takahashi T., Takemoto T. Flood flow in a compound cross—sectional channel "Disaster Prevention Research Institute Annuals". Kyoto, Mar., 1967, N 10, B, p. 1—13.

190. Barishnicov N. B., Ivanov G. V., Sokolov Yu. N. Role of flood plain in flood discharge of a river channel. Proceedings XIV Congress of the IAHR, Paris, 1971, vol. 5, p. 141—144.

191. Bogardi J. Sediment transport in alluvial streams. Akademiai kiado. Budapest, 1974, 826 p.

192. Chandrasekaran D., Lakshmana Rao N. S. The universalisation of the co-ordinates of logarithmic weir profiles.— "Journal of Hydraulic Research", 1970, volume 8, N 4, p. 396—402.

193. Einstein H. A., Abdel-Aal F. Einstein bed—load function of high sediment rates.— "Journal of the Hydraulics Division". 1972, vol. 98, N 1, p. 137—151.

194. International Standard. ISO 2537—1974 (E). Liquid flow measurement in open channels—Cup—type and propeller—type current meters. p. 1—4.

195. Kolupaila Steponas. Bibliography of Hydrometry. Notre Dame, Indiana, 1961, 976 p.

196. Кувыкин И. С. Нов метод за определяне коэфициента на Кориолис в зависимост от профила на хидравличното русло и скоростна структура на течението.— «Хидротехника и мелиорация», София, 1969, № 3, с. 69—72.

197. Lakshmana Rao N. S., Purushotham G. Experimental studies on linear proportional weirs with triangular bottoms.— "Journal of Hydraulic Research", 1970, vol. 8, N 4, p. 449—455.

198. Lakshmana Rao N. S., Chandrasekaran D. A new "baseless" proportional weir. "Journal of Hydraulic Research", 1970, Volume 8, N 3, p. 341—355.

199. Lakshmana Rao N. S., Chandrasekaran D. Improvement of the "baseless" pronortional weir.— "Journal of Hydraulic Research", 1974, vol. 12, N 4, p. 491—498.

200. Nikitin I. K. Turbulentnost otvorenih tokova. Seminar erozija, bujični tokovi rečni nanos. Beograd, 1970, s. 9—22.

201. Папазов Р. Д. и Бочева М. М. Коэфициентите на Кориолис и Буснеск за реки и русловите процеси.— «Техническа массъл», София, 1973, № 4, с. 51—60.

202. Sellin R. H. J. A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain. La Houille Blanche, 1964, N 7, p. 793—802.

203. Strilaeff P. W. and Bilozor. Single—velocity method in measuring discharge. Technical Bulletin. No. 75. Inland waters directorate. Water resources branch. Ottawa. Canada, 1973, 22 p.

204. Toebes G. H., Sooky A. A. Hydraulics of meanderring rivers with flood plains "Journal of the Waterways and Harbors division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers", May, 1967, vol. 93, N 2, p. 213—236.

205. Townsend D. R. An investigation of turbulence characteristics in river model of complex cross section. "Proceedings of the Institution of Civil Engineers", Belfast, 1968, vol. 40, p. 155—175.

206. Willis J. C. A new matematical model for the velocity distribution in turbulent shear flow. "Journal of Hydraulic Research", 1972, vol. 10, N 2, p. 205—225.

207. Zhelezhyakov G. V. Relative deficit of mean velocity of unstable river flow, kinematic effect in river beds with flood pains. Proceedings XI Congress of the IAHR, Leningrad, 1965, vol. III, 17 p.

208. Znelezny akov G. V. Interaction of channel and flood plain streams. Proceedings XIV Congress of the IAHR, Paris, 1971, vol. 5, p. 145—148.

209. Zheneznyakov G. V., Navikova N. M. Kinematic effect of the flow in erodible channels. Proceedings XV Congress of the IAHR, Istanbul, Turkey, 1973, vol. I, p. 151—158.

210. Zhelenyakov G. V., Altunin V. S., Annaev S. A., Balakaev B. A. Problems of channels formation and sedimen regime regulation in big irrigation canals (as applicable to the V. I. Lenin Karakum canal). Ninth congress an irrigation and drainage. New Delhi (India), 1975, p. 227—242.

Железняков Георгий Васильевич

Теория гидрометрии

Редактор З. М. Кожина
Художник Ю. Г. Смирнов
Художественный редактор В. А. Баканов
Техн. редактор Л. М. Шишкова
Корректор Т. В. Алексеева

Сдано в набор 25/IX 1975 г. Подписано к печати 30/XII 1975 г. М-17472. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага тип. № 1. Печ. л. 21,5. Уч.-изд. л. 22,10. Тираж 1800 экз. Индекс ГЛ-200. Заказ № 471. Цена 2 руб. 37 коп. Гидрометеоиздат. 199053. Ленинград, 2-я линия, д. 23.
Гидрометеоиздат. 199053. Ленинград. 2-я линия, д. 23.
Ленинградская типография № 8 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 190000. Ленинград, Прачечный пер., 6.