

Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

В.А.БОЛЬШАКОВ
А.А.НУРГАНОВИЧ

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ
И ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ
РАСЧЕТЫ МАЛЫХ
ДОРОЖНЫХ
СООРУЖЕНИЙ

616921

39.112—02
Б79

УДК 532 + 551.48 : 625.7/8 (07)

Гидрологические и гидравлические расчеты малых дорожных сооружений. Большаков В. А., Курганович А. А.— К.: Вища школа. Головное изд-во, 1983.— 280 с.

В первой части учебного пособия излагаются гидрологические расчеты стока ливневых и талых вод с малых бассейнов. Рассмотрены методы и способы определения максимального стока с учетом современных нормативных требований.

Вторая часть книги посвящена гидравлическим расчетам малых дорожных сооружений.

Специальные разделы учебного пособия посвящены применению ЭВМ для гидрологических и гидравлических расчетов. Все виды расчетов сопровождаются числовыми примерами решения наиболее характерных задач. В книге приводятся нормативные и справочные данные в объеме, необходимом для указанных выше расчетов. Нормативные материалы приведены по состоянию на 01.01.83.

Учебное пособие предназначено для студентов строительных специальностей вузов.

Табл. 67. Рис. 82. Библиогр.: 49 назв.

Рецензенты: профессор О. В. Андреев (Московский автомобильно-дорожный институт), доценты А. А. Василенко, В. В. Гончаров (Киевский инженерно-строительный институт)

Редакция литературы по строительству, архитектуре и коммунальному хозяйству

Зав. редакцией В. В. Гаркуша

Большаков Валерий Алексеевич,
Курганович Александр Андреевич

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ И ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ МАЛЫХ ДОРОЖНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Редактор А. И. Черкасенко
Редактор-картограф А. А. Щербина
Переплет художника В. Г. Самсонова
Художественный редактор Н. А. Стазь
Технический редактор Т. И. Трофимова
Корректор Т. Ю. Ходырева

Информ. бланк. № 7265

Сдано в набор 30.05.83. Подп. в печ. 28.07.83. БФ 03181. Формат 60×90/16. Бумага типогр. № 1. Лит. гарн. Выс. печать. 17,5 печ. л. 17,5 кр.-отт. 19,53 уч.-изд. л. Тираж 3000 экз. Изд. № 5296. Зак. № 3—1428. Цена 85 к.

Головное издательство издательского объединения «Вища школа», 252054, Киев-54, ул. Гоголевская, 7.
Отпечатано с матриц Головного предприятия республиканского производственного объединения «Полиграфиздат», 252057, г. Киев-57, ул. Довженко, 3, на Киевской фабрике печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС, 252067, г. Киев-67, Выборгская, 84.

3603020000—022

Б М211(04)—83 248—83 © Издательское объединение «Вища школа», 1983

Кировская областная

библиотека

им. Герцена

ПРЕДИСЛОВИЕ

Решениями XXVI съезда КПСС в одиннадцатой пятилетке предусмотрено дальнейшее развитие и совершенствование сетей автомобильных и железных дорог, улучшение качества их строительства, ремонта и содержания. Обеспечение надежности и долговечности службы автомобильных и железных дорог связано с правильным решением водотока. При этом одной из важнейших задач является расчет и проектирование малых дорожных сооружений.

Различают водоотводные (открытые русла, перепасы, быстроток) и водопропускные (малые мосты, дорожные трубы) сооружения. Открытые русла в виде различных водоотводных каналов являются составной частью дорог. Для пересечения малых водотоков и сухих логов устраивают малые мосты и дорожные трубы (при пересеченной местности на 10 км трассы нередко приходится 15...20 таких сооружений). Следует отметить, что в одиннадцатой пятилетке более 90 % общего числа малых водопропускных сооружений будут построены на автомобильных дорогах.

Данное учебное пособие составлено по соответствующим разделам программ курсов «Гидравлика, гидрология, гидрометрия», «Изыскания и проектирование дорог» и «Автомобильные дороги» для специальностей «Автомобильные дороги», «Мосты и тоннели» и «Строительство аэродромов». Его содержание также отвечает программам соответствующих курсов железнодорожных, строительных и гидротехнических специальностей, где рассматриваются вопросы гидрологического и гидравлического обоснования малых водоотводных и водопропускных сооружений.

В первой части пособия приведены основные сведения по гидрологии суши в объеме, необходимом для общего ознакомления студентов с гидрологическими факторами, влияющими на процессы образования, транспортирования и трансформации стока, в основном с малых водосборных бассейнов. Изложены нормативные (СН 435-72 и ВСН 63-76) и практические способы определения максимальных расходов и объемов стока, которые в последнее время получили распространение в проектной практике. Обращено внимание на целесообразность более широкого применения региональных норм и эмпирических формул. При этом теоретические принципы расчетов излагаются с их анализом, что позволяет обоснованно принимать соответствующий способ расчета в каждом конкретном случае.

Во второй части пособия рассмотрены расчеты элементов потока при равномерном и неравномерном движении, открытых русел и водоотводных сооружений, малых водопропускных и водосбросных сооружений (быстротоков, перепадов и гасителей энергии, отверстий малых мостов и дорожных труб, мостов-водосбросов и шахтных водосбросов), в том числе с учетом аккумуляции воды, а также отводящих русел и выходных участков за малыми дорожными сооружениями.

В книге приведены необходимые сведения о применении ЭВМ, блок-схемы, схемы алгоритмов и программы для соответствующих гидрологических и гидравлических расчетов.

Все виды расчетов сопровождаются числовыми примерами решения наиболее характерных задач. В пособии приводятся также нормативные и справочные данные в виде графиков, таблиц и приложений в объеме, необходимом для указанных видов расчетов. Таким построением книги достигается ее целостность при практическом использовании.

Назначение пособия — дать студентам основные теоретические и практические навыки при выполнении расчетно-графических заданий, курсовых и контрольных работ по гидравлике, что особенно полезно при вечерней и заочной формах обучения. Кроме того, пособие будет полезным при выполнении курсовых и дипломных проектов по изысканию и проектированию дорог. Оно также может быть использовано инженерами и техниками соответствующих специальностей в их практической деятельности.

В конце книги приведен перечень специальной литературы для более детального изучения конкретных вопросов.

Настоящее учебное пособие подготовлено преподавателями Киевского автомобильно-дорожного института имени 60-летия Великой Октябрьской социалистической революции. Первая часть написана кандидатом техн. наук доцентом А. А. Кургановичем, вторая — доктором техн. наук профессором В. А. Большаковым.

При подготовке настоящего учебного пособия к изданию авторам оказали техническую помощь кандидат техн. наук Н. М. Букраба и инженеры З. И. Краснокутская, В. И. Галецкий.

Авторы просят читателей направлять свои отзывы и пожелания по адресу: 252054, г. Киев-54, ул. Гоголевская, 7, «Вища школа».

Часть первая. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

Глава I. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСАДКОВ И БАСЕЙНА

1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Слово гидрология состоит из двух греческих слов: *хюдор*, что значит вода, и *логос*, что значит учение. Следовательно, в самом широком смысле термин гидрология означает учение о воде. В настоящее время под гидрологией подразумевают науку, изучающую гидро-сферу, ее свойства и протекающие в ней процессы и явления во взаимосвязи с атмосферой, литосферой и биосферой.

Огромную часть природных вод составляют воды океанов и морей, которые изучаются разделом гидрологии — океанологией. Меньшая часть воды находится на водных объектах суши. Водные объекты суши образуются в результате выпадения атмосферных осадков, значительная часть которых формируется при испарении воды океанов и морей.

Воды, находящиеся на поверхности суши в виде различных водных объектов, называются *поверхностными водами*, а раздел гидрологии, изучающий их, — *гидрологией суши*. Воды, находящиеся под земной поверхностью или образующиеся в атмосфере, изучаются соответственно *гидрогеологией* и *метеорологией*.

Таким образом, в гидрологию суши включается прежде всего учение о поверхностных водах, т. е. о реках, ручьях, суходолах с теми разделами из гидрогеологии, метеорологии и других смежных дисциплин, которые необходимы для понимания и раскрытия сущности процессов поверхностного стока и вопросов баланса влаги на поверхности суши.

Основным понятием в гидрологии суши считается *водный объект*. Водные объекты подразделяются на *водотоки* и *водоемы*. Водный объект, в котором вода движется в направлении уклона в углублении земной поверхности, называется *водотоком*. Различают постоянные водотоки (движение воды происходит в течение всего года или большей его части) и временные (движение воды происходит меньшую часть года). Водный объект в углублении суши, характеризующийся замедленным движением воды или полным его отсутствием, называется *водоемом*. Типичные формы водоемов — озера и водохранилища.

Под понятием *бассейн* подразумевают часть земной поверхности, включающую почвогрунты, с которых происходит сток вод в водный объект (реку, озеро). Бассейн состоит из поверхностного и подземного водосборов. *Поверхностный водосбор* представляет собой участок земной поверхности, с которого поступают воды в реку (озеро). *Подземный водосбор* образует толща почвогрунтов, из которой вода поступает в реку (озеро). В общем случае поверхностный и подземные водосборы

не совпадают. Однако из-за больших затруднений в определении границы подземного водосбора обычно при расчетах размеры бассейна принимают в пределах только поверхностного водосбора, и вследствие этого не делают различия между терминами бассейн и водосбор.

Гидрологию суши можно разделить по изучаемым водным объектам на гидрологию рек (речная гидрология), озер (лимнология), болот (тельматология), ледников (гляциология). Совокупность тех областей гидрологии суши, которые непосредственно связаны с практическим применением гидрологии при решении инженерных водохозяйственных задач, называют инженерной гидрологией.

Инженерная гидрология дает возможность решать ряд практических задач по гидроэнергетике, орошению, промышленному водоснабжению, водному транспорту, лесосплаву и для возведения на водотоке таких сооружений, как мосты, трубы, перенады, быстротоки и другие искусственные сооружения.

Одной из задач инженерной гидрологии является достоверное определение или прогноз максимальных расходов дождевых или снеговых вод, объема стока и наносов, которые определяют не только размеры водопропускных сооружений на дорогах, но и надежность их работы. Эти расчеты наиболее широко используются при проектировании искусственных сооружений на малых и средних водотоках, где ввиду отсутствия или недостаточности натурных гидрометрических наблюдений за расходами воды, скоростями и уровнями ценность способов инженерной гидрологии наиболее очевидна.

В данном пособии рассматриваются лишь те разделы инженерной гидрологии, которые дают практические навыки определения максимальных расчетных расходов и объемов стока при отсутствии гидрометрических наблюдений.

Одним из важных разделов инженерной гидрологии является гидрометрия — наука о методах и средствах определения величин, характеризующих движение и состояние жидкости и режим водных объектов. Приемами гидрометрии измеряют уровни, глубины, рельеф дна и свободной поверхности, напоры и давление, скорости и направление течений, пульсацию скоростей и давлений, параметры волн, гидравлический уклон, расход жидкости, мутность потока, расход наносов и пульпы.

Главными источниками информации о водах суши служат основная и специальная гидрологические сети Госкомгидромета, а также посты наблюдений министерств и ведомств с различными средствами и методами получения информации (космическими, авиационными, экспедиционными и др.). Посты основной сети производят систематические круглогодичные наблюдения по стандартной методике в соответствии с требованиями действующих в Госкомгидромете наставлений. Основная сеть постов размещается на реках, крупных каналах, соединяющих водные системы, озерах и водохранилищах.

Министерства и ведомства организуют в необходимых случаях временные специальные гидрометеорологические станции и посты для проектирования и эксплуатации крупных гидротехнических сооружений и водохозяйственных систем.

В настоящее время на территории СССР действуют 6550 гидрологических пунктов наблюдений в системе Госкомгидромета и 1705 ведомственных постов.

С целью объединения всех работ по изучению водных ресурсов, а также по метеорологии и геофизике в 1929 г. была создана Гидрометеорологическая служба СССР.

Руководство гидрометеорологическими работами в СССР осуществляется Государственным комитетом СССР по гидрометеорологии и контролю природной среды. Научная и методическая работа в области гидрологии ведется Государственным гидрологическим институтом (ГГИ) и другими учреждениями.

1.2. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ ЗЕМЛИ

Мировые запасы воды на Земле составляют $1386 \cdot 10^6$ км³, из них пресных вод всего $35 \cdot 10^6$ км³, т. е. 2,5 %. Наиболее интенсивно используются речные воды, сравнительно быстро возобновляющиеся в процессе круговорота. Но их доля в общих запасах пресных вод всего лишь 0,006 %. Второе место по использованию занимают грунтовые воды и третье — воды озер.

Водные ресурсы СССР по своему объему занимают второе место в мире (на первом месте — Бразилия). В СССР около 3 млн. рек. Самая длинная река — Лена. Самая многоводная — Енисей. Ее годовой сток — 624 км³. Суммарный сток рек СССР составляет 11,3 % мирового стока, равного 42 тыс. км³.

Эксплуатационные ресурсы пресных подземных вод в СССР составляют около 320 км³/год. В пределах СССР расположено 2854 тыс. озер, водохранилищ и прудов с общей площадью зеркала воды около 490 000 км². Общий объем воды в пресных озерах составляет 27 400 км³. Из этого объема 23 088 км³ содержится в озере Байкал, что составляет 98 % пресных поверхностных вод СССР.

Распределение речного стока на территории СССР крайне неравномерно и не соответствует размещению населения, потребностям промышленности и сельского хозяйства. Поэтому проблема воды в СССР решается как за счет регулирования стока в пределах одного бассейна, так и за счет межбассейновых перебросок стока. На европейской территории СССР предполагается перебросить часть стока Печоры, Северной Двины и других рек в Волго-Камский и Донской бассейны. В Казахстане и Среднюю Азию намечается перебросить часть стока сибирских рек — Иртыша и Оби.

Охрана водных ресурсов в СССР предусмотрена статьей 18 Конституции. В 1970 г. Верховный Совет СССР утвердил Основы водного законодательства Союза ССР и союзных республик, где сказано, что государственная собственность на воду составляет основу водных отношений в СССР, создает благоприятные условия для осуществления планового и комплексного использования вод с наибольшим народнохозяйственным эффектом, позволяет обеспечить наилучшие условия труда, быта, отдыха и охраны здоровья советских людей. В соответствии с этим природные воды (водные объекты) составляют единый госу-

дарственный водный фонд, который является объектом исключительной собственности государства. В состав водного фонда включены реки, озера, водохранилища, воды каналов и прудов, подземные воды и ледники, внутренние моря, территориальные воды, а также временные водотоки. Основами водного законодательства запрещен ввод в эксплуатацию хозяйственных объектов, отрицательно влияющих на состояние воды. Запрещено также наполнение водохранилища до подготовки территории для заполнения водой. Значительное внимание в Основах водного законодательства уделяется охране вод от загрязнения и засорения. В статье 38 сказано: «Сброс в водные объекты производственных, бытовых и других видов отходов и отходов запрещается». В 1972 г. принято постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении охраны природы и улучшении использования природных ресурсов».

В 1978 г. вышло постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О дополнительных мерах по усилению охраны природы и улучшению использования природных ресурсов».

XXVI съезд Коммунистической партии Советского Союза определил задачи по дальнейшему рациональному использованию и охране почв, недр, растительного и животного мира, воздушного и водного бассейнов. Текущее десятилетие объявлено ООН десятилетием чистой воды.

1.3. КРУГОВОРОТ ВОДЫ В ПРИРОДЕ

Примерно три четверти поверхности земного шара покрыто водной оболочкой — Мировым океаном. С поверхности морей и океанов благодаря солнечной радиации испаряется огромное количество воды (505 тыс. км³ в год). Поднимаясь в верхние слои атмосферы, испарившаяся влага конденсируется и в виде дождя, снега или града выпадает на поверхность Земли, а другая часть таким же образом выпадает снова в Мировой океан. Однако на сушу переходит относительно небольшое количество влаги — около 8 % от всего испарения на океанах и морях. Это количество воды и является активным в общем круговороте воды. Вода в жидком или твердом состоянии, выпадающая из облаков или осаждающаяся из воздуха на поверхность Земли и на предметы, называется осадками.

Осадки, выпадающие на поверхность Земли, частично образуют водотоки, которые стекают с возвышенных мест в низкие и впадают в реки, а реки — в океаны и моря. Эти осадки и образуют поверхностный сток. Однако на долю поверхностного стока приходится менее 40 % всех осадков, выпавших на поверхность. Численной характеристикой поверхностного стока является коэффициент стока ϕ — отношение объема стока к объему осадков.

Несоответствие объемов осадков и стока объясняется тем, что часть осадков вновь испаряется и уходит в атмосферу, другая часть, просачиваясь сквозь толщу грунтов, образует подземный сток, который, в свою очередь, по водонепроницаемому слою снова возвращается в океан. Описанный процесс называется круговоротом воды в природе (рис. 1.1) и выражается уравнением водного баланса.

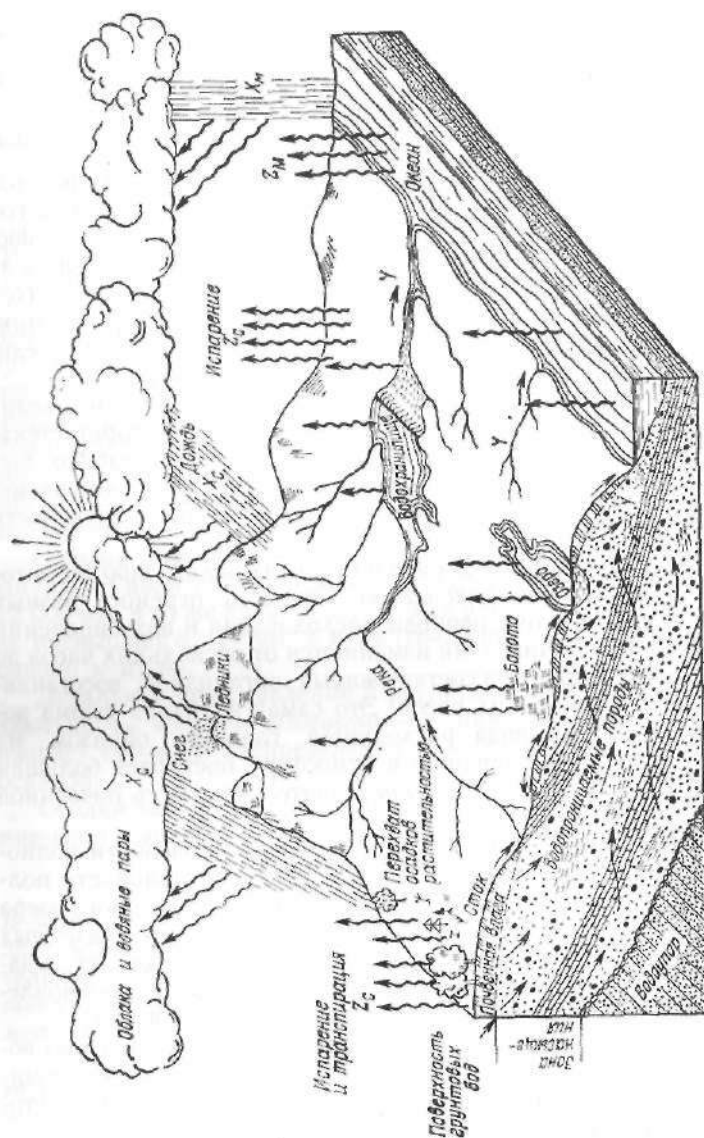


Рис. 1.1. Круговорот воды — испарение, осадки, сток: X_M и $X_Л$ — испарение с поверхности океанов и суши; $X_Д$ и $X_С$ — осадки на поверхности океанов и суши

Водный баланс в районе моря может быть выражен уравнением

$$Z_m = X_m + Y. \quad (1.1)$$

На суше уравнение водного баланса будет иметь вид

$$Z_c = X_c - Y. \quad (1.2)$$

Складывая уравнения (1.1) и (1.2), получим общее уравнение водного баланса для всего земного шара

$$Z_m + Z_c = X_m + X_c. \quad (1.3)$$

В этих формулах Z_m — количество воды, испаряющейся за год с поверхности океанов и морей; X_m — количество осадков, выпадающих за год на поверхности океанов и морей; X_c — количество осадков, выпадающих за год на поверхность; Z_c — количество воды, испаряющейся за год с поверхности суши; Y — сток речных вод в океаны и моря за год. От интенсивности такого процесса, характеризуемого количеством циклов «испарение — осадки», которые успевает совершить влага за единицу времени, зависит влажность климата данного района.

Территории, с которых вода стекает в реки, впадающие в океан, называются *сточными областями*. Если же с данной территории стекает река и впадает в бессточное озеро, то такие области называют *бессточными*. Эти области земного шара незначительны по своим размерам, поэтому объем осадков в этих зонах составляет лишь малую часть влагооборота в природе.

Совокупность водотоков и водоемов в пределах какой-либо территории называется *гидрографической сетью*. Скорость переноса разных видов воды различна, поэтому периоды расходования и возобновления запасов воды также различны. Они изменяются от нескольких часов до тысячелетий. Воды, входящие в состав живых организмов, восстанавливаются в течение нескольких часов. Это самая активная форма водообмена. Биологическая вода расходуется главным образом на транспирацию. Через транспирацию в атмосферу поступает большая часть почвенной влаги. Сравнительно незначительная часть почвенной влаги затрачивается на сток в русла рек.

Единовременные объемы воды в речных руслах мира почти полностью возобновляются в среднем за 16 дней. Продолжительность полного возобновления водных ресурсов величайшего пресноводного озера мира Байкал — 380 лет. Период возобновления свободных подземных вод земной коры до уровня — 2000 м составляет около 1400 лет, а запасов воды в горных ледниках — около 9700 лет. Полное возобновление вод Мирового океана происходит примерно через 2700 лет.

Основная характеристика реки — ее *водность*, т. е. количество воды, переносимой рекой в среднем за год. Самая многоводная река в мире — Амазонка. На годовой сток Амазонки приходится около 17 % стока воды всех рек мира.

1.4. ОСАДКИ

Атмосферные осадки могут быть *жидкими* (дожди), *твердыми* (град, снег) и *смешанными* (снег или град с дождем). Происхождение осадков изучает метеорология. В гидрологии осадки рас-

сматриваются как фактор, обуславливающий сток. На количество осадков влияют рельеф и высота местности, растительность, водная поверхность. Количество осадков на наветренных склонах (обращенных к влагоносным ветрам) обычно больше, чем на подветренных. Это объясняется тем, что влажный воздух, поднимающийся по наветренному склону, охлаждается. Находящийся в нем водяной пар конденсируется, и выпадают осадки. Леса представляют собой макрошероховатость, способствующую уменьшению скорости движения воздуха. Над лесами осадков выпадает на 5...15 % больше, чем над полями. Над морями и крупными озерами обнаруживается незначительное уменьшение осадков по сравнению с близко расположенной сушей. Это объясняется тем, что температура воздуха над водой ниже (в теплый период года), чем над сушей.

Осадки — одно из основных слагаемых уравнения водного баланса. Чем больше осадков выпадает на поверхность, тем больше воды при прочих равных условиях стекает в реки. В различных районах территории СССР выпадает разное количество осадков (в виде дождя, снега, града). Наибольшее количество осадков (в виде дождя) выпадает на Черноморском побережье Кавказа (Поти — Батуми), где среднегодовое их количество составляет 2500...3000 мм. Среднегодовой слой осадков в европейской части СССР колеблется от 300 до 700 мм. Среднее количество осадков на территории СССР — 532 мм.

Самыми дождливыми на земном шаре считаются отдельные районы Индии и Гавайских островов, где количество осадков за год достигает 12 000 мм, в то же время в некоторых районах Перу и Чили эта норма не превышает 8...10 мм, а в Центральной Сахаре выпадение осадков близко к нулю.

Детальное представление о распределении осадков по территории дают карты *изогист*. *Изогиста* — линия равных осадков. С помощью изогист строится распределение как годовых, так и месячных сумм осадков.

Осадки характеризуются интенсивностью, выражаемой как отношение слоя выпавших осадков ко времени их выпадения, мм/мин:

$$a = H/T. \quad (1.4)$$

В зависимости от интенсивности дождевые осадки могут быть подразделены на несколько категорий: *обложные дожди* большой продолжительности (более 2 суток), но малой интенсивности, *ливни умеренного пояса* малой продолжительности, но значительной интенсивности, *муссонные ливни* большой интенсивности и продолжительности.

Обложные дожди характеризуются практически постоянной во времени интенсивностью. Интенсивность обложных дождей обычно не превышает 0,03...0,05 мм/мин. В отличие от обложных дождей ливни характеризуются резким изменением интенсивности осадков во времени. Считают, что ливни — это дожди с интенсивностью более 0,3 мм/мин. Обычно на территории европейской части СССР и Западной Сибири продолжительность ливней не превышает двух часов, хотя в отдельных случаях она наблюдалась и больше. Ливни и обложные дожди наблюдаются в различное время года в зависимости от климатических

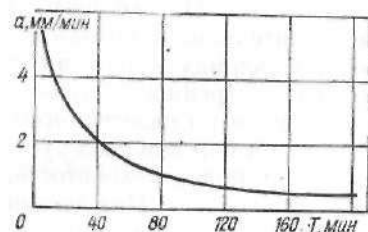


Рис. 1.2. Зависимость интенсивности дождя от его продолжительности

условий. На территории СССР ливни проходят преимущественно летом, обложные дожди — осенью. В условиях Карпат, например, выпадение осадков (дождей) наиболее значительно в теплое время года (апрель — ноябрь), когда они составляют около 60...80 % годовой нормы. По характеру выпадения осадков в этом районе можно выделить интенсивные малопродолжительные (с ливневыми участками) и малоинтенсивные продолжительные (обложные) дожди. Наиболее распространены в Карпатах ливневые дожди продолжительностью от 3 ч до 1,5 сут с перерывами [16]. Слой суточных максимумов осадков в Прикарпатье, например, достигает 150...200 мм.

Наибольшие наблюдавшиеся на земном шаре суммы осадков часовой продолжительности достигали 300 мм, а за сутки — 1200 мм [22].

Интенсивность дождя не бывает одинакова за все время его прохождения. Как правило, чем меньше продолжительность дождя, тем интенсивность его больше, и наоборот. Наибольшую интенсивность дают короткие дожди продолжительностью 20...30 мин.

Связь интенсивности дождя с его продолжительностью можно выразить формулой Г. А. Алексеева

$$\alpha = \frac{A + B \lg n}{(1 + T)^{1/3}}, \quad (1.5)$$

где A и B — параметры, зависящие от климатического района; n — число лет, приходящихся на один ливень (частота ливней данной интенсивности), T — продолжительность дождя. Характер кривой, иллюстрирующей зависимость (1.5), приведен на рис. 1.2.

Суммарное количество осадков, выпадающих в данном районе, зависит также от рельефа местности. Увеличение осадков с высотой местности наблюдается до отметок порядка 3500 м над уровнем моря, после чего становится меньше, так как восходящий воздушный поток на своем пути успевает израсходовать большую часть своих запасов влаги.

Средняя толщина слоя осадков определяется по данным дождемерных станций за длительный период наблюдений. Чем больше период наблюдений, тем точнее может быть определена толщина слоя осадков, характеризующая данный район. Расчеты показывают, что для достоверного определения средних значений годовых осадков достаточно иметь период наблюдений 40...50 лет.

Сильные дожди (ливни) имеют весьма ограниченное распространение по площади. Ливни редко охватывают площадь более 200 км², т. е. на больших бассейнах одновременно невозможно орошение дождем всей площади бассейна. Исключение составляют ливневые дожди в районах с муссонным климатом, где площади одновременного орошения могут достигать десятков и сотен тысяч квадратных километров.

Влагонасыщенность ливневых облаков, как правило, убывает от

центра к периферии. Поэтому с увеличением площади бассейна имеет место редукция (уменьшение) слоя осадков.

Для больших бассейнов наибольший (расчетный) сток, как правило, происходит от снеговых осадков, объем которых накапливается в течение всего зимнего периода, пропорционально площади бассейна.

Высота снежного покрова зависит от количества выпавших осадков, продолжительности зимы и плотности снега. Наибольшая средняя многолетняя высота снежного покрова на территории СССР наблюдается на западных склонах Урала (90 см), в западной части Среднесибирского плоскогорья и на Камчатке (110...120 см). Наименьшая средняя многолетняя высота снежного покрова отмечается на юге европейской территории СССР, в равнинной части среднеазиатских республик, в южном Забайкалье (10 см).

Относительной плотностью снега d называют отношение массы снега к массе воды при их одинаковых объемах, т. е. $d = \sigma_s / \sigma_w$.

Значение d зависит от структуры снега и изменяется от 0,01 для свежеснеженного снега в морозную погоду до 0,7 для промокшего и затем смерзшегося снега. Запас воды в снежном покрове, выраженный в миллиметрах, вычисляется по формуле

$$H = 10hd, \quad (1.6)$$

где h — высота снежного покрова.

Одно из важнейших составляющих водного баланса — испарение с водной поверхности (океаны, моря, водоемы, реки), с поверхности почвы и с растительного покрова — транспирация.

Скорость испарения выражается высотой, мм, слоя воды, испаряющейся в единицу времени.

Испарение с водной поверхности увеличивается с севера на юг. Например, на севере СССР высота слоя испарения за год 200 мм, а в пустынной зоне — около 1800 мм. Испарение влаги растениями зависит от пород деревьев: лиственные деревья транспирируют больше, чем хвойные. Растительность значительно уменьшает испарение с поверхности почвы. Однако сами растения испаряют много влаги, которую они берут из почвы.

На испарение с поверхности почвы оказывают влияние увлажненность ее поверхности, рельеф, глубина залегания грунтовых вод. С гладкой поверхности испаряется меньше влаги, чем с шероховатой. Светлые почвы при прочих равных условиях испаряют меньше, чем темные, а рыхлая почва — меньше, чем плотная, так как в рыхлой почве капилляры более широкие и вода в них поднимается не так близко к поверхности почвы, как в тонких.

1.5. ОСНОВЫ СТАТИСТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

Как было отмечено, количество выпадающих осадков регулируется сложным взаимодействием ряда факторов. К числу таких факторов относятся близость моря, господствующие ветры, рельеф местности, наличие леса и т. п. Учесть влияние всех этих факторов на осадки невозможно, так как их изменение носит чисто случайный характер.

Для практических расчетов необходимо знать, какова повторяемость осадков определенных размеров, измеренных, например, на гидрометеорологической станции, или какова продолжительность времени, в течение которого размеры этих осадков будут превышены другими, более значительными.

Эти задачи могут быть решены методом математической статистики, основанным на теории вероятности. В гидрологических расчетах широко используют два понятия математической статистики: повторяемость (частоту) и вероятность превышения (обеспеченность).

Повторяемость показывает, во скольких случаях за рассматриваемый период времени данное количество осадков (или другая гидрологическая характеристика — расход, уровень) повторялось. Например, один раз в 50 лет, один раз в 100 лет, один раз в 300 лет и т. д.

Вероятность превышения показывает длительность периода, в течение которого наблюдается определенное количество осадков (расходы, уровни), превышающее заданное. Вероятность превышения выражается в долях или в процентах общего периода наблюдений. Например, соответственно приведенным значениям повторяемости вероятность превышения выразится как 2 %, 1 %, 0,33 %.

Связь между вероятностью превышения P и средней повторяемостью N выражается следующими соотношениями: для гидрологических характеристик вероятностью превышения меньше 50 %

$$N = 100/P, \quad (1.7)$$

То же, при вероятности превышения более 50 %

$$N = \frac{100}{100 - P}. \quad (1.8)$$

Вероятность превышения наблюдаемых гидрологических величин, %, определяется по формуле

$$P = \frac{m - 0,3}{m + 0,4} \cdot 100, \quad (1.9)$$

где m — порядковый номер члена ряда измеренных гидрологических величин, расположенных в убывающем порядке; n — общее число членов ряда.

Повторяемости и соответствующие им вероятности превышения имеют следующие характерные значения:

Вероятность превышения P , %	0,1	0,33	1	2	4	10	20	50	90	99	99,9
Повторяемость N , лет	1 : 1000	1 : 300	1 : 100	1 : 50	1 : 25	1 : 10	1 : 5	1 : 2	1 : 0,1	1 : 0,01	1 : 0,0001

По вероятности превышения или повторяемости определяется нормированная гидрологическая характеристика (количество осадков, расходы, уровни), которая гарантирует надежность и безаварийную работу сооружений или технологических процессов. Вероятность превышения осадков, расходов, уровней может быть выражена графически в виде *кривых обеспеченности* или *повторяемости*. Эти кривые строятся или непосредственно по данным наблюдений (*эмпирические кривые*),

или с использованием закономерностей теории вероятности (*аналитические кривые*).

Эмпирические кривые строятся по данным многолетних наблюдений. Для определения, например, расчетных значений осадков * используются данные годовых максимумов, суточных максимумов (СМ), месячных сумм осадков (МС), выборки слоев осадков за различное время их выпадения или другие характеристики, которые в каждом конкретном случае в зависимости от цели их использования и степени достоверности могут являться определяющими. Однако независимо от видов этих данных все они подвергаются статистической обработке для нахождения конкретных значений вероятности превышения или повторяемости.

Определение вероятности превышения способом построения эмпирической кривой обеспеченности приведено в примере 1.1.

Пример 1.1. По данным метеостанции, расположенной в районе г. Рахова Закарпатской области, имеется ряд суточных максимумов за 17 лет наблюдений. Требуется определить значения СМ с вероятностью превышения $P = 1\%$.

Порядок расчета. 1. Составляется таблица суточных максимумов в порядке их убывания.

2. Определяется вероятность превышения значений СМ по формуле (1.9):

$$P = \frac{1 - 0,3}{17 + 0,4} = 4\%; \quad N = 25 \text{ лет};$$

$$P = \frac{2 - 0,3}{17 + 0,4} = 10\%; \quad N = 10 \text{ лет};$$

$$P = \frac{3 - 0,3}{17 + 0,4} = 15,5\%; \quad N = 6,5 \text{ лет}$$

и т. д. для всех 17 строк (табл. 1.1).

3. Величины СМ с вычисленными для них значениями P , %, наносятся на клетчатку вероятности (рис. 1.3).

4. Экстраполяцией прямой до требуемой вероятности превышения ($P = 1\%$) определяется соответствующее значение $СМ_1\%$ = 100 мм.

Таблица 1.1. Ранжированные значения суточных максимумов

Порядковый номер	СМ, мм	P , %	Порядковый номер	СМ, мм	P , %
1	84	4	9	48	50
2	72	10	10	46	55,7
3	66	15,5	11	44	61,5
4	62	21,3	12	42	67,2
5	57	27	13	40	73
6	55	32,8	14	38	78,7
7	52	38,5	15	36	84,5
8	50	44,2	16	34	90,2
			17	32	96

* Данные об осадках опубликованы в «Водном кадастре СССР», т. 2.

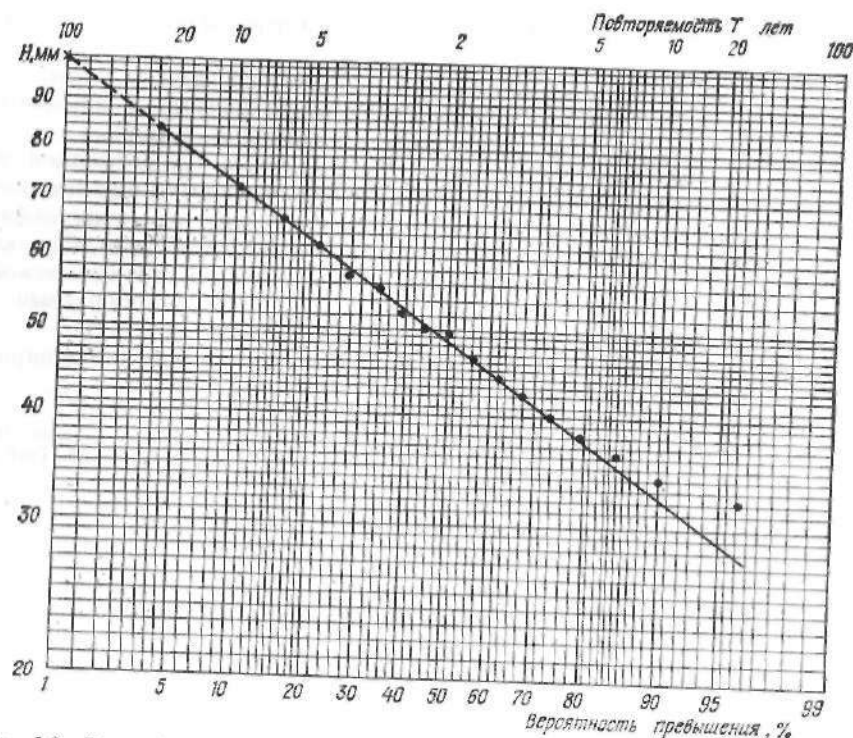


Рис. 1.3. Логарифмическая клетчатка с эмпирической кривой

Полученный таким образом суточный слой осадков заданной вероятности превышения $H_1\%$ является уже расчетной величиной для определения стока от дождевых паводков по нормам СН 435-72, где он в виде изогет нанесен на карту Советского Союза (приложение 7). По этим же данным определяется интенсивность осадков для различных интервалов времени по нормам Минтрансстроя ВСН 63-76 (таблицы интенсивности водоотдачи, приложение 2).

Наиболее точно дождевые зависимости можно определить по данным pluвиографических наблюдений за короткими дождями. Для этого производят выборки слоев осадков за различные интервалы времени. Полученные выборки ранжируют, определяют эмпирическую вероятность превышения каждого члена ряда, наносят на клетчатку вероятности и экстраполируют полученные кривые до расчетных величин P . Снятые с клетчатки значения слоев осадков различной продолжительности делят на соответствующие им интервалы времени и окончательно получают значения интенсивности:

$$a_{20} = H_{20}/20; \quad a_{30} = H_{30}/30; \quad a_{45} = H_{45}/45 \text{ и т. д.}$$

Недостатком эмпирических кривых обеспеченности является то, что при малом числе лет наблюдений нельзя достоверно экстраполировать кривую в зону малых обеспеченностей. Кроме того, эмпирическая кривая всегда отражает индивидуальные особенности имеющегося ря-

да наблюдений, от которых надо освободиться. Устранить эти недостатки можно при помощи аналитической (теоретической) кривой обеспеченности.

Аналитическую кривую обеспеченности характеризуют три основных стандартных параметра:

1. Среднее арифметическое значение всех измеренных величин

$$x_{\text{ср}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} x_i. \quad (1.10)$$

2. Среднее квадратичное отклонение членов ряда от среднего арифметического значения

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - x_{\text{ср}})^2}{n-1}}, \quad (1.11)$$

где $x_1, x_2, \dots, x_n$ — наибольшие за n лет в году величины (слоя осадков, стока, уровня воды, расхода).

Среднее квадратичное отклонение σ_x характеризует разброс наблюдаемых в ряду величин. Для сравнения изменчивости или рассеяния отдельных статистических рядов среднее квадратичное отклонение σ_x выражают в относительных значениях — в долях от среднего арифметического. Это относительное среднее квадратичное отклонение $\sigma_x/x_{\text{ср}}$ называется коэффициентом изменчивости или вариации и определяется по формуле

$$C_v = \frac{\sigma_y}{x_{\text{ср}}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{x_i}{x_{\text{ср}}} - 1\right)^2}{n-1}}. \quad (1.12)$$

3. Коэффициент асимметрии C_s характеризует степень несимметричности ряда рассматриваемых случайных величин относительно его среднего значения. По имеющемуся ряду измеренных величин коэффициент асимметрии можно установить лишь приближенно по формуле

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - x_{\text{ср}})^3}{n\sigma_x^3} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{x_i}{x_{\text{ср}}} - 1\right)^3}{nC_v^3}. \quad (1.13)$$

Для достаточно надежного определения коэффициента асимметрии требуется ряд наблюдений за 100...150 лет, который обычно получить не удастся. Поэтому значение C_s определяют не по формуле (1.13), а по соотношению между значениями коэффициента вариации и коэффициента асимметрии.

Так, применительно к расчетам годового стока значение C_s принимается: для зоны избыточного и переменного увлажнения (арктической, тундровой, лесной, лесостепной, степной) $C_s = 2C_v$; для зоны недостаточного увлажнения при наличии лет с почти полным отсутствием стока (сухостепной, пустынной) $C_s = (1,5...1,8) C_v$ (для наиболее

засушливых районов $C_s = 1,5C_v$; для расходов талых вод равнинных рек $C_s = (2,0 \dots 2,5) C_v$; для дождевых расходов равнинных рек и горных рек с муссонным климатом $C_s = (3 \dots 4) C_v$; для расходов воды горных рек $C_s = 4C_v$.

Практически значения C_s целесообразно устанавливать, построив на клетчатке вероятностей эмпирическую кривую обеспеченности. Затем на том же графике строят несколько аналитических кривых при одном вычисленном значении коэффициента вариации, но при разных значениях коэффициента асимметрии. В качестве расчетного принимают то значение C_s , которое соответствует аналитической кривой, наиболее близко совпадающей с эмпирическими точками.

Для построения аналитической кривой обеспеченности при значениях $C_v < 0,5$ применяют *метод моментов*, при $C_v > 0,5$ — *метод наибольшего правдоподобия*. Подробно эти методы изложены в [12; 14; 19]. В последнее время широкое распространение получил графоаналитический метод, разработанный Г. А. Алексеевым. Согласно этому методу все три параметра кривой обеспеченности (средняя многолетняя величина, коэффициент вариации и коэффициент асимметрии) являются функцией коэффициента скошенности S , выражающего приближенную связь этих параметров с кривой Пирсона III типа.

Коэффициент скошенности определяется по трем опорным значениям x_5 ; x_{50} ; x_{95} , снятым со сглаженной эмпирической кривой обеспеченности:

$$S = \frac{x_5 + x_{95} - 2x_{50}}{x_5 - x_{95}} \quad (1.14)$$

Далее порядок расчета следующий.

По приложению 19 определяется коэффициент асимметрии, соответствующий вычисленному коэффициенту скошенности.

Среднее квадратичное отклонение определяется по формуле

$$\sigma_x = \frac{x_5 - x_{95}}{\Phi_5 - \Phi_{95}} \quad (1.15)$$

Разность нормированных отклонений $\Phi_5 - \Phi_{95}$ берется из приложения 19 по строке, соответствующей принятому коэффициенту асимметрии C_s .

Определяется среднее опорное значение

$$x_{cp} = x_{50} - \sigma\Phi_{50} \quad (1.16)$$

где значение Φ_{50} находится также из приложения 19 по строке, соответствующей принимаемому коэффициенту C_s для $P_{50\%}$.

По величинам σ_x и x_{cp} вычисляется коэффициент вариации

$$C_v = \sigma_x / x_{cp} \quad (1.17)$$

По стандартным статистическим параметрам x_{cp} , σ_x и C_s и формуле

$$x_p = x_{cp} + \sigma\Phi(P, C_s) \quad (1.18)$$

с учетом значений $\Phi(P, C_s)$, приведенных в приложении 19, вычисляются характеристики x_p расчетной вероятности превышения P .

Методика расчета рассмотрена в примере 1.2.

Пример 1.2. По данным примера 1.1 определить значение $CM_1\%$, используя графоаналитический метод.

Порядок расчета. 1. С эмпирической кривой (рис. 1.3) снимаются значения $CM_{15} = 80$ мм, $H_{50} = 48$ мм, $H_{95} = 29$ мм.

2. Коэффициент скошенности находится по формуле (1.14)

$$S = \frac{80 + 29 - 2 \cdot 48}{80 - 29} = 0,25.$$

3. При $S = 0,25$ по приложению 19 определяются:

$$C_s = 0,9; \quad \Phi_{50} = -0,15;$$

$$\Phi_5 - \Phi_{95} = 3,21; \quad \Phi_1 = 2,96.$$

4. Среднее квадратичное отклонение получаем по формуле (1.15)

$$\sigma = \frac{80 - 29}{3,21} = 15,8 \text{ мм.}$$

5. Среднее значение

$$H_{cp} = 48 - 15,8 \cdot (-0,15) = 50,4 \text{ мм.}$$

6. Находится коэффициент вариации по формуле (1.17)

$$C_v = 15,8/50,4 = 0,31.$$

7. По формуле (1.18) определяется значение суточного максимума

$$H_1\% = 50,4 + 15,8 \cdot 2,96 = 97,1 \text{ мм.}$$

Оба способа нахождения вероятности превышения (построение эмпирической и аналитической кривых) дали практически одинаковые результаты. Графоаналитический метод построения аналитической кривой позволяет определить значение C_s с первого вычисления, что при разбросе точек в верхней и нижней частях эмпирической кривой может привести к отклонениям теоретической кривой от точек наблюдений. Поэтому и в этом случае необходимо выполнить проверку сходи-

Таблица 1.2. Расчетные вероятности превышения (ВП) для водопропускных сооружений

Род сооруже- ний	Железные дороги			Род сооружения	Автомобильные и город- ские дороги	
	Категория доро- ги	ВП расходов, %			Категория дороги	ВП расче- тов расхо- дов, %
		рас- чет- ных	наи- боль- ших			
Мосты и тру- бы	I, II	1	0,3	Мосты	I...III и го- родские	1
То же	III, IV, V	2	0,3	»	IV, V	2
»	Внутренние подъездные пути	3	2	Трубы	I	1
»		2	—	»	II, III и го- родские	2
				То же и дере- вянные мосты и трубы	IV, V	3

Таблица 1.3. Расчетные вероятности превышения (ВП) расходов для водоотводных сооружений

Род сооружения	Категория дороги	ВП расчетных расходов, %
Водоотводные сооружения с поверхности мостов и дорог	I, II	1
	III	2
Водоотводные каналы	IV, V	3
	I, II	2
	III	3
	IV, V	4

да, уровня и т. п.) позволяет устанавливать согласно нормам их максимальные (или минимальные) пределы, которые по экономическим, технологическим, эксплуатационным и другим соображениям наиболее оптимальны для проектируемого объекта. Чем ответственнее сооружение, тем значительнее может оказаться ущерб, вызванный нарушением нормальной его эксплуатации, поэтому при назначении расчетных гидрологических характеристик в этом случае приходится исходить из весьма редкой вероятности их превышения. Для менее ответственных сооружений норма вероятности превышения увеличивается. Так, если при проектировании гидроэлектростанций расчетная вероятность превышения расхода принимается $P = 0,01$ % (один раз в 10 000 лет), то для отверстия деревянного моста на дорогах IV и V технических категорий эта норма $P = 3$ % (один раз в 33 года).

Исходя из этих соображений технические условия проектирования мостов регламентируют расчетную вероятность превышения максимальных расходов для водопропускных сооружений в зависимости от рода сооружений и категории дороги (табл. 1.2).

Для водоотводных и водопропускных сооружений на автомобильных и городских дорогах расчетная вероятность превышения расходов принимается по табл. 1.3.

В инженерной практике приведенные выше статистические способы обработки наблюдений дождевых характеристик применяют лишь в тех случаях, когда требуется их уточнение по сравнению с готовыми расчетными данными, приведенными в нормах ВСН 63-76, СН 435-72 или в других источниках. Такие уточнения могут быть необходимы: для горных районов; для районов более ограниченных, чем те, которые показаны на схемах и картах в нормативных документах; при наличии более новых натурных данных; для районов, полностью занятых лесами, где нет перспективы их вырубки.

1.6. БАССЕЙН И ЕГО ХАРАКТЕРИСТИКИ

Различают *геометрические* (морфометрические) и *физико-географические* характеристики бассейна. К геометрическим характеристикам относятся площадь бассейна, его конфигурация (длина и средняя ши-

мости аналитической кривой с точками, полученными эмпирически, их совместным построением на одном графике. В приведенном примере такой необходимости нет, так как эмпирически получаемые точки практически не имеют разброса. Применяются и другие методы, которые освещены в специальной литературе.

Применение теории вероятности при определении расчетных гидрологических характеристик (слоя осадков, слоя стока, расхода,

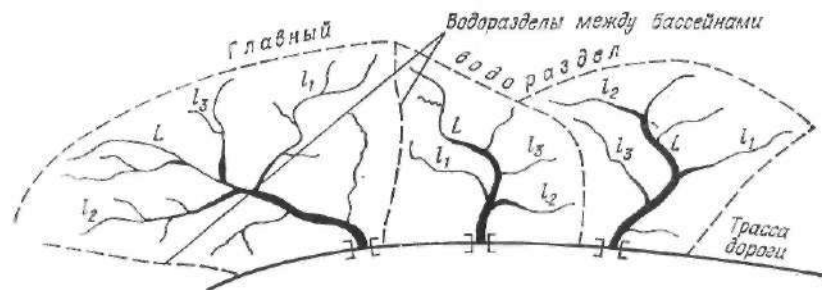


Рис. 1.4. План бассейнов у трассы дороги:

L — длина главного лога; l_1, l_2, l_3 — длины второстепенных логов

рина). Физико-географические характеристики определяют: географическое положение бассейна, его топографию (рельеф), климатические условия, растительный покров и почвы, водные поверхности на площади бассейна.

Бассейном, или **водосбором**, называется площадь земной поверхности, находящаяся выше по течению от замыкающего створа этого бассейна, с которой возможен к нему сток по склонам, логам и долинам. Бассейны между собой разделяются водоразделом (рис. 1.4). Площадь бассейна является его основной характеристикой. Измеряется она в квадратных километрах и определяется по картам или планам различного масштаба. При определении границ бассейнов площадью до 100 км² следует пользоваться картами масштаба крупнее 1 : 100 000. При их отсутствии, а также при площадях бассейнов менее 0,25 км² следует производить натурную съемку. При выборе масштаба карт следует стремиться к тому, чтобы бассейн изображался на них площадью не менее 5 см².

Читая масштабы карт, следует помнить, что число метров в 1 см масштаба равно числу, на два нуля меньшему указанного в масштабе (например, при масштабе 1 : 100 000 в 1 см содержится 1000 м, или 1 км).

Из площадей бассейнов необходимо исключать площади бессточных пространств, не имеющих переливов при высоких паводках.

Определение площади бассейна, предварительно оконтуренного по линиям водораздела, производится графическим способом или планиметрированием.

Графический способ применяется при определении малых площадей размером 1...2 дм². С этой целью изготавливается палетка из органического стекла или кальки. На нее наносится сетка с ячейками со стороной 2 мм. В зависимости от масштаба карты, по которой определяется площадь бассейна, находится цена деления каждой ячейки в квадратных километрах. Общее число ячеек в контуре, умноженное на цену деления, дает площадь контура.

Планиметрирование применяется при определении площади больших бассейнов. Для этой цели применяется планиметр ПП-2К. Обвод площади производится плавно, без перерыва, с одинаковой скоростью.



Рис. 1.5. Поперечное сечение лога

При планиметрировании углы между рычагами не должны быть менее 30° и более 150° . Отсчет получают из четырех цифр. Первая снимается с циферблата, две следующие — со счетного колеса и последняя — с верньера.

Для определения цены деления планметра выбирается какая-либо правильная фигура (прямоугольник, квадрат, круг), которая обводится планметром. Цена деления вычисляется по формуле

$$K = A/B, \quad (1.19)$$

где A — площадь выбранной фигуры в масштабе карты; B — площадь этой же фигуры в единицах планметра. Методика таких вычислений приведена в [19].

Конфигурация бассейна определяется его линейными размерами — длиной главного лога L , км, и средней длиной безрусловых склонов b_c , м. При односкатных бассейнах за длину главного лога принимается направление вдоль оси трассы от главного водораздела к искусственному сооружению.

Впадины на склонах, прилегающие к началу главного лога и имеющие уклон в два и более раз больший, чем уклон главного лога, в длину лога включаться не должны. Если главный лог на водосборе отсутствует, то расчет стока следует производить, как с односкатного бассейна, за длину главного лога которого принимается направление вдоль трассы от водораздела к искусственному сооружению. В случае расположения проектируемого сооружения в средней части односкатного бассейна его необходимо рассматривать как два самостоятельных бассейна и расходы обеих частей суммировать.

Средняя длина безрусловых склонов вычисляется по формуле

$$b_c = \frac{1000F}{1,8(L + \sum l_i)}, \quad (1.20)$$

где $\sum l_i$ — сумма длин второстепенных логов бассейна, км, в которую включаются логи, длины которых превышают $0,75$ средней ширины одного склона бассейна B_1 , км (для двускатных бассейнов $B_1 = F/2L$; для односкатных $B_1 = F/L$).

Кроме того, для включения длины промежуточного лога в $\sum l_i$ необходимо, чтобы выполнялось условие $f_i > 0,1F$, где f_i — площадь водосбора с длиной лога l_i .

При расчете стока с односкатных бассейнов в формуле (1.20) вместо коэффициента $1,8$ принимают коэффициент $0,9$.

Географическое положение бассейна определяется широтой и долготой. На основании этих данных его относят к определенному ливневому району.

Топографические характеристики бассейна выражаются средними уклонами главного лога I_n и склонов I_c , которые определяются по картам или планам в горизонталях.

Средневзвешенный уклон главного лога I_n устанавливается по поло-

жению прямой, проведенной от ясно выраженного начала лога до проектируемого сооружения и выравнивающей профиль русла. При этом должно выполняться условие равенства отнимаемой и добавляемой площади, ограниченной этой прямой и линией профиля земли.

Если средневзвешенный уклон главного лога больше 200 ‰ , то его значение следует умножить на коэффициент

$$K = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{I_n}{1000}\right)^2}}. \quad (1.21)$$

Средний уклон склонов I_c бассейна устанавливается по направлению наибольшего уклона склонов как среднееарифметическое из нескольких (четырёх — шести) определений уклонов. Более точно он вычисляется по формуле

$$I_c = \frac{\Delta \sum S}{F}, \quad (1.22)$$

где Δ — цена делений между смежными горизонталями, м; $\sum S$ — сумма длин всех линий горизонталей в пределах площади бассейна, км.

Форма поперечного сечения лога упрощенно представляется треугольником и учитывается коэффициентом $m = \frac{1}{2} \left(\frac{b_1}{H_1} + \frac{b_2}{H_2} \right)$ (рис. 1.5).

Среднее значение m принимают: для горных условий — 1 , средних — $2,5$, равнинных — 7 и для заболоченных бассейнов — 20 . Более точно m определяют натурной съемкой поперечного сечения лога, которое замеряют на некотором расстоянии выше замыкающего створа или снимают с продольных профилей железных или автомобильных дорог с поправкой на косину сечений.

Важнейшей климатической характеристикой бассейна являются осадки.

При выпадении осадков на поверхность бассейна происходят частичные потери за счет впитывания воды почвой. Эти потери определяются в зависимости от рода почв с учетом изменения интенсивности впитывания во времени по мере насыщения почв водой. Зависимость впитывания от времени устанавливается по кривым, характеризующим шесть категорий почв и поверхностей (рис. 1.6). I категория, как не впитывающая, на рисунке 1.6 не приведена. Слой стока h определяется совмещением кривой хода дождя за время T с кривой потерь на впитывание Δh (рис. 1.7). Точка касания этих кривых определяет начало времени водоотдачи t_v . Заштрихованная фигура выше точки касания кривых характеризует слой стока h .

Интенсивность водоотдачи a_1 находят делением слоя стока h на время водоотдачи t_v . В нормах ВСН 63-76 значения a_1 для шести категорий впитывания приведены в приложении 2 для различных подрайонов СССР в зависимости от времени водоотдачи t_v и повторяемости N .

В нормах СН 435-72 потери от впитывания учитываются умножением суточного слоя осадков H на коэффициент стока ϕ .

Значения суточного слоя осадков H снимаются с карты (приложение 7), где они нанесены в виде изогнет.

Следует иметь в виду, что интенсивности a_1 , соответствующие не впитывающим почвам I категории, выражают интенсивность осадков, а

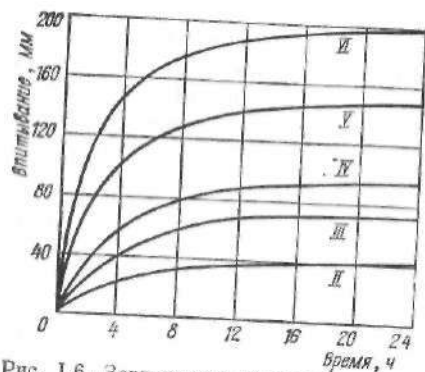


Рис. 1.6. Зависимость величины впитывания от времени для различных категорий почв:

I — глина; III — суглинки; IV — чернозем; V — супесь; VI — песок

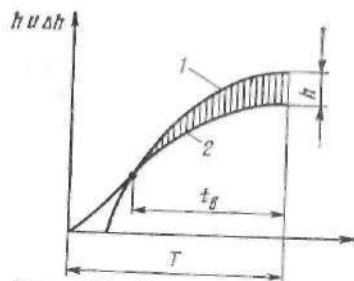


Рис. 1.7. Схема графического определения слоя стока:

1 — кривая хода дождя; 2 — кривая впитывания

не водоотдачи. В нормах СН 435-72 слой осадков без учета потерь на впитывание соответствует $\varphi = 1$.

Растительный покров бассейна учитывается коэффициентами, выражающими гидравлическую шероховатость лога m_n и склонов m_c . Значения коэффициента m_n :

Ровное земляное ложе	25 (11)
Извилистое или заросшее ложе	20 (9)
Сильно заросшее ложе, в завалах, валунах	15 (10 (7))

Примечание. В скобках приведены значения m_n , принятые в расчетах стока по нормам СН 435-75.

Значения коэффициента m_c приведены в табл. 1.4.

Таблица 1.4. Коэффициент учета шероховатости склонов m_c

Поверхность склонов	m_c при травяном покрове или подлеске		
	весьма редком или без него	обычном	густом
Невпитывающая поверхность (асфальт), поверхность с многочисленной системой русел глубиной более 0,5 м	100 (0,5)	—	—
Укатанная спланированная поверхность	50 (0,4)	30 (0,3)	20 (0,25)
Поверхность, хорошо обработанная вспашкой и боронованием, неспаханная без кочек, булыжная мостовая, поверхность в населенных пунктах с застройкой менее 20 %	30 (0,3)	20 (0,25)	10 (0,2)
Грубо обработанная поверхность, глыбы после вспашки, таежные завалы, кочковатая поверхность, а также поверхность в населенных пунктах с застройкой более 20 %	20 (0,2)	10 (0,15)	5 (0,1)

Примечание. В скобках приведены значения m_c , принятые в расчетах стока по нормам СН 435-72.

При отсутствии сведений о характере шероховатости лога и склонов для предварительных расчетов можно принимать $m_n = 15$ (7), $m_c = 20$ (0,25).

Почвы бассейна, как было отмечено ранее, согласно принятой классификации приведены к шести категориям впитывания (табл. 1.5). Категория впитывания находится в зависимости от процентного содержания песка (фракции размером от 2 до 0,05 мм), определяемого лабораторным исследованием. Пробы грунта массой по 400 г каждая берутся на склонах бассейна (две-три на бассейн) с глубины 0,2...0,3 м под растительным слоем, а при открытых грунтах — с поверхности. Целесообразно при этом использовать также подробные почвенные карты. По этим картам после нанесения на них трассы дороги и контуров главных водоразделов могут быть установлены виды наиболее распространенных почв, встречающихся в пределах всех водосборных бассейнов дороги.

Если бассейн состоит из почв, имеющих различные категории впитывания, то расчет дождевого стока следует производить отдельно для почв каждой категории впитывания. В расчете принимаются расходы, средневзвешенные по проценту площадей, покрытых этими почвами.

Категорию впитывания почв, определенную по табл. 1.5, следует корректировать в зависимости от толщины растительного слоя согласно данным табл. 1.6.

Водные поверхности и залесенность бассейна оказывают влияние на размеры стока.

Заболоченность уменьшает поверхностный сток, так как осадки задерживаются в углублениях и скорость стекания уменьшается из-за небольших уклонов и большой шероховатости поверхности.

Озерность оказывает регулирующее влияние на сток и этим способствует более равномерному его распределению по времени.

Лес оказывает многофакторное влияние на сток. Повышенная шероховатость лесной почвы замедляет стекание воды и вместе с корневой

Таблица 1.5. Характеристика почв и покрытий

Категория впитывания	Почвы и покрытия	Содержание песка в неглубоких почвах и грунтах на поверхности, %
I	Асфальт, влажная промерзшая почва, лед, скала без трещин, бетон и т. п.	До 2
II	Глина, жирноглинистые почвы, такеры и такыровые почвы, мошечные поверхности и т. п.	2,1...12
III	Суглинки, подзолы, подзолистые и серые лесные суглинки, тучные и суглинистые черноземы, сероземы, суглинистые и глинистые, арктические, тундровые и болотные почвы	12,1...30
IV	Чернозем обычный и южный, светло-каштановые и темно-каштановые почвы, лес, карбонатные почвы и т. п.	31...62
V	Супеси, бурые и серо-бурые пустынно-степные почвы, сероземы супесчаные и песчаные и т. п.	63...83
VI	Пески, гравий, каменные почвы рыхлые	84...100

системой увеличивает инфильтрацию, что приводит к задержанию на бассейне части талых снеговых и дождевых вод. В. В. Рахманов установил, что леса поддерживают высокую водность рек и способствуют пополнению запасов грунтовых вод, а также показал, что с увеличением лесистости бассейнов рек объем годового стока возрастает. Следовательно, лес выполняет не только водорегулирующие, но и водоохранные функции. Влияние леса на сток рассматривается с учетом его заболоченности.

График зависимости годового стока от лесистости показывает, что при заболоченности бассейна менее 20 % сток увеличивается. На европейской территории СССР увеличение лесистости бассейна на каждые 10 % дает в среднем увеличение годового стока на 10 мм, а увеличение заболоченности на 10% снижает годовой сток в среднем на 5 мм.

Влияние заболоченности на максимальные расходы воды рек исследовано Г. В. Железняковым и Н. Н. Захаровской.

По нормам ВСН 63-76 при наличии на территории бассейна болот и озер уменьшение дождевого стока учитывается коэффициентом $\delta_{6,0}$.

При $F \leq 10 \text{ км}^2$ коэффициент $\delta_{6,0}$ для ближайшего значения процента озерности O_3 определяют по табл. 1.7 без интерполяции. При $F \geq 20 \text{ км}^2$ коэффициент $\delta_{6,0}$ для ближайшего значения $O_3 + B$ — суммарного процента озерности и заболоченности — определяют по табл. 1.7 также без интерполяции.

При $10 < F < 20 \text{ км}^2$ коэффициент $\delta_{6,0}$ вычисляется по формуле

$$\delta_{6,0} = \delta_{6,0} O_3 - \left[\delta_{6,0} O_3 - \delta_{6,0} (O_3 + B) \right] \frac{F - 10}{10}, \quad (1.23)$$

где $\delta_{6,0} O_3$ и $(O_3 + B)$ — значения коэффициентов $\delta_{6,0}$ определяемые по табл. 1.7 (первый — только по проценту озерности, а второй — по суммарному проценту озерности и заболоченности). При этом расходы с бассейнов при $F > 10 \text{ км}^2$ с учетом заболоченности не должны быть менее расходов с части бассейна при $F = 10 \text{ км}^2$ без учета заболоченности. В районах с муссонными осадками коэффициент $\delta_{6,0}$ в расчеты не вводится.

Нормы СН 435-72 как при расчетах ливневого стока, так и при расчетах талых вод рекомендуют вводить коэффициент δ_1 , учитывающий снижение максимального расхода за счет зарегулирования бассейна

Таблица 1.6. Учет толщины растительного слоя при корректировке категории впитывания

Категория впитывания под растительным слоем	Категория впитывания при толщине растительного слоя, см				
	До 5	5...10	10...15	15...20	20
I	I	II	II	III	IV
II	II	II	III	III	IV
III	III	III	III	IV	IV
V	V	V	V	IV	IV
VI	VI	VI	V	V	IV

проточными озерами:

$$\delta_1 = \frac{1}{1 + cf_{os}}, \quad (1.24)$$

где f_{os} — относительная озерность, %; c — параметр, который зависит от толщины среднего слоя половодья ($c = 0,2...0,4$).

При расчетах стока талых вод заболоченность бассейна учитывается совместно с залесенностью введением коэффициента δ_2 , определяемого по формуле

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \lg (1 + 0,05 f_z + 0,1 f_6), \quad (1.25)$$

где f_z — степень залесенности бассейна, %; f_6 — степень заболоченности бассейна, %.

Поправочные коэффициенты δ_2 в зависимости от $\beta = 0,05 f_z + 0,1 f_6 + 1$ имеют следующие значения:

β	1	2	3	4	5	6	7	8
δ_2	1	0,76	0,62	0,52	0,44	0,38	0,32	0,28

При $\beta > 8$ значение δ_2 принимается постоянным, равным 0,28.

Залесенность менее 5 % и заболоченность менее 3 % при расчетах не учитываются. При озерности более 20 % влияние залесенности и заболоченности также не учитывается. При заболоченности более 50 % и преобладании верховых болот коэффициент δ_2 может быть увеличен до 40 %.

В зависимости от заболоченности бассейна и высоты мохо-торфяного покрова над уровнем воды в болоте уточняется и категория впитывания. Эти параметры находятся в следующих пределах:

Высота мохо-торфяного слоя над уровнем воды, см	0...5	5...10	10...15	15...20
Заболоченность бассейна B, % от общей площади бассейна	5...35	10...45	15...60	25...85

При таких данных категорию впитывания следует уменьшать на единицу. При больших значениях заболоченности бассейна и высоты мохо-торфяного покрова категорию впитывания нужно уменьшать на две единицы, но при этом она не должна быть меньше III категории. Для сплошь заболоченных бассейнов должна приниматься III категория впитывания.

Таблица 1.7. Коэффициент уменьшения дождевого стока $\delta_{6,0}$

Расположение озер и болот по длине водосбора	$\delta_{6,0}$ при значениях O_3 ($F \leq 10 \text{ км}^2$) или $O_3 + B$ ($F \geq 20 \text{ км}^2$), %										
	0	2	4	6	8	10	15	20	30	40	50
В нижней части	1	0,85	0,75	0,65	0,55	0,5	0,4	0,35	0,2	0,15	0,1
В верхней части	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25

Глава II. ФОРМИРОВАНИЕ И ТРАНСПОРТИРОВАНИЕ ДОЖДЕВОГО СТОКА НА БАССЕЙНЕ

II.1. КРАТКАЯ ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА

Внезапность появления стока дождевых вод, редкая расчетная повторяемость таких паводков практически исключают возможность натурных наблюдений за процессами формирования и транспортирования стока с бассейна. Поэтому многие ученые и исследователи стали искать способы расчета стока в эмпирических и теоретических разработках. Первая эмпирическая формула для определения расхода дождевых вод в России была рекомендована Министерством путей сообщения в 1884 году. В основу формулы были положены характеристики ливня, который наблюдал инженер Кестлин в районе Трансильванских Альп [29].

Формула имела вид

$$Q = 16\alpha F, \quad (II.1)$$

где α — коэффициент, зависящий от длины бассейна; F — площадь бассейна.

Естественно, что такая формула не могла быть применима для обширной территории России с ее разнообразными климатическими условиями. В 1906 г. Л. Ф. Николаи предложил уточнить формулу (II.1) за счет введения в нее поправочного коэффициента β , учитывающего уклон бассейна. Формула получила вид

$$Q = 16\alpha\beta F. \quad (II.2)$$

В дальнейшем учеными было предложено более 300 различных эмпирических формул.

Теоретическое исследование процесса формирования и стекания дождевого стока с использованием математической модели принадлежит Ф. Г. Зброжеку (1901 г.), который схематизировал бассейн в виде двух плоскостей. Наибольший секундный расход Ф. Г. Зброжек рассматривал в зависимости от соотношения между продолжительностью дождя и временем добега воды от наиболее удаленной точки бассейна к замыкающему створу. Скорость течения воды по склонам и логу Ф. Г. Зброжек получил из уравнения Сен-Венана, тем самым предопределив неустановившийся характер стекания воды с бассейна.

Первую теоретически обоснованную формулу для расчета стока предложил в 1909 году русский инженер путей сообщения Б. А. Риппас:

$$Q = 16,7(a - \Delta)\varphi F, \quad (II.3)$$

где a — интенсивность выпадения осадков, мм/мин; Δ — интенсивность впитывания воды в почвогрунты, мм/мин; φ — коэффициент стока; 16,7 — переводной коэффициент, учитывающий, что слой стока выражается в мм/мин, площадь бассейна — в км², а расход — в м³/с; так как 1 мм слоя стока с 1 км² дает 1000 м³/мин, то в секунду расход с 1 км² будет равен 16,7 м³.

Исследования Б. А. Риппаса и Ф. Г. Зброжека легли в основу новой теории стока дождевых вод, разработанной в 1931—1937 годах М. М. Протодяконовым, который с учетом предложения М. А. Великанова о площади одновременного стока ввел понятие *времени добега*, под которым подразумевается время, необходимое для добега воды от наиболее удаленных точек бассейна до замыкающего створа.

Для практических расчетов М. М. Протодяконов рекомендовал использовать структуру формулы Б. А. Риппаса с введением в нее коэффициента K , который определялся на основе районирования территории СССР с учетом ее климатических условий.

Расчетная формула имела вид

$$Q = 16,7(aK - \Delta)\varphi F. \quad (II.4)$$

Теория, предложенная М. М. Протодяконовым, была весьма прогрессивной и широко использовалась в практических расчетах на железнодорожном транспорте вплоть до 1952 г. Однако она имела свои недостатки, в частности, не полностью учитывала особенности реальных бассейнов. Определение расхода производилось без учета их вероятности превышения. Предполагалось, что сток начинается в первые же минуты дождя. Метод не давал возможности определения слоя стока, а значит, и общего объема стока с бассейна, что исключало учет аккумуляции перед малыми искусственными сооружениями.

В 1952 и 1953 гг. на основании накопленного опыта отечественных ученых А. Н. Бефани, Н. Н. Чегодаевым и Е. В. Болдаковым [5; 6; 32] была создана новая теория стока, основанная на математической модели паводка, а также составлены нормы стока, которые дополнились рядом поправок в 1961, 1967, 1976 гг.

Основные положения этих норм состоят в следующем:

должна быть обеспечена возможность определения максимальных расходов в различных климатических районах при любой заданной вероятности их превышения (повторяемости) и полного объема стока с построением гидрографов для учета аккумуляции воды перед сооружениями;

при водосборных бассейнах площадью до 100 км² допускается одновременное распространение расчетного дождя по всей площади бассейна;

слой водоотдачи должен определяться как разность слоя осадков и слоя потерь; при этом интенсивность водоотдачи принимается постоянной за все время водоотдачи;

стекание по склонам должно быть схематизировано в виде стекания сплошным слоем;

потери на впитывание определяются в зависимости от рода почвы с учетом изменения интенсивности впитывания во времени по мере насыщения почвы водой;

на любой момент времени от начала стока до конца прохождения паводка через замыкающий створ бассейна нормы должны соответствовать уравнению баланса стока (II.67).

Изложенные выше положения нашли отражение в ВСН 63-76 Минтрансстроя СССР [13].

В 1972 г. Госстроем СССР утверждены Указания по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72) [27], которые содержат основные методы определения максимальных расходов дождевых и снеговых паводков. Требования указаний распространяются на проектирование планировки и застройки населенных пунктов, генеральных планов промышленных, сельскохозяйственных и других предприятий, зданий и сооружений различного назначения (гидроэнергетических, речного, железнодорожного и автомобильного транспорта), сооружений мелиоративных систем, систем водоснабжения, а также учитываются при инженерных изысканиях для строительства.

Наряду с конкретными зависимостями для определения максимальных расходов указания допускают возможность применения результатов дополнительных исследований, выполненных для малоизученных районов. Допускается также применение нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР для определения максимальных расходов дождевых паводков с бассейнов не более 100 км² при проектировании водопропускных сооружений на железных и автомобильных дорогах. Таким нормативным документом, применяемым в настоящее время в транспортном строительстве, является ВСН 63-76 Минтрансстроя СССР.

Выпуск первых нормативов (СН 435-72) по гидрологическому обоснованию строительства всех народнохозяйственных объектов независимо от их ведомственной подчиненности явился результатом обобщения многолетнего опыта в области теории и практики гидрологических расчетов, накопленного научно-исследовательскими институтами, проектными водохозяйственными организациями, трудами таких ученых, как Г. А. Алексеев, А. Н. Бефани, С. Н. Крицкий, М. Ф. Менкель, Д. Л. Соколовский, Н. Н. Чегодаев, А. И. Чеботарев и др.

II.2. ТИПЫ РАСЧЕТНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

Формулы для расчета максимальных расходов воды отличаются большим разнообразием. Это зависит от особенностей теоретического обоснования, общего вида формул и способов определения входящих в них параметров.

Рассматривая в целом расчетные зависимости для определения максимальных расходов, можно разделить их на две основные группы.

К первой группе относятся эмпирические редукционные и объемные формулы, а также формулы предельной интенсивности.

Эмпирические редукционные формулы, основанные на наиболее характерных факторах стока, позволяют определить только максимальный расход. Они учитывают в явной форме редукцию максимальных модулей стока в зависимости от площади бассейна. Основные параметры этих формул определяются непосредственно по материалам гидрометрических исследований и наблюдений.

Местные факторы, влияющие на сток, обычно выделяются в отдельную группу и учитываются введением в формулу различных коэффициентов. Достоинством эмпирических редукционных формул является

то, что общая структура их может быть выведена теоретически (как это показано ниже) и окончательно скорректирована по натурным данным с учетом гидрологических особенностей данного региона.

Формулы этого типа могут иметь вид

$$Q = qF = \frac{q_0 F}{(F + C)^n}, \quad (II.5)$$

где q — максимальный модуль стока с 1 км², м³/с; q_0 — предельный модуль стока при $F \rightarrow 0$ и $C = 1$; C — параметр, учитывающий нелинейность зависимости $\lg q = f(\lg F)$ в зоне малых площадей бассейна; n — показатель степени редукции максимальных модулей стока.

По объемным формулам максимальный расход воды определяется в зависимости от объема паводка, его продолжительности и формы:

$$Q = \frac{kH\alpha}{T} \bar{f}, \quad (II.6)$$

где k — коэффициент размерности; H — слой осадков; α — объемный коэффициент стока; T — продолжительность фазы паводка; $\bar{f}$ — коэффициент формы гидрографа.

Объемные зависимости связывают максимальный расход с объемом и формой гидрографа паводка. Этот метод применим только к паводкам плавной, одномодульной формы, вызванным изолированными дождями. Кроме того, недостатком этих зависимостей является сложность определения коэффициента стока, изменяющегося в значительных пределах. Следовательно, применение таких зависимостей ограничено физико-географическими условиями территории.

Формулы предельной интенсивности основаны на учете максимальной интенсивности дождя за какой-то интервал времени, причем продолжительность дождя принимается равной времени добегания воды от самой удаленной точки бассейна до расчетного его створа.

Эти зависимости учитывают лишь одну фазу паводка, а именно фазу максимума. Недостатком этого метода является неточность определения для бассейна в целом скоростей и времени добегания, а следовательно, и основных параметров, соответствующих этому неопределенному интервалу времени (максимальной интенсивности дождя, инфильтрации и т. д.). Кроме того, очень сложно определить объем дождевых осадков, их распределение по площади бассейна и во времени ввиду чрезвычайной нерегулярности дождей, особенно в горных районах. Это вынуждает авторов этих зависимостей для приближенных расчетов применять данные наблюдений, вводить ряд последовательных обратных вычислений, вспомогательных параметров. Формула предельной интенсивности может иметь вид

$$Q = k\varphi aF, \quad (II.7)$$

где φ — коэффициент стока; a — максимальная интенсивность дождя за время добегания; k — коэффициент размерности.

Вторая группа формул основана на генетических предпосылках, которые состоят из метода изохрон, метода математического моделирования паводков и метода единичного гидрографа. Последний метод, основанный на определении кривой добегаания по ординатам наблюдавшихся единичных гидрографов паводков, в настоящем пособии не излагается.

II.3. СТРУКТУРА ЭМПИРИЧЕСКИХ ФОРМУЛ

Наряду с другими зависимостями для расчета дождевого стока широко применяются и эмпирические формулы. Так, для составления региональных норм стока в слабо изученных районах земного шара применение эмпирических формул является единственной возможностью определения расходов. Составление региональных зависимостей рационально и для некоторых районов СССР (горные районы, некоторые районы Сибири), где, с одной стороны, проводятся многочисленные гидрологические наблюдения, а с другой — сугубо местные особенности формирования стока не всегда дают возможность достаточно надежно распространить существующие общесоюзные нормативы на эти районы. Однако для составления эмпирической формулы все же необходимо иметь как физико-географические, так и геометрические характеристики для части бассейнов с соответствующими значениями замеренных расходов, потому что эмпирические формулы включают в себя факторы, связывающие климатические особенности данного района и характеристики поверхности бассейна с соответствующим расходом. При выводе эмпирической формулы необходимо показать эту взаимосвязь и выделить те основные геометрические характеристики бассейна, которые наряду с климатическими факторами оказывают влияние на формирование стока.

Для правильного составления региональных норм следует прежде всего выделять постоянно действующие (одинаковые для всех водосборов) факторы стока — геометрические характеристики бассейна. При этом по натурным расходам находятся только региональные коэффициенты, действительно зависящие от координат бассейна с учетом особенностей местного климата, интенсивности осадков и впитывающей способности почв. В качестве примера ниже приводится методика вывода структуры расчетной формулы, разработанная О. В. Андреевым [2].

Связь между средней интенсивностью дождя a и продолжительностью выпадения осадков T записывается обычно в виде (см. пример I.1)

$$a = K/T^{1/2}, \quad (\text{II.8})$$

где K — региональный климатический коэффициент.

Слой осадков за время дождя может быть рассчитан по формуле

$$H = aT. \quad (\text{II.9})$$

Подставив значения a из формулы (II.8), получим

$$H = \frac{KT}{T^{1/2}} = KT^{1/2}. \quad (\text{II.10})$$

Расчетное время дождя, наиболее опасное для проектируемых сооружений, определяется как время добегаания воды от самой удаленной точки бассейна к его замыкающему створу (сооружению):

$$T = \tau = L/V_a, \quad (\text{II.11})$$

где L — длина бассейна; V_a — скорость стекания; τ — время добегаания.

Подтверждением этого является то, что при мало меняющейся или постоянной скорости добегаания с нарастанием площади водосбора вниз по течению увеличивается расход воды, а уклоны непрерывно уменьшаются. Площадь одновременного стока F_0 увеличивается пропорционально времени T , а интенсивность дождя уменьшается обратно пропорционально $T^{1/2}$. Следовательно, произведение aF_0 , т. е. расход воды, достигнет своего максимума при возможно большей продолжительности дождя в степени $1/3$:

$$\begin{aligned} F &\sim T \\ a &\sim 1/T^{1/2} \end{aligned} \quad \left| \begin{aligned} aF_0 &\sim T/T^{1/2} \sim T^{1/2} \end{aligned} \right.$$

Расход дождевого стока

$$Q = 16,7aF, \quad (\text{II.12})$$

где 16,7 — коэффициент размерности (см. параграф II.1).

Подставляя в формулу (II.12) значение a из формулы (II.8), получим

$$Q = 16,7 \frac{KF}{T^{1/2}}, \quad (\text{II.13})$$

а подставляя в формулу (II.13) значение T из формулы (II.11), получим

$$Q = 16,7 \frac{KFV_a^{2/3}}{L^{1/3}}. \quad (\text{II.14})$$

Допуская, что движение воды на бассейне равномерное, значение V_a можно найти по формуле А. Шези:

$$V_a = C \sqrt{RI_a}. \quad (\text{II.15})$$

Если принять, что $C = \frac{1}{n_a} R^{1/2}$, и допустить, что $R \approx h_0$, то получим

$$V_a = \frac{1}{n_a} h_0^{1/2} h_0^{1/2} I_a = m_a h_0^{1/2} I_a^{1/2}. \quad (\text{II.16})$$

Заменим h_0 на пропорциональную ему величину H и подставим ее значение из формулы (II.10)

$$V_a \sim m_a K^{1/2} T^{1/4} I_a^{1/2}. \quad (\text{II.17})$$

Подставим значение T из формулы (II.11) в выражение (II.17)

$$V_a \sim m_a K^{1/2} \frac{L^{1/6}}{V_a^{1/6}} I_a^{1/2}. \quad (\text{II.18})$$

Умножим левую и правую части выражения (II.18) на $V_a^{2/n}$:

$$V_a^{2/n} \sim m_a K^{2/n} L^{2/n} I_a^{2/n}. \quad (\text{II.19})$$

Возведем обе стороны выражения (II.19) в степень 6/11:

$$V_a^{12/11} \sim m_a^{6/11} K^{12/11} L^{12/11} I_a^{12/11}. \quad (\text{II.20})$$

Объединив выражения (II.14) и (II.20), получим

$$Q = 16,7 \frac{K F m_a^{6/11} K^{12/11} L^{12/11} I_a^{12/11}}{L^{2/11}},$$

или

$$Q = 16,7 K^{18/11} \left(\frac{m_a^{6/11} F I_a^{12/11}}{L^{1/11}} \right). \quad (\text{II.21})$$

Параметры в скобках отражают влияние на расход геометрических характеристик бассейна. Множитель K представляет собой климатическую характеристику региона. Объединив его с постоянным коэффициентом размерности и обозначив R , получим

$$Q = R \left(\frac{m_a^{6/11} F I_a^{12/11}}{L^{1/11}} \right). \quad (\text{II.22})$$

Региональный коэффициент R учитывает также и потери стока на впитывание в грунт.

Если в данном регионе имеются бассейны с резко различными условиями впитывания воды в почву, то имеет смысл из состава регионального коэффициента R выделить относительный коэффициент стока φ_0 .

В этом случае зависимость (II.22) будет иметь вид

$$Q = R \varphi_0 \left(\frac{m_a^{6/11} F I_a^{12/11}}{L^{1/11}} \right). \quad (\text{II.23})$$

Пользуясь коэффициентом φ_0 , можно объединить данные о натурных расходах воды, сформировавшихся в бассейнах с различными почвами, приводя их к одному из видов почв.

Для упрощения расчетов по формуле (II.23) следует принимать знаменатель показателей степеней равным 12 и тогда

$$Q = R \varphi_0 \left(\frac{m_a^{1/2} F I_a^{1/4}}{L^{1/3}} \right). \quad (\text{II.24})$$

Для отыскания региональных коэффициентов (постоянных для района или плавно меняющихся по его территории) необходимо натурные данные о расходах делить на функции геометрических характеристик соответствующих бассейнов:

$$R = \frac{Q}{\varphi_0 f(m_a, F, L, I_a)}. \quad (\text{II.25})$$

Эмпирические формулы могут быть получены и другими способами, например способом корреляции, способом последовательного выявле-

ния доли воздействия действующих компонентов на взятую характеристику стока, принимаемую за функцию, способом подбора и др.

Структура большинства эмпирических формул имеет вид

$$Q = A F^{(1-n)}, \quad (\text{II.26})$$

где A — климатический параметр; n — показатель степени редукции.

Для отыскания параметра A устанавливают зависимость его от имеющихся на ближайших метеостанциях или других временных пунктах данных по осадкам.

Так, М. М. Журавлев [3], используя уравнение (II.26) для условной стока в Карпатах и решая его относительно варьирующего параметра $A = q F^n$, определил искомый параметр n , где q — модуль стока, равный частному от деления расхода определенной вероятности превышения на площадь бассейна. Методика таких исследований состоит в следующем.

Определяются коэффициенты вариации C_{V_A} варьирующего параметра для всего ряда из m членов при нескольких значениях n . Затем по вычисленным C_V и соответствующим им значениям n строится график $C_{V_A} = f(n)$. Искомое значение параметра n на графике будет отвечать минимуму C_{V_A} . Такой метод определения показателя редукции исследуемой функции может быть применен для построения зависимости, связывающей несколько факторов. После определения параметра n_1 , связывающего функцию с первым фактором, полученная зависимость связывается со следующим фактором и аналогичным образом определяется n_2 .

Далее зависимость, учитывающая уже два фактора, связывается с третьим путем определения параметра n_3 и т. д. При этом критерием правильности введения нового фактора является снижение коэффициента вариации статистического ряда, состоящего из m членов исследуемой зависимости. Изложенный статистический метод дает возможность произвести оценку значимости участия различных факторов в формировании стока.

Формула М. М. Журавлева для среднемноголетнего расхода без учета местных факторов, полученная по приведенной методике, имеет вид

$$\bar{Q} = R \sqrt{F(BI)^{0,12} \left(\frac{H+2}{100} \right)^{1,10}}, \quad (\text{II.27})$$

где R — географический параметр, определяемый по карте изолиний; B — средняя ширина бассейна; I — средний уклон бассейна; H — высота геометрического центра бассейна.

Как видно из сопоставления двух рассмотренных эмпирических формул, в формуле (II.27) одним из факторов формирования стока в горных районах Карпат является рельеф местности, тогда как в случае применения для этого региона формулы (II.24) влияние этого фактора в скрытом виде скажется только в региональном коэффициенте R . Если же в формулу (II.24) в прямом виде входит коэффициент шероховатости, то влияние этого параметра в формуле М. М. Журавлева автоматически отражается коэффициентами, учитывающими местные

факторы (залесенность, заболоченность), и в значении географического параметра.

При определении параметров эмпирической формулы необходимо выделять только те факторы, которые являются основными при формировании стока в данном регионе.

Как уже отмечалось, целесообразность применения эмпирических формул для проектирования дорожных сооружений наиболее эффективна в районах с недостаточно изученными характеристиками стока (Приамурье и Приуралье — методика И. И. Шереметьева, Дальний Восток — Д. Л. Соколовского, Закавказье — Т. Д. Ростомова и М. В. Цовяна, И. И. Херхеулидзе, Магаданская область и часть Якутской АССР — Ф. В. Залесского). Разработаны также региональные зависимости для Украинской ССР (А. Н. Бефани, П. Ф. Вишневский, П. М. Лютик, М. М. Журавлев, О. Н. Мельничук, А. Г. Иваненко, А. А. Курганович, В. М. Шестаков). Советскими специалистами составлены и обоснованы региональные нормы стока для ряда зарубежных стран: Западного Йемена (М. М. Журавлев), Кубы (К. В. Харитов), Мали и Гвинеи (А. Л. Лиштван), Непала (Б. Ф. Перевозников) и др.

II.4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ТЕОРИИ ДОЖДЕВОГО СТОКА

Процесс поверхностного стока включает в себя два основных этапа: стекание со склонов (склоновое добегание); стекание по логу (руслевое добегание). Расходы суммируются в замыкающем створе бассейна.

В научных разработках по теории дождевого стока существует два подхода к формированию стока на склонах и в русловой системе. Один из них, основанный на идеях Н. Е. Долгова, М. А. Великанова и М. М. Протодьяконова, предусматривает использование *метода изохрон*, т. е. линий одновременного добегания. Этот метод в дальнейшем был развит Г. А. Алексеевым и получил отражение в СН 435-72.

Другой подход основан на идеях А. Н. Бефани, Н. Н. Чегодаева, Е. В. Болдакова и представляет собой *метод математического моделирования склонового стока* с последующим переходом к русловому стоку на основе решений дифференциальных уравнений [32]. Этот метод используется при расчетах стока по ВСН 63-76.

Метод изохрон. Рассмотрим явление стока от начала водоотдачи до ее окончания. Через время t_1 после начала водоотдачи у замыкающего створа бассейна собирается вода с элементарной площади f_1 , непосредственно прилегающей к этому створу и ограниченной с верховой стороны изохорой 1—1 (рис. II.1). Время, за которое этот объем воды соберется у створа, будет равно одной единице времени добегания $\tau = 1$. Таким образом, к концу этого интервала времени элементарный расход с площади f_1

$$Q_1 = f_1 h_1,$$

где h_1 — слой водоотдачи за время t_1 .

К концу времени t_2 вода, собранная с элементарной площади f_2 ,

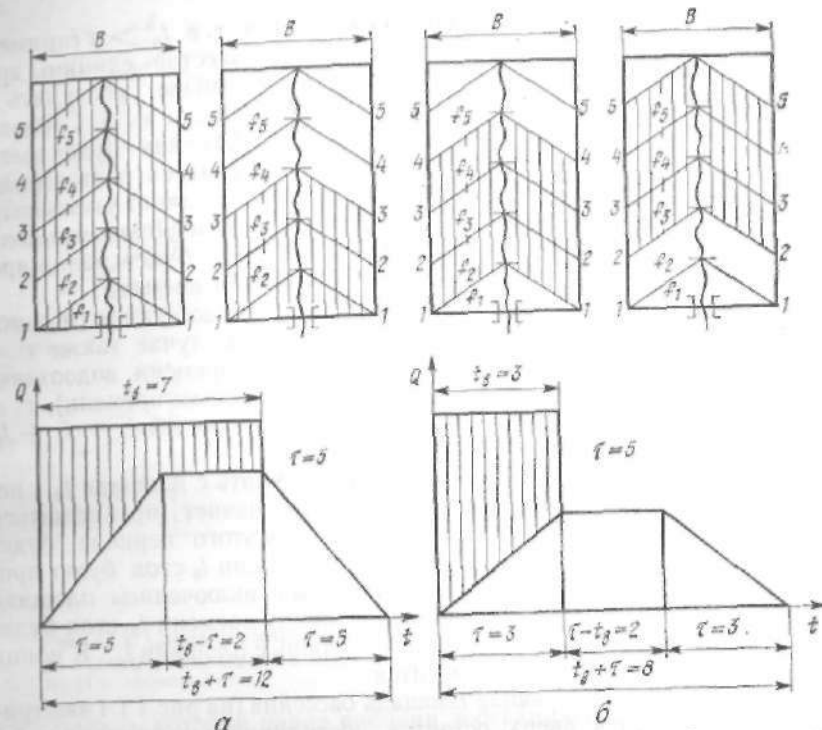


Рис. II.1. Схемы формирования паводка в замыкающем створе бассейна для двух случаев расчета:

а — при $t_0 > \tau$, б — при $t_0 < \tau$

ограниченной с верховой стороны изохорой 2—2, одновременно подойдет к замыкающему створу. При этом время добегания уже составит $\tau = 2$, а расход

$$Q_2 = f_2 h_2 \text{ и т. д.}$$

Принимая равномерность водоотдачи, т. е. считая, что $h_1 = h_2 = \dots = h_5 = h$, где h — общий слой водоотдачи со всей площади бассейна, получим суммарный расход с бассейна

$$Q = (f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_5) h = \left(\sum_{i=1}^5 f_i \right) h,$$

а при $\tau = 5$

$$Q_{t=\tau} = Q_5 = (f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5) h = \left(\sum_{i=1}^5 f_i \right) h.$$

Так как на рис. II.1 бассейн разбит на пять элементарных площадей одновременного стока, то и максимальное время добегания будет равно пяти единицам: $\tau = 5$.

К концу этого времени вода будет поступать со всего бассейна и, следовательно, расход достигнет максимального значения $Q_5 = Q_{\max} =$

= Fh . Если считать, что дождь еще продолжается, т. е. $t_b > \tau$ (примем, что t_b равно семи единицам времени), то к концу шестой единицы времени вода к замыкающему створу будет, как и раньше, поступать с элементарных площадей с общим временем добегания $\tau = 5$. Следовательно, к концу времени, например, t_b расход с бассейна будет иметь то же значение, что и к концу времени t_b , т. е. оставаться постоянным. То же будет и для t_7 , и только при $\tau > t_b > 7$ расход начнет уменьшаться. Постоянство расхода во времени соответствует фазе *установившегося режима*. Время спада, исходя из изложенной схемы, будет равно времени подъема, т. е. в нашем случае пяти единицам времени.

Если же время водоотдачи t_b меньше, чем время добегания от самой удаленной элементарной площади бассейна (в этом случае также $\tau = 5$), расход будет увеличиваться лишь до конца времени водоотдачи (примем, что время водоотдачи t_b равно трем единицам времени), т. е. до тех пор, пока вода стекает с элементарных площадей $f_1 + f_2 + f_3$, что соответствует времени добегания $\tau = 3$.

С наступлением времени t_4 вода начнет поступать с площади f_4 , но, так как дождь уже кончился, одновременно начнет прекращаться поступление воды с площадей f_1 . Расход к концу этого периода будет поступать с площадей $f_2 + f_3 + f_4$. К концу времени t_5 сток будет происходить уже с площадей $f_3 + f_4 + f_5$, так как с включением площади f_5 одновременно выключится площадь f_2 . К концу времени t_6 сток будет с площадей $f_4 + f_5$, а к концу времени t_7 — лишь с площади f_5 . К концу времени t_7 сток с бассейна прекратится.

Таким образом, действующая площадь бассейна (на рис. I I.1 заштрихована), передвигаясь вверх, остается постоянной и по времени добегания соответствует продолжительности водоотдачи.

Общая продолжительность расчетного паводка составит восемь единиц времени.

В рассмотренном случае, когда $t_b < \tau$, фаза установившегося режима соответствует времени $(\tau - t_b)$ и равна двум единицам времени.

На рис. II.1 показана схема формирования паводка в замыкающем створе бассейна, соответствующая первому ($t_b > \tau$) и второму ($t_b < \tau$) случаям расчета.

Следовательно, если $t_b > \tau$, то вся площадь бассейна является действующей, а при $t_b < \tau$ действующей является лишь часть бассейна, соответствующая времени водоотдачи t_b . В первом случае ($t_b > \tau$) фаза полного стока отражает период времени, в течение которого в формировании максимального расхода участвует весь бассейн и наблюдается полный сток со всего бассейна. Во втором случае ($t_b < \tau$) формирование максимального расхода во время фазы полного стока происходит не со всей площади бассейна, а только с его части. Равенство расходов на этой фазе обусловлено неполным стоком со всего бассейна, а постоянством действующей площади одновременного стока.

В первом случае верхнее основание трапециoidalного графика притока является фазой полного стока и установившегося режима расхода, а во втором — фазой установившегося режима, но неполного стока.

Следует отметить также, что при $t_b > \tau$ в формировании максимального расхода участвует не весь дождь, а только та его часть, продол-

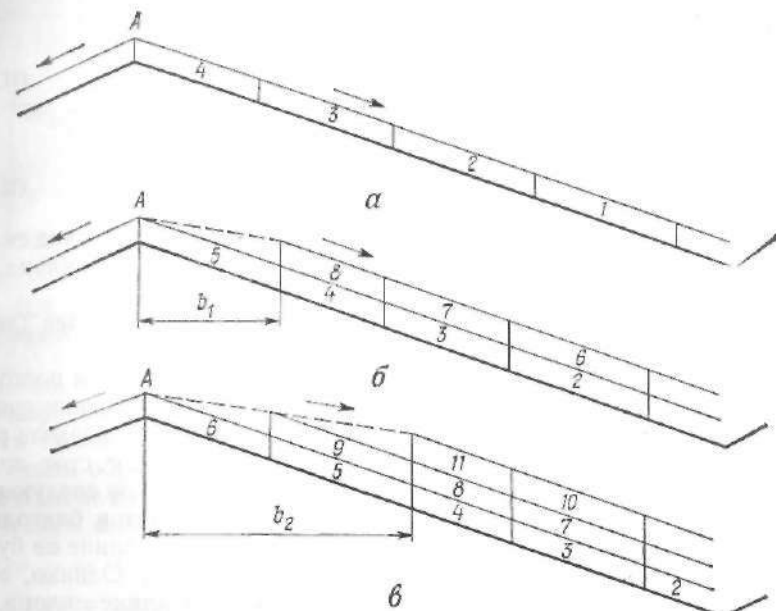


Рис. II.2. Схема формирования слоя стока на склоне бассейна:

а — слой dh_1 за время dt_1 ; б — слой dh_2 за время dt_2 ; в — слой dh_3 за время dt_3 ; 1...11 — элементы стока

жительность которой равна времени добегания τ . При $t_b < \tau$ в формировании максимального расхода участвует весь дождь с продолжительностью t_b .

При изложении двух схем расчета сделаны допущения о постоянной интенсивности водоотдачи и равномерной ширине бассейна.

В практических расчетах изложенный метод нашел отражение при определении наибольшей средней по бассейну интенсивности водоотдачи за время добегания воды с бассейна.

Время руслового добегания учитывается в СН 435-72 при определении гидроморфометрической характеристики русла. Время склонового добегания устанавливается в зависимости от гидроморфометрической характеристики склонов и типа кривых редукции осадков.

Метод математического моделирования стока. Как было отмечено в параграфе I.5, слой стока на бассейне расчетной вероятности превышения определяется с учетом слоя потерь. Слой воды, выпавший на склон бассейна, изменяется как во времени, так и по длине склона.

На рис. II.2 показано последовательное изменение стекающего слоя стока. Если разделить полное время водоотдачи t_b на отдельные части dt , то за время первого промежутка на склоне образуется слой $dh_1 = \text{adt}_1$. Слой этот не остается неподвижным, так как благодаря уклону склона вода начинает перемещаться вниз к логу. В следующий промежуток времени dt_2 на склон придет новый элементарный слой dh_2 , затем dh_3 и так до тех пор, пока не кончится время водоотдачи t_b . Такая модель процесса образования слоя стока на склоне бассейна описы-

вается дифференциальным уравнением неразрывности

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = a_1, \quad (II.28)$$

или с учетом принятых размерностей

$$\frac{\partial h}{\partial t} \cdot \frac{1}{60 \cdot 1000} + \frac{\partial q}{\partial x} = a_1 \frac{1}{60 \cdot 1000}, \quad (II.29)$$

где h — высота стекающего слоя, мм; t — время, мин; q — расход склонового стока (на 1 м ширины склона), м³/с; x — длина склона, м; a_1 — интенсивность водоотдачи, мм/мин.

Уравнение (II.28) решают исходя из двух частных случаев (двух режимов формирования слоя стока на склонах).

В первый момент времени dt_1 после начала стока благодаря постоянной интенсивности водоотдачи a_1 образуется некоторый равномерный слой стекающей воды dh_1 . На некотором расстоянии от водораздела равномерность этого слоя не может быть нарушена, так как сток воды, например, с элемента 1 равен притоку туда с элемента 2. За следующий интервал времени dt_2 высота стекающего слоя увеличится благодаря продолжающейся водоотдаче, но равномерность слоя по длине не будет нарушена. То же будет наблюдаться и при времени dt_3 . Однако, если при времени dt_1 равномерный режим будет по всей длине склона, то при интервалах времени dt_2 и dt_3 он будет лишь на ограниченной длине склонов (в первом случае после участка b_1 , во втором — после участка b_2). Это условие является первой формой решения уравнения (II.28), т. е. $\frac{\partial q}{\partial x} = 0$. При этом расход по длине склона не изменяется, что соответствует постоянной высоте слоя стока и скорости ($h = \text{const}$; $V = \text{const}$). Тогда уравнение неразрывности (II.28) примет вид

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{dh}{dt} = a_1, \quad (II.30)$$

откуда

$$h_t = \int_0^t a_1 dt + c. \quad (II.31)$$

Так как $a_1 = \text{const}$, а стекающий слой в момент начала стока $h = 0$, то получим

$$h_t = a_1 t, \quad (II.32)$$

т. е. высота слоя стока на склоне, не изменяясь по его длине, будет возрастать по времени.

Однако, как указывалось выше, условием для такой равномерности стекающего слоя должно быть равенство между количеством воды, стекающей с некоторого элемента вниз по склону, и количеством воды, притекающей к тому же элементу на склоне от вышележащего элемента. Это условие не будет соблюдаться в точке склона, соответствующей водоразделу (точка А), где вода будет течь в разные стороны. Элемент, прилегающий к водоразделу, будет иметь режим, отличный от равно-

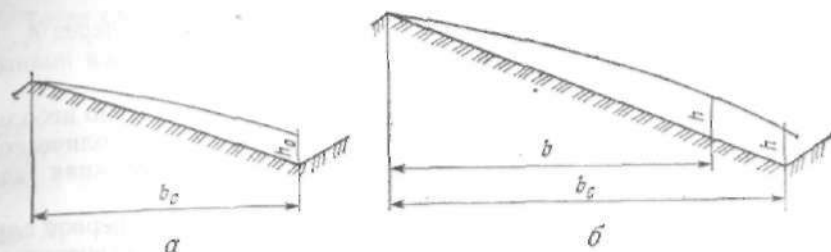


Рис. 11.3. Схема очертания поверхности воды на склонах различной длины: а — первый случай ($b_c < b$; $t_c < t_B$); б — второй случай ($b_c > b$; $t_c > t_B$)

мерного, и эта неравномерность будет передаваться вниз по склону что выразится в параболическом очертании поверхности воды в верхней части склона.

Таким образом, равномерный режим стока, существовавший в первый момент времени dt_1 на всей длине склона и в последующие моменты dt_2 и dt_3 в нижней части склона, сменяется установившимся режимом. Тогда $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$, т. е. глубина потока на склоне со временем не изменяется, следовательно, скорости и живые сечения остаются постоянными, и расход в данном сечении не изменяется. Уравнение (II.28) в этом случае будет иметь вид

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{dq}{dx} = a_1, \quad (II.33)$$

откуда

$$q_x = \int_b^x a_1 dx + C. \quad (II.34)$$

С учетом того, что $a_1 = \text{const}$, а расход на водоразделе (в точке А) $q = 0$, получим

$$q_x = a_1 x. \quad (II.35)$$

Иначе говоря, расход на некотором расстоянии от водораздела, после того как сток станет установившимся, будет равен тому количеству воды, которое поступает на склон при интенсивности a_1 .

Таким образом, при равномерном режиме стока на склоне в сечениях на расстоянии $x_1 = b_1$ и $x_2 = b_2$ от водораздела глубина потока, а соответственно скорость и расход будут возрастать до тех пор, пока расход не станет равным всему количеству воды, поступающей на склон выше рассматриваемых сечений, после чего дальнейший рост расхода в этих сечениях прекращается и наступает установившийся режим или режим полного стока. Полный сток будет тем больше, чем длиннее вышележащие полосы склонов. В рассматриваемом случае $b_2 > b_1$, поэтому полный сток во втором случае будет больше, чем в первом. Установившийся полный сток будет постоянным до окончания дождя.

Если обозначить фактическую длину склона бассейна через b_c , а теоретическую длину склона, на которой успевает установиться полный сток, — через b , то возможны два случая (рис. II.3).

В первом случае (рис. II.3, а) склон бассейна сравнительно небольшой длины и поверхность воды на нем имеет очертание параболической кривой. В конце его устанавливается максимально возможная для этой длины склона высота слоя h_0 .

На рис. II.3, б склон бассейна несколько длиннее, чем в первом случае, и в конце его (а в общем случае и перед ним) успевает установиться также максимально возможная для этой длины склона высота слоя, но равная уже h . В этом случае значение h будет соответствовать полному слою стока при заданном времени водоотдачи t_b . В первом же случае из-за недостаточности длины склона полный сток не установится и высота слоя h_0 будет меньше h .

Время установления полного стока на склоне пропорционально его длине. Так, если обозначить время установления полного стока на склоне длиной b_c через t_c , то при $b_c = b$ получим, что и $t_c = t_b$ (так как b соответствует времени t_b); при $b_c \leq b$ получим, что и время $t_c \leq t_b$, при $b_c \geq b$ время $t_c \geq t_b$.

Следовательно, максимальная высота слоя стока в конце склона будет равна h_0 , если $b_c < b$ или $t_c < t_b$, и равна h , если $b_c \geq b$ или $t_c \geq t_b$.

В зависимости от этих условий определяется и численное значение слоя стока, которое равно:

для первого случая при $t_c < t_b$

$$h = a_1 t_c; \quad (\text{II.36})$$

для второго случая при $t_c \geq t_b$

$$h = a_1 t_b. \quad (\text{II.37})$$

Время водоотдачи t_b при расчетах задается, длина склона определяется по формуле (I.20).

Время t_c и длина склона b определяются из следующих теоретических предпосылок. При режиме полного стока высота стекающего слоя определяется исходя из того, что расход с 1 м ширины склона

$$q = \frac{V_c h_x}{1000} = \frac{x a_1}{60 \cdot 1000}. \quad (\text{II.38})$$

Скорость стекания воды по склонам определяется с использованием формулы М. М. Протождяконова

$$V_c = A m_c h_x^{1,5} \varphi(I_c), \quad (\text{II.39})$$

где h_x — высота стекающего слоя воды на расстоянии x от водораздела, мм; $\varphi(I_c)$ — некоторая функция уклона склона; $m_c = \frac{1}{n_c}$ — коэффициент, учитывающий шероховатость склонов (n_c — коэффициент шероховатости склонов); A — числовой множитель для учета принятых размерностей и равный 0,0000316.

Тогда слой стока на некотором расстоянии от водораздела

$$h_x^{2,5} = \frac{x a_1}{0,001896 m_c \varphi(I_c)}, \quad (\text{II.40})$$

или

$$h_x = \left[\frac{527,4 a_1}{m_c \varphi(I_c)} \right]^{0,4} x^{0,4} = A_1 x^{0,4}, \quad (\text{II.41})$$

где A_1 — постоянный числовой коэффициент для данного склона.

Время, необходимое для установления полного стока по всему склону длиной b_c , может быть определено из допущения, что в конце склона переход из одного режима в другой происходит мгновенно. Тогда по формуле (II.36)

$$h_0 = a_1 t_c,$$

откуда, учитывая выражение (II.41), находим

$$t_c = \left[\frac{527,4 b_c}{m_c \varphi(I_c) a_1^{1,5}} \right]^{0,4}, \quad (\text{II.42})$$

или

$$t_c = \frac{b_c^{0,4}}{m_c^{0,4}} \cdot \frac{12,27}{a_1^{0,6} [\varphi(I_c)]^{0,4}}. \quad (\text{II.43})$$

Обозначим первый сомножитель через A , а второй через B .

Тогда

$$t_c = A \cdot B.$$

(Для практических расчетов значения A и B приведены в табл. III.1 и III.2).

Теоретическая длина склонов b , на которой успевает установиться полный сток, определяется из формулы (II.43) подстановкой в нее вместо t_c времени t_b , соответствующего, как было показано, длине склона b :

$$b = \left(\frac{t_b a_1^{0,4} [\varphi(I_c)]^{0,4} m_c^{0,4}}{12,27} \right)^{2,5}; \quad (\text{II.44})$$

раскрывая скобки, получим

$$b = t_b^{2,5} \frac{a_1^{1,5} \varphi(I_c) m_c}{186,6}. \quad (\text{II.45})$$

На основании исследования дифференциального уравнения неразрывности (II.28) установлено, что во втором случае расчета в течение некоторого времени t' после окончания водоотдачи расход будет сохранять достигнутое им значение. Так как в этом случае слой стока на склоне очерчивается параболой на верхнем участке склона с установившимся режимом стока и прямоугольником — в нижней части склона с равномерным режимом стока, то время t' может быть получено из уравнения для разности объемов воды, аккумулированной на склоне в момент окончания водоотдачи и в момент окончания поступления постоянного расхода со склона, т. е. тогда, когда на всем склоне установится, как и в первом случае, параболическое очертание слоя стока.

Приравнявая объем стока со склона за время t' с постоянным расходом $q = ab$ разности объемов, аккумулированных на склоне в момент окончания водоотдачи и в момент прекращения поступления постоянного расхода, и учитывая, что $h = a_1 t_b$, находим

$$\left[h(b_c - b) + \frac{hb}{1,4} - \frac{hb_c}{1,4} \right] \frac{1}{1000} = \frac{abt}{1000}, \quad (\text{II.46})$$

или

$$h(b_c - b) \left(1 - \frac{10}{14} \right) = abt', \quad (\text{II.47})$$

откуда

$$t' = 0,29 t_b \left(\frac{b_c}{b} - 1 \right). \quad (\text{II.48})$$

Длины склонов b_c и b в формуле (II.48) на основании уравнений (II.43) и (II.44) могут быть выражены также соответствующими значениями времени t_c и t_a .

Для этого разделим t_c на t_b и получим

$$(t_c/t_b) = (b_c/b)^{0,4}, \quad \text{или} \quad b_c/b = (t_c/t_b)^{2,5}. \quad (\text{II.49})$$

Тогда зависимость (II.48) приобретет вид

$$t' = 0,29 t_a \left[(t_c/t_b)^{2,5} - 1 \right]. \quad (\text{II.50})$$

Объем воды, накопившейся на склоне длиной x и шириной 1 м, в общем случае может быть найден при использовании зависимости (II.41)

$$W_c = \frac{1}{1000} \int_0^x h_x dx, \quad (\text{II.51})$$

или

$$W_c = \frac{1}{1000} \cdot \frac{A_1 x^{1,4}}{1,4}. \quad (\text{II.52})$$

Из выражения (II.52) при $x = b_c$ определяется средний слой стока на склоне

$$h_{cp} = \frac{A b_c^{0,4}}{1,4} = 0,71 h_0. \quad (\text{II.53})$$

Объемы воды, тыс. м³, на склоне на конец рассматриваемых интервалов времени t_c и t_a определяются с использованием выражения (II.53).

Для первого случая расчета к концу времени t_c

$$W_c = 0,71 h_0 F. \quad (\text{II.54})$$

Для второго случая к концу времени t_a

$$W_c = hF - 0,29 hF \frac{b}{b_c} = hF \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_c} \right), \quad (\text{II.55})$$

где F — площадь бассейна; 0,71 и 0,29 — коэффициенты, учитывающие параболичность очертания поверхности воды на склоне.

Полный объем стока W , который к концу заданных интервалов времени успел накопиться на бассейне, тыс. м³:

$$W_1 = a_1 t_c F = h_0 F; \quad (\text{II.56})$$

во втором случае

$$W = a_1 t_a F = hF. \quad (\text{II.57})$$

Тогда объем стока, который ушел со склонов за этот же промежуток времени, тыс. м³:

в первом случае к концу времени t_c

$$W - W_c = h_0 F (1 - 0,71) = 0,29 h_0 F; \quad (\text{II.58})$$

и во втором случае к концу времени t_a

$$W - W_c = hF - hF \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_c} \right). \quad (\text{II.59})$$

Вода, стекая со склонов, наполняет главный лог бассейна, по которому происходит сток воды к замыкающему створу бассейна.

Главный лог водотока (суходола) можно представить в виде пирамидального тела с высотой, равной длине главного лога, км (рис. II.4). Объем воды в логе, тыс. м³, зависит от бытовой глубины h_0 в замыкающем створе и определяется по формуле

$$W_{\Sigma} = \frac{1}{3} \omega L \left(\frac{L + \Sigma l}{L} \right)^c, \quad (\text{II.60})$$

где ω — площадь поперечного сечения потока в замыкающем створе бассейна, которая, учитывая схематизацию поперечного сечения лога по треугольнику, может быть определена по формуле

$$\omega = m h_0^2;$$

$\frac{L + \Sigma l}{L}$ — поправочный множитель, учитывающий дополнительное количество воды в боковых логах; Σl — сумма длин второстепенных логов; m — коэффициент формы лога; c — показатель степени, принимаемый для равнинных бассейнов $1/3$, для холмистых — $1/4$, для гористых — $1/2$.

Принятой глубине воды h_0 соответствует расход, м³/с,

$$Q = \omega V_{\Sigma}, \quad (\text{II.61})$$

где средняя скорость, м/с, определяется по формуле Шези (II. 15)

$$V_{\Sigma} = C \sqrt{R I_{\Sigma}}.$$

Отсюда скоростной множитель

$$C = \frac{1}{n_{\Sigma}} R^{1/6}. \quad (\text{II.62})$$

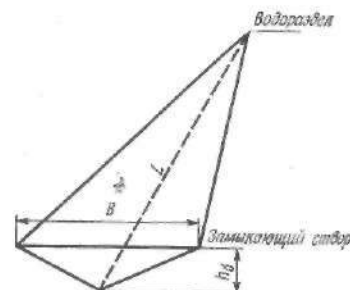


Рис. II.4. Модель главного лога бассейна

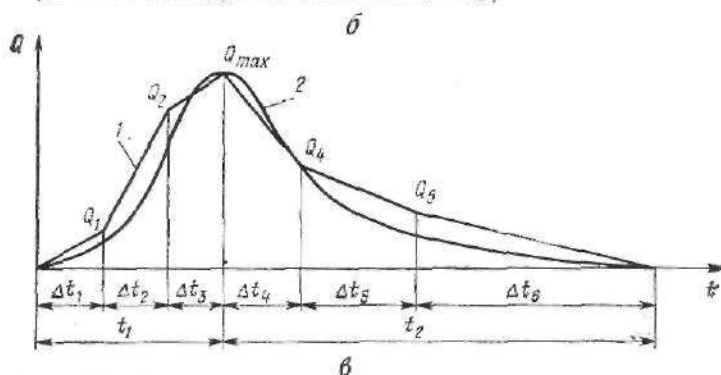
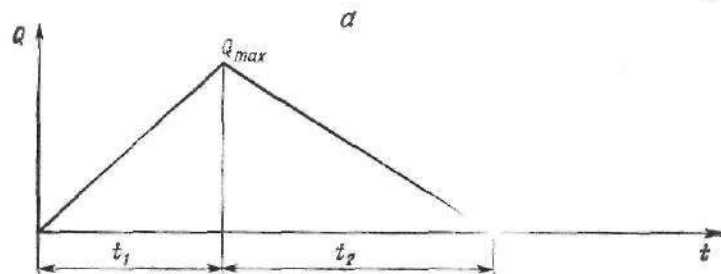
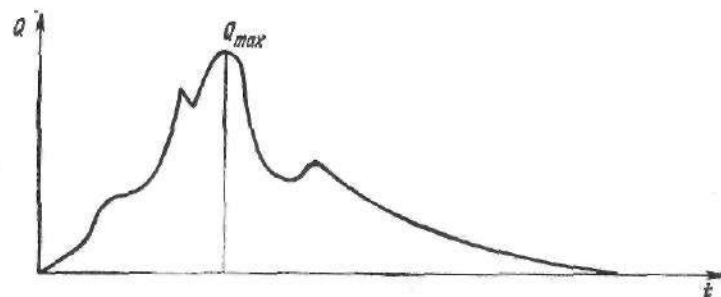


Рис. 11.5. Гидрографы:
а — натуральный; б — в виде треугольника; в — в виде многоугольника;
1 — при шести интервалах времени; 2 — при числе интервалов более шести

Гидравлический радиус, м,

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{mh_0^2}{2mh_0} = 0,5h_0, \quad (11.63)$$

где $\chi \approx B$ (при пологих логах); $B = 2mh_0$.

Подставив в формулу (11.15) полученные значения и заменяя $1/n_n = m_n$, будем иметь преобразованную формулу Шези для скоростей воды в руслах треугольного поперечного сечения

$$V_n = m_n (0,5h_0)^{2/3} I_n^{1/2}, \quad (11.64)$$

где $m_n = 1/n_n$ — коэффициент, учитывающий шероховатость главного лога (n_n — коэффициент шероховатости главного лога); I_n — средний уклон главного лога.

Значение расхода Q_n соответствует определенному моменту времени Δt_n , в который расход проходит через замыкающий створ бассейна. Объем воды, m^3 , в этом случае находится по формуле

$$W_Q = 60 \Delta t_n Q_{ср}, \quad (11.65)$$

или, тыс. m^3 ,

$$W_Q = 0,06 \Delta t_n Q_{ср}, \quad (11.66)$$

где $Q_{ср}$ — средний расход, m^3/c :

$$Q_{ср} = 1/2 (Q_{n-1} + Q_n).$$

В целом задача по определению размеров дождевого стока с бассейна может быть решена исходя из уравнения баланса объемов воды на склонах W_c , в логе W_n и в замыкающем створе W_Q , сумма которых на определенный интервал времени должна быть равна общему объему воды, участвующему в стоке:

$$W = W_c + W_n + W_Q. \quad (11.67)$$

Уравнение баланса является теоретической основой существующих способов расчета дождевого стока с малых бассейнов, используемых в транспортном строительстве.

Уравнение баланса объемов (11.67) в отличие от других способов расчета дождевого стока дает возможность установить связь между расходами воды и временем стока в замыкающем створе бассейна (в месте устройства искусственного сооружения), т. е. построить гидрограф стока. Наибольшая ордината такого гидрографа соответствует максимальному расходу для принятого значения времени водоотдачи t_0 и делит гидрограф на две части: участок подъема и участок спада. Этому условию удовлетворяет тот минимальный предел числа интервалов по времени (два), для которого решается уравнение баланса, причем гидрограф в этом случае имеет форму треугольника (рис. 11.5, б) *.

Гидрограф в виде треугольника является приближением к действительным (натурным) формам гидрографов (рис. 11.5, а), которые, как правило, имеют криволинейную форму.

Уравнение (11.67) позволяет построить гидрограф многоугольной формы, приближающийся (рис. 11.5, в) при большом числе интервалов, на которые разбито все время стока, к криволинейной форме. Увеличение числа интервалов гидрографа (более двух) сказывается и на уточнении ординат расходов, однако, как показали исследования [7], значение максимального расхода, полученное при шести интервалах, практически не уточняется дальнейшим дроблением времени стока. В этом случае удастся лишь уменьшить ординаты ветви спада при соответствующем удлинении хвостовой части гидрографа, что может иметь существенное значение при непосредственном использовании гидрографа для определения сбросного расхода (расчет отверстий мостов и

* Для построения гидрографа с двумя интервалами времени возможно применение упрощенного уравнения баланса, которое решается с меньшими затратами времени, чем уравнение (11.67).

труб с учетом аккумуляции). В этих случаях, особенно при больших объемах накопления воды перед сооружением, сбросные расходы могут быть уменьшены до двух раз.

II.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИНТЕНСИВНОСТИ ВОДООТДАЧИ ОТ ВЕСЕННЕГО ДОЖДЯ ПО ПРОМЕРЗШЕЙ ПОЧВЕ [13]

Для южной части территории СССР, которая ограничена на карте (см. приложение 1) штриховой линией, расчетным может оказаться дождевой весенний сток по промерзшей почве. В этом случае приведенные в приложении 2 значения интенсивностей водоотдачи с учетом впитывающей способности почв могут не соответствовать действительности.

Для получения расчетных значений a_1 используют отношения значений суточных максимумов за весенние (март — май) и летние (июнь — сентябрь) месяцы при повторяемости 1 раз в 2 года — коэффициент β .

Если произведение $a\beta$ (a — интенсивность, соответствующая невпитывающей почве I категории) для различных значений времени водоотдачи окажется больше, чем интенсивность a_1 для принятой впитывающей почвы бассейна, то преобладающим будет сток по промерзшей почве и расчетная интенсивность равна $a\beta$.

Если произведение $a\beta$ при тех же условиях окажется меньшим, чем a_1 для соответствующих значений t_w , то в расчет принимается интенсивность водоотдачи для непромерзшей почвы согласно приложению 2.

Для почв с V и VI категориями впитывания промерзание почвы исключается, и для них расчет стока по промерзшей почве не производится.

Таблица II.1. Суточные максимумы по годам наблюдений

Год на- блюдений	Весенние	Летние	Год на- блюдений	Весенние	Летние
1962	73	113	1972	62	94
1963	89	142	1973	61	96
1964	69	127	1974	62	94
1965	59	73	1975	62	95
1966	56	87	1976	68	94
1967	33	64	1977	69	113
1968	17	151	1978	96	182
1969	65	69	1979	24	197
1970	31	139	1980	75	129
1971	43	74			

Таблица II.2. Убывающие значения суточных максимумов

№ п/п	Весенние	Летние	№ п/п	Весенние	Летние
1	96	197	7	68	127
2	89	182	8	65	113
3	73	151	9	62	113
4	70	142	10	62	96
5	69	139	11	62	95
6	69	129			

Таблица II.3. Значения интенсивностей a и a_1

t_w , мен	a	a_1	$a\beta$
20	1,55	1,43	1
30	1,3	1,09	0,84
45	0,92	0,72	0,59
60	0,72	0,52	0,46

Более подробно определение расчетных значений интенсивности водоотдачи рассмотрим на примере II.1.

Пример II.1. Требуется установить возможность преобладания дождевого стока по промерзшей почве для участка дороги, расположенного в районе г. Коростень Житомирской области (Украинская ССР).

Почвы, характеризующие водосборные бассейны участка, отнесены к III категории впитывания. Требуемая расчетная повторяемость 1 раз в 100 лет ($P = 1\%$).

Порядок расчета. Для определения коэффициента β выписываем из «Водного кадастра СССР» для района г. Коростень максимальные значения суточных максимумов за весенние и отдельно за летние месяцы по годам наблюдений (табл. II.1) и записываем (ранжируем) значения максимумов в порядке убывания (табл. II.2).

Эмпирическая повторяемость N определяется из уравнений (I.7) и (I.10).

Подбором устанавливаем, что требуемое значение $N = 2$ будет соответствовать $m = 10$:

$$N = \frac{n + 0,4}{m - 0,3} = \frac{19 + 0,4}{10 - 0,3} = 2,$$

где n — общее число членов ряда; m — порядковый номер члена ряда.

Последующие значения m будут соответствовать меньшей повторяемости, чем 1 раз в 2 года, и поэтому не приводятся.

Коэффициент β определяется как отношение весеннего максимума к летнему повторяемостью 1 раз в 2 года, что соответствует 10-му члену ряда (табл. II.2):

$$\beta = \frac{62}{96} = 0,645.$$

Из приложения 2 для ливневого района 2в при повторяемости 1 : 100 выписываем значения интенсивностей a и a_1 , соответствующие I (промерзшей) и III (непромерзшей) категориям почв, и сравниваем их с учетом умножения интенсивности a на коэффициент β (табл. II.3).

Из таблицы видно, что $a\beta < a_1$, следовательно, расчетным в данных условиях будет сток по непромерзшей почве a_1 .

Глава III. РАСЧЕТЫ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

В транспортном строительстве при проектировании дорожных водопропускных сооружений расчеты максимальных расходов воды с малых бассейнов регламентируются двумя основными документами: указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72) и инструкцией по расчету дождевого стока воды с малых бассейнов (ВСН 63-76) Минтрансстроя СССР.

При определении максимальных расходов дождевых вод с малых бассейнов площадью до 100 км² для проектирования водопропускных сооружений на железных и автомобильных дорогах указания СН 435-72 разрешают пользоваться ведомственными нормами Минтрансстроя ВСН 63-76.

При расчетах дождевого стока с бассейнов площадями более 100 км², а также при определении расходов талых вод независимо от площади бассейнов следует пользоваться Указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72).

III.1. РАСЧЕТЫ ДОЖДЕВОГО СТОКА МЕТОДАМИ, ОСНОВАННЫМИ НА ПРИМЕНЕНИИ УРАВНЕНИЯ БАЛАНСА ОБЪЕМОВ

Уравнение баланса объемов (II.67) составляется на основании метода математического моделирования стока, изложенного в параграфе II.4. Известны два метода решения этого уравнения: *точный*, по кото-

рому строится многоинтервальный гидрограф стока, и упрощенный, которым пользуются лишь при двух интервалах времени, что обуславливает построение треугольного гидрографа.

Точный способ достаточно трудоемок, поэтому, как правило, применяется с использованием ЭВМ. Упрощенный способ менее трудоемок, но и точность расчетов по этому способу ниже, чем по первому. На основе многочисленных расчетов стока (по точному решению уравнения баланса с использованием ЭВМ) определились два других способа расчета — по таблицам КАДИ и упрощенной формуле Союздорнии. Последний способ в настоящее время не имеет широкого распространения и в пособии не приводится.

Точный метод решения уравнения баланса. Расчет состоит из двух этапов: определения слоя стока h , стекающего с бассейна, с учетом потерь и расчета транспортирования этого слоя и общего объема стока к замыкающему створу бассейна.

Первая часть задачи решается достаточно просто, так как значения h для большей части территории СССР с учетом потерь на впитывание и в зависимости от времени водоотдачи и повторяемости приведены в приложении 2. Поэтому, зная площадь бассейна, по формуле (II.57) можно определить объем дождевого стока, стекающего с бассейна за все время водоотдачи, тыс. м³,

$$W = a_1 t_n F.$$

Транспортирование стока с бассейна рассчитывается по уравнению баланса объемов (II.67), которое можно записать в следующем виде:

$$W - W_c = W_n + W_Q. \quad (\text{III.1})$$

В левой части уравнения находятся известные величины, а в правой — неизвестные, но взаимосвязанные, так как объем воды в логе при определенной глубине и соответственно площади живого сечения в замыкающем створе зависит от расхода и объема протекающей воды. Объем воды в логе W_n определяется по формуле (II.60), расход Q — по (II.61), а объем воды, прошедшей за этот же промежуток времени через замыкающий створ, — по (II.66).

Задаваясь глубиной воды h_c , находят W_n и W_Q , а также их сумму $W_n + W_Q$. Если она будет равна левой (известной) части уравнения (III.1), то подсчет заканчивается. При этом получают расход, соответствующий концу интервала времени Δt . Если разница будет более 5 %, то задаются новым значением h_c и повторяют расчет.

Для удобства вычислений правой части уравнения целесообразно построить вспомогательный график $W_n = f(Q)$ (рис. III.1). Объем воды на склонах определяется в зависимости от отношения t_b/t_c , и на основании этого устанавливается случай расчета (I или II), а также соответствующие расчетные формулы.

Время водоотдачи t_n принимается (приложение 2) равным 20, 30, 45 и 60 мин. Максимальное значение расхода расчетной повторяемости соответствует лишь одному значению t_n , которое устанавливается по расчету.

Таблица III.1. Значения параметра $A = (b_c/m_c)^{0.4}$

$b_c, \text{ м}$	m_c					
	100	50	30	20	10	5
20	0,52	0,69	0,81	1	1,3	1,7
30	0,62	0,82	1	1,2	1,6	2,1
40	0,7	0,92	1,1	1,3	1,8	2,3
50	0,76	1	1,2	1,5	1,9	2,5
60	0,83	1,1	1,4	1,6	2,1	2,8
70	0,87	1,1	1,4	1,7	2,2	2,9
80	0,91	1,2	1,5	1,8	2,3	3
90	0,96	1,3	1,6	1,8	2,4	3,2
100	1	1,3	1,6	1,9	2,5	3,3
125	1,08	1,4	1,8	2,1	2,7	3,6
140	1,14	1,5	1,9	2,1	2,9	3,8
160	1,21	1,6	2	2,3	3	4
180	1,27	1,7	2	2,4	3,2	4,2
200	1,32	1,7	2,2	2,5	3,3	4,4
250	1,44	1,9	2,4	2,8	3,6	4,8
300	1,56	2,1	2,5	3	3,9	5,2
400	1,74	2,3	2,9	3,3	4,4	5,8
450	1,83	2,4	3	3,5	4,6	6
500	2	2,5	3,1	3,6	4,8	6,3
600	2,05	2,7	3,3	3,9	5,1	6,8
700	2,18	2,9	3,6	4,2	5,5	7,2
800	2,29	3	3,8	4,4	5,8	7,6
900	2,41	3,2	3,9	4,6	6	8
1000	2,51	3,3	4,1	4,8	6,3	8,3
1200	2,71	3,6	4,4	5,2	6,8	9
1300	2,85	3,7	4,5	5,3	7	9,3
1400	2,87	3,8	4,6	5,5	7,2	9,5
1600	3,05	4	4,9	5,8	7,6	10
1800	3,17	4,1	5,1	6,1	8	11
2000	3,31	4,4	5,3	6,3	8,3	11
2500	3,63	4,8	5,8	6,9	8,1	12
3000	3,89	5,1	6,2	7,4	9,7	13
3500	4,11	5,5	6,7	7,9	10	14
4000	4,38	5,8	7	8,4	11	14
5000	4,77	6,3	7,7	9,2	12	16
6000	5,16	6,8	8,2	9,8	13	17
7000	5,46	7,2	8,8	10	14	18
8000	5,79	7,6	9,3	11	14	19
9000	6,06	8	9,7	12	15	20
10 000	6,31	8,3	10,2	12	16	21

Таблица III.2. Значения параметра $B = \frac{12,27}{a_1^{0.6} [\varphi(I_c)]^{0.4}}$

$a_1, \text{ мм/мин}$	$I_c, \text{ ‰}$											
	2	5	10	20	30	40	50	70	100	150	200	300
0,1	41	40	32	36	34	32	32	30	28	26	25	22
0,15	32	31	29	28	27	25	24	23	22	20	19	17
0,2	27	26	25	24	23	21	21	20	18	17	16	15

$\alpha, \text{ мм/час}$	$I_c, \%$											
	2	5	10	20	30	40	50	70	100	150	200	300
0,25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13
0,3	21	20	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
0,4	18	17	17	16	15	14	14	13	12	11	11	10
0,5	15	15	14	14	13	12	12	11	11	10	9,3	8,5
0,6	14	13	12	11	11	11	10	0,4	8,8	8,2	8,2	7,5
0,7	13	12	12	11	11	10	10	9,3	8,7	8,1	7,6	7
0,8	12	11	11	10	10	9,3	9,1	8,6	8,1	7,5	7,1	6,4
0,9	11	10	10	9,6	9,1	8,6	8,4	8	7,4	6,9	6,5	6
1	10	9,9	9,5	9	8,6	8,1	7,9	7,5	7,5	6,5	6,1	5,6
1,2	9,1	8,9	8,5	8,1	7,7	7,3	7,1	6,7	6,1	5,9	5,5	5
1,4	8,3	8,1	7,8	7,4	7	6,7	6,5	6,2	5,6	5,4	5	4,1
1,6	7,6	7,4	7,1	6,8	6,5	6,1	5,9	5,6	5,3	4,9	4,6	4,2
1,8	7,1	7	6,7	6,4	6,1	5,7	5,5	5,3	4,9	4,6	4,3	4
2	6,7	6,6	6,2	6	5,7	5,3	5,2	5	4,6	4,3	4	3,7
2,5	5,9	5,8	5,6	5,3	5,1	4,3	4,7	4,4	4,1	3,8	3,6	3,3
3	5,2	5,1	4,9	4,8	4,4	4,2	4,1	3,9	3,6	3,4	3,2	2,9
3,5	4,8	4,6	4,5	4,3	4,1	3,8	3,7	3,6	3,5	3,3	2,9	2,7
4	4,4	4,3	4	4	3,7	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	2,7	2,4
4,5	4,1	4	3,7	3,6	3,5	3,3	3,2	3,1	3	2,8	1,5	2,3
5	3,8	3,7	3,6	3,5	3,3	3,1	3	2,9	2,7	2,7	2,3	2,1
5,5	3,6	3,5	3,4	3,3	3,1	2,9	2,8	2,8	2,7	2,6	2,2	2
6	3,5	3,4	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5	2,4	2,1	1,9
6,5	3,3	3,2	3,1	3	2,8	2,6	2,5	2,4	2,3	2,3	2	1,8
7	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,5	2,4	2,4	2,3	2,2	1,9	1,7
8	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5	2,3	2,3	2,1	2	1,9	1,7	1,6
9	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	2	1,9	1,7	1,6	1,6
10	2,5	2,5	2,4	2,3	2,2	2	2	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4

Время t_c определяется по формуле (II.43)

$$t_c = AB,$$

где параметры A и B определяются по табл. III.1 и III.2.

Вычисленный по балансовым расчетам максимальный расход может быть уменьшен при наличии на бассейне естественных озер, болот, водоемов при помощи коэффициента $\delta_{6,0}$ (табл. I.12). Размеры дождево-

Таблица III.3. Коэффициент уменьшения дождевого стока γ

$D, \text{ км}$	Дальний Восток, Карпаты, Кавказ и Черноморское побережье Кавказа	Сибирь, европейская часть СССР	Средняя Азия, Южное Поволжье, Кавказ	$D, \text{ км}$	Дальний Восток, Карпаты, Кавказ и Черноморское побережье Кавказа	Сибирь, европейская часть СССР	Средняя Азия, Южное Поволжье, Казахстан
5	1	0,99	0,97	20	0,84	0,63	0,36
10	0,98	0,94	0,82	25	0,74	0,49	0,28
15	0,92	0,81	0,54	30	0,64	0,41	0,24

го стока (расход и объем) при $D > 5$ км (где D — наибольший линейный размер бассейна, км) могут быть уменьшены за счет неравномерности выпадения осадков по всей площади бассейна на коэффициент γ , значения которого приведены в табл. III.3.

При построении гидрографа понижающие коэффициенты учитываются следующим образом:

при заболоченности и озерности все ординаты расхода умножаются на $\delta_{6,0}$, а абсциссы времени — на $1/\delta_{6,0}$; объем стока, таким образом, остается неизменным;

неравномерность выпадения осадков учитывается уменьшением всех ординат расхода на коэффициент γ ; при этом соответственно уменьшается и объем стока.

Рассмотрим пример расчета стока по уравнению баланса.

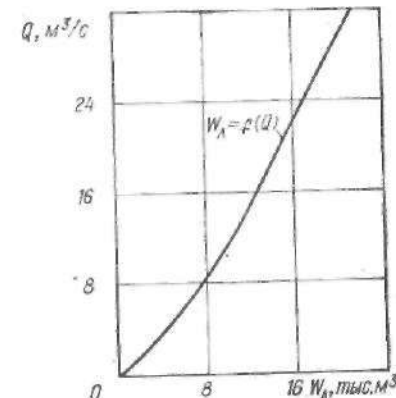
Пример III.1. Определить максимальный расход дождевого стока, соответствующий повторяемости 1 раз в 100 лет (вероятность превышения 1%), и построить серию равновероятных гидрографов для водосборного бассейна, расположенного в линейном подрайоне IV.

Исходные данные: площадь бассейна $F = 2 \text{ км}^2$; длина главного лога $L = 2 \text{ км}$; сумма длин второстепенных логов $\Sigma l = 1 \text{ км}$; средний уклон лога $I_L = 0,008$; средний уклон склонов лога $I_c = 0,01$; коэффициент формы лога $m = 35$; коэффициенты, учитывающие гидравлическую шероховатость: русла $m_L = 20$, склонов $m_c = 20$; наибольший линейный размер бассейна определяют по карте и составляет $D = 2 \text{ км}$; коэффициент неравномерности осадков определяют по карте и составляет $\gamma = 1$; коэффициент заболоченности озерности — по табл. I.12 $\delta_{6,0} = 1$; лабораторными анализами установлено, что содержание песка в почвах бассейна колеблется в пределах 10...15%, что соответствует III категории эрозионности; задернованный слой на склонах бассейна не превышает 10...12 см.

Порядок расчета. По карте приложения 1 устанавливаем, что водосборный бассейн расположен севернее штриховой линии, в связи с чем производим расчет дождевого стока с учетом непромерзшей почвы III категории, и по приложению 2 принимаем значения интенсивностей водоотдачи a_1 .

Таблица III.4. Данные для построения графика $W_d = f(Q)$

$h_c, \text{ м}$	$h_0^{2/3}$	$\omega, \text{ м}^3$	$v_d, \text{ м/с}$	$Q = \omega v_d, \text{ м}^3/\text{с}$	$W_d, \text{ тыс. м}^3$
0,2	0,342	1,4	0,387	0,54	1
0,3	1,447	3,15	0,506	1,6	2,25
0,4	5,542	5,6	0,614	3,44	4
0,5	0,63	8,76	0,712	6,25	6,27
0,6	0,71	12,6	0,803	10,1	9
0,7	0,785	17,2	0,89	15,3	12,3
0,8	0,862	22,4	0,975	21,8	16
0,9	0,932	28,4	1,05	30	20,3
1	1	35	1,13	39,6	25

Рис. III.1. График зависимости $W_d = f(Q)$

1. Строим график зависимости $W_n = f(Q)$ (рис. III.1) по данным табл. III.4, составленной с использованием рабочих формул для определения объема воды, аккумулированного в русловой системе, — уравнение (II.60):

$$W_n = \frac{1}{3} L \omega \left(\frac{L + \Sigma l}{L} \right)^c = \frac{1}{3} \cdot 2 \omega \left(\frac{2+1}{2} \right)^{1/2} = 0,715 \omega,$$

где множитель в скобках при $c = 1/2$ определяется по табл. III.5; средняя скорость в логе вычисляется по формуле (II.64)

$$v_n = m_n (0,5 h_0^{2/3})^{1/2} = 20 \cdot 0,5^{2/3} h_0^{2/3} \sqrt{0,068} = 1,13 h_0^{2/3};$$

площади поперечного сечения лога, выражаемой через глубину h_0 ,

$$\omega = m h_0^2 = 35 h_0^2.$$

Значениями h_0 обычно задаются через 0,1...0,3 м (табл. III.4).

2. Определяем среднюю длину безрусловых склонов b_c по формуле (I.20)

$$b_c = \frac{1000F}{1,8(L + \Sigma l)} = \frac{1000 \cdot 2}{1,8(2+1)} = 370 \text{ м.}$$

3. Вычисляем основные величины, приведенные в табл. III.6, чтобы определить случай расчета.

Расчетное время водоотдачи, при котором может наступить максимум расхода, неизвестно. Поэтому уравнение баланса должно быть решено для всех четырех периодов водоотдачи (20, 30, 45 и 60 мин), одно из которых будет соответствовать максимальному расходу. В данном примере рассмотрены случаи I и II, соответствующие времени водоотдачи 30 и 20 мин.

4. Введем расчет для I случая при $t_n = 30$ мин. В зависимости от числа интервалов времени, значения которых выражены частями от t_c или t_n в табл. III.9, приведены формулы, выражающие соответствующие части объемов, которые за каждый промежуток времени аккумулируются и стекают со склонов.

Принимая первый интервал времени $\Delta t_1 = 0,7 t_c$, т. е. меньше времени t_c , которому соответствует длина склонов b_c , определим ту часть длины склона b_1 , на которой успел образоваться слой стока, равный h_1 . Значение b_1 найдем из условия $t_1 = A B$. Так как величина B постоянна, то $A = t_1/B = 18/8 = 2,24$. По табл. III.1 при $m_c = 20$ найдем $b_1 = 155$ м.

Остальные графы таблицы заполняются определяемыми значениями объема стока, выпавшего на бассейн W , W_1 , W_2 , объема, который остался на склонах W_c , W_{c1} , W_{c2} , W_{c3} , и объема, который за этот же промежуток времени ушел со склонов $W - W_{c3}$, т. е. определяется левая часть уравнения (III.1).

Для нахождения правой части уравнения используем зависимость $W_n = f(Q)$, по которой, задавшись расходом Q , определяем W_n . При этом же значении расхода находим объем W_Q , прошедший через замыкающий створ. Величина W_Q , тыс. м³, определяется как площадь треугольника (в первом и последнем интервале) с использованием зависимости (II.66)

$$W_Q = 0,03 Q_n \Delta t_n$$

или как площадь трапеции (в промежуточных интервалах):

$$W_Q = 0,03 (Q_{n-1} + Q_n) \Delta t_n.$$

Если сумма левой и правой части уравнения (III.1) не дает тождества, задаемся новым значением Q , определяем W_n и W_Q и снова производим сравнение.

При расчете следует иметь в виду, что объем W_Q , соответствующий рассчитываемому интервалу, входит в правую часть уравнения, а все предыдущие его значения вычитаются из левой.

Контролем правильности решения уравнения баланса в целом является равенство суммы всех объемов, прошедших через замыкающий створ ΣW_Q , общему, участвовавшему в стоке объему W .

Таблица III.5. Значения $\left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^{1/2}$

$\frac{\Sigma l}{L}$	$\left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^{1/2}$	$\frac{\Sigma l}{L}$	$\left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^{1/2}$	$\frac{\Sigma l}{L}$	$\left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^{1/2}$
0	1	1,4	1,16	3,6	1,3
0,1	1,02	1,5	1,16	3,8	1,3
0,2	1,03	1,6	1,17	4	1,31
0,3	1,04	1,7	1,18	4,2	1,32
0,4	1,05	1,8	1,19	4,4	1,33
0,5	1,07	1,9	1,19	4,6	1,33
0,6	1,08	2	1,2	4,8	1,35
0,7	1,09	2,2	1,21	5	1,35
0,8	1,1	2,4	1,23	5,2	1,36
0,9	1,11	2,6	1,24	5,4	1,37
1	1,12	2,8	1,25	5,6	1,37
1,1	1,13	3	1,26	5,8	1,38
1,2	1,14	3,2	1,27	6	1,39
1,3	1,15	3,4	1,28		

Таблица III.6. Определение соотношения t_n/t_c

t_n , мин	a_n , мм/мин	A (по табл. III.1)	B (по табл. III.2)	$t_c = A \cdot B$, мин	t_n/t_c	Случай расчета
20	1,73	3,2	6,8	21,8	0,92	II
30	1,39	3,2	8	25,6	1,17	I
45	0,95	3,2	9,8	31,4	1,43	I
60	0,75	3,2	11,5	36,8	1,63	I

Таблица III.7. Коэффициенты k_1 и k_2 для определения 4-го и 5-го интервалов времени

Случай расчета	t_n/t_c	k_1	k_2
II	0,5	0,75	3,5
	0,55	0,65	2,4
	0,6	0,55	1,5
	0,7	0,43	0,95
	0,8	0,33	0,78
I	0,9	0,28	0,7
	1 и более	0,25	0,6

Таблица III.8. Значения Q и W , вычисленные с учетом поправочных коэффициентов

t_n , мин	Q , м ³ /с	W , тыс. м ³	$Q_1 \% = Q \delta_{\delta \delta \gamma}$	$W_1 \% = W \delta_{\delta \delta \gamma}$
20	26,6	70	26,6	70
30	31	83	31	83
45	28,2	85	28,2	85
60	24	90	24	90

Таблица III.9. Точное решение уравнений баланса (I случай расчета: $t_n > t_c$; $t_n =$

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока, тыс. м³	Объем воды на склонах W_c , тыс. м³
Всего с начала водоотдачи	Интервал				
$t_1 = 0,7t_c = 18$	$\Delta t_1 = 0,7t_c = 0,7 \cdot 25,6 = 18$	$A_1 = \frac{t_1}{5} = \frac{18}{5} = 3,6$ $= 2,24$	$b_1 = 155$	$W_1 = a_1 t_1 F = 1,39 \cdot 18 \cdot 2 = 50$	$W_{c_1} = W_1 \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c} \right) = 50 \left(1 - 0,29 \frac{155}{370} \right) = 44$
$t_1 = t_c = 25,6$	$\Delta t_2 = 0,3t_c = 0,3 \cdot 25,6 = 7,7$	—	$b_c = 370$	$W_2 = a_1 t_c F = 1,39 \cdot 25,6 \times 2 = 71$	$W_{c_2} = 0,71 W_2 = 0,71 \cdot 71 \times 71 = 50$
$t_3 = t_n = 30$	$\Delta t_3 = t_n - t_c = 30 - 25,6 = 4,4$	—	—	$W = a_1 t_n F = 1,39 \cdot 30 \cdot 2 = 83$	$W_{c_3} = W_c = 50$
$t_4 = t_3 + \Delta t_4 = 30 + 6,5 = 36,5$	$\Delta t_4 = 0,25t_c = 0,25 \cdot 25,6 = 6,5$	—	—	$W = 83$	$W_{c_4} = 0,75 W_c = 0,75 \cdot 50 = 37,5$
$t_5 = t_4 + \Delta t_5 = 36,5 + 15,5 = 52$	$\Delta t_5 = 0,6t_c = 0,6 \cdot 25,6 = 15,5$	—	—	$W = 83$	$W_{c_5} = 0,5 W_c = 0,5 \cdot 50 = 25$
$t_6 = t_5 + \Delta t_6 = 52 + 92 = 144$	$\Delta t_6 = W - \sum_{i=1}^5 W_Q = \frac{1}{0,03 \cdot Q_5} = \frac{83 - 46,3}{0,03 \cdot 15} = 82$	—	—	$W = 83$	$W_{c_6} = 0$

30; $t_c = 25,6$)

Левая часть уравнения $W - W_c - \sum W_Q$	Q , м³/с	W_{c_1} , тыс. м³	W_Q , тыс. м³	Правая часть уравнения $W_{c_1} + W_Q$, тыс. м³
$W_1 - W_{c_1} = 50 - 44 = 6$	$Q = 3,5$	$W_{c_1} = 4,0$	$W_{Q_1} = 0,03 \Delta t_1 Q_1 = 0,03 \cdot 18 \cdot 3,5 = 1,8$	$W_{c_1} + W_{Q_1} = 4 + 1,8 = 5,8$
$W_2 - W_c - W_{Q_1} = 71 - 50 - 1,8 = 19,2$	$Q_2 = 18,5$	$W_{c_2} = 14,4$	$W_{Q_2} = 0,3 \Delta t_2 \times (Q_1 + Q_2) = 0,03 \cdot 7,7 \cdot (3,5 + 18,5) = 5,1$	$W_{c_2} + W_{Q_2} = 14,4 + 5,1 = 19,5$
$W - W_c - \sum_{i=1}^2 W_{Q_i} = 83 - 50 - 6,9 = 26,1$	$Q_3 = 29$	$W_{c_3} = 19,6$	$W_{Q_3} = 0,03 \Delta t_3 \times (Q_2 + Q_3) = 0,03 \cdot 4,4 \times (18,5 + 29) = 6,3$	$W_{c_3} + W_{Q_3} = 19,6 + 6,3 = 25,9$
$W - W_{c_1} - \sum_{i=1}^3 W_{Q_i} = 83 - 37,5 - 13,2 = 32,3$	$Q_4 = 31$	$W_{c_4} = 20,8$	$W_{Q_4} = 0,03 \Delta t_4 \times (Q_3 + Q_4) = 0,03 \cdot 6,5 \cdot (2,9 + 31) = 11,7$	$W_{c_4} + W_{Q_4} = 20,8 + 11,7 = 32,5$
$W - W_{c_3} - \sum_{i=1}^4 W_{Q_i} = 83 - 25 - 24,9 = 33,1$	$Q_5 = 15$	$W_{c_5} = 12$	$W_{Q_5} = 0,03 \Delta t_5 \times (Q_4 - Q_5) = 0,03 \cdot 15,5 \cdot (31 + 15) = 21,4$	$W_{c_5} + W_{Q_5} = 12 + 21,4 = 33,4$
$W - \sum_{i=1}^5 W_{Q_i} = 83 - 46,3 = 36,7$	0	0	$W_{Q_6} = 0,03 \Delta t_6 Q_5 = 0,03 \cdot 82 \cdot 15 = 36,7$	$W = \sum_{i=1}^6 W_{Q_i} = 83$ $83 = 83$

Таблица III.10. Точное решение уравнения баланса (II случай расчета: $t_n < t_c$;

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока W, тыс. м³	Объем воды на склонах W _c , тыс. м³
Всего с начала родоотдачи	Интервал				
$t_1 = 0,7t_n = 14$	$\Delta t_1 = 0,7t_n = 0,7 \cdot 20 = 14$	$A_1 = \frac{t_1}{B} = \frac{14}{6,8} = 2,06$	$b_1 = 114$	$W_1 = a_1 t_1 F = 1,73 \cdot 14 \cdot 0,2 = 49$	$W_{c1} = W_1 \times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right) = 44,6$
$t_2 = t_n = 20$	$\Delta t_2 = 0,3t_n = 0,3 \cdot 20 = 6$	$A = \frac{t_n}{B} = \frac{20}{6,8} = 2,95$	$b = 287$	$W = a_1 t_n F = 1,73 \cdot 20 \cdot 0,2 = 70$	$W_{c2} = W \times \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_c}\right) = 70 \left(1 - 0,29 \frac{287}{370}\right) = 54,2$
$t_3 = t_n + \Delta t_3 = 20 + 1,7 = 21,7$	$\Delta t_3 = 0,29t_n \times \left(\frac{b_c}{b} - 1\right) = 0,29 \cdot 20 \times \left(\frac{370}{287} - 1\right) = 1,7$	—	—	$W = 70$	$W_{c3} = 0,71W = 0,71 \times 70 = 49,7$
$t_4 = t_3 + \Delta t_4 = 21,7 + 6,1 = 27,8$	$\Delta t_4 = b_c t_c = 0,28 \cdot 21,8 = 6,1$	—	—	$W = 70$	$W_{c4} = 0,75W_c = 0,75 \cdot 49,7 = 37,4$
$t_5 = t_4 + \Delta t_5 = 27,8 + 14,8 = 42,8$	$\Delta t_5 = k_0 t_c = 0,68 \cdot 21,8 = 14,8$	—	—	$W = 70$	$W_{c5} = 0,5W_c = 0,5 \cdot 49,7 = 24,8$

$t_n = 20$; $t_c = 21,8$)

Левая часть уравнения $W - W_{c1} - \sum W_Q$	Q, м³/с	W_{n1} , тыс. м³	W_Q , тыс. м³	Правая часть уравнения $W_{n1} + W_Q$, тыс. м³
$W_1 - W_{c1} = 49 - 44,6 = 4,4$	$Q = 2,6$	$W_{n1} = 3,3$	$W_Q = 0,03 \Delta t_1 Q_1 = 0,03 \cdot 14 \cdot 2,6 = 1,1$	$W_{n1} + W_Q = 3,3 + 1,1 = 4,4$
$W - W_{c2} - W_Q = 70 - 54,2 - 1,1 = 14,7$	$Q_2 = 14,4$	$W_{n2} = 11,8$	$W_Q = 0,03 \Delta t_2 (Q_1 + Q_2) = 0,03 \cdot 6 (2,6 + 14,4) = 3,1$	$W_{n2} + W_Q = 11,8 + 3,1 = 14,9$
$W - W_{c3} - \sum_{i=1}^2 W_Q = 70 - 49,7 - 4,2 = 16,1$	$Q_{n3} = 19$	$W_{n3} = 14,6$	$W_Q = 0,03 \Delta t_3 (Q_2 + Q_3) = 0,03 \cdot 1,7 \times (14,4 + 19) = 1,7$	$W_{n3} + W_Q = 14,6 + 1,7 = 16,3$
$W - W_{c4} - \sum_{i=1}^3 W_Q = 70 - 37,4 - 5,9 = 26,7$	$Q_4 = 26,6$	$W_{n4} = 18,6$	$W_Q = 0,03 \Delta t_4 (Q_3 + Q_4) = 0,03 \cdot 6,1 \times (19 + 26,6) = 8,3$	$W_{n4} + W_Q = 18,6 + 8,3 = 26,9$
$W - W_{c5} - \sum_{i=1}^4 W_Q = 70 - 24,8 - 14,2 = 31$	$Q_5 = 17$	$W_{n5} = 11,4$	$W_Q = 0,03 \Delta t_5 (Q_4 + Q_5) = 0,03 \cdot 14,8 \times (26,6 + 17) = 19,4$	$W_{n5} + W_Q = 11,4 + 19,4 = 30,8$

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока W , тыс. м ³	Объем воды на склонах W_c , тыс. м ³
Всего с начала водоотдачи	Интервал				
$t_n = t_5 + \Delta t_6 = 42,6 + 71,5 = 114,1$	$\Delta t_6 = \frac{W - \sum_{i=1}^5 W_Q}{0,03 Q_5} = \frac{70 - 33,6}{0,03 \cdot 17} = 71,5$	—	—	$W = 70$	$W_c = 0$

Таблица III.11. Значения коэффициентов K и P

t_n/t_c	K	P	t_n/t_c	K	P	t_n/t_c	K	P	t_n/t_c	K	P
0,2	14,7	0,29	0,9	0,73	0,4	1,5	0,83	0,65	2,1	0,88	0,75
0,3	5,05	0,29	0,95	0,74	0,43	1,55	0,84	0,66	2,2	0,89	0,76
0,4	2,97	0,29	1	0,75	0,47	1,6	0,84	0,67	2,3	0,89	0,77
0,45	2,36	0,29	1,05	0,76	0,49	1,65	0,85	0,68	2,4	0,9	0,78
0,5	1,86	0,29	1,1	0,77	0,52	1,7	0,85	0,69	2,5	0,9	0,79
0,55	1,53	0,29	1,15	0,78	0,54	1,75	0,86	0,70	2,6	0,9	0,8
0,6	1,24	0,29	1,2	0,79	0,56	1,8	0,86	0,7	2,7	0,91	0,8
0,65	1,06	0,29	1,25	0,8	0,57	1,85	0,86	0,71	2,8	0,91	0,81
0,7	0,92	0,29	1,3	0,81	0,59	1,9	0,87	0,72	2,9	0,91	0,82
0,75	0,81	0,29	1,35	0,82	0,61	1,95	0,87	0,73	3	0,92	0,82
0,8	0,76	0,32	1,4	0,82	0,62	2	0,88	0,73	3,5	0,93	0,85
0,85	0,75	0,36	1,45	0,83	0,63	2,05	0,88	0,74	4	0,94	0,87

Примечание. При $t_n/t_c > 4$, коэффициенты K и P вычисляются по формулам

$$K = 1 - \frac{0,25}{t_n/t_c} \quad \text{и} \quad P = 1 - \frac{0,53}{t_n/t_c}$$

Таблица III.12. Упрощенное решение уравнения баланса

t_n , мин	$t_c = 45$, мин	t_n/t_c	$t_1 = t_n K$, мин	$W = a_1 t_n F$, тыс. м ³
20	21,8	0,92	$20 \cdot 0,73 = 14,7$	$1,73 \cdot 20 \cdot 2 = 69,20$
30	25,6	1,17	$30 \cdot 0,78 = 23,4$	$1,39 \cdot 30 \cdot 2 = 83$
45	31,4	1,43	$45 \cdot 0,82 = 37$	$0,95 \cdot 45 \cdot 2 = 85$
60	36,8	1,63	$60 \cdot 0,84 = 50,5$	$0,75 \cdot 60 \cdot 2 = 90$

Левая часть уравнения $W - W_c - \sum W_Q$	Q , м ³ /с	W_c , тыс. м ³	W_Q , тыс. м ³	Правая часть уравнения $W_c + W_Q$, тыс. м ³
$W - \sum_{i=1}^5 W_Q = 70 - 33,6 = 36,4$	0	0	$W_Q = 0,03 \Delta t_6 Q_5 = 0,03 \cdot 71,5 \cdot 17 = 36,4$	$W = \sum_{i=1}^6 W_Q = 70 = 70$

Порядок расчета по всем интервалам приведен в табл. III.9.

Формулы баланса для случая II расчета ($t_n = 20$ мин) приведены в табл. III.10. Ход расчета в этом случае принципиально не отличается от приведенного в табл. III.9, но ряд расчетных формул несколько видоизменен. При этом следует обратить внимание на то, что продолжительность 4-го и 5-го интервалов определяется в зависимости от соотношения t_n/t_c , для которого на основании построений гидрографов склонового стока вычисляются значения коэффициентов k_1 и k_2 (табл. III.7), позволяющие определить части времени t_c , в течение которых со склонов стекает объем, равный $0,25 W_c$. Независимо от случая расчета значение k_1 будет соответствовать объему воды, аккумулирующийся на склонах и равный $0,75 W_c$, а коэффициенту k_2 — объем $0,5 W_c$.

Результаты вычислений сведены в табл. III.8.

В качестве расчетного расхода для последующих гидравлических расчетов принимается максимальный расход повторяемостью 1 раз в 100 лет (вероятность превышения $P = 1\%$) $Q_{1\%} = 31$ м³/с и соответствующий ему объем стока $W_{1\%} = 83$ тыс. м³.

Равновероятностные, т. е. соответствующие расходам одной и той же вероятности превышения (повторяемости), гидрографы стока строятся по вычисленным значениям Q и t (рис. III.2).

Расчет стока по уравнению баланса для I случая сведен в табл. III.9, а для II — в табл. III.10.

Упрощенный способ решения уравнения баланса. Этот способ основан на некоторой схематизации баланса стока, в частности объема

Левая часть уравнения $W - W_c$, тыс. м ³	Q , м ³ /с	$W_Q = 0,03 K Q t$, тыс. м ³	W_c , тыс. м ³	Правая часть уравнения $W_Q + W_c$, тыс. м ³
$69,2 \cdot 0,41 = 28,7$	25	$0,03 \cdot 20 \cdot 0,73 \cdot 25 = 11$	17,8	$11 + 17,8 = 28,8$
$83 \cdot 0,54 = 45$	33	$0,03 \cdot 30 \cdot 0,78 \cdot 33 = 23$	22	$23 + 22 = 45$
$85 \cdot 0,62 = 53$	30	$0,03 \cdot 45 \cdot 0,82 \cdot 30 = 33$	20,4	$33 + 20,4 = 53,4$
$90 \cdot 0,66 = 59$	27	$0,03 \cdot 60 \cdot 0,84 \cdot 27 = 41$	18,5	$41 + 18,5 = 59,5$

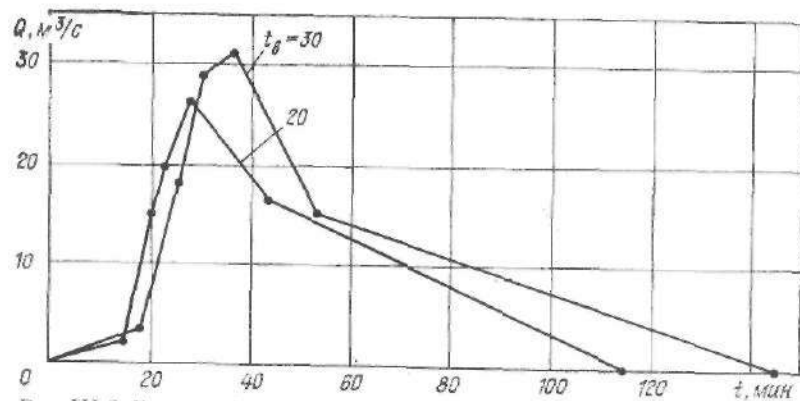


Рис. 11.2. Гидрографы, построенные по данным уравнения (11.1)

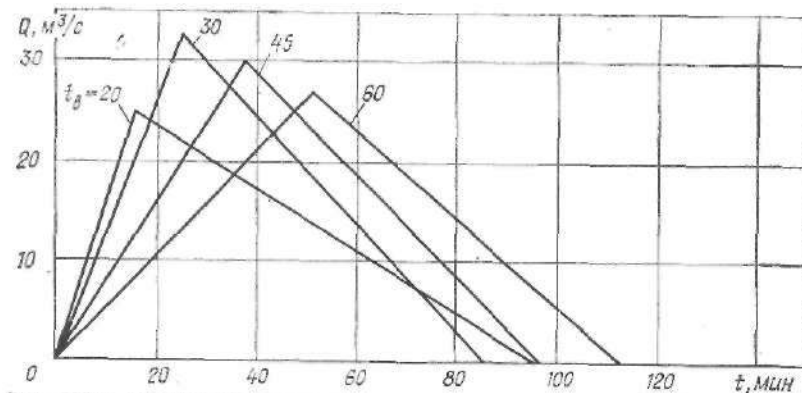


Рис. 11.3. Гидрографы, построенные по данным уравнения (11.2)

аккумулированной и стекающей воды, находящейся на склонах бассейна, т. е. левой части уравнения (11.1).

Выражая этот объем как часть полного объема стока, уравнение (11.1) можно представить так:

$$WP = W_{\text{н}} + W_{\text{о}}, \quad (11.2)$$

где W — общий объем стока; $W_{\text{н}}$ — объем воды, накопившейся в русловой системе; $W_{\text{о}} = 0,03 t_{\text{в}} K Q$ — объем стока, прошедший через замыкающий створ; P и K — коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения $t_{\text{в}}/t_{\text{с}}$ по табл. 11.11.

Порядок решения уравнения (11.2) остается таким же, как и при точном способе. Задаваясь различными значениями Q , с помощью графической зависимости $W_{\text{н}} = f(Q)$ находим $W_{\text{н}}$ и вычисляем $W_{\text{о}}$. Если равенство (11.2) удовлетворяется с точностью до 5%, значит, величина Q назначена правильно.

Результаты расчета по данному способу дают возможность построить гидрограф стока при двух интервалах времени. Время подъема паводка (участок от $Q = Q_{\text{max}}$ до $Q = 0$), мин,

$$t_1 = t_{\text{в}} K. \quad (11.3)$$

Время спада паводка (участок от $Q = Q_{\text{max}}$ до $Q = 0$), мин,

$$t_2 = \frac{W - W_{\text{о}}}{0,03 Q_{\text{max}}}. \quad (11.4)$$

Пример 11.2. Используя исходные данные по бассейну, принятые в предыдущем примере, определить максимальный расход дождевого стока и построить серию равновероятностных гидрографов.

Порядок расчета. Расчет производим в табличной форме (табл. 11.12). Для построения гидрографов определим время спада t_2 по уравнению (11.4):

$$\begin{aligned} \text{при } t_{\text{в}} = 20 \quad t_2 &= \frac{70 - 11}{0,03 \cdot 25} = 79 \text{ мин;} & \text{при } t_{\text{в}} = 30 \quad t_2 &= \frac{83 - 23}{0,03 \cdot 33} = 61 \text{ мин;} \\ \text{при } t_{\text{в}} = 45 \quad t_2 &= \frac{85 - 33}{0,03 \cdot 30} = 58 \text{ мин;} & \text{при } t_{\text{в}} = 60 \quad t_2 &= \frac{90 - 41}{0,03 \cdot 27} = 61 \text{ мин.} \end{aligned}$$

Схемы гидрографов приведены на рис. 11.3. Так же, как и в предыдущем примере, полученные значения Q и W корректируются поправочными коэффициентами γ и $\delta_{\text{в.о.}}$.

Полученные значения максимальных расходов по точному и упрощенному способу близки ($Q = 31$ и $Q = 33$ м³/с), но могут иметь и значительные расхождения.

11.2. РАСЧЕТЫ ДОЖДЕВОГО СТОКА ПРИ ПОМОЩИ ТАБЛИЦ КАДИ И ПО СН 435-72

Расчет по таблицам КАДИ. Таблицы разработаны кафедрой гидравлики Киевского автомобильно-дорожного института на основе массовых аналитических расчетов дождевого стока на ЭВМ.

В основу расчетов положено решение уравнения баланса при шести интервалах времени.

Табличная формула для определения дождевых расходов имеет вид

$$Q = 16,7 a_1 F \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \varphi_4 \varphi_5, \quad (11.5)$$

где φ_1 ; φ_2 ; φ_3 ; φ_4 ; φ_5 — коэффициенты, последовательно учитывающие влияние на расход площади бассейна, уклонов, интенсивности водоотдачи, шероховатости лога и склонов, формы бассейна, размеров поперечного сечения лога.

Произведение пяти коэффициентов должно быть меньше единицы, иначе в расчете принимают величину полного стока.

Максимальный расход определяют вычислением и сравнением четырех расходов для четырех значений времени водоотдачи (20, 30, 45 и 60 мин). При расчете принимают наибольшее значение расхода воды и соответствующий ему объем стока *. Относительная точность расчетов по таблицам достаточно высока. Расхождение в расходах, вычисленных по точному способу и таблицам, не превышает 20 %.

Для практических расчетов коэффициенты следует находить по таблицам [26].

* При расчетах отверстий искусственных сооружений с учетом аккумуляции в некоторых случаях расчетным может оказаться расход, соответствующий наибольшему объему стока.

Значения интенсивности водоотдачи, приведенные в приложении к таблицам КАДИ, в настоящее время уточнены и дифференцированы для 69 дождевых подрайонов (приложение 2 настоящего учебного пособия).

Расчет по СН 435-72. Максимальные расходы дождевых паводков в зависимости от площади бассейнов определяются по одной из двух формул: по эмпирической редуцированной формуле (III.6) или по формуле предельной интенсивности стока (III.8). Границы применимости указанных формул в различных физико-географических зонах * приведены в табл. III.13.

Эмпирическая редуцированная формула имеет вид

$$Q = q_{200} (200/F)^n \lambda_p \delta_1 \delta_2 F, \quad (\text{III.6})$$

где q_{200} — модуль максимального расхода воды при вероятности превышения 1 %, приведенный к площади водосбора 200 км², определяется

Таблица III.13. Границы применимости формул

Природная зона (приложение 3)	Площадь бассейна, км ²	
	по формуле (III.6)	по формуле (III.8)
А. Равнинная территория: тундровая, лесная и лесостепная степная	<50	50...30 000
	<200	200...10 000
Б. Горные районы (500 < $H_{\text{ср}}$ < 2000 м)	<50	50...10 000

Таблица III.14. Значения коэффициента λ_p

Район (приложение 6)	Площадь водосбора, км ²	Вероятность, %						
		0,1	0,3	1	2	5	10	25
I	>0	1,3	1,17	1	0,90	0,75	0,62	0,45
II	>0	1,45	1,25	1	0,87	0,69	0,55	0,36
III	>100	1,54	1,32	1	0,85	0,64	0,48	0,28
	50...100	—	1,35	1	0,85	0,64	0,47	0,25
	10...50	—	1,4	1	0,82	0,6	0,42	0,22
	1...10	—	1,45	1	0,77	0,5	0,34	0,15
	<1	—	1,5	1	0,74	0,46	0,3	0,12
IV	>100	1,62	1,35	1	0,81	0,58	0,4	0,21
	50...100	—	1,5	1	0,77	0,5	0,34	0,15
	10...50	—	1,6	1	0,73	0,44	0,26	0,1
	1...10	—	1,65	1	0,72	0,4	0,23	0,08
	<1	—	1,65	1	0,72	0,4	0,23	0,08

* В пособии приведены гидрологические характеристики лишь для европейской части территории СССР.

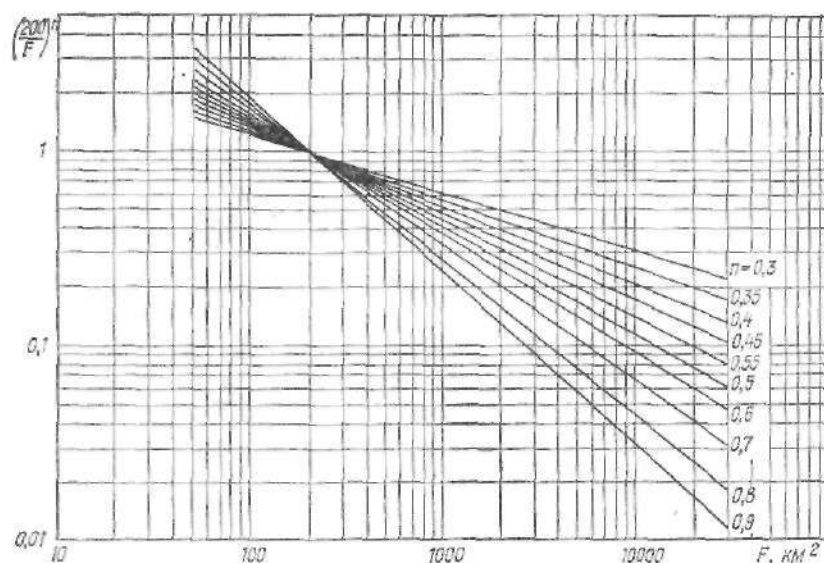


Рис. III.4. График степенной функции

по приложению 4; n — показатель степени редукции модуля максимального расхода, определяется по приложению 5; δ_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода вследствие заболоченности, определяется по формуле (I.25) без учета степени залесенности:

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \lg(1 + 0,1 f_0); \quad (\text{III.7})$$

δ_1 — коэффициент, учитывающий зарегулированность максимального расхода проточными озерами, рассчитывается по формуле (I.24); λ_p — переходный коэффициент от вероятности превышения 1 % к другой вероятности, находится по табл. III.14. Для удобства вычислений применяется график степенной функции $(200/F)^n = f(F, n)$ (рис. III.4).

Пример III.3. Определить максимальный дождевой расход при 1 % вероятности превышения для бассейна реки, являющейся притоком р. Ворсклы (Полтавская область).

Исходные данные: площадь бассейна $F = 350$ км²; $I_{\text{ср}} = 9,7$ мм/год, заболоченности и озерности бассейна нет. Параметры формулы (III.6): $q_{200} = 0,3$ м³/с · км² (см. приложение 4); $n = 0,8$ (см. приложение 5); $\lambda_p = 1$ (табл. III.14).

Максимальный расход при вероятности превышения $P = 1$ % определяется по формуле

$$Q_{1\%} = q_{200} (200/F)^n F = 0,3 (200/350)^{0,8} 350 = 63 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Формула предельной интенсивности стока имеет вид

$$Q = A_1 \varphi H_{1\%} \lambda_p \delta_1 F, \quad (\text{III.8})$$

где $H_{1\%}$ — суточный слой осадков при вероятности превышения $P = 1$ %, определяемый по приложению 7; φ — коэффициент дождевого стока, определяемый по табл. III.15 в зависимости от характера

Таблица III.15. Значения коэффициента дождевого стока ϕ

Категория поверхности	Вид и характеристика поверх- ности	Суточный слой осадков H_1 %, мм	Площадь водосбора, км ²				
			<0,1	0,1...1	1...10	10...100	>100
I	Асфальт, скала без трещин, бетон	—	1	1	1	1	1
II	Жироглинистые почвы, та- кыры и такыровые почвы	≤ 80	0,8	0,7	0,65	0,65	0,6
		81...150	0,9	0,85	0,8	0,8	0,8
		151...200	0,95	0,9	0,9	0,9	0,9
		>200	0,95	0,95	0,95	0,9	0,9
III	Суглинки, подзолы, подзо- листые и серые лесные суг- линки, сероземы тяжелосуг- линистые, тундровые и бо- лотные почвы	≤ 80	0,7	0,6	0,55	0,5	0,45
		81...100	0,8	0,75	0,7	0,65	0,65
		101...150	0,85	0,8	0,75	0,65	0,65
		151...200	0,85	0,85	0,8	0,7	0,7
		>200	0,9	0,9	0,8	0,75	0,75
IV	Черноземы, светло-каштан- овые почвы, лес, карбонат- ные почвы, темно-каштан- овые почвы	≤ 80	0,55	0,55	0,45	0,35	0,2
		81...150	0,65	0,63	0,56	0,45	0,3
		151...200	0,75	0,7	0,65	0,55	0,4
		>200	0,8	0,75	0,7	0,65	0,5
V	Супеси, бурые и серо-бурые пустынно-степные почвы, се- роземы супесчаные и песча- ные	≤ 80	0,35	0,28	0,2	0,2	0,15
		81...150	0,45	0,35	0,25	0,25	0,2
		151...200	0,55	0,45	0,4	0,35	0,3
		>200	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
VI	Песчаные, гравелистые, рых- лые каменные почвы	—	0,25	0,2	0,15	0,1	0,1

Примечание. При значительной задерживаемости почв, т.е. при толщине растительного слоя (слоя почвы, окрашенного гумусом) более 20 см, категории почв I...III повышаются на одну ступень, а V, VI — уменьшаются на одну ступень.

Таблица III.16. Максимальный модуль дождевого стока A_1 %

Гидроморфометрическая характеристика русла Φ_R															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90		
5	5a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,05	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
4	4a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,06	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
3	3a; 23	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,45	0,42	0,32	0,25	0,15	0,1	0,076	0,06	0,05	0,043	0,037	0,033
				0,25	0,24	0,21	0,17	0,12	0,085	0,067	0,054	0,046	0,04	0,035	0,031
				0,16	0,15	0,14	0,12	0,088	0,07	0,058	0,049	0,042	0,036	0,032	0,029
				0,11	0,1	0,095	0,085	0,068	0,058	0,05	0,047	0,038	0,033	0,03	0,027
1	27	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,32	0,29	0,22	0,16	0,1	0,072	0,057	0,046	0,04	0,034	0,031	0,028
				0,16	0,15	0,14	0,12	0,083	0,064	0,052	0,044	0,038	0,033	0,03	0,027
				0,11	0,1	0,1	0,085	0,066	0,055	0,046	0,039	0,035	0,031	0,028	0,026
				0,075	0,074	0,07	0,065	0,053	0,045	0,04	0,035	0,032	0,029	0,026	0,024
2		Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,42	0,38	0,3	0,22	0,13	0,09	0,068	0,055	0,046	0,039	0,034	0,03
				0,23	0,22	0,18	0,15	0,1	0,076	0,061	0,05	0,042	0,036	0,032	0,029
				0,14	0,13	0,12	0,1	0,079	0,064	0,052	0,044	0,038	0,033	0,03	0,027
				0,093	0,09	0,082	0,076	0,062	0,052	0,045	0,039	0,035	0,031	0,028	0,025
5	5a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,06	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
4	4a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,06	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
3	3a; 23	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,45	0,42	0,32	0,25	0,15	0,1	0,076	0,06	0,05	0,043	0,037	0,033
				0,25	0,24	0,21	0,17	0,12	0,085	0,067	0,054	0,046	0,04	0,035	0,031
				0,16	0,15	0,14	0,12	0,088	0,07	0,058	0,049	0,042	0,036	0,032	0,029
				0,11	0,1	0,095	0,085	0,068	0,058	0,05	0,047	0,038	0,033	0,03	0,027
1	27	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,32	0,29	0,22	0,16	0,1	0,072	0,057	0,046	0,04	0,034	0,031	0,028
				0,16	0,15	0,14	0,12	0,083	0,064	0,052	0,044	0,038	0,033	0,03	0,027
				0,11	0,1	0,1	0,085	0,066	0,055	0,046	0,039	0,035	0,031	0,028	0,026
				0,075	0,074	0,07	0,065	0,053	0,045	0,04	0,035	0,032	0,029	0,026	0,024
2		Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,42	0,38	0,3	0,22	0,13	0,09	0,068	0,055	0,046	0,039	0,034	0,03
				0,23	0,22	0,18	0,15	0,1	0,076	0,061	0,05	0,042	0,036	0,032	0,029
				0,14	0,13	0,12	0,1	0,079	0,064	0,052	0,044	0,038	0,033	0,03	0,027
				0,093	0,09	0,082	0,076	0,062	0,052	0,045	0,039	0,035	0,031	0,028	0,025
5	5a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,06	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
4	4a	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,53	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,06	0,041	0,036
				0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
				0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
				0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,072	0,064	0,056	0,049	0,042	0,036	0,031
3	3a; 23	Глубина кривых реду- кций осадков (прило- жение 8)	Продолжительность склонового дождя в мм $t_{\text{джд}}$ мин	0,45	0,42	0,32	0,25	0,15	0,1	0,076	0,06	0,05	0,043	0,037	0,033
				0,25	0,24	0,21	0,17	0,12	0,085	0,067	0,054	0,046	0,04	0,035	0,031
				0,16	0,15	0,14	0,12	0,088	0,07	0,058	0,049	0,042	0,036	0,032	0,029
				0,11	0,1	0,095	0,085	0,068	0,058	0,05	0,047	0,038	0,033	0,03	0,027

Типы кривых редуки- ций осад- ков (при- ложение 8)	Продолжи- тельность склонового добегания $\tau_{ск}$, мин	Гидроморфометрическая характеристика русла Φ_R				
		100	150	200	250	300
3; 3а; 23	60	0,026	0,017	0,013	0,01	0,0082
	100	0,024	0,017	0,013	0,01	0,0082
	150	0,023	0,016	0,012	0,0098	0,008
	200	0,021	0,015	0,012	0,0094	0,0078
1; 27	10	0,025	0,018	0,013	0,01	0,0086
	30	0,025	0,017	0,013	0,01	0,0086
	60	0,024	0,017	0,013	0,01	0,0085
	100	0,022	0,016	0,012	0,01	0,0083
	150	0,021	0,015	0,012	0,0096	0,0081
	200	0,02	0,014	0,012	0,0084	0,0079
2	10	0,027	0,018	0,013	0,01	0,0084
	30	0,026	0,018	0,013	0,01	0,0082
	60	0,024	0,017	0,013	0,01	0,0081
	100	0,023	0,016	0,013	0,01	0,0081
	150	0,021	0,016	0,012	0,0088	0,0079
	200	0,02	0,015	0,012	0,0086	0,0078

почвогрунтов, суточного слоя осадков и площади водосбора; $A_1\%$ — $\frac{q_{1\%}}{\varphi H_{1\%}}$ — максимальный модуль стока (при $\delta = 1$), выраженный в долях от произведения $\varphi H_{1\%}$.

Максимальный модуль стока $A_1\%$ определяется по табл. III.16 в зависимости от гидроморфометрической характеристики русла Φ_R , продолжительности склонового добегания $\tau_{ск}$ типов кривых редукиции осадков (приложение 8).

Гидроморфометрическая характеристика русла Φ_R определяется

Таблица III.17. Продолжительность склонового добегания $\tau_{ск}$, мин

Гидроморфометри- ческие характери- стики склонов водосбора $\Phi_{ск}$	Тип кривых редукиции осадков (приложение 8)				
	5, 5а	4, 4а	3, 3а, 23	2	1, 27
0,5	2,3	2,3	2,7	2,7	3,2
1	5	5,2	5,3	5,5	6,7
1,5	8	8	8,5	9	11
2	11	11	12	14	17
2,5	15	15	17	18	23
3	19	20	22	24	30
4	28	30	34	37	45
5	39	43	47	52	62
6	53	58	62	70	82
7	67	76	80	90	100
8	85	93	100	110	130
9	105	115	120	130	160
10	130	140	150	160	180
12	180	190	200	220	250
15	260	300	300	300	360

по формуле

$$\Phi_R = \frac{1000L}{m_d I_d^{1/2} F^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/4}}, \quad (III.9)$$

где m_d — коэффициент шероховатости русла (лога) и поймы, определяемый по табл. I.8; L — длина реки (лога), км; I_d — средневзвешенный уклон реки (лога), ‰.

Продолжительность склонового добегания $\tau_{ск}$ определяется по табл. III.17 в зависимости от гидроморфометрической характеристики склонов водосбора $\Phi_{ск}$, рассчитываемой по формуле

$$\Phi_{ск} = \frac{b_c^{1/2}}{m_c I_c^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/4}}, \quad (III.10)$$

где m_c — коэффициент шероховатости склонов водосбора, определяемый по табл. I.9; $I_{ср}$ — средний уклон склонов водосбора, ‰; b_c — средняя длина склонов водосбора, м, определяемая по формуле (I.20).

Для водосборов площадью более 10 км² продолжительность склонового добегания $\tau_{ск}$ при отсутствии данных может быть принята равной в условиях различных географических зон, мин:

I — лесной и тундровой:	незаболоченные бассейны	60...100
	заболоченные бассейны	150
II — лесостепной		40...60
III — степной и сухостепной		20...40
IV — горных районов		10...60

При относительно пересеченном рельефе, небольшой залесенности, обнаженных скальных грунтах (для горных районов) принимается нижний предел, при плоских, заросших или горных склонах, покрытых слоем делювия, — верхний предел значений времени склонового добегания.

Для ручейковой сети с неясно выраженными тальвегами максимальный модуль стока определяется по табл. III.16 при $\Phi_R = 0$ в соответствии с временем склонового добегания (см. табл. III.17).

Таблица III.18. Поправочные коэффициенты к значениям слоя стока

Реки и притоки	Площадь водосбора, км ²					
	50	200	500	1000	3000	10 000
Правые притоки р. Припяти	1	1	0,85	0,8	0,65	0,55
Притоки р. Днепра ниже устья						
р. Десны и притоки р. Десны от						
устья р. Сейм (включительно)	1	1	0,65	0,48	0,28	0,16
Реки бассейна р. Южный Буг	1	1	0,83	0,72	0,57	0,46
Левобережные притоки р. Днестра	1	1	1	0,8	0,54	—
Реки бассейна р. Северный Донец						
и бассейна между реками Днепр и	1	1	0,72	0,55	0,38	0,25
Дон						
Реки Крыма	1,5	1	0,75	0,72	—	—

Слой дождевого паводочного стока $h_1\%$ (без срезки грунтового питания) при вероятности превышения $P = 1\%$ для рек с площадью водосбора более 50 км^2 определяется по приложению 9.

Для рек и притоков, указанных в табл. III.18, в значение слоя стока, снятое с карты, вводятся поправочные коэффициенты в зависимости от размеров водосборной площади.

Для рек с площадью водосбора менее 50 км^2 слой дождевого паводочного стока рассчитывается по уравнению

$$h_P = H_{1\%} \phi \lambda_P. \quad (\text{III.11})$$

Пример III.4. Определить максимальный дождевой расход при 1% вероятности превышения для бассейна, расположенного у г. Ирпень Киевской области.

Исходные данные: $F = 1,2 \text{ км}^2$; $L = 1,5 \text{ км}$; $\Sigma I = 0$; $I_{\Sigma} = 20 \text{ }^{\circ}/_{00}$; $I_c = 50 \text{ }^{\circ}/_{00}$; $f_{\Sigma}/f_c = 0$. Почвы-супеси (по табл. 1.5 относятся к V категории поверхности). Коэффициенты, учитывающие шероховатость лога и склонов, $m_d = 11$; $m_c = 0,25$ (табл. 1.4).

Порядок расчета. Максимальный расход определяем по формуле предельной интенсивности стока (III.8). Для определения продолжительности склонового добегаания вычисляем среднюю длину склона по формуле (I.20)

$$b_c = \frac{1000 F}{1,8 (L + \Sigma I)} = \frac{1000 \cdot 1,2}{1,8 \cdot 1,5} = 445 \text{ м.}$$

Гидроморфометрическая характеристика склонов

$$\Phi_{ск} = \frac{b_c^{1/2}}{m_c I_{\Sigma}^{1/2} (\phi H_{1\%})^{1/2}} = \frac{445^{1/2}}{0,25 \cdot 50^{1/2} (0,25 \cdot 115)^{1/2}} = 6,$$

где значения $H_{1\%} = 115 \text{ мм}$ находим по приложению 7; $\phi = 0,25$ — по табл. III.15; тип кривой редукции осадков — 3а (приложение 8).

По величине $\Phi_{ск}$ определяем продолжительность склонового добегаания (табл. III.17): $\tau_{ск} = 62 \text{ мин}$. Гидроморфометрическая характеристика русла

$$\Phi_P = \frac{1000 L}{m_d I_{\Sigma}^{1/2} F^{1/4} (\phi H_{1\%})^{1/4}} = \frac{1000 \cdot 1,5}{11 \cdot 20^{1/2} \cdot 1,2^{1/4} (0,25 \cdot 115)^{1/4}} = 20.$$

По значениям Φ_P и $\tau_{ск}$ определяем относительное значение модуля стока (табл. III.16): $A_1\% = 0,088$. Эту же величину можно определить по формуле

$$A_1\% = \frac{q_1\%}{\phi H_{1\%}} = \frac{q_1\%}{0,25 \cdot 115} = 0,088,$$

откуда

$$q_1\% = A_1\% \phi H_{1\%} = 0,088 \cdot 0,25 \cdot 115 = 2,53 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{км}^2.$$

Максимальный расход

$$Q_1\% = q_1\% F = 2,53 \cdot 1,2 = 3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

III.3. РАСЧЕТЫ ДОЖДЕВОГО СТОКА МЕТОДАМИ СОЮЗДОРПРОЕКТА И МАДИ

В дополнение к расчетам дождевого стока при проектировании сооружений на автомобильных дорогах могут быть использованы метод Союздорпроекта (СДП-73), разработанный в развитие ВСН 63-76 [22, 28], и формула МАДИ-77, в основе которой лежит принцип предельных интенсивностей, рекомендуемый СН 435-72.

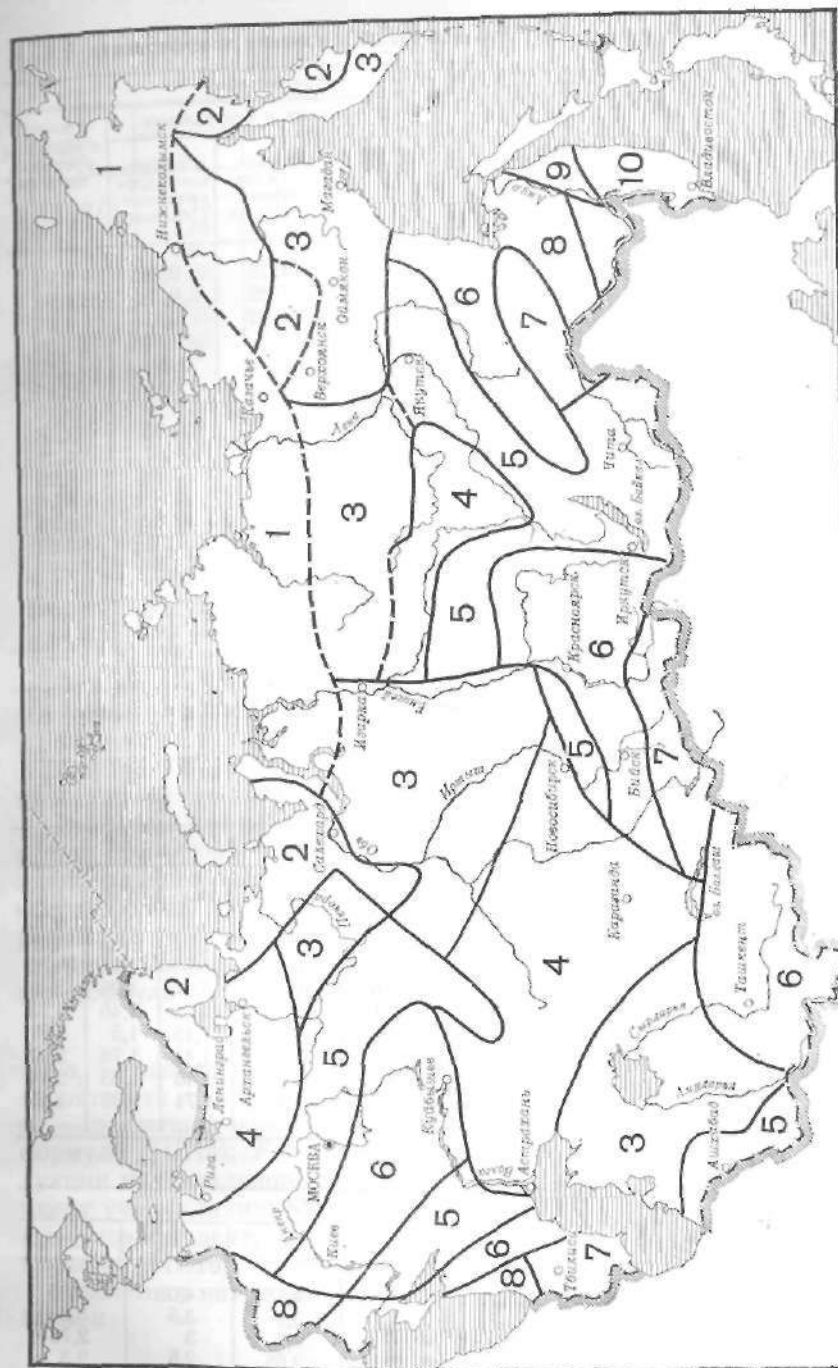


Рис. III.5. Карта-схема ливневых районов СССР (к расчетам по методикам СДП-73 и МАДИ-77); 1...10 — ливневые районы СССР; штриховой линией показаны границы районов, требующие уточнения

Таблица III.19. Значения коэффициента φ

Площадь бассейна F , км ²	φ	Площадь бассейна F , км ²	φ
0,0001	0,98	3	0,47
0,001	0,91	4	0,44
0,005	0,86	5	0,42
0,01	0,81	6	0,4
0,05	0,75	8	0,36
0,1	0,69	10	0,33
0,2	0,68	15	0,31
0,3	0,66	30	0,27
0,4	0,65	50	0,24
0,5	0,63	100	0,19
0,6	0,62	200	0,17
0,7	0,6	300	0,16
0,8	0,58	500	0,14
0,9	0,56	1000	0,12
1	0,53	5000	0,09
1,5	0,52	10 000	0,08
2	0,5	100 000	0,05
2,5	0,49		

Таблица III.21. Значения расчетной величины интенсивности дождей часовой продолжительности $a_{\text{час}}$

Ливневые районы СССР (рис. III.5)	Вероятность превышения P , %							
	10	5	4	3	2	1	0,3	0,1
1	0,22	0,27	0,29	0,32	0,34	0,4	0,49	0,57
2	0,29	0,36	0,39	0,42	0,45	0,5	0,61	0,75
3	0,29	0,41	0,47	0,52	0,58	0,7	0,95	1,15
4	0,45	0,59	0,64	0,69	0,74	0,9	1,14	1,32
5	0,46	0,62	0,69	0,75	0,82	0,97	1,26	1,48
6	0,49	0,65	0,73	0,81	0,89	1,01	1,46	1,73
7	0,54	0,74	0,82	0,89	0,97	1,15	1,5	1,77
8	0,79	0,98	1,07	1,15	1,24	1,41	1,78	2,07
9	0,81	1,02	1,11	1,2	1,28	1,48	1,83	2,14
10	0,82	1,11	1,23	1,35	1,46	1,74	2,25	2,65

Таблица III.22. Значения коэффициента k_t

Площадь бассейна F , км ²	Ливневые районы СССР						
	1	2	3; 4	5; 7	6	8	9; 10
0,0001	4,1	4,2	4,2	4,3	4,75	4,05	3,85
0,0005	3,5	3,5	3,5	3,7	3,9	3,5	3,3
0,001	3,0	2,8	2,9	3,05	3,2	3	2,75
0,005	2,5	2,3	2,4	2,55	2,65	2,5	2,3

Таблица III.20. Значения коэффициента k_i

Уклон главного лога $I_{\text{г}}$, ‰	Для бассейнов			
	односкатных и безрусловых			с наличием русловой системы
	асфальто- бетонные и цементно- бетонные покрытия	щебеноч- ные и гравийные покрытия	естествен- ные задер- нованные склоны	
1	0,87	0,75	0,75	0,94
5	0,95	0,82	0,78	0,98
10	1,03	0,92	0,8	1,01
20	1,25	1,1	0,85	1,06
30	1,45	1,3	0,9	1,12
40	1,65	1,5	0,91	1,14
50	1,8	1,65	0,93	1,16
60	2,03	1,85	0,95	1,18
70	2,2	2	0,97	1,21
80	2,4	2,2	0,98	1,23
90	2,63	2,4	1	1,26
100	2,8	2,6	1,02	1,28
200	—	—	1,21	1,52
300	—	—	1,34	—
400	—	—	1,45	—
500	—	—	1,55	—
600	—	—	1,63	—
700	—	—	1,68	—

Продолжение табл. III.22

Площадь бассейна F , км ²	Ливневые районы СССР						
	1	2	3; 4	5; 7	6	8	9; 10
0,01	2,15	1,95	2,07	2,12	2,2	2	1,9
0,05	1,85	1,7	1,8	1,82	1,9	1,75	1,65
0,1	1,6	1,5	1,6	1,62	1,65	1,55	1,45
0,5	1,35	1,3	1,4	1,37	1,35	1,35	1,3
0,8	1,2	1,2	1,3	1,25	1,25	1,2	1,2
1	1,18	1,15	1,2	1,2	1,2	1,18	1,15
5	1,05	1,03	1,1	1,09	1,05	1,05	1,03
7	1	1	1,05	1,04	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1	1
50	0,94	0,95	1	0,99	0,98	0,96	0,97
100	0,9	0,9	0,93	0,91	0,92	0,91	0,92
300	0,89	0,89	0,9	0,88	0,91	0,9	0,9
500	0,87	0,85	0,87	0,86	0,9	0,85	0,86
1000	0,8	0,79	0,82	0,75	0,76	0,7	0,7
3000	0,78	0,73	0,8	0,7	0,7	0,6	0,6
5000	0,75	0,7	0,77	0,65	0,63	0,52	0,53
10 000	0,7	0,64	0,7	0,55	0,5	0,4	0,4
50 000	0,6	0,55	0,63	0,42	0,43	0,38	0,38
100 000	0,55	0,5	0,57	0,35	0,4	0,35	0,35

Районирование СССР по ливнеопасности в обоих случаях произведено для 10 районов СССР (рис. III.5).

Формулы СДП-73 и МАДИ-77 основаны на применении расчетного стандартного интервала дождя продолжительностью 1 ч, точнее, лишь эффективной его части (ядра дождя).

Это время для каждого бассейна приравнено к времени добегания, и тем самым определены наиболее опасные условия формирования максимального расхода. Расчеты по дождям часовой продолжительности оправданы лучшей их изученностью и достоверностью выборки расчетных интервалов.

Метод Союздорпроекта (разработан Б. Ф. Перевозниковым). Расчетная формула для определения расхода имеет вид

$$Q = 16,7 a_p \alpha_p F \varphi k_i k_{\Phi} \quad (\text{III.12})$$

где a_p — расчетная интенсивность осадков, соответствующая требуемой вероятности превышения, мм/мин, определяемая по формуле (III.13); α_p — расчетный коэффициент склонового стока, определяемый по формуле (III.14); F — площадь бассейна, км²; φ — коэффициент редукции максимального дождевого стока (табл. III.19); k_i — коэффициент учета влияния крутизны водосборного бассейна (табл. III.20); k_{Φ} — коэффициент, учитывающий форму бассейна и определяемый по формуле (III.16).

Расчетная интенсивность осадков различной вероятности превышения

$$a_p = a_{\text{час}} k_t \quad (\text{III.13})$$

где $a_{\text{час}}$ — максимальная часовая интенсивность дождя требуемой вероятности превышения, определяемая по табл. III.21 для заданного

Таблица III.23. Значения коэффициентов α_0

Районы	Вероятность превышения P , %			
	0,33	1	2	3
Приморский край (СССР)	1...0,9	0,9...0,8	0,8...0,7	0,7...0,6
Хабаровский край, Черноморское побережье Кавказа, Восточное Закавказье, ливнеопасные предгорные районы Средней Азии	0,9...0,8	0,8...0,7	0,7...0,66	0,66...0,6
Районы Карпат, Крыма	0,8...0,75	0,75...0,7	0,7...0,6	0,55...0,6
Забайкалье, горные и предгорные районы Среднего Урала, лесостепная зона европейской части СССР	0,7...0,65	0,65...0,6	0,6...0,5	0,5...0,45
Степная зона европейской части СССР, Южный Урал, Западная и Восточная Сибирь	0,6...0,5	0,55...0,5	0,5...0,45	0,45...0,4
Пустынные и полупустынные районы Средней Азии	0,55...0,45	0,45...0,4	0,4...0,35	0,35...0,25

Таблица III.24. Значения коэффициента γ_d

Категория почвогрунтов	Характеристика склонов бассейна		Коэффициент γ_d
	Почвогрунты	Растительность	
I	Скальные, мерзлые и плохо проливаемые грунты	Дерн или отсутствие растительности	0,02
II	Глины, суглинки	Густой лес с кустарником и травой	0,02...0,04
	Тапкыры	Чистый лес с кустарником и травой	0,06...0,15
III	Супесчаные и песчаные грунты при естественной влажности	Отсутствие растительности	0,06...0,12
IV	Сухие грунты (пески и лессы) в засушливых и пустынных районах при недостаточной влажности	Дерн	0,1...0,15
	Рыхлые грунты (осыпи, золы, пески)	Густой лес с кустарником и травой	0,15...0,2
V	Скальные породы в горных условиях, сильно трещиноватые по поверхности	Слабая растительность	0,15...0,2
		Отсутствие растительности	0,2...0,3

Таблица III.25. Значения коэффициента β

Особенности стока	Категория почвогрунтов (табл. III.24)				
	I	II	III	IV	V
Сток по промерзшим почвогрунтам или по ледяной корке	1	1...0,9	0,9...0,8	0,8...0,7	0,8...0,2

Особенности стока	Категория почвогрунтов (табл. III.24)				
	I	II	III	IV	V
Совпадение избыточного осеннего увлажнения со стоком в весенний период	1	0,9	0,8	0,7	0,7...0,65
Сток по сухим пылеватым грунтам (пески, лессы и т. п.). Возможность образования грунтовой корки, препятствующей быстрому проникновению воды в грунт	—	—	—	0,8...0,6	—
Сток по предварительно увлажненным грунтам к началу расчетного паводка в районах муссонного климата	1...0,9	0,9...0,8	0,8...0,6	—	—
Почвогрунты естественной влажности	1,05	1,05...1,1	1,1...1,15	1,1...1,15	—

Таблица III.26. Значения коэффициента Π

Площадь бассейна F , км ²	Ливневые районы			Площадь бассейна F , км ²	Ливневые районы		
	1; 2; 3; 4	5; 6; 7	8; 9; 10		1; 2; 3; 4	5; 6; 7	8; 9; 10
100 и менее	1	1	1...0,9	500	0,7	0,52	0
200	0,91	0,86	0,72	600	0,63	0,4	—
300	0,84	0,7	0,54	850	0,46	0	—
400	0,77	0,63	0,32	1000	0,3	—	—
				1250	0	—	—

Таблица III.27. Значения продолжительности осадков t_{ϕ}

Площадь бассейна F , км ²	t_{ϕ}	Площадь бассейна F , км ²	t_{ϕ}	Площадь бассейна F , км ²	t_{ϕ}	Площадь бассейна F , км ²	t_{ϕ}
0,0001	4	0,01	19	0,8	39	10	53
0,0005	6	0,05	24	1	42	30	57
0,001	9	0,1	30	5	48	50	60
0,005	14	0,5	36	7	51		

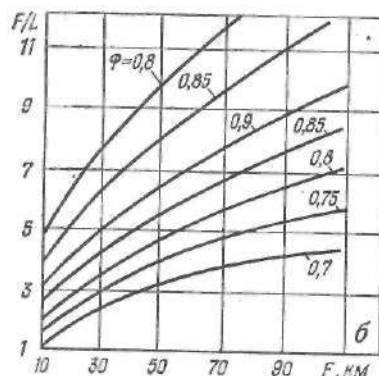
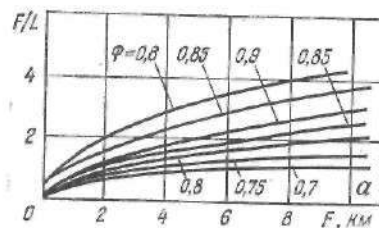


Рис. III.6. График зависимости $\Phi = f(F/L)$
 α — при $F = 0...10$ км²; β — при $10...100$ км²

расчетного паводка и определяемый по табл. III. 25; Π — поправочный коэффициент на редукцию проницаемости почвогрунтов с увеличением площади бассейна, определяемый по табл. III.26.

Коэффициент k_Φ , учитывающий форму бассейна, определяется по формуле

$$k_\Phi = \Phi + (1 - \Phi)c, \quad (III.16)$$

где Φ — коэффициент, определяемый по графикам (рис. III.6); c — коэффициент, учитывающий влияние площади:

Площадь бассейна F , км ²	До 5	10	20	30	40	50	60	70	80
c	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9

Объем дождевого стока с бассейнов площадями до 30 км², тыс. м³,

$$W = a_p \alpha_p F t_\Phi, \quad (III.17)$$

где t_Φ — расчетная продолжительность осадков, формирующих максимальную ординату гидрографа, имеющего вид равнобедренного треугольника, определяется по табл. III.27.

Пример III.5. Определить максимальный дождевой расход и объем стока при 1 % вероятности превышения для бассейна, расположенного у г. Фастов Киевской области.

Исходные данные: $F = 6,8$ км²; $L = 3,2$ км; $I_0 = 10$ %/год.
 Почвогрунты — суглинки (II категория, табл. III.24) с оптимальной влажностью в естественных условиях. Склоны бассейна задернованы.

ливневого района (рис. III.5), мм/мин; k_t — коэффициент редукции часовой интенсивности осадков в зависимости от времени формирования максимального расхода на малых бассейнах, принимаемый по табл. III.22.

Расчетный коэффициент склонового стока

$$\alpha_p = \alpha_0 \delta_e, \quad (III.14)$$

где α_0 — коэффициент склонового стока при полном насыщении почвогрунтов водой, принимаемый по табл. III.23; δ_e — коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию дождевого стока на поверхности водосборов в зависимости от различной заделанности и видов почвогрунтов:

$$\delta_e = 1 - \gamma_d \beta, \quad (III.15)$$

где γ_d — коэффициент, учитывающий различную проницаемость почвогрунтов на склонах бассейна и определяемый по табл. III.24; β — коэффициент, учитывающий состояние почвогрунтов к началу формирования расчетного паводка и определяемый по табл. III. 25; Π — поправочный коэффициент на редукцию проницаемости почвогрунтов с увеличением площади бассейна, определяемый по табл. III.26.

Порядок расчета. 1. По карте (рис. III.5) находим, что бассейн расположен в 6-м ливневом районе.

2. По формуле (III.13) определяем расчетную интенсивность осадков a_p , мм/мин, для чего находим:
 по табл. III.19 $a_{\text{час}} = 1,01$;
 по табл. III.22 $k_t = 1$;

$$a_p = a_{\text{час}} k_t = 1,01 \cdot 1 = 1,01.$$

3. Расчетный коэффициент склонового стока α_p находим по формуле (III.14). Для этого определяем

$$\alpha_0 = 0,65 \text{ (табл. III.23).}$$

Значение δ_e находим по формуле

$$\delta_e = 1 - \gamma_d \beta = 1 - 0,04 \cdot 1,05 \cdot 1 = 0,96,$$

где $\gamma_d = 0,04$ (табл. III.24); $\beta = 1,05$ (табл. III.25); $\Pi = 1$ (табл. III.26).

Тогда

$$\alpha_p = \alpha_0 \delta_e = 0,65 \cdot 0,96 = 0,62.$$

4. Коэффициент редукции максимального дождевого стока Φ определяем по табл. III.19: $\Phi = 0,38$.

5. Коэффициент k_t находим по табл. III.20: $k_t = 1,01$.

6. Коэффициент, учитывающий форму бассейна k_Φ , определяем по формуле (III.16). Для этого находим значение $c = 0,06$ (см. с. 76) и Φ по графику (рис. III.6) при $F/L = 6,8/3,2 = 2,1$; $\Phi = 0,86$.

Тогда

$$k_\Phi = \Phi + (1 - \Phi)c = 0,86 + (1 - 0,86) 0,06 = 0,87.$$

7. Максимальный расход определяем по формуле

$$Q_{1\%} = 16,7 a_p \alpha_p F k_t k_\Phi = 16,7 \cdot 1,01 \cdot 0,62 \cdot 6,8 \cdot 0,38 \cdot 1,01 \cdot 0,87 = 23,7 \text{ м}^3/\text{с}.$$

8. Объем стока вычисляем по формуле (III.17), для чего по табл. III.27 находим значение $t_\Phi = 50$ мин.

$$W_{1\%} = a_p \alpha_p F t_\Phi = 1,01 \cdot 0,62 \cdot 6,8 \cdot 50 = 212 \text{ тыс. м}^3.$$

Формула МАДИ-77. Эта формула, разработанная О. В. Андреевым совместно с А. Шахидовым, применяется для бассейнов до 100 км². В ней используются данные Союздорпроекта по районированию СССР (рис. III.5), значения интенсивности ливней часовой продолжительности (табл. III.21), а также данные СН 435-72 о потерях стока (табл. III.15).

Таблица III.28. Значения коэффициентов редукции Φ_1

F , км ²	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Φ_1	1	0,84	0,76	0,71	0,67	0,64	0,61	0,59	0,58	0,56
F , км ²	1,5	2	2,5	3	4	5	6	8	10	12
Φ_1	0,51	0,47	0,45	0,43	0,4	0,38	0,36	0,33	0,32	0,3
F , км ²	14	16	20	25	30	40	50	60	80	100
Φ_1	0,29	0,28	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,2	0,19	0,18

Расчетная формула имеет вид

$$Q = 16,7 a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1 k_T, \quad (\text{III.18})$$

где $a_{\text{час}}$ — максимальная часовая интенсивность дождя, мм/мин, определяемая по табл. III.21; F — площадь бассейна, км²; φ — коэффициент дождевого стока, определяемый по табл. III.15; φ_1 — коэффициент редукции, определяемый по табл. III.28; k_T — коэффициент перехода от интенсивности дождя часовой продолжительности к интенсивности дождя расчетной продолжительности, определяется по табл. III.29.

Значения k_T могут быть вычислены и по формуле

$$k_T = \left(\frac{60 V_{\text{доб}}}{L} \right)^{1/2} = \frac{5,25}{L^{1/2}} I_{\text{д}}^{1/2}, \quad (\text{III.19})$$

где значения $k_T > 5,24$ соответствуют полному стоку.

Скорость добегания воды от наиболее удаленной точки бассейна до замыкающего створа, м/с, может быть определена по рекомендациям Д. Л. Соколовского [24]:

для обычных задернованных поверхностей

$$V_{\text{доб}} = 3,5 I_{\text{д}}^{1/2}, \quad (\text{III.20})$$

для бассейнов с твердым гладким покрытием

$$V_{\text{доб}} = 10 I_{\text{д}}^{1/2}. \quad (\text{III.21})$$

Таблица III.29. Значения коэффициента k_T

L, км	$I_{\text{д}}^{1/2}$, мм/с							
	0,1	1	10	100	200	300	500	700
0,15	4,25							
0,3	2,57	3,86						
0,5	1,84	2,76	3,93					
0,75	1,41	2,08	2,97	4,5	5,05			
1	1,16	1,71	2,53	3,74	4,18	4,5	4,9	5,18
1,5	0,88	1,30	1,93	2,82	3,15	3,4	3,7	3,9
2	0,73	1,07	1,59	2,35	2,64	2,85	3,09	3,27
2,5	0,63	0,92	1,37	2,02	2,26	2,44	2,65	2,8
3	0,56	0,82	1,21	1,79	2	2,16	2,34	2,49
3,5	0,5	0,74	1,1	1,62	1,81	1,95	2,12	2,31
4	0,46	0,68	1	1,48	1,65	1,78	1,94	2,11
4,5	0,42	0,62	0,93	1,37	1,53	1,65	1,78	1,95
5	0,4	0,58	0,86	1,27	1,42	1,54	1,67	1,82
6	0,35	0,52	0,76	1,13	1,26	1,36	1,48	1,68
7	0,32	0,47	0,69	1,02	1,14	1,23	1,33	1,45
8	0,29	0,43	0,63	0,93	1,04	1,12	1,22	1,33
9	0,27	0,39	0,58	0,86	0,96	1,04	1,13	1,23
10	0,25	0,37	0,54	0,8	0,9	0,97	1,05	1,14
11	0,23	0,34	0,51	0,75	0,84	0,91	0,98	1,07
12	0,22	0,32	0,48	0,71	0,79	0,86	0,93	0,99
13	0,21	0,31	0,46	0,67	0,75	0,81	0,88	0,96
14	0,2	0,29	0,43	0,64	0,72	0,79	0,84	0,91
15	0,19	0,28	0,41	0,61	0,68	0,74	0,8	0,87
20	0,16	0,23	0,34	0,5	0,56	0,61	0,66	0,72

Значение скорости $V_{\text{доб}}$ в этом случае соответствует удвоенному значению k_T , найденному по формуле (III.19) или табл. III.29, но должно быть не более 5,24.

Расчетная формула полного стока (для очень малых бассейнов) при $k_T = k_{T\text{max}} = 5,24$ имеет вид

$$Q_n = 87,5 a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1. \quad (\text{III.22})$$

Объем стока, тыс. м³,

$$W = 60 \frac{a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1}{\sqrt{k_T}}, \quad (\text{III.23})$$

где k_T определяется по табл. III.29 с учетом шероховатости (т. е. с увеличением в два раза табличного значения k_T для стока по твердым гладким покрытиям) и не может быть более 5,24.

Пример III.6. Определить максимальный дождевой расход и объем стока при 1 % вероятности превышения для бассейна, расположенного у п. г. т. Онуфриевка Кировоградской обл.

Исходные данные: $F = 0,5$ км²; $L = 0,8$ км; $I_{\text{д}} = 15$ мм/с. Почвы представлены черноземом.

Порядок расчета. 1. По рис. III.5 определяем, что бассейн находится в 6-м ливневом районе.

2. По табл. III.21 находим $a_{\text{час}} = 1,01$.

3. По табл. III.15 находим $\varphi = 0,63$.

Значение суточного слоя осадков, необходимого для определения φ , может быть найдено по карте приложения 7, где $H_1 \% = 100$ мм.

4. По табл. III.28 определяем $\varphi_1 = 0,67$.

5. По табл. III.29 находим $k_T = 2,86$.

6. Максимальный расход

$$Q_1 \% = 16,7 a_{\text{час}} k_T F \varphi \varphi_1 = 16,7 \cdot 1,01 \cdot 2,86 \cdot 0,5 \cdot 0,63 \cdot 0,67 = 10,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

7. Объем стока

$$W_1 \% = 60 \frac{a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1}{\sqrt{k_T}} = 60 \frac{1,01 \cdot 0,5 \cdot 0,63 \cdot 0,67}{\sqrt{2,86}} = 7,4 \text{ тыс. м}^3.$$

III.4. РАСЧЕТЫ ДОЖДЕВОГО СТОКА НА ЭВМ

Как видно из сопоставления приведенных методов расчета дождевого стока, использование ЭВМ наиболее целесообразно при решении уравнения баланса. Оно дает возможность при этом не только свести к минимуму трудоемкость расчетов, но и повысить относительную точность результатов.

Впервые расчеты дождевого стока на ЭВМ начал производить А. А. Курганович в 1962 году по алгоритму и программе, разработанной применительно к ЭВМ «Урал-1», «Минск-II», а впоследствии и к «Минск-32» [7].

В последнее время для выполнения студенческих расчетно-графических работ по гидрологии применяются ЭВМ системы «Мир», для которых составлены алгоритмы и программы. В основу алгоритма положено решение уравнения баланса (II.67) при делении полного времени стока на шесть интервалов времени согласно табл. III.30.

Значения b_1 вычисляются по зависимости (II.45). Для этого в нее вместо b и t_3 подставляются значения b_1 и t_1 , т. е.

$$b_1 = \frac{t_1^{2,5} a_1^{1,5} \varphi(I_c) m_c}{186,6}.$$

Значения функции $\varphi(I_c)$ приведены в табл. III.31.

Алгоритм задачи включает в себя приведенные в параграфах III.1, III.2 и III.3 теоретические зависимости, часть которых с учетом специфики автоматического счета преобразована и дана в форме, удобной для программирования. Так, например, выражая правую часть уравнения (III.1) как функцию глубины воды H в замыкающем створе и обозначая левую часть уравнения через U , можно записать на конец

Таблица III.30. Расчетные интервалы времени и соответствующие им объемы

Расчетный случай	Время, мин, от начала водоотдачи	Интервалы	b , м	W , тыс. м ³	W_c , тыс. м ³
I ($t_n > t_c$)	$t_1 = 0,7t_c$	$\Delta t_1 = 0,7t_c$	b_1	$W_1 = at_1 F$	$W_{c1} = W_1 \times$
					$\times \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \cdot 0,29\right)$
	$t_2 = t_c$	$\Delta t_2 = 0,3t_c$	b_c	$W_2 = at_c F$	$W_{c2} = 0,71W_2 =$
					$= W_c$
	$t_3 = t_n$	$\Delta t_3 = t_n - t_c$	—	$W_3 = W =$	$W_{c3} = W_c$
				$= at_n F$	
II ($t_n < t_c$)	$t_4 = t_n + 0,25t_c$	$\Delta t_4 = 0,25t_c$	—	$W_4 = W$	$W_{c4} = 0,75W_c$
	$t_5 = t_c + 0,85t_c$	$\Delta t_5 = 0,6t_c$	—	$W_5 = W$	$W_{c5} = 0,5W_c$
	$t_6 = t_n + 0,85t_c + \Delta t_6$	$\Delta t_6 =$	—	$W_6 = W$	$W_{c6} = 0$
		$W - \sum W_Q$			
		$= \frac{30Q_5}{10^3}$			
	$t_1 = 0,7t_n$	$\Delta t_1 = 0,7t_n$	b_1	$W_1 = at_1 F$	$W_{c1} = W_1 \times$
					$\times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right)$
	$t_2 = t_n$	$\Delta t_2 = 0,3t_n$	b	$W_2 =$	$W_{c2} = W \times$
				$= at_n F$	$\times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right)$
	$t_3 = t_n + \Delta t_3$	$\Delta t_3 =$	—	$W_3 = W$	$W_{c3} = 0,71W = W_c$
		$= 0,29t_n \left(\frac{b_c}{b_1} - 1\right)$			
	$t_4 = t_n + \Delta t_3 + \Delta t_4$	$\Delta t_4 = k_1 t_c$	—	$W_4 = W$	$W_{c4} = 0,75W_c$
	$t_5 = t_n + \Delta t_3 + \Delta t_4 + \Delta t_5$	$\Delta t_5 = k_2 t_c$	—	$W_5 = W$	$W_{c5} = 0,5W_c$
	$t_6 = t_5 + \Delta t_6$	$\Delta t_6 =$	—	$W_6 = W$	$W_{c6} = 0$
		$W - \sum W_Q$			
		$= \frac{30Q_5}{10^3}$			

интервала Δt_n

$$U_n = \frac{1}{3} Lm \left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^c H^2 + 0,03mm_n \Delta t_n (0,5)^{2/3} I_n^{1/2} H^{3/2}, \quad (\text{III.24})$$

где

$$U_n = U - 0,03Q_{n-1} \Delta t_n. \quad (\text{III.25})$$

Введем обозначения:

$$N_1 = \frac{1}{3} Lm \left(1 + \frac{\Sigma l}{L}\right)^c; \quad (\text{III.26})$$

$$N_2 = 0,03mm_n (0,5)^{2/3} I_n^{1/2}. \quad (\text{III.27})$$

Перенеся U_n в правую часть, получим

$$f(H) = N_1 H^2 + \Delta t_n N_2 H^{3/2} - U_n. \quad (\text{III.28})$$

Таким образом, для решения уравнения (III.28) нужно найти такое значение H , чтобы удовлетворялось условие $f(H) = 0$.

Для определения H может быть применен метод касательных Ньютона, сущность которого состоит в последовательности нахождения H по формуле

$$H_{i+1} = H_i - \frac{f(H_i)}{f'(H_i)}; \quad (i = 1, 2, 3, \dots). \quad (\text{III.29})$$

Вычисления производятся до выполнения условия

$$|H_{i+1} - H_i| < \varepsilon, \quad (\text{III.30})$$

где ε — точность, с которой требуется найти H .

Следовательно, полученное значение H соответствует расходу Q_n на конец интервала времени Δt_n .

Расход Q_n вычисляется по формуле

$$Q_n = (mH^2) m_n (0,5H)^{2/3} \sqrt{I_n}. \quad (\text{III.31})$$

Для удобства вычислений значения коэффициентов k_1 и k_2 (табл. III.5) следует выражать в виде интерполяционных полиномов Лагранжа:

$$k_1 = 2,37 - 4,28(t_n/t_c) + 2,11(t_n/t_c)^2; \quad (\text{III.32})$$

$$k_2 = \frac{0,57}{(t_n/t_c)^{1,37}}. \quad (\text{III.33})$$

Таблица III.31. Значения функции $\varphi(I_c)$

$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$	$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$	$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$	$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$	$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$	$I_c, \%$	$\varphi(I_c)$
До 2	1,59	7	1,8	20	2,14	70	3,47	200	5,62	700	9,2
3	1,66	8	1,82	30	2,4	80	3,59	300	6,96	800	9,5
4	1,7	9	1,85	40	2,75	90	3,8	400	7,8	900	9,8
5	1,74	10	1,86	50	3,02	100	3,98	500	8,4	1000	10
6	1,78			60	3,17			600	9	и бо- лее	

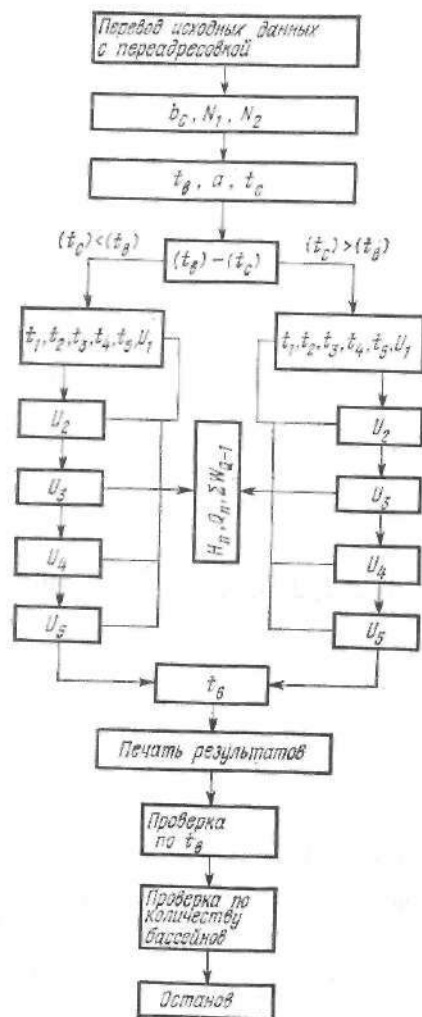


Рис. III.7. Блок-схема построения шестинтервального гидрографа на ЭВМ

находится глубина воды в логе в момент времени t_1 , а затем по формуле (III.31) — расход Q_1 в этот же момент времени.

Затем решается уравнение (III.28) для момента времени $t_2 = t_c$. Здесь $\Delta t_2 = 0,3t_c$, $U_2 = W_2 - W_{c2} - W_{Q1} - 30Q_1\Delta t_2$, где $W_{Q1} = 30Q_1\Delta t_1$. После определения H в момент t_2 находится Q_2 и т. д.

5б. Во втором расчетном случае ($t_c > t_n$) уравнение (III.28) решается для моментов времени, указанных в табл. III.30, причем для каждого из них сначала находится Δt_i и U_i , затем методом последовательных приближений находятся глубина воды в логе H и расход воды Q (в расчете на ЭВМ глубина воды в логе h_6 обозначена H).

Подробно разработанный алгоритм (т. е. четко определенная последовательность действий с учетом приведенных замечаний) построения шестинтервального гидрографа, как это видно из блок-схемы (рис. III.7), прост по своей структуре и легко может быть запрограммирован для любой ЭВМ.

Последовательность расчета:

1. Определяется средняя длина склонов бассейна b_c по формуле (I.20).

2. Определяются значения N_1 и N_2 по формулам (III.26) и (III.27).

3. Находится интенсивность водоотдачи для $t_n = 20, 30, 45$ и 60 мин:

$$a_1 = \frac{h}{t_n}$$

4. Время образования полного стока t_c определяется по формуле (II.43).

5. Устанавливается расчетный случай (см. табл. III.30):

при $t_c < t_n$ — I;

при $t_c > t_n$ — II.

5а. В первом расчетном случае ($t_c < t_n$) уравнение баланса объемов (III.28) решается последовательно для моментов времени, указанных в верхней части табл. III.30. Объемы W и W_c вычисляются по формулам, приведенным в той же таблице. Например, для момента времени t_1 $\Delta t_1 = 0,7t_c$ $U_1 = W_1 - W_{c1}$. После подставления в уравнение (III.28) значений $N_1, N_2, \Delta t_1$ и U_1

В табл. III.32 приведены обозначения исходных данных при расчетах стока на ЭВМ типа «Мир».

Программа расчета максимального стока дождевых вод для ЭВМ типа «Мир» имеет вид:

Программа расчета на ЭВМ типа «Мир»

«РАЗР» 6. «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, F, «ПРОБ» 3, L, «ПРОБ» 3, K, «ПРОБ» 3, JL, «ПРОБ» 3, ML, «ПРОБ» 3, M, «ПРОБ» 3, A, «ПРОБ» 3, D, «ПРОБ» 3, S, «ПРОБ» 3, S22 [3], «СТРО» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1; «ВЫВ» «ЗАГО» «ТАБЛ» 1, T, Q; «ВЫВ» «СТРО» 1, S, «ПРОБ» 5, TB; $B = (1000 \times F) / (1.8 \times (L + K))$; $N1 = 1/3 \times A \times L \times 1000 \times (1 + K/L) + C$; $N2 = 30 \times A \times ML \times .5 + (2/3) \times JL + (1/2)$; $Y = A \times ML \times .5 + (2/3) \times JL + (1/2)$; $KL = 0$; $R9.I = (S/TB) \times G$; $TZ = ((S - Z)/S) \times TB$; $TC = 12.27/Y + .6 \times (B / (M \times D)) + .4$; «ЕСЛИ» $TZ > TC$ «ТО» («НА» L1) «ИНАЧЕ» («НА» L2); L1. Y = 0; T1 = .7 \times TC; L3. W1 = I \times T1 \times F \times 1000; B1 = T1 + 2.5 \times (I + 1.5 \times D \times M) / 527; WC1 = W1 \times (1 - .29 \times (B1/B)); P1 = W1 - WC1; P = P1; T = T1; TA = T1; U. H1 = 1; B. H = H1 - (N1 \times H1 + 2 \times TA \times T2 \times H1 + (8/3) \times P) / (2 \times N1 \times H1 + (8/3) \times TA \times N2 \times H1 + (5/3)); «ЕСЛИ» ABS(H1 - H) > .01 «ТО» (H1 = H; «НА» B); Q = Y \times H + (8/3); «ВЫВ» «ТАБЛ» 1, T, Q; «ЕСЛИ» $TZ > TC$ «ТО» (I = I + 1; «ЕСЛИ» I = 1 «ТО» («НА» C1) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 2 «ТО» («НА» C2) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 3 «ТО» («НА» C3) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 4 «ТО» («НА» C4) «ИНАЧЕ» («НА» C5))) «ИНАЧЕ» (I = I + 1; «ЕСЛИ» I = 6 «ТО» («НА» C6) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 7 «ТО» («НА» C7) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 8 «ТО» («НА» C8) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» I = 9 «ТО» («НА» C9) «ИНАЧЕ» («НА» C10))) «ИНАЧЕ» C11. Q1 = Q; WQ1 = 30 \times Q1 \times T1; T2 = TC; W2 = I \times TC \times F \times 1000; WC2 = .71 \times W2; P2 = W2 - WC2 - WQ1 - 30 \times Q1 \times (T2 - T1); T = T2; TA = T2 - T1; «НА» U; H2. Q2 = Q; WQ2 = WQ1 + 30 \times (Q1 + Q2) \times (T2 - T1); T3 = TZ; W3 = I \times TZ \times F \times 1000; WC3 = WC2; P3 = W3 - WC3 - WQ2 - 30 \times Q2 \times (T3 - T2); T = T3; P = P3; TA = T3 - T2; «НА» U; H3. Q3 = Q; WQ3 = WQ2 + 30 \times (Q2 + Q3) \times (T3 - T2); T4 = TZ + .25 \times TC; W4 = W3; WC4 = .75 \times WC2; P4 = W4 - WC4 - WQ3 - 30 \times Q3 \times (T4 - T3); T = T4; P = P4; TA = T4 - T3; «НА» U; H4. C4 = Q; WQ4 = WQ3 + 30 \times (Q3 + Q4) \times (T4 - T3); T5 = TZ + .85 \times TC; W5 = W3; WC5 = .5 \times WC2; P5 = WC5 - WQ4 - 30 \times Q4 \times (T5 - T4); T = T5; P = P5; TA = T5 - T4; «НА» U; H5. Q5 = Q; WQ5 = WQ4 + 30 \times (Q4 + Q5) \times (T5 - T4); T6 = TZ + 2.85 \times TC + (W5 - WQ5) / (30 \times 5); T = T6; «ВЫВ» «СТРО» 1, T; «ВЫВ» «СТРО» 2, [W = I, W3; L4. KL = KL + 1; «ЕСЛИ» «ВАР» > KL «ТО» (S = S22 [KL]; TB = TB22 [KL]; «ВЫВ» «СТРО» 1, S, «ПРОБ» 5, TB; «НА» R9) «ИНАЧЕ» («СТОП»); L2. I = 5;

Таблица III.32. Обозначения исходных данных

Параметр	В программе	В программе	Параметр	В программе	В программе
Площадь бассейна, км ²	F	F	Время водоотдачи, мин	t_n	TB
Длина главного лога, км	L	L	Время стока, мин	t	T
Сумма длин второстепенных логов, км	ΣL	K	Расход воды, м ³ /с	Q	Q
Коэффициент формы лога	m	A	Объем стока, м ³	W	W
Уклон главного лога	I_d	JL	Показатель степени в формуле для W_d	c	C
Функция уклона склонов	$\varphi(I_n)$	D	Интенсивность водоотдачи, мм/мин	a_1	I
Коэффициент, учитывающий шероховатость лога	m_d	ML	Коэффициент, учитывающий сток по промерзшей почве	β	Г
То же, шероховатость склонов	m_c	M			
Слой стока, мм	h	S			

$T1 = 7 \times TZ$; «HA» L3; И6. $Q1 = Q$; $WQ1 = 30 \times Q1 \times T1$; $T2 = TZ$; $B2 = T2 \uparrow$
 $\uparrow 2.5 \times (I1 \uparrow 1.5 \times L \times M) / 527$; $W = H \times TZ \times F \times 1000$; $WC2 = W2 \times (1 -$
 $- .29 \times (B2/B))$; $P2 = W2 - WC2 - WQ1 - 30 \times Q1 \times (T2 - T1)$; $T = T2$; $P =$
 $= P2$; $TA = T2 - T1$; «HA» U; И7. $Q2 = Q$; $WQ2 = WQ1 + 30 \times (Q1 + Q2) \times$
 $\times (T2 - T1)$; $T3 = TZ + .29 \times TZ \times (B/B2 - 1)$; $W3 = W2$; $WC3 = .71 \times W3$;
 $P3 = W3 - WC3 - WQ2 - 30 \times Q \times (T3 - T2)$; $T = T3$; $P = P3$; $TA = T3 -$
 $- T2$; «HA» U; И8. $Q3 = Q$; $WQ3 = WQ2 + 30 \times (Q2 + Q3) \times (T3 - T2)$;
 $K1 = 2.37 - 4.28 \times (TB/TC) + 2.11 \times (TB/TC) \uparrow 2$; $T4 = TZ + (T3 - T2) \uparrow$
 $\uparrow K1 \times TC$; $W4 = W2$; $WC4 = .75 \times WC3$; $P4 = W4 - WC4 - WQ3 - 30 \times$
 $\times Q3 \times (T4 - T3)$; $T = T4$; $P = P4$; $TA = T4 - T3$; «HA» U; И9. $Q4 = Q$; $WQ4 =$
 $= WQ3 + 30 \times (Q3 + Q4) \times (T4 - T3)$; $K2 = .57 / (TB/TC) \uparrow 1.37$; $T5 = TZ +$
 $+ (T3 - T2) \uparrow (T4 - T3) \uparrow K2 \times TC$; $W5 = W2$; $WC5 = .5 \times WC3$; $P5 = W5 -$
 $- WC5 - WQ4 - 30 \times Q4 \times (T5 - T4)$; $T = T5$; $P = P5$; $TA = T5 - T4$; «HA» U;
 И10. $Q5 = Q$; $WQ5 = WQ4 + 30 \times (Q4 + Q5) \times (T5 - T4)$; $T6 = TZ + (T3 -$
 $- T2) \uparrow (T4 - T3) \uparrow (T5 - T4) \uparrow (W5 - WQ5) / (30 \times Q5)$; $T = T6$; «ВЫВ»
 «СТРО» 1, T; «ВЫВ» «СТРО» 2, [W =], W3; «HA» L4 «ГДЕ» $\diamond$

Пример III.7. Определить максимальный расход Q_1 % для бассейна, исходные данные для которого приведены в примере III.1.

Порядок расчета. 1. Набить на ленту исходные данные в такой последовательности: BAP = 3; K = 1; A = 35; C = 1/6; MJI = 20; И1 = 0,008; S = 34,6; TB = 20; Z = 0; M = 20; D = 0,01; Г = 1; F = 2; L = 2; S 22 [3] = 41,7; 42,75; 45; TB22 [3] = 30; 45; 60 «КОН». Здесь S = 34,6 — это $h = 34,6$ мм — слой стока при $t_b = 20$ мин; S 22 [3] = 41,7; 42,75; 45 — слой стока при $t_b = 30$ мин, 45 мин и 60 мин.

2. Ввести в машину программу (лента № 1) и исходные данные (лента № 2) и пустить машину на счет.

Ниже приведены результаты расчета, которые ЭВМ выдает на печать, и их расшифровка. Наибольшие значения расходов для каждого времени t_b выделены. Максимальное значение расхода обведено рамкой.

По результатам расчета построены гидрографы стока (рис. III.8).

Результаты счета		Расшифровка результатов счета	
T	Q	t_b , мин	Q, м³/с
S = .34600 _{10²}	TB = 20		
.14000 _{10²}	.269526 _{10²}	$t_b = 20$ мин	14
.20000 _{10²}	.139398 _{10²}	W = 69 200 м³	20
.216763 _{10²}	.187587 _{10²}		21,6
.266717 _{10²}	.284021 _{10²}		26
.411831 _{10²}	.157836 _{10²}		41,1
.119589 _{10²}			119
W = .69200 _{10²}			0
S = .417000 _{10²}	TB = 30		
T	Q		
.176752 _{10²}	.345112 _{10²}		17,6
.252503 _{10²}	.177407 _{10²}	$t_b = 30$ мин	25,2
.300000 _{10²}	.296638 _{10²}	W = 83 400 м³	30
.363125 _{10²}	.314245 _{10²}		36,3
.544627 _{10²}	.153049 _{10²}		54,4
.132465 _{10²}			132
W = .834000 _{10²}			0
S = .427500 _{10²}	TB = 45		
T	Q		
.222096 _{10²}	.262644 _{10²}		22,2
.317281 _{10²}	.134522 _{10²}	$t_b = 45$ мин	31,7
.450000 _{10²}	.286013 _{10²}	W = 85 500 м³	45
.529320 _{10²}	.247728 _{10²}		52,9
.719688 _{10²}	.962580 _{10²}		71,9
.176094 _{10²}			176
W = .855000 _{10²}			0

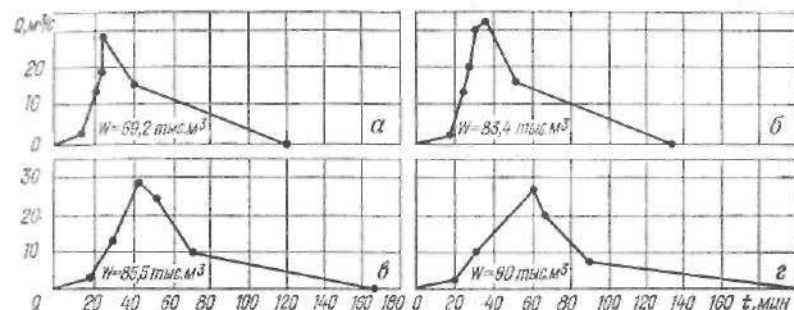


Рис. III.8. Гидрографы, построенные на ЭВМ.

S = 45	TB = 60	$t_b = 60$ мин		
T	Q	W = 90 000 м³		
.255941 _{10²}	.220994 _{10²}		25,5	2,2
.365630 _{10²}	.112880 _{10²}		36,5	11,2
.600000 _{10²}	.263591 _{10²}		60	26,3
.691408 _{10²}	.205668 _{10²}		69,1	20,5
.910786 _{10²}	.706108 _{10²}		91	70,6
.215422 _{10²}			215	0
W = .900000 _{10²}				

III.5. РАСЧЕТЫ ТАЛЫХ ВОД

Методы расчета максимальных расходов талых вод, рекомендуемые СН 435-72, применяются для бассейнов с площадями от элементарно малых (менее 1 км²) до 20 000 км² на европейской и до 50 000 км² на азиатской территории СССР. Для бассейнов с большими площадями при отсутствии гидрометрических данных максимальные расходы определяются по результатам полевых гидрологических исследований.

Максимальный расход талых вод определяется по формуле

$$Q = qF = \frac{K_0 h_p^{\mu}}{(F + 1)^n} \delta \delta_2 F, \quad (III.34)$$

где Q — расчетный мгновенный максимальный расход воды при вероятности превышения P , %, м³/с; q — модуль максимального расчетного расхода воды, м³/с · км²; K_0 — параметр, характеризующий одновременность половодья; h_p — расчетный слой стока половодья при той же вероятности превышения P , %, что и искомый максимальный расход воды, мм; μ — коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов; n — показатель степени редукции (уменьшения) отношения q/h_p в зависимости от площади водосбора; δ — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды рек, зарегулированных озерами δ_1 и водохранилищами δ_2 ; δ_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в заболоченных бассейнах; F — площадь бассейна, км².

Значения параметров n и K_0 определяются в зависимости от природной зоны (района) и категории рельефа по табл. III.33.

Категория рельефа, выраженная величиной α_1 , определяется по формуле

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{д}} \sqrt{F}}{25}, \quad (\text{III.35})$$

где $I_{\text{д}}$ — средневзвешенный уклон главного водотока, ‰.

Слой стока половодья заданной вероятности превышения h_p определяется по биномиальной кривой или кривой трехпараметричного гамма-распределения. Статистические параметры слоя стока h_0 , C_V , C_S определяются следующим образом.

Средний многолетний слой стока половодья h_0 определяется непосредственно по приложению 10. При наличии озер, расположенных в руслах рек и их основных притоков (с озерностью более 2 %), следует учитывать снижение слоя стока половодья по сравнению с зональным, снятым с карты.

Значения поправочных коэффициентов в этом случае принимаются в зависимости от степени озерности:

$f_{\text{оз}}, \%$	Коэффициент снижения слоя стока
2...10	0,9...0,8
10...20	0,8...0,7
Более 20	0,7

Относительная озерность $f_{\text{оз}}$ определяется как отношение суммы площадей зеркала всех озер, расположенных на водосборе, к площади водосбора.

Значения коэффициентов изменчивости C_V слоя стока для бассейнов с площадью водосбора более 200 км² снимаются непосредственно с карты (приложение 11). Для бассейнов с площадью водосбора менее 200 км² в снятые с карты значения вводят поправочный коэффициент:

Площадь водосбора, км ²	0...50	50...100	100...150	150...200
Поправочный коэффициент	1,25	1,25...1,2	1,2...1,15	1,15...1,05

Значения коэффициента асимметрии C_S обычно принимаются равными $2C_V$.

Таблица III.33. Параметры n и K_0 для равнинных рек

Природная зона (приложение 3)	Параметр n	Параметр K_0 при значениях α_1		
		>1	0,5...1	$<0,5$
А. Зона тундры и лесная зона европейской территории СССР	0,17	0,01	0,008	0,006
Б. Лесостепная и степная зоны европейской территории СССР	0,25	0,03	0,017	0,012

Для северо-запада и северо-востока СССР, где в формировании максимального стока половодья участвуют дождевые осадки, принимается соотношение $C_S = 3C_V$.

Расчетный слой стока половодья

$$h_p = k_1 h_0, \quad (\text{III.36})$$

где модульный коэффициент слоя стока заданной вероятности превышения k_1 определяется по известным величинам C_V и C_S (приложение 12).

Значения коэффициента μ , учитывающего неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды, определяются в зависимости от природной зоны и расчетной вероятности превышения расхода по табл. III.34.

Коэффициент δ_1 , учитывающий снижение максимального расхода рек, зарегулированных озерами, определяется по формуле (1.24), где значения параметра c зависят от среднего слоя половодья:

при $h_0 \geq 100$ мм $c = 0,2$; при $h_0 = 100...50$ мм $c = 0,2...0,3$; при $h_0 = 50...20$ мм $c = 0,3...0,4$; при $h_0 < 20$ мм $c = 0,4$.

Коэффициент δ_2 определяется по формуле (1.25).

Поправочный коэффициент δ'_1 на снижение максимального расхода регулирующим влиянием водохранилищ в бассейне реки определяется с учетом проектных материалов и эксплуатационных данных.

Пример III.8. Определить максимальный расход талых вод при 1 % вероятности превышения для бассейна, расположенного в Гомельской области Белорусской ССР. Исходные данные: $F = 85$ км²; $f_{\text{д}} = 15$ %; $f_{\text{с}} = 8$ %; $f_{\text{оз}} = 0$.

Рельеф бассейна характеризуется средневзвешенным уклоном главного лога

$$I_{\text{д}} = 5 \text{ ‰}.$$

Порядок расчета. 1. Определяем расчетный слой половодья h_p . Для этого находим:

средний многолетний слой стока по приложению 10 $h_0 = 60$ мм;

з величину $C_V = 0,6$ по приложению 11 вводим поправочный коэффициент, равный 1,2, тогда $C_V \cdot 1,2 = 0,6 \cdot 1,2 = 0,72$;

коэффициент асимметрии слоя стока C_S , принимаемый равным $2C_V$;

модульный коэффициент слоя стока k_1 при 1 % вероятности превышения, определяемый по приложению 12; при $C_V = 0,72$ и $C_S = 2C_V$ $k_1 = 3,37$.

Расчетный слой $h_{1\%} = k_1 h_0 = 3,37 \cdot 60 = 202$ мм.

Таблица III.34. Значения коэффициента μ

Природная зона (приложение 3)	Вероятность превышения, %					
	0,1	1	3	5	10	25
А. Зона тундры и лесная зона (европейская территория СССР)	1,1	1	0,95	0,92	0,88	0,8
Б. Лесостепная и степная зоны:						
при $F \geq 200$ км ²	1,05	1	0,96	0,94	0,92	0,87
при $F < 200$ км ²	1,1	1	0,93	0,87	0,79	0,64

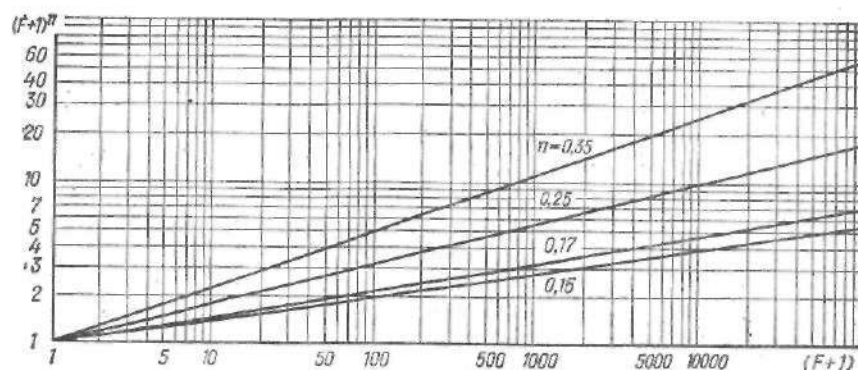


Рис. III.9. График степенной функции

2. Определяем коэффициент α_1 по формуле (III.35)

$$\alpha_1 = \frac{I \sqrt{F}}{24} = \frac{5 \sqrt{85}}{25} = 1,85.$$

3. По таблице III.33 для лесной зоны европейской территории СССР (приложение 3) находим:

$$n = 0,17; K_0 = 0,01.$$

4. По табл. III.37 $\mu = 1$.

5. Значение коэффициента δ_2 определяем из характеристик бассейна ($f_6 = 8\%$ и $f_n = 15\%$). По формуле (I.25) при значении $\beta = 0,05f_n + 0,1f_6 + 1 = 0,05 \cdot 15 + 0,1 \cdot 8 + 1 = 2,55$ находим, что $\delta_2 = 0,68$ (параграф I.6).

6. Находим расчетный расход по формуле (III.34)

$$Q_1 \% = \frac{K_0 \mu^{1/\mu}}{(F+1)^n} \delta_2 F = \frac{0,01 \cdot 202 \cdot 1}{(85+1)^{0,17}} \cdot 0,68 \cdot 85 = 55,5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для удобства вычисления величины $(F+1)^n$ определяем по графику (рис. III.9).

III.6. РАСЧЕТ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ ГОРНЫХ РЕК УКРАИНСКОЙ ССР

Водные ресурсы Карпат составляют около 30 % всех водных ресурсов Украины, хотя территория этого района занимает всего около 6 % ее территории. Поверхностные воды района представлены главным образом реками и периодически действующими водотоками. На территории Карпат протекает около 24 000 малых рек длиной менее 10 км и 395 рек длиной более 10 км; преобладают реки с площадью водосбора до 100 км². Общая площадь водосборов рек Украинских Карпат составляет около 37,5 тыс. км²; все они принадлежат бассейнам рек Днестра, Тисы, Прута и Серета. Характерной чертой режима рек этого района являются паводки на протяжении всего года. Формированию высоких паводков способствуют густая гидрографическая сеть и значительные уклоны водотоков.

Наряду с широким хозяйственным освоением водных ресурсов Карпат важное место занимают противонаводочные мероприятия, эффективность которых в первую очередь зависит от их правильного гидро-

логического обоснования и прогнозирования. Эти вопросы в настоящее время приобрели общегосударственное значение.

Большое значение при проектировании различных гидротехнических сооружений, в частности дорожных, имеют вопросы формирования дождевых паводков, которые являются преобладающими в условиях данного региона.

Крымский полуостров, площадь которого около 26 тыс. км², по условиям рельефа делится на горную и равнинную части. Поверхностные воды полуострова представляют собой реки и периодические действующие водотоки. В Крыму насчитывается более 1600 рек и временных водотоков общей протяженностью около 6 тыс. км. Преобладают малые водотоки длиной до 25 км.

Максимальные расходы рек Крыма по условиям формирования можно разделить на два вида: дождевые паводки, наблюдающиеся в любое время года, и смешанные (снего-дождевые) паводки, проходящие в холодное время.

Максимальные дождевые расходы малой обеспеченности (менее 5 %) на большинстве водотоков превышают максимумы смешанных расходов.

Максимальные расходы воды теплого периода года чаще всего приходятся на май — август.

Формирование паводков на реках происходит в основном за счет жидких осадков, часто непродолжительных, но весьма интенсивных. Распределение осадков по территории Крыма неравномерно, что обусловлено климатическими особенностями района и орографией местности. В горах выпадает максимальное количество осадков, достигающее 900...1300 мм в год, а на равнинах — минимальное, не превышающее 150...300 мм.

Наиболее распространенными являются многопиковые дожди продолжительностью от 2...3 ч до 1...1,5 сут.

Максимальные расходы дождевых паводков горных рек Карпат и Крыма определяются согласно СН 435-72 по тем же расчетным зависимостям, что и для равнинных рек — по формулам (III.6) и (III.8). Однако учитывая, что приведенные в приложениях 4...9 карты суточного слоя осадков, модуля дождевого стока и слоя дождевого стока выполнены в мелком масштабе и не отражают всех особенностей распределения осадков по сравнительно малым по площади регионам

Таблица III.35. Значения коэффициентов λ'_p

Районы	Вероятность превышения, %					
	0,3	1	2	5	10	25
Карпаты (бассейны Тисы, Прута, Серета, Правобережье Днестра)	1,35	1	0,85	0,62	0,5	0,3
Крым	1,55	1	0,75	0,5	0,35	0,2

Украинской ССР, в приложениях 13...18 даны уточненные значения этих характеристик, которые получены по данным Украинского гидрометеорологического института [20].

По этим же данным уточнены переходные коэффициенты λ_p от максимальных расходов и слоев стока 1 % вероятности превышения к другим вероятностям превышения (табл. III.35).

Рекомендуются также следующие значения показателя степени редукции модуля максимального дождевого стока: для рек Прикарпатья $n = 0,5$, Закарпатья $n = 0,4$, Крыма $n = 0,7$.

В 1971 г. Курганович А. А. и Шестаков В. М., используя данные водомерных постов рек Карпат, предложили редукционные эмпирические зависимости для определения максимального дождевого стока на реках Карпат [16].

Расчетные зависимости были получены на основании предварительного обработанных методом математической статистики данных о расходах при 1 % вероятности превышения для 73 значений. В связи с некоторыми различиями условий формирования стока на северо-восточных и юго-восточных склонах Карпат региональные зависимости были выведены отдельно для бассейнов рек Днестра, Прута, Серета и Тисы.

Методической основой вывода зависимостей послужил принцип последовательного исключения влияния основных факторов на модуль стока (параграф II.3). К числу таких факторов были отнесены: площадь, длина и ширина бассейна, средний уклон, средняя высота бассейнов, лесистость.

Последовательный анализ факторов, принятых для исследования по зависимости $q_1\% = \frac{Q_1\%}{F} = f(F; L; B; I; H; f_n)$, показал, что из геометрических характеристик бассейна, участвующих в формировании расхода, наибольшее значение имеют площадь, уклон и ширина бассейна. Причем для рек бассейна р. Тиса влияние уклона практически не сказалось. Это объясняется тем, что подавляющее число бассейнов р. Тиса расположены в высокогорном районе Карпат, где диапазон изменения уклонов незначителен. Так, например, средние уклоны от 100 до 400 ‰ характерны в этом случае для 85 % бассейнов, тогда как этот же диапазон уклонов для бассейнов Днестра, Прута и Серета соответствует всего лишь 45 % бассейнов.

Не выявлено четкой связи с расходом таких характеристик, как средняя абсолютная высота бассейна и залесенность. По-видимому, это обусловлено тем, что влияние абсолютной высоты бассейна нашло свое отражение в разделении бассейнов рек Карпат на два региона. Отсутствие существенной связи расходов с залесенностью бассейнов можно объяснить тем, что ливневые паводки высокой обеспеченности проходят тут обычно при повышенной влагонасыщенности водосборов, поэтому аккумулирующее влияние леса на сток проявляется весьма слабо. В качестве дополнительного аргумента можно высказать предположение, что активная хозяйственная деятельность человека (вырубка лесов и нарушение защитного земляного слоя) внесла свои коррективы во влияние леса на сток, в частности на участвовавшие в последнее время паводки на реках Карпат.

Расчетные зависимости имеют вид:
для рек бассейна р. Тиса

$$Q = RF^{0,75} (L/B)^{0,25} \lambda_p, \quad (\text{III.37})$$

или, если принять, что $B = F/L$,

$$Q = R \sqrt{FL} \lambda_p, \quad (\text{III.38})$$

для рек бассейнов Днестра *, Прута и Серета

$$Q = RF^{0,75} I^{0,25} \lambda_p, \quad (\text{III.39})$$

где R — региональный коэффициент, среднее значение которого для обеих формул равно 4,15.

Зависимости (III.37) и (III.39) применяются для площадей бассейнов более 50 км².

Осредненное значение регионального коэффициента R не учитывает своеобразие местных условий. Поэтому при наличии на реке водомерных постов с достаточно длительным периодом наблюдений максимальный расход в створе перехода определяется переносом расчетного расхода. Расход переносится по экстраполяционному методу, если на реке выше или ниже перехода имеется только один водомерный пост, или по интерполяционному при расположении перехода между двумя водомерными постами. При экстраполяционном методе расход со створа водомерного поста на створ мостового перехода переносится, исходя из условия равенства регионального коэффициента R , входящего в зависимости (III.37) и (III.39).

Тогда для рек бассейнов:

Тисы

$$Q_m = Q_b (F_m/F_b)^{0,75} (L_m/L_b)^{0,25} (B_b/B_m)^{0,25}, \quad (\text{III.40})$$

Днестра, Прута и Серета

$$Q_m = Q_b (F_m/F_b)^{0,75} (I_m/I_b)^{0,25}. \quad (\text{III.41})$$

В приведенных зависимостях параметры с индексом «в» относятся к створу водомерного поста, а параметры с индексом «м» — к створу мостового перехода.

При интерполяционном методе расходы Q_1 и Q_2 на водомерных постах связаны следующими уравнениями для рек бассейнов:

Тисы

$$Q_1/Q_2 = (F_1/F_2)^n (L_1/L_2)^{0,25} (B_2/B_1)^{0,25}, \quad (\text{III.42})$$

Днестра, Прута и Серета

$$Q_1/Q_2 = (F_1/F_2)^n (I_1/I_2)^{0,25}. \quad (\text{III.43})$$

Определив логарифмированием показатель степени n , из уравнения (III.42) или (III.43) можно найти уточненное значение регионального коэффициента R' для рассматриваемого участка реки:

* Исключая левобережные равнинные притоки.

для рек бассейна Тисы

$$R' = \frac{Q_1 B_1^{0,25}}{F_1^{0,25} L_1^{0,25}} = \frac{Q_2 B_2^{0,25}}{F_2^{0,25} L_2^{0,25}}; \quad (III.44)$$

для рек бассейнов Днестра, Прута и Серета

$$R' = \frac{Q_1}{F_1^{0,25} L_1^{0,25}} = \frac{Q_2}{F_2^{0,25} L_2^{0,25}}. \quad (III.45)$$

Тогда расход в створе мостового перехода, находящегося между водомерными постами, можно определить по формулам: для рек бассейна Тисы

$$Q_m = R' \frac{F_m^{0,25} L_m^{0,25}}{B_m^{0,25}}; \quad (III.46)$$

для рек бассейнов Днестра, Прута и Серета

$$Q_m = R' F_m^{0,25} L_m^{0,25}. \quad (III.47)$$

Пример III.9. Определить дождевой расход Q_1 % р. Рика у г. Хуст. Так как р. Рика относится к бассейну р. Тиса, используем формулу (III.37). Параметры формулы: $R = 4,15$; $\lambda_p = 1$ (остальные значения приведены в табл. III.36). Тогда

$$Q_1 \% = R F^{0,75} (L/B)^{0,25} = 4,15 \cdot 1180^{0,75} (91/13)^{0,25} = 1351 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Пример III.10. Определить дождевой расход Q_1 % р. Рика у с. Н. Быстрый при условии, что данный пункт находится между двумя водомерными постами — с. В. Быстрый и г. Хуст. Используем интерполяционный метод переноса. Исходные данные для створов водомерных постов р. Рика приведены в табл. III.36.

Порядок расчета. 1. Определим уточненный показатель степени n' логарифмированием отношения (III.42):

$$Q_1/Q_2 = (165/1180)^n (15/91)^{0,25} (13/11)^{0,25}; \quad n' = 0,79.$$

2. Уточненный для данной реки региональный коэффициент R' определим по зависимости (III.44):

$$R' = \frac{175 \cdot 11^{0,25}}{165^{0,79} \cdot 15^{0,25}} = \frac{1240 \cdot 13^{0,25}}{1180^{0,79} \cdot 91^{0,25}} = 2,84.$$

Таблица III.36. Исходные данные к примерам расчета III.9 и III.10

Пункт	F , км ²	L , км	B , км	Расход Q	
				по данным водомерного поста	по формулам (III.37) и (III.46)
с. В. Быстрый	165	15	11	175	—
с. Н. Быстрый	781	59	15,3	824	766
г. Хуст	1180	91	13	1240	1351

3. Максимальный расход Q_1 % у с. Н. Быстрый находим по формуле (III.46)

$$Q_1 \% = 2,84 \frac{781^{0,79} \cdot 59^{0,25}}{15,3^{0,25}} = 766 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Как видно из примера III.10, принятый в формуле (III.37) для всего бассейна р. Тиса показатель степени $n = 0,75$ при уточнении для ее притока р. Рика стал равным $n' = 0,79$. Получил новое значение и региональный коэффициент ($R' = 2,84$). Если же определить расход Q_1 % для того же пункта непосредственно по формуле (III.37) с принятыми постоянными параметрами n и R , то получим

$$Q_1 \% = 4,15 \cdot 781^{0,75} (59/15,3)^{0,25} = 888 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Как видно из сопоставления, расходы для с. Н. Быстрый получены практически с одинаковой степенью точности, независимо от способа их определения, хотя значения параметров n и R в первом и во втором способе расчета были разными. Это объясняется перераспределением влияния для данного участка реки параметров стока, которые учитываются региональным коэффициентом и показателем степени n .

Пример III.11. Определить дождевой расход Q_1 % для р. Рика у с. Н. Быстрый, используя методику СН 435-72.

Исходные данные: $F = 781$ км²; озерность и заболоченность отсутствуют.

Так как бассейн р. Рика до рассматриваемого створа имеет площадь более 200 км², в качестве расчетной используем формулу (III.6).

Параметры формулы (III.6): $q_{200} = 1,7$ м³/с · км² (приложение 13); $n = 0,4$; $\lambda_p = 1$. Тогда

$$Q_{1\%} = q_{200} (200/F)^n \lambda_p F = 1,7 (200/781)^{0,4} \cdot 781 = 770 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Как видно из табл. III.38, значение расхода, определенного по данным водомерного поста, практически совпадает с вычисленным по формуле (III.6).

Максимальные расходы талых вод для горных рек, согласно СН 435-72, рекомендуется определять по формуле

$$Q = \frac{K_0 L_p^{0,14}}{(F+1)^{0,15}} \delta_1 F, \quad (III.48)$$

где параметр K_0 для горных рек Карпат принимается равным 0,0045, а значение коэффициента δ_1 определяется по формуле (1.24).

Глава IV. РАСЧЕТЫ ЭЛЕМЕНТОВ ПОТОКА ПРИ РАВНОМЕРНОМ И НЕРАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ

IV.1. ЭЛЕМЕНТЫ ПОТОКА И ЕГО ХАРАКТЕРИСТИКИ

Объем движущейся жидкости конечных размеров называется *потоком*. Поток состоит из бесконечно большого числа элементарных струек, которые представляют собой бесконечно малый объем жидкости вокруг линии тока.

Живым сечением потока называется сечение, нормальное в каждой своей точке, соответствующей линии тока. Местную скорость элементарной струйки принято обозначать через u , а ее площадь живого сечения — через $d\omega$.

В инженерной практике часто встречается *плавноволнистое* движение, при котором кривизна линий тока незначительна, а угол расхождения между ними весьма мал. Для такого движения живое сечение потока всегда является плоским и его площадь обозначают через ω .

Объем жидкости, проходящей в единицу времени через живое сечение потока, называется *расходом*:

$$Q = \int_{\omega} dQ = \int_{\omega} u d\omega, \quad (IV.1)$$

где dQ — расход элементарной струйки.

Средней скоростью потока V называется условная, одинаковая для всех точек живого сечения, скорость, при которой расход потока будет таким же, как и при различных местных скоростях:

$$Q = V\omega, \quad (IV.2)$$

или с учетом выражения (IV.1) можно записать, что

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{\int_{\omega} u d\omega}{\omega}. \quad (IV.3)$$

Часть периметра (или весь периметр) живого сечения потока, соприкасающегося со стенками русла (рис. IV.1), называется *смоченным периметром* χ .

Отношение площади живого сечения к длине смоченного периметра называется *гидравлическим радиусом*:

$$R = \omega/\chi. \quad (IV.4)$$

Движение жидкости может быть *неустановившимся* и *установившимся*.

Неустановившимся называют такое движение жидкости, при котором элементы потока (расход, средняя скорость, глубина) изменяются как по времени, так и по длине потока. При *установившемся* движении элементы потока во времени не изменяются и расход в различных живых сечениях потока является постоянной величиной, а поэтому средние скорости и соответствующие площади живых сечений связаны между собой *уравнением неразрывности (сплошности) движения*

$$V_1\omega_1 = V_2\omega_2 = \dots = V_n\omega_n = Q = \text{const.}$$

Установившееся движение, в свою очередь, может быть *неравномерным* и *равномерным*.

Неравномерным называется такое движение, при котором элементы потока изменяются по длине. При *равномерном движении* элементы потока по длине не изменяются.

Движение жидкости также может быть *безнапорным* и *напорным*. При *безнапорном движении* поток имеет свободную поверхность, на которой давление равно атмосферному, и со стенками русла соприкасается лишь часть периметра живого сечения потока (рис. IV.1, а, б), а при *напорном* поток со стенками соприкасается по всему периметру (рис. IV.1, в).

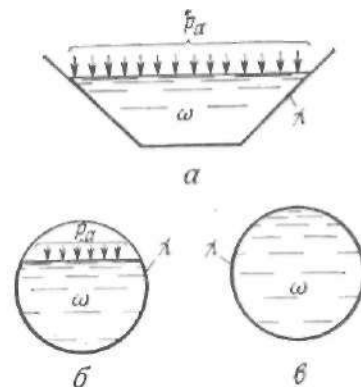


Рис. IV.1. Равномерное движение в открытых и замкнутых руслах:

а — безнапорное движение в открытом русле; б — безнапорное движение в замкнутом русле; в — напорное движение

IV.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ И ДОПУСКАЕМЫХ СРЕДНИХ СКОРОСТЕЙ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ

В руслах *трапецеидального поперечного сечения* (рис. IV.2, а) при одинаковой крутизне откосов площадь живого сечения

$$\omega = bh + mh^2, \quad (IV.5)$$

длина смоченного периметра

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}, \quad (IV.6)$$

ширина потока по свободной поверхности

$$B = b + 2mh, \quad (IV.7)$$

где b — ширина русла по дну; m — коэффициент заложения откосов ($m = \text{ctg } \beta$); h — глубина потока в рассматриваемом сечении.

При известной площади живого сечения русла ω , его ширине по дну и заданном коэффициенте заложения откосов m глубина потока

$$h = \frac{\sqrt{b^2 + 4\omega m} - b}{2m}. \quad (IV.8)$$

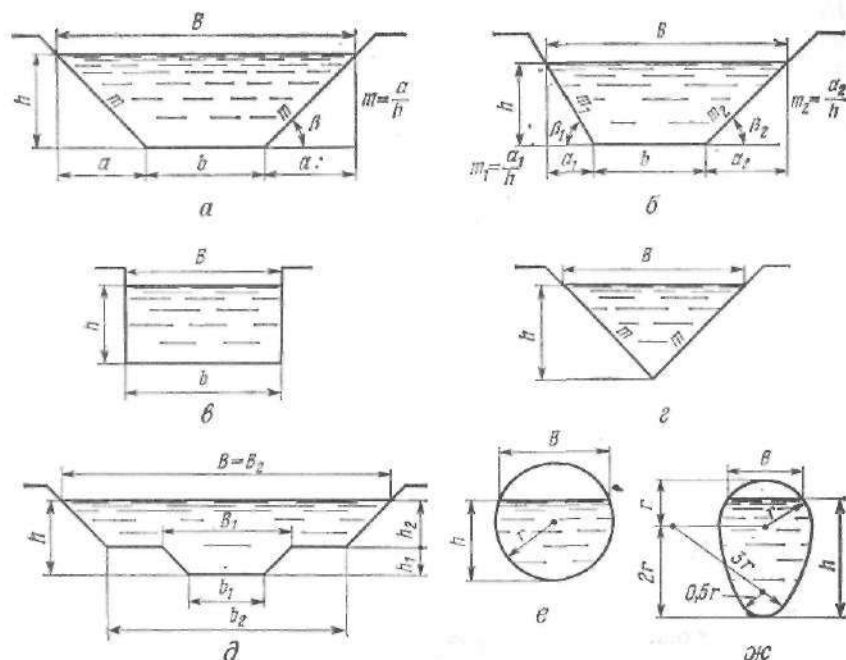


Рис. IV.2. Типы русел:

а — трапецидальной формы сечения с одинаковой крутизной откосов m ; б — то же, с разной крутизной откосов m_1 и m_2 ; в — прямоугольной формы сечения; г — треугольной формы сечения; д — полигональной формы сечения; е — круглой формы сечения; ж — оvoidальной формы

При разной крутизне откосов (рис. IV.2, б) площадь живого сечения

$$\omega = bh + m_{cp}h^2, \quad (IV.9)$$

где

$$m_{cp} = \frac{m_1 + m_2}{2};$$

длина смоченного периметра

$$\chi = b + h(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}); \quad (IV.10)$$

ширина потока по свободной поверхности

$$B = b + 2m_{cp}h. \quad (IV.11)$$

При определении элементов живого сечения в руслах прямоугольной (рис. IV.2, в) и треугольной (рис. IV.2, г) форм сечения следует пользоваться теми же зависимостями, что и для русел трапецидальной формы сечения, принимая $m = 0$ — для прямоугольных или $b = 0$ — для треугольных.

Русла полигонального профиля (рис. IV.2, д) могут рассматриваться как состоящие из основного сечения, имеющего форму трапеции или треугольника, и расположенных над ним рядом участков, имеющих трапецидальную форму. Следовательно, если разбить сечение с симметричного русла на участки, то площадь живого сечения

$$\omega = \sum_{i=1}^n \left[b + 2 \left(\sum_{j=1}^i m_{j-1} h_{j-1} \right) + m_i h_i \right] h_i; \quad (IV.12)$$

длина смоченного периметра

$$\chi = b + 2 \sum_{i=1}^n h_i \sqrt{1 + m_i^2}, \quad (IV.13)$$

ширина потока по свободной поверхности

$$B = b + 2 \sum_{i=1}^n m_i h_i. \quad (IV.14)$$

В этих формулах h_i — глубина в пределах соответствующего участка; $h = \sum_{i=1}^n h_i$ — глубина потока в рассматриваемом сечении (рис. IV.2, д); для $i = 1$ $m_{i-1} = 0$ и $h_{i-1} = 0$; в случае треугольной формы основания $b = 0$.

Проведенный профессором Ю. Н. Даденковым анализ формы логов у малых искусственных сооружений показал, что в условиях равнинной и пересеченной местности на высоте 1,5...2 м от дна большинство логов имеют треугольную либо близкую к ней форму поперечного сечения. В связи с этим обычно поперечное сечение лога приводится (схематизируется) к треугольной форме (рис. IV.5).

Русла равнинных рек (с поймами) могут иметь полигональный профиль (рис. IV.2, д).

Для русел круглой (рис. IV.2, е) и оvoidальной (рис. IV.2, ж) форм поперечного сечения радиусом r В. Н. Поповым [12; 14] составлены вспомогательные таблицы (приложения 20 и 21), в которых в зависимости от относительной глубины наполнения $\Delta = h/r$ приводятся относительные площадь живого сечения $\omega' = \omega/r^2$, длина смоченного периметра $\chi' = \chi/r$, ширина потока по свободной поверхности $B' = B/r$ и гидравлический радиус $R' = R/r$.

Средняя в сечении скорость потока и гидравлический радиус для русел любой формы сечения в соответствии с параграфом IV.1:

$$V = Q/\omega;$$

$$R = \omega/\chi,$$

где Q — расчетный расход, заданный или определенный способами, рассмотренными в гидрологических расчетах (см. часть первую).

Средние в сечении скорости, определенные по зависимости (IV.3), должны соответствовать расчетным расходам в нормальных условиях эксплуатации.

Выбор расчетной средней в сечении скорости $V_{расч}$, предопределяя размеры русла и тип его крепления, имеет большое экономическое

значение. При этом во всех случаях должно соблюдаться условие

$$V_{\min} < V_{\text{расч}} \leq V_{\text{доп}}, \quad (IV.15)$$

где $V_{\min}$ — минимальная допустимая (незаиляющая) средняя в сечении скорость, т. е. скорость, при незначительном снижении которой может произойти заиление русла наносами; $V_{\text{доп}}$ — максимальная допустимая (неразрывающая) средняя в сечении скорость, при которой еще не происходит размыв дна или стенок русла.

Значения максимальных допустимых скоростей $V_{\text{доп}}$ приведены в приложении 22 (более подробно см. [46]). Значения скоростей $V_{\text{доп}}$ не интерполируются, а принимаются для промежуточных глубин по ближайшему табличному значению глубины. Если в начале расчета глубина потока неизвестна, то принимается значение $V_{\text{доп}}$, соответствующее глубине $h = 0,4$ м, которое уточняется в процессе расчета. Если глубина потока более 3 м, то для расчетов при отсутствии специальных данных принимается значение допустимой скорости, соответствующее глубине 3 м.

Минимальные допустимые незаиляющие средние в сечении скорости протекания воды $V_{\min}$ зависят от количества взвешенных частиц, их размеров, расхода и глубины потока. Эти скорости определяются по зависимостям и таблицам, составленным на основании натурных наблюдений и опытных данных. Некоторые из них приводятся ниже (подробнее см. [46]).

Если насыщенность потока наносами с диаметром частиц более 0,25 мм не превышает 0,01 % по массе, то

$$V_{\min} = a \sqrt{R}, \quad (IV.16)$$

где R — радиус, м; a — множитель, определяемый в зависимости от

Таблица IV.1. Значения множителя a

$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$a, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$a, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$	$d_{\text{ср}}, \text{ мм}$	$a, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$
0,1	0,22	0,8	0,9	1,6	1,05
0,2	0,45	1	0,95	1,8	1,07
0,4	0,67	1,2	1	2	1,1
0,6	0,82	1,4	1,02	3	1,11

Таблица IV.2. Значения скорости $V_{\min}$

Наносы	Диаметр частиц, мм	Глубина потока h , м		
		1	2	3
Очень мелкие	0,2...0,3	0,34	0,44	0,51
Мелкие	0,3...0,4	0,43	0,57	0,66
Среднепесчаные	0,4...0,5	0,6	0,78	0,92
Крупнопесчаные	0,5...1	0,87	1,13	1,32

среднего диаметра частиц преобладающей массы взвешенных наносов по табл. IV.1.

Допускаемая незаиляющая скорость может быть также определена по зависимости А. С. Гиршкана

$$V_{\min} = A Q^{0,2}, \quad (IV.17)$$

где Q — расход, $\text{м}^3/\text{с}$; A — коэффициент, зависящий от гидравлической крупности наносов, т. е. от скорости равномерного падения одной тяжелой твердой частицы в достаточно большом объеме покоящейся воды (при $W < 1,5$ мм/с $A = 0,33$; при $W = 1,5...3,5$ мм/с $A = 0,44$; при $W > 3,5$ мм/с $A = 0,55$).

Допускаемые незаиляющие средние в сечении скорости $V_{\min}$, по данным В. Н. Гончарова, приведены в табл. IV.2.

IV.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАЛЬНОЙ [БЫТОВОЙ] И СРЕДНЕЙ ГЛУБИН В СЕЧЕНИИ СКОРОСТИ ПОТОКА

Нормальной, или бытовой, глубиной потока называется глубина h_0 , при которой имеет место равномерное движение в русле с расчетным (заданным) расходом Q .

Средняя в сечении скорость потока при равномерном движении воды в открытых руслах

$$V = W \sqrt{i_0}, \quad (IV.18)$$

где W — скоростная характеристика; i_0 — уклон дна водотока.

Скоростная характеристика определяется по формуле

$$W = C \sqrt{R} = \frac{1}{n} R^z, \quad (IV.19)$$

где n — коэффициент шероховатости, значения которого приведены в приложении 23; z — показатель степени (при $R < 0,1$ м $z = 0,5 + 1,7 \sqrt{n}$; при $0,1 < R < 1$ м $z = 0,5 + 1,5 \sqrt{n}$; при $R > 1$ м $z = 0,5 + 1,3 \sqrt{n}$).

Осредненные значения z в зависимости от коэффициента шероховатости n для различных гидравлических радиусов приведены в табл. IV.3.

Таблица IV.3. Осредненные значения показателя степени z

Пределы изменения коэффициента шероховатости n	Гидравлический радиус R , м			
	0,1...0,5	0,51...1	1,01...2	2,01...3
0,011...0,016	0,65	0,65	0,65	0,65
0,0165...0,017	0,7	0,65	0,65	0,65
0,0175...0,018	0,7	0,7	0,65	0,65
0,019...0,02	0,7	0,7	0,7	0,65
0,021...0,0225	0,7	0,7	0,7	0,7
0,025...0,0275	0,75	0,75	0,7	0,7
0,03...0,04	0,75	0,75	0,75	0,75

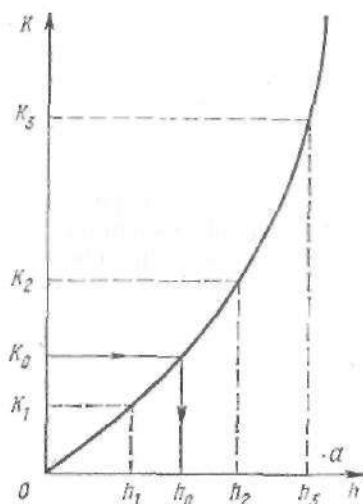
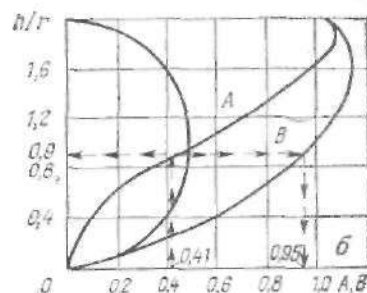


Рис. IV.3. Расчетные графики:
а — зависимости $K = f(h)$; б — относительных расходных и скоростных характеристик для русел круглой формы



По формуле Н. Н. Павловского

$$z = 0,37 + 2,5 \sqrt{n} - 0,75 (\sqrt{n} - 0,1) \sqrt{R}. \quad (IV.20)$$

Значения скоростной характеристики W , подсчитанные по формулам (IV.19) и (IV.20), приведены в приложении 24 в зависимости от R и n .

Расход воды при равномерном движении определяется по зависимости

$$Q = K_0 \sqrt{i_0} = \omega_0 W_0 \sqrt{i_0}, \quad (IV.21)$$

где K_0 , ω_0 , W_0 — расходная характеристика, площадь живого сечения и скоростная характеристика, соответствующие нормальной (бытовой) глубине потока h_0 .

При определении нормальной (бытовой) глубины h_0 и средней в сечении скорости потока V задаются формой и размерами поперечного сечения, продольным уклоном дна i_0 , состоянием (коэффициент шероховатости n) поверхности дна и стенок русла, а также расчетным расходом Q .

Для определения h_0 наиболее общим для русел любой формы поперечного сечения является способ подбора. При этом последовательно задаются глубинами $h_1, h_2, \dots, h_n$, вычисляют соответствующие им значения площадей живого сечения ω_i , длин смоченного периметра χ_i , гидравлического радиуса R_i , по таблицам находят значения скоростных характеристик W_i и подсчитывают расходные характеристики $K_i = \omega_i W_i$, которые сравнивают с расчетным значением расходной характеристики:

$$K_0 = \frac{Q}{V \sqrt{i_0}}. \quad (IV.22)$$

Если $K_n = K_0$, то искомая нормальная (бытовая) глубина $h_0 = h_n$.

Расхождение между K_0 (заданным) и K_n (полученным) должно составлять не более 5 %.

Подбор можно упростить, построив по нескольким произвольно назначенным глубинам график зависимости $K = f(h)$ (рис. IV.3, а), по которому находят глубину, соответствующую расчетному значению расходной характеристики.

Нормальную (бытовую) глубину потока можно найти, используя так называемый показательный закон, согласно которому

$$K_2/K_1^2 = (h_2/h_1)^x, \quad (IV.23)$$

где x — гидравлический показатель русла.

В этом случае, задавшись двумя произвольными глубинами h_1 и h_2 , подсчитывают соответствующие им значения расходных характеристик K_1 и K_2 и определяют гидравлический показатель русла

$$x = 2 \frac{\lg K_2 - \lg K_1}{\lg h_2 - \lg h_1}. \quad (IV.24)$$

Зная расчетное значение расходной характеристики K_0 (см. зависимость (IV.22)), искомую нормальную глубину находят по формуле

$$h_0 = h_1 (K_0^2/K_1^2)^{1/x}. \quad (IV.25)$$

При определении нормальной (бытовой) глубины в руслах круглого поперечного сечения (дорожные трубы, коллекторы) можно воспользоваться кривыми $A = K_h/K_d$ и $B = W_h/W_d$ (см. рис. IV.3, б), где A — относительная расходная характеристика; B — относительная скоростная характеристика; K_h и W_h — расходная и скоростная характеристики при любой глубине воды в трубе, а K_d и W_d — то же, при полном заполнении трубы.

С целью облегчения расчетов в табл. IV.4 приведены значения K_d и W_d в зависимости от коэффициента шероховатости n для стандартных отверстий дорожных труб (наиболее часто принимают $n = 0,016$).

С учетом найденной глубины определяют площадь живого сечения потока и среднюю в сечении скорость потока (см. параграф IV.1).

Пример IV.1. Определить бытовую глубину потока в сухом задернованном логе при хорошем состоянии поверхности с уклоном лога у сооружения $i_n = 0,005$ и склонов $i_c = i_s = 0,007$ (рис. IV.4). Расчетный расход $Q = 30 \text{ м}^3/\text{с}$.

Таблица IV.4. Значения расходной K_d и скоростной W_d характеристик при полном заполнении трубы

Коэффициент шероховатости n	K_d , м ³ /с, для труб диаметром				W_d , м/с, для труб диаметром			
	1	1,25	1,5	2	1	1,25	1,5	2
0,013	24,54	44,36	68,79	154,25	31,25	36,15	40,72	49,1
0,014	22,51	40,77	66,24	142,4	28,66	33,22	37,49	45,33
0,015	20,75	37,67	61,31	132,15	26,42	30,7	34,7	42,07
0,016	19,22	34,97	57,02	123,22	24,47	29,5	32,27	39,22
0,017	17,88	32,6	53,25	115,35	22,77	26,57	30,13	36,72



Рис. IV.4. Сечение лога

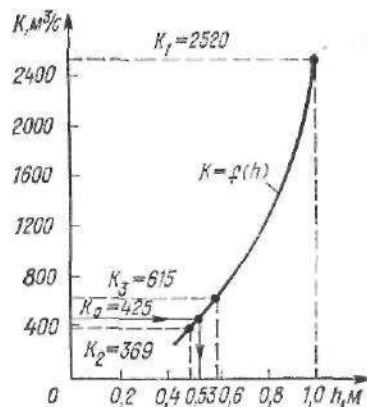


Рис. IV.5. Расчетный график $K = f(h)$

Порядок расчета. 1. По приложению 23 устанавливаем коэффициент шероховатости для суходола $n = 0.033$; $1/n = 30$.

2. Так как сечение суходола при заданных уклонах треугольное, то принимаем $m = 1/0.007 = 143$.

3. Определяем значение расчетной расходной характеристики

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 30/\sqrt{0.05} = 425 \text{ м}^3/\text{с}.$$

4. Используя способ подбора, произвольно назначаем $h_1 = 1$ м и последовательно подсчитываем: площадь живого сечения

$$\omega_1 = mh_1^2 = 143 \cdot 1^2 = 143 \text{ м}^2;$$

гидравлический радиус

$$R_1 = \omega_1/\chi_1 = 143/286 = 0.5 \text{ м}.$$

где χ — длина смоченного периметра,

$$\chi_1 = 2h_1\sqrt{1+m^2} = 2 \cdot 1\sqrt{1+143^2} = 286 \text{ м};$$

скоростную характеристику (см. приложение 24)

$$W_1 = 17.6 \text{ м/с};$$

расходную характеристику

$$K_1 = \omega_1 W_1 = 17.6 \cdot 143 = 2520 \text{ м}^3/\text{с}.$$

что значительно больше требуемого значения $K_0 = 425 \text{ м}^3/\text{с}$.

5. Назначаем $h_2 = 0.5$ м, и тогда

$$\omega_2 = 143 \cdot 0.5^2 = 35.8 \text{ м}^2;$$

$$\chi_2 = 2 \cdot 0.5\sqrt{1+143^2} = 143 \text{ м};$$

$$R_2 = 35.8/143 = 0.25 \text{ м};$$

$$W_2 = 10.3 \text{ м/с};$$

$$K_2 = 35.8 \cdot 10.3 = 369 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение $\frac{K_0 - K_2}{K_0} = \frac{425 - 369}{425} = 13\%$, т. е. более 5%, и поэтому расчет следует продолжить.

6. Назначаем $h_3 = 0.6$ м, и тогда

$$\omega_3 = 143 \cdot 0.6^2 = 56.1 \text{ м}^2;$$

$$R_3 = \frac{56.1}{172} = 0.33 \text{ м},$$

где $\chi_3 = 2 \cdot 0.6\sqrt{1+143^2} = 172 \text{ м};$

$$W_3 = 11.9 \text{ м/с};$$

$$K_3 = 56.1 \cdot 11.9 = 615 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение $\frac{K_3 - K_2}{K_0} = \frac{615 - 425}{425} = 45\%$, т. е. более 5%, поэтому расчет следует продолжить.

7. Для ускорения подбора построим зависимость $K = f(h)$:

при $h_2 = 0.5$ м $K_2 = 369 \text{ м}^3/\text{с};$

при $h_3 = 0.6$ м $K_3 = 615 \text{ м}^3/\text{с};$

при $h_1 = 1$ м $K_1 = 2520 \text{ м}^3/\text{с}.$

По графику $K = f(h)$ (рис. IV.5) находим, что расчетному значению $K = 425 \text{ м}^3/\text{с}$ соответствует бытовая глубина $h_0 = 0.53$ м.

8. Скорость потока в логе при $h_0 = 0.53$ м определим по формуле $V_0 = W_0/\sqrt{i_0}$, где $W_0 = K_0/\omega_0$; здесь $\omega_0 = mh_0^2 = 143 \cdot 0.53^2 = 40.1 \text{ м}^2$.

$$\text{Тогда } W_0 = \frac{425}{40.1} = 10.6 \text{ м/с}.$$

Следовательно, скорость $V_0 = 10.6/\sqrt{0.005} = 0.75 \text{ м/с}$ меньше допускаемой неразмывающей (см. приложение 22), т. е. находится в рекомендуемых пределах.

Пример IV.2. Определить бытовую глубину потока в подводящем русле трапециевидального сечения с уклоном $i_0 = 0.008$ при равных коэффициентах заложения откосов $m = 2$, ширине по дну $b = 0.8$ м и расходе $Q = 4.5 \text{ м}^3/\text{с}$. Русло предполагается укрепить одерновкой. При расчете использовать показательный закон.

Порядок расчета. 1. По приложению 23 устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0.0275$.

2. Определяем значение расчетной расходной характеристики из условия

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 4.5/\sqrt{0.008} = 50.4 \text{ м}^3/\text{с}.$$

3. Назначив глубину $h_1 = 1$ м, определяем: площадь живого сечения

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 0.8 \cdot 1 + 2 \cdot 1^2 = 2.8 \text{ м}^2;$$

гидравлический радиус

$$R_1 = \omega_1/\chi_1 = 2.8/5.27 = 0.53 \text{ м},$$

где $\chi_1 = b + 2h_1\sqrt{1+m^2} = 0.8 + 2 \cdot 1\sqrt{1+2^2} = 5.27$ м; скоростную характеристику (см. приложение 24)

$$W_1 = 22.5 \text{ м/с};$$

расходную характеристику

$$K_1 = \omega_1 W_1 = 2.8 \cdot 22.5 = 60.8 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение

$$\frac{K_1 - K_0}{K_0} = \frac{60.8 - 50.4}{50.4} 100\% = 21\% > 5\%.$$

4. Назначаем $h_2 = 0.7$ м, и тогда

$$\omega_2 = 0.8 \cdot 0.7 + 2 \cdot 0.7^2 = 1.54 \text{ м}^2;$$

$$R_2 = 1.54/3.93 = 0.39 \text{ м};$$

где $Z_2 = 0,8 + 2 \cdot 0,7 \sqrt{1 + 2^2} = 3,93$ м;

$$W_2 = 17,8 \text{ м/с};$$

$$K_2 = 1,54 \cdot 17,8 = 27,4 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Так как расхождение K_2 с K_0 более 5 %, то продолжаем расчет.

5. Определяем гидравлический показатель русла

$$x = 2 \frac{\lg(K_2/K_1)}{\lg(h_2/h_1)} = \frac{\lg(27,4/50,4)}{\lg(0,7/1)} = 2 \frac{\lg 0,543}{\lg 0,7} = \\ = 2 \frac{1,736}{1,846} = 2 \frac{-0,264}{-0,154} = 3,42.$$

6. Искомая нормальная (бытовая) глубина

$$h_0 = h_1 (K_0^2/K_1^2)^{1/x} = 1 (50,4/60,8)^{\frac{2}{3,42}} = 0,83^{0,596} = 0,9 \text{ м},$$

или подробнее

$$\lg h_0 = 0,586 \cdot \lg 0,83 = 0,586 \cdot 1,92 = 0,586 (-0,08) = -0,0474 = \\ = 1,953 \text{ и } h_0 \approx 0,9 \text{ м}.$$

Пример IV.3. Определить бытовую глубину потока в круглой железобетонной трубе $d = 2$ м для расчетного расхода $Q = 4,5 \text{ м}^3/\text{с}$ и уклона $i_0 = 0,005$.

Порядок расчета. 1. Принимая коэффициент шероховатости $n = 0,016$, устанавливаем по табл. IV.3, что $K_d = 154,25 \text{ м}^3/\text{с}$ и $W_d = 49,1 \text{ м/с}$.

2. Определяем расходную характеристику K_h при $Q = 4,5 \text{ м}^3/\text{с}$ и $i_0 = 0,005$:

$$K_h = Q/\sqrt{i_0} = 4,5/\sqrt{0,005} = 63,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

3. Находим отношение

$$A = K_h/K_d = 63,6/154,25 = 0,41$$

и для него по графику (рис. IV.3, б) устанавливаем, что $h/r = 0,9$.

4. Бытовая глубина воды в трубе

$$h_0 = 0,9 \cdot r = 0,9 \cdot 1 = 0,9 \text{ м}.$$

5. Скорость потока воды в трубе для принятых условий может быть подсчитана следующим образом. По графику для $h/r = 0,9$ находим, что $B = W_h/W_d = 0,95$.

Тогда скоростная характеристика

$$W_d = 0,95 \cdot W_h = 0,95 \cdot 49,1 = 46,6 \text{ м/с},$$

а скорость

$$V = W_d \sqrt{i_0} = 46,6 \sqrt{0,005} = 3,3 \text{ м/с}.$$

IV.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТИЧЕСКОЙ ГЛУБИНЫ, КРИТИЧЕСКОГО УКЛОНА И СОСТОЯНИЯ ПОТОКА

При расчетах установившегося неравномерного, плавновозмущающегося движения воды в открытых руслах большое значение имеют понятие удельной энергии сечения и ее анализ.

Удельной энергией сечения $\mathcal{E}$ называется энергия, подсчитанная относительно плоскости сравнения $O-O$, проведенной через наименьшую точку дна a (рис. IV.6). Аналитически удельная энергия сечения выражается зависимостью

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^3}, \quad (IV.26)$$

где h — глубина потока в рассматриваемом сечении; α — коэффициент кинетической энергии, обычно принимаемый 1,1; g — ускорение силы тяжести.

Та глубина потока, при которой удельная энергия сечения $\mathcal{E}$ имеет минимальное значение (рис. IV.7), называется критической глубиной h_k .

Зависимость (IV.26) позволяет вывести основное уравнение критического состояния потока, из которого определяется критическая глубина:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}, \quad (IV.27)$$

где ω_k — площадь живого сечения потока при глубине, равной критической; B_k — ширина потока по свободной поверхности при той же глубине.

Для русел произвольного поперечного сечения критическая глубина h_k может быть определена подбором. Для этого задаются глубинами $h_1, h_2, \dots, h_n$, вычисляют соответствующие им площади ω живого сечения, ширину потока по свободной поверхности, а также соотношения $\omega_1^3/B_1, \omega_2^3/B_2, \dots, \omega_n^3/B_n$, которые сравниваются с постоянной для условный расчета величиной $\frac{\alpha Q^2}{g}$ (см. зависимость (IV.27)). При соблюдении

равенства $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}$ искомая критическая глубина $h_k = h_n$. Расхождение между известной левой частью равенства и подсчитанной правой не должно превышать 5 %.

Для ускорения подбора можно построить график $\omega^3/B = f(h)$ (рис. IV.8), предварительно задавшись несколькими глубинами, и по нему установить критическую глубину, соответствующую равенству $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}$.

Исходя из уравнения (IV.27), можно получить аналитические зависимости для определения критической глубины h_k для русел:

прямоугольного сечения

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^3}}; \quad (IV.28)$$

треугольного сечения

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2}, \quad (IV.29)$$

где m — коэффициент заложения откоса.

При определении критической глубины в руслах трапецидальной формы сечения можно использовать способ вспомогательной функции, предложенный В. Н. Поповым, который имеет следующий порядок расчета:

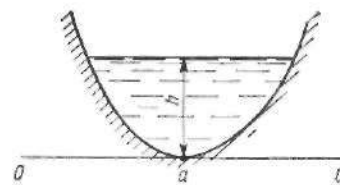


Рис. IV.6. Сечение русла

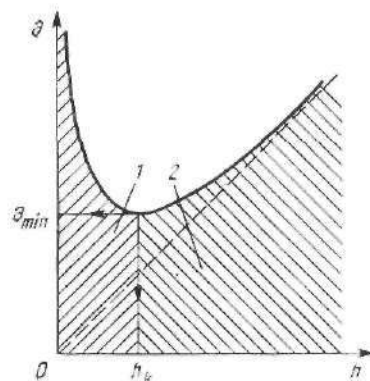


Рис. IV.7. График удельной энергии сечения $\mathcal{E} = f(h)$:
1 — зона бурного состояния потока;
2 — зона спокойного состояния потока

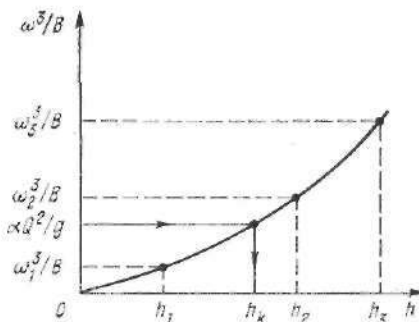


Рис. IV.8. График зависимости $\omega^3/B = f(h)$

1. Подсчитывается значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = (Q/b)^2 (m/b)^3. \quad (\text{IV.30})$$

2. По табл. IV.5 находится соответствующее значение множителя μ .
3. Определяется искомая критическая глубина

$$h_k = \mu \frac{b}{m}. \quad (\text{IV.31})$$

Таблица IV.5. Значения множителя μ

$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ
0,12	0,22	2,16	0,52	110	1,48	897	2,44
0,138	0,23	2,81	0,56	123	1,52	962	2,48
0,159	0,24	3,59	0,6	138	1,56	1030	2,52
0,181	0,25	4,52	0,64	153	1,6	1140	2,58
0,206	0,26	5,63	0,68	169	1,64	1260	2,64
0,234	0,27	6,94	0,72	187	1,68	1390	2,7
0,263	0,28	8,47	0,76	206	1,72	1530	2,76
0,296	0,29	10,24	0,8	226	1,76	1730	2,84
0,331	0,3	12,29	0,84	248	1,8	1960	2,92
0,369	0,31	14,63	0,88	272	1,84	2000	3
0,411	0,32	17,31	0,92	297	1,88	2540	3,1
0,454	0,33	20,35	0,96	325	1,92	2930	3,2
0,502	0,34	23,78	1	354	1,96	3350	3,3
0,553	0,35	27,65	1,04	385	2	3830	3,4
0,609	0,36	31,01	1,08	419	2,04	4360	3,5
0,668	0,37	36,9	1,12	454	2,08	4940	3,6
0,731	0,38	42,3	1,16	493	2,12	5580	3,7
0,798	0,39	48,3	1,2	533	2,16	6290	3,8
0,87	0,4	54,9	1,24	574	2,2	7170	3,9
1,03	0,42	62,3	1,28	621	2,24	7930	4
1,21	0,44	70,4	1,32	671	2,28	9880	4,2
1,41	0,46	79,3	1,36	723	2,32	12 200	4,4
1,63	0,48	89	1,4	777	2,36	14 900	4,6
1,88	0,5	99,7	1,44	834	2,4	18 700	4,8

Критическая глубина в трубах и тоннелях круглой и овоидальной форм поперечного сечения может быть определена при помощи таблиц приложений 20 и 21. При этом порядок расчета следующий:

1. Подсчитывается значение вспомогательной функции

$$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}}. \quad (\text{IV.32})$$

2. По таблицам приложений 20 и 21 находится соответствующее значение относительной глубины наполнения Δ .
3. Вычисляется искомая критическая глубина

$$h_k = \Delta \cdot r. \quad (\text{IV.33})$$

Критическим уклоном i_k называется такой уклон, при котором имеет место равномерное движение с критической глубиной h_k для заданного (расчетного) расхода Q , т. е. удовлетворяется равенство

$$Q = \omega_k W_k \sqrt{i_k} = K_k \sqrt{i_k}, \quad (\text{IV.34})$$

откуда критический уклон

$$i_k = \left(\frac{Q}{\omega_k W_k} \right)^2 = \left(\frac{Q}{K_k} \right)^2, \quad (\text{IV.35})$$

где W_k — скоростная характеристика, соответствующая критической глубине; K_k — расходная характеристика при той же глубине.

При расчете дорожных труб круглого сечения значение критического уклона i_k может быть установлено по графику (рис. IV.3, б) и табл. IV.3. При этом для известного значения критической глубины устанавливается степень наполнения $\Delta_k = h_k/r$, затем по графику рис. IV.3, б определяется величина $A = K_k/K_d$, откуда $K_k = AK_d$. Здесь значение K_d принимается по табл. IV.3.

Для труб и тоннелей круглого и овоидального сечений (при $z = 0,67$ в формуле IV.19) зависимость (IV.35) для определения критического уклона принимает вид

$$i_k = [f(\Delta)]^2 \frac{n^2}{\Psi^2 \sqrt{r}}, \quad (\text{IV.35, а})$$

где $f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}}$; $\Psi = \omega_k^2 R_k^{4/3}$ находится по таблицам приложений 20 и 21 в зависимости от значений $f(\Delta)$.

В зависимости от соотношения между глубиной h в рассматриваемом сечении и критической глубиной h_k различают три состояния потока: если $h < h_k$, то поток находится в *бурном состоянии*, если $h = h_k$, — то в *критическом*; если $h > h_k$, — то в *спокойном*.

Состояние потока можно также анализировать с помощью графика удельной энергии сечения (см. рис. IV.7).

Бурное состояние потока характеризуется малыми глубинами и большими скоростями течения, которые могут размывать русло или

разрушить сооружение, и поэтому требуется их дополнительное укрепление.

При спокойном состоянии потока сравнительно большие глубины и малые скорости течения, и поэтому такое состояние наиболее благоприятно с точки зрения инженерной практики.

Пример IV.4. Определить критическую глубину и критический уклон в лог по условиям примера IV.1.

Порядок расчета. Как было показано в примере IV.1, лог имеет треугольную форму с коэффициентом заложения откосов $m = 143$.

1. Критическая глубина в этих условиях определяется по зависимости (IV.29)

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2} = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot 1,1}{9,81} \left(\frac{30}{143}\right)^2} = 0,0099^{0,2} \approx 0,4 \text{ м,}$$

или подробнее

$$\lg h_k = 0,2 \lg 0,0099 = 0,2 \cdot \overline{3,996} = 0,2 (-2,004) = -0,4 = \overline{1,6} \text{ и } h_k \approx 0,4 \text{ м.}$$

2. Для определения критического уклона подсчитаем значение расходной характеристики K_k (см. пример 1) для критической глубины. Для этого определяем площадь живого сечения

$$\omega_k = m h_k^2 = 143 \cdot 0,4^2 = 22,88 \text{ м}^2;$$

гидравлический радиус

$$R_k = \omega_k / X_k = 22,88 / 114,4 = 0,2 \text{ м,}$$

где $X_k = 2h_k \sqrt{1+m^2} = 2 \cdot 0,4 \sqrt{1+143^2} = 114,4 \text{ м;}$
скоростную характеристику (см. приложение 24)

$$W = 8,48 \text{ м/с;}$$

расходную характеристику

$$K_k = \omega_k W_k = 22,88 \cdot 8,48 = 194,02 \text{ м}^3/\text{с.}$$

3. В соответствии с зависимостью (IV.35) критический уклон

$$i_k = (Q/K_k)^2 = (30/194,02)^2 = 0,024.$$

Следовательно, поскольку $i_0 = 0,005$ и $h_0 = 0,53$ (см. пример IV.1), а $i_k = 0,024$ и $h_k = 0,4 \text{ м}$, т. е. $h_0 > h_k$, то поток находится в спокойном состоянии.

Пример IV.5. Определить критическую глубину и критический уклон в русле трапециевидной формы сечения по условиям примера 2.

Порядок расчета. 1. Определяем критическую глубину, используя таблицу В. Н. Попова. Для этого подсчитаем значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = (Q/b)^2 (m/b)^3 = (4,5/0,8)^2 (2/0,8)^3 = 494.$$

2. По табл. IV.4 находим для $f(\mu) = 492$ соответствующее значение множителя $\mu = 2,12$.

3. Критическая глубина

$$h_k = \mu \frac{b}{m} = 2,12 \frac{0,8}{2} = 0,85 \text{ м.}$$

4. Рассчитываем расходную характеристику при критической глубине $h_k = 0,85 \text{ м}$ (см. пример 2), и тогда

$$\omega_k = b h_k + m h_k^2 = 0,8 \cdot 0,85 + 2 \cdot 0,85^2 = 2,13 \text{ м}^2;$$

$$R_k = \omega_k / X_k = 2,13 / 4,6 = 0,46 \text{ м.}$$

где $X_k = b + 2h_k \sqrt{1+m^2} = 0,8 + 2 \cdot 0,85 \sqrt{1+2^2} = 4,6 \text{ м,}$

$$W_k = 20,3 \text{ м/с;}$$

$$K_k = \omega_k W_k = 2,13 \cdot 20,3 = 43,24 \text{ м}^3/\text{с.}$$

5. Критический уклон определяем по зависимости (IV.35):

$$i_k = (Q/K_k)^2 = (4,5/43,24)^2 = 0,011.$$

Следовательно, поскольку $i_0 = 0,008$ и $h_0 = 0,9 \text{ м}$ (см. пример IV.2), а $i_k = 0,011$ и $h_k = 0,85$, т. е. $h_0 > h_k$, то поток находится в спокойном состоянии.

Пример IV.6. Определить критическую глубину и критический уклон для круглой железобетонной трубы по условиям примера 3.

Порядок расчета. 1. Устанавливаем значение вспомогательной функции

$$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}} = \frac{4,5}{1^2 \sqrt{1}} = 4,5.$$

2. По приложению находим для $f(\Delta) = 4,5$ соответствующую относительную глубину наполнения $\Delta = 1,05$.

3. Критическая глубина в трубе

$$h_k = \Delta \cdot r = 1,05 \cdot 1 = 1,05 \text{ м.}$$

4. По графику рис. IV.3, б устанавливаем, что для $\Delta_k = h_k/r = 1,05$ значение $A = K_k/K_d = 0,58$. Так как $K_d = 154,25 \text{ м}^3/\text{с}$ (см. пример 3), то расходная характеристика K_k при искомой критической глубине

$$K_k = A K_d = 0,58 \cdot 154,25 = 89,47 \text{ м}^3/\text{с.}$$

5. Критический уклон по зависимости (IV.35)

$$i_k = (Q/K_k)^2 = (4,5/89,47)^2 = 0,003.$$

Следовательно, поскольку $i_0 = 0,005$ и $h_0 = 0,9 \text{ м}$ (см. пример IV.3), а $i_k = 0,003$ и $h_k = 1,05 \text{ м}$, т. е. $h_0 < h_k$, то поток находится в бурном состоянии.

IV.5. ИССЛЕДОВАНИЕ И ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОТОКА В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

В открытых руслах при изменении их геометрической формы и размеров, шероховатости, уклона дна русла, наличии препятствий, различных инженерных сооружений имеет место *неравномерное движение*. При этом глубины вдоль потока увеличиваются или уменьшаются, а свободная поверхность воды имеет криволинейную форму. При увеличении глубин вдоль потока эти кривые называются *кривыми подпора*, а при уменьшении — *кривыми спада*.

Открытые русла могут быть двух типов — призматические и непризматические. Форма и размеры *призматических русел* не изменяются по длине потока, т. е. площадь живого сечения является функцией только глубины потока $\omega = f(h)$. У *непризматических русел* форма поперечного сечения или их размеры изменяются по длине потока и площадь живого сечения является функцией двух переменных $\omega = f(h, s)$.

Для призматических открытых русел с прямым уклоном дна ($i_0 > 0$) основное уравнение установившегося *неравномерного, плавноизменяющегося движения* может быть записано в виде

$$\frac{dh}{dl} = i_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}}, \quad (IV.36)$$

где l — расстояние; K_0 — расходная характеристика для нормальной (бытовой) глубины h_0 ; K — расходная характеристика для переменной глубины h .

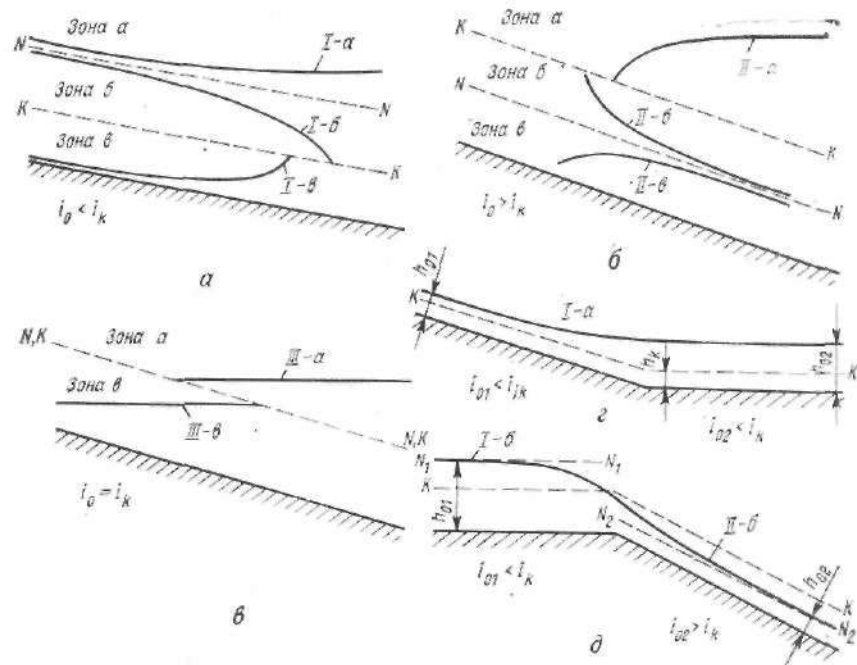


Рис. IV.9. Типы кривых свободной поверхности потока:

а — первый расчетный случай $i_0 < i_k$; б — второй расчетный случай $i_0 > i_k$; в — третий расчетный случай $i_0 = i_k$; д — случай вогнутого перелома линии дна русла; е — случай выпуклого перелома линии дна русла

Тип кривой свободной поверхности определяется в зависимости от знака производной $\frac{dh}{dl}$: при $\frac{dh}{dl} > 0$ имеют место кривые подпора, а при $\frac{dh}{dl} < 0$ — кривые спада. Форма кривой устанавливается соотношением между уклоном дна русла и критическим уклоном в зависимости от значений нормальной (бытовой) глубины и критической.

Возможны следующие три расчетных случая:

1. Если уклон дна меньше критического ($i_0 < i_k$), т. е. нормальная глубина больше критической ($h_0 > h_k$), то имеют место такие кривые: в зоне «а» ($h > h_0 > h_k$) — вогнутая кривая подпора типа I-а; в зоне «б» ($h_k < h < h_0$) — выпуклая кривая спада типа I-б; в зоне «в» ($h < h_k$) — вогнутая кривая подпора типа I-в (см. рис. IV.9, а).

2. Если уклон дна больше критического ($i_0 > i_k$), т. е. нормальная глубина меньше критической ($h_0 < h_k$), то в зоне «а» ($h > h_k$) установится выпуклая кривая подпора типа II-а, в зоне «б» ($h_0 < h < h_k$) — вогнутая кривая спада типа II-б; в зоне «в» ($h < h_0$) — выпуклая кривая подпора типа II-в (см. рис. IV.9, б).

3. Если уклон дна равен критическому ($i_k = i_0$), т. е. нормальная глубина равна критической ($h_0 = h_k$), то в зоне «а» ($h > h_0 = h_k$) установится кривая подпора малой кривизны (практически — прямая)

типа III-а; в зоне «в» ($h < h_0 = h_k$) — кривая подпора малой кривизны типа III-в (см. рис. IV.9, в).

Устанавливая форму кривой свободной поверхности потока, следует иметь в виду, что при переходе глубины через критическую (от меньшей к большей) образуется гидравлический прыжок (см. параграф IV.6), а в случае от больших к меньшим — водопад.

Порядок исследования кривых свободной поверхности может быть проиллюстрирован на примере перелома (изменения уклона) дна русла. В случае вогнутого перелома линии дна имеют место соотношения: $h_{01} > h_k$, $i_{01} < i_k$, $h_{02} > h_k$, $i_{02} < i_k$ и $h_{01} < h_{02}$ (см. рис. IV.9, з), где h_{01} и h_{02} — нормальные глубины до и после перелома (определяются по зависимостям параграфа IV.3); i_{01} и i_{02} — уклоны дна русла на соответствующих участках; h_k — критическая глубина и i_k — критический уклон (определяется по зависимостям параграфа IV.4). В начале первого и в конце второго участка русла движение потока будет равномерным. Из рис. IV.9, а следует, что для перехода от глубины h_{01} к глубине h_{02} , где $h_{01} < h_{02}$, в конце первого участка установится вогнутая кривая подпора типа I-а до точки перелома уклонов дна русла, а дальше будет иметь место равномерное движение с глубиной h_{02} .

В случае выпуклого перелома линии дна (см. рис. IV.9, д) имеют место соотношения: $h_{01} > h_k$; $h_{02} < h_k$, $i_{01} < i_k$ и $i_{02} > i_k$, значения которых определяются, как и в предыдущем случае. На рис. IV.9, д показаны линии нормальных и критических глубин для каждого из участков русла, в начале первого из которых и в конце второго движение потока будет равномерным. Из рис. IV.9, а следует, что в зоне «б» на первом участке установится выпуклая кривая спада типа I-б от глубины h_{01} до h_k , а на втором — вогнутая кривая спада типа II-б от глубины h_k до h_{02} (см. рис. IV.9, б).

Примеры установления типов и форм кривых свободной поверхности в более сложных случаях рассмотрены в конце параграфа IV.6.

Построение кривых подпора или спада заключается в определении расстояния между сечениями, глубины потока в которых известны (либо по условию задачи, либо на основании исследования формы кривой). В итоге должны находиться глубины потока в любом сечении, расположенном на заданном расстоянии от какого-либо начального сечения, гидравлические элементы потока в котором известны.

В связи с тем, что основное уравнение неравномерного движения (IV.36) не может быть решено непосредственным интегрированием, для построения кривых свободной поверхности существует много расчетных методов. Наиболее простыми и в то же время достаточно точными являются методы расчета акад. Н. Н. Павловского и проф. В. И. Чарномского.

Метод акад. Н. Н. Павловского. В результате интегрирования уравнения (IV.36) Н. Н. Павловским получена с некоторыми допущениями следующая зависимость для определения расстояния между сечениями с глубинами h_1 и h_2 в призматическом русле при прямом уклоне дна ($i_0 > 0$):

$$l_{1-2} = \frac{\Pi_2 - \Pi_1 - (1 - f_{cp}) [\Phi(\Pi_2) - \Phi(\Pi_1)]}{ai_0}, \quad (IV.37)$$

где Π_1 и Π_2 — относительные расходные характеристики в соответствующих сечениях с глубинами h_1 и h_2 , $\Pi_1 = K_1/K_0$ и $\Pi_2 = K_2/K_0$; K_1 , K_2 и K_0 — расходные характеристики для глубин h_1 , h_2 и нормальной h_0 ;

$$\bar{j}_{\text{ср}} = \frac{\alpha i_0}{g} \cdot \frac{W_{\text{ср}}^2 B_{\text{ср}}}{\omega_{\text{ср}}}, \quad (\text{IV.38})$$

здесь $W_{\text{ср}}$ — среднее значение скоростной характеристики между сечениями с глубинами h_1 и h_2 ; $B_{\text{ср}}$ — средняя ширина потока по свободной поверхности между теми же сечениями; $\omega_{\text{ср}}$ — средняя площадь живого сечения; Φ (П) — функция Н. Н. Павловского, определяемая по таблице приложения 25; a — вспомогательная величина (при $h_1 > h_2$ $a = \frac{\Pi_1 - \Pi_2}{h_1 - h_2}$ и при $h_2 > h_1$ $a = \frac{\Pi_2 - \Pi_1}{h_2 - h_1}$).

Если необходимо найти расстояние между сечениями потока с глубинами h_1 и h_2 , то порядок пользования зависимостью Н. Н. Павловского (IV.37) следующий. Сначала вычисляются значения расходных характеристик K_1 , K_2 и K_0 (см. параграф IV.3) и величины $\Pi_1 = K_1/K_0$ и $\Pi_2 = K_2/K_0$. Затем определяется вспомогательная величина $a = \frac{\Pi_2 - \Pi_1}{h_2 - h_1}$. После последовательного определения величин

$$W_{\text{ср}} = \frac{W_1 + W_2}{2}, \quad B_{\text{ср}} = \frac{B_1 + B_2}{2}, \quad \omega_{\text{ср}} = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}$$

вычисляется параметр $\bar{j}_{\text{ср}} = \frac{\alpha i_0}{g} \cdot \frac{W_{\text{ср}}^2 B_{\text{ср}}}{\omega_{\text{ср}}}$.

По таблице приложения 25 устанавливаются функции Н. Н. Павловского Φ (Π_1) и Φ (Π_2) для вычисленных значений Π_1 и Π_2 , а затем по зависимости (IV.37) определяется расстояние l_{1-2} между искомыми сечениями потока.

При построении кривой свободной поверхности потока весь участок русла между сечениями с начальной $h_{\text{нач}}$ и конечной $h_{\text{кон}}$ глубинами необходимо разбить на ряд промежуточных сечений, причем увеличение числа сечений повышает точность построения.

При построении кривых свободной поверхности следует помнить, что *нормальная (бытовая) глубина h_0 не может приниматься за начальную или конечную*. Для построения кривых при известной глубине h_0 принимается: $h_{\text{нач}} = h_0 + 1$ см (для кривой I-а), $h_{\text{нач}} = h_0 - 1$ см (для кривой I-б); $h_{\text{кон}} = h_0 + 1$ см, (для кривой II-б) и $h_{\text{кон}} = h_0 - 1$ см (для кривой II-в).

Метод проф. В. И. Чарномского. Данный метод основан на численном интегрировании основного дифференциального уравнения неравномерного движения в энергетической форме

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = i_0 - i_f. \quad (\text{IV.39})$$

Расстояние l_{1-2} между сечениями с глубинами h_1 и h_2 определяется по зависимости

$$l_{1-2} = -\frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i_0 - i_{f\text{ср}}}, \quad (\text{IV.40})$$

где $\mathcal{E}_2 = h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_2^2}$ — удельная энергия сечения с глубиной h_2 ;

$\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_1^2}$ — удельная энергия сечения с глубиной h_1 ; i_0 —

уклон дна русла; $i_{f\text{ср}}$ — средний уклон трения на участке

$$i_{f\text{ср}} = \frac{i_{f1} + i_{f2}}{2};$$

$$i_{f1} = Q^2/K_1^2; \quad i_{f2} = Q^2/K_2^2.$$

Для получения надежных результатов необходимо брать на рассматриваемом участке русла как можно большее число промежуточных сечений. Тогда длина кривой свободной поверхности между сечениями с глубинами $h_{\text{нач}}$ и $h_{\text{кон}}$ будет равна сумме расстояний между всеми принятыми сечениями:

$$l_{\text{кр}} = l_{1-2} + l_{2-3} + \dots + l_{(n-1)-n}, \quad (\text{IV.41})$$

где $l_{2-3}, \dots, l_{(n-1)-n}$ определяются аналогично расстоянию l_{1-2} , причем $h_1 = h_{\text{нач}}$, а $h_n = h_{\text{кон}}$.

Такой подход к построению кривой свободной поверхности потока одновременно уменьшает погрешность, возникающую при замене действительного уклона трения его осредненным значением на участке между двумя сечениями.

Способ В. И. Чарномского может быть использован как при расчете переходных участков, сопрягающих призматические русла разного поперечного сечения, так и при построении кривых свободной поверхности в непризматических руслах вообще. Построение кривой свободной поверхности в подобных случаях приходится вести методом подбора, последовательно находя глубину потока в сечении, находящемся на некотором расстоянии от сечения в начале или в конце участка сопряжения, глубина в котором известна.

Примеры построения кривых свободной поверхности потока для конкретных видов дорожных сооружений рассмотрены в главе V.

IV.6. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК И СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ

Гидравлическим прыжком называется скачкообразный переход от бурного состояния потока к спокойному, т. е. переход от глубин меньше критических к глубинам больше критических на сравнительно коротком расстоянии. Глубины перед прыжком h_1 и после прыжка h_2 называются *сопряженными или взаимными*. Разность между сопряженными глубинами $a = h_2 - h_1$ называется *высотой прыжка*, а расстояние между ними — *длиной прыжка $l_{\text{п}}$* .

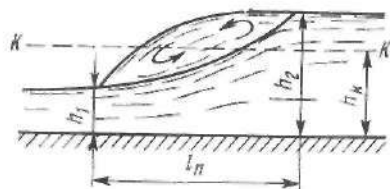


Рис. IV.10. Совершенный гидравлический прыжок

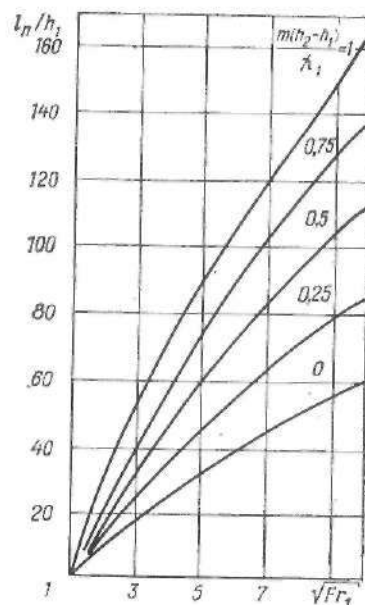


Рис. IV.11. График для определения длины прыжка в прямоугольном и трапецидальном руслах

Различают несколько видов гидравлического прыжка: совершенный, волнистый, подпертый, подтопленный и др.

Прыжок, в котором над основной транзитной струей образуется поверхностный валец, называется *совершенным* (рис. IV.10). Валец представляет собой водоворотную область. Он обычно насыщен пузырьками воздуха и поэтому малопрозрачен. В руслах прямоугольного сечения совершенный прыжок существует, если $h_2^3/h_1^3 \geq 3$ или $h_2/h_1 > 2$. В этом случае сопряженные глубины определяются по зависимостям

$$h_2 = 0,5h_1 [\sqrt{1 + 8(h_2/h_1)^3} - 1] \quad (IV.42)$$

$$h_1 = 0,5h_2 [\sqrt{1 + 8(h_2/h_1)^3} - 1]. \quad (IV.43)$$

Длина совершенного прыжка в русле прямоугольного сечения определяется по формулам:

Н. Н. Павловского

$$l_p = 2,5(1,9h_2 - h_1); \quad (IV.44)$$

М. Д. Чертоусова

$$l_p = 10,3h_1 [\sqrt{(h_2/h_1)^3} - 1]^{0,81}. \quad (IV.45)$$

Результаты расчетов по формуле (IV.45) представлены в виде графика (рис. IV.11) для кривой $\frac{m(h_2-h_1)}{\chi_1} = 0$, которым можно пользоваться для определения длины прыжка.

В руслах трапецидальной формы сечения сопряженные глубины могут быть определены по приближенным формулам А. Н. Рахманова

$$h_2 = \frac{1,2h_k^2}{h_1 + 0,2h_k} \quad (IV.46)$$

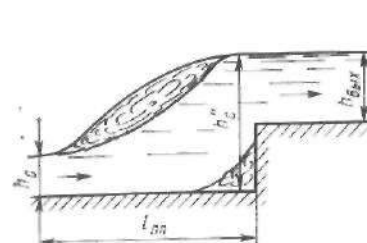


Рис. IV.12. Подпертый гидравлический прыжок

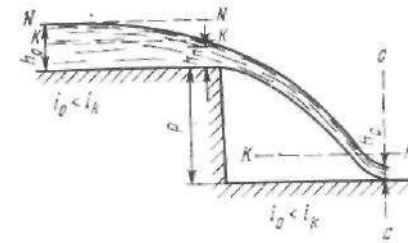


Рис. IV.13. Схема к определению глубины потока в сжатом сечении h_c

и

$$h_1 = 1,2 \frac{h_k^2}{h_2} - 0,2h_k. \quad (IV.47)$$

Длина гидравлического прыжка l_p в этом случае может быть определена по формуле А. С. Мейерова

$$l_p = 10,3h_1 \left(\sqrt{\left(\frac{h_k}{h_1} \right)^3} - 1 \right)^{0,81} \left(1 + 1,76 \frac{m(h_2-h_1)}{\chi_1} \right), \quad (IV.48)$$

где m — коэффициент заложения откосов; χ_1 — смоченный периметр в сечении до прыжка.

Значения длины прыжка l_p , подсчитанные по формуле (IV.48), приведены на графике рис. IV.11.

Для определения длины гидравлического прыжка после перепада может быть использована приближенная формула Г. Я. Швец

$$l_p = kh_c^2, \quad (IV.49)$$

где h_c — большая сопряженная глубина прыжка, возникающего в сжатом сечении после перепада; k — числовой коэффициент, зависящий от коэффициента заложения откоса m :

m	0	0,5	1	1,5	2
k	4,33	5,8	7,1	8,3	9,4

Длину прыжка после быстрого течения в руслах трапецидальной формы сечения можно определить по формулам В. А. Стенина:

$$\text{при } m = 0 \dots 0,5 \quad l_p = h_k(6,6m^2 + 2,8); \quad (IV.50)$$

$$\text{при } m = 0,5 \dots 2 \quad l_p = h_k(17,1m + 2,6); \quad (IV.51)$$

$$\text{при } m = 2 \dots 3 \quad l_p = 29,3h_k \sqrt{m}. \quad (IV.52)$$

При наличии препятствия образуется подпертый прыжок (рис. IV.12), большая сопряженная глубина которого определяется по формуле

$$h_c = \sqrt{h_2^2 + 2h_k^3 \left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_{\text{бых}}} \right)}, \quad (IV.53)$$

где h_c — глубина в сжатом сечении; $h_{\text{вых}}$ — глубина потока за препятствием, обычно $h_{\text{вых}} = h_0$.

Длина подпертого прыжка по М. Д. Чертоусову

$$l_{\text{пр}} = \beta l_{\text{п}}, \quad (\text{IV.54})$$

где β — поправочный коэффициент, равный 0,7...0,8; $l_{\text{п}}$ — длина свободного прыжка.

При переливе воды через водослив сопряжение падающей струи с потоком в нижнем бьефе может принимать различные формы в зависимости от соотношения между элементами потока после сооружения. Это положение в равной степени относится к протеканию потока через перепады, на быстротоке, при переломах уклона дна русла, за малыми мостами, дорожными трубами, за щитом и другими сооружениями. Сопряжения потоков в нижнем бьефе могут быть двух основных типов — прыжковые и беспрыжковые. Прыжковые сопряжения бьефов имеют место при переходе от бурного к спокойному состоянию потока.

Формы прыжковых сопряжений рассмотрим на примере протекания потока за перепадом (рис. IV.13). В месте соприкосновения падающей струи с дном нижнего бьефа будет *сжатое сечение* с наименьшей возможной глубиной h_c . Глубина потока в сжатом сечении h_c всегда меньше критической и в общем случае определяется из уравнения

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_c^2\varphi^2}, \quad (\text{IV.55})$$

где ω_c — площадь сжатого сечения потока; φ — коэффициент скорости; T_0 — удельная энергия потока в верхнем бьефе относительно дна нижнего бьефа, определяемая по формуле

$$T_0 = P + h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g}, \quad (\text{IV.56})$$

здесь P — высота перепада; h_0 — нормальная (бытовая) глубина потока в верхнем бьефе; V_0 — скорость потока с глубиной h_0 .

Коэффициент скорости φ принимается по ориентировочным рекомендациям Н. Н. Павловского: для донных отверстий — 1...0,95; для водосливов плавных форм — 1...0,9; для водосливов более грубых форм — 0,9...0,8; для водосливов с широким порогом — 0,95...0,85.

Значения коэффициента скорости φ для перепадов принимаются по данным параграфа V.3.

Уравнение (IV.55) можно записать также в виде

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g\varphi^2}. \quad (\text{IV.57})$$

Для русел прямоугольной формы уравнение (IV.55) принимает вид

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2gb^3\varphi^2h_c^2}. \quad (\text{IV.58})$$

С помощью уравнений (IV.57) и (IV.58) можно определить глубину потока в сжатом сечении методом последовательных приближений.

Для русел трапециoidalной формы порядок расчета следующий:

1. Определяется удельная энергия потока T_0 по зависимости (IV.56).
2. Находится скорость в сжатом сечении V_c в первом приближении

$$V_{c1} = \varphi \sqrt{2gT_0}.$$

3. Определяется глубина h_{c1} в первом приближении

$$h_{c1} = -\frac{b}{m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mV_{c1}}}.$$

4. Вычисляется скорость V_{c2} во втором приближении

$$V_{c2} = \varphi \sqrt{2g(T_0 - h_{c1})}.$$

5. Находится глубина h_{c2} во втором приближении

$$h_{c2} = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mV_{c2}}}.$$

Аналогично расчет ведется в третьем и последующих приближениях. Расчет заканчивается при условии, что значения h_c в двух последовательных приближениях практически не отличаются друг от друга, т. е. $h_{cn-1} \approx h_{cn}$. Обычно для обеспечения этого условия достаточно двух, иногда трех приближений.

Для русел прямоугольной формы сечения глубина в сжатом сечении может быть определена методом последовательного приближения из уравнения (IV.58)

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \cdot \frac{Q}{b\varphi \sqrt{T_0 - h_c}}. \quad (\text{IV.59})$$

В первом приближении h_{c1} определяется при условии, что в знаменателе правой части этого уравнения принято $h_c = 0$. Найденное значение h_{c1} подставляется в правую часть уравнения, из которого определяется h_{c2} , и т. д. Расчет заканчивается тогда, когда два последовательных приближения практически не отличаются друг от друга (т. е. $h_{cn-1} \approx h_{cn}$).

Глубина в сжатом сечении также может быть определена по приближенной формуле Ю. Н. Даденкова. Для этого определяют скорость в сжатом сечении

$$V_c = \varphi_1 \sqrt{V_n^2 + g(2P + h_n)}, \quad (\text{IV.60})$$

где φ_1 — коэффициент скорости, который принимается по данным параграфа V.3; V_n — скорость над стенкой падения перепада; P — высота перепада; h_n — глубина над стенкой падения перепада.

В руслах прямоугольного сечения глубина в сжатом сечении

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b_n \sqrt{V_n^2 + g(2P + h_n)}}. \quad (\text{IV.61})$$

Для русел трапециoidalной формы сечения вначале находится площадь сжатого сечения

$$\omega_c = Q/V_c, \quad (\text{IV.62})$$

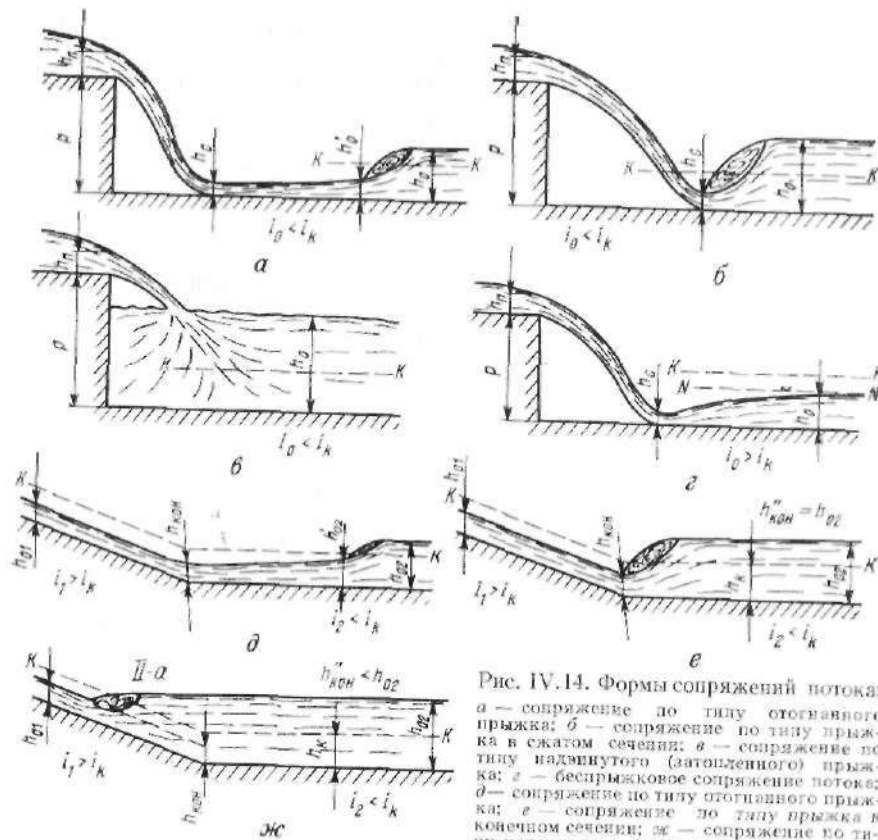


Рис. IV.14. Формы сопряжений потоков: а — сопряжение по типу отогнанного прыжка; б — сопряжение по типу прыжка в сжатом сечении; в — сопряжение по типу надвинутого (затопленного) прыжка; г — беспрыжковое сопряжение потоков; д — сопряжение по типу отогнанного прыжка; е — сопряжение по типу прыжка в конечном сечении; ж — сопряжение по типу надвинутого (затопленного) прыжка

а затем глубина в сжатом сечении

$$h_c = \frac{\sqrt{b^2 + 4\omega_c m} - b}{2m} \quad (IV.63)$$

При спокойном состоянии потока в нижнем бьефе переход от глубины h_c к бытовой (нормальной) глубине h_0 возможен только через гидравлический прыжок (см. параграф IV.5). В этом случае для установления формы сопряжения необходимо определить по зависимостям (IV.42) или (IV.46) глубину h_c , сопряженную с глубиной в сжатом сечении. В русле прямоугольной формы сечения

$$h_c = 0,5h_0 \left[\sqrt{1 + 8(h_0/h_c)^3} - 1 \right] \quad (IV.64)$$

В зависимости от соотношения между глубиной h_c и реально существующей бытовой глубиной h_0 возможны три вида сопряжения:

$h_c > h_0$ — по типу отогнанного прыжка (рис. IV.14, а) с вогнутой кривой подпора типа I-в (см. рис. IV.9, а) между глубинами h_c и глубиной h_0 , определяемой как меньшая сопряженная глубина с h_0 по зависимостям (IV.43) или (IV.47);

$h_c = h_0$ — по типу прыжка в сжатом сечении (рис. IV.14, б);
 $h_c < h_0$ — по типу надвинутого (затопленного) прыжка (рис. IV.14, в).

Следует отметить, что наиболее неблагоприятной является форма сопряжения бьефов по типу отогнанного прыжка, так как на большом протяжении (длина вогнутой кривой подпора и длина гидравлического прыжка) имеют место большие скорости потока и требуется дорогостоящее усиленное искусственное укрепление русла. В связи с устройством специальных конструкций (гасители энергии — см. параграф V.4) добиваются сопряжения потока по типу прыжка в сжатом сечении или надвинутого (затопленного).

При бурном состоянии потока в нижнем бьефе ($h_0 < h_k$) происходит беспрыжковое сопряжение потоков. Обычно такое сопряжение бывает при уклоне дна более критического ($i_0 > i_k$) и при $h_c < h_0$. В этом случае устанавливается кривая подпора типа II-в (рис. IV.14, г), параметры которой определяются по правилам параграфа IV.5.

Приведенные выше критерии форм сопряжения потоков в нижнем бьефе справедливы и для резкого изменения уклона дна русла. В качестве примера можно рассмотреть протекание потока за быстротоком. В этом случае при спокойном состоянии потока переход к бытовой (нормальной) глубине h_0 в нижнем бьефе возможен только через гидравлический прыжок. Для установления формы сопряжения необходимо для известной глубины в конце быстротока $h_{кон}$ (методы ее определения рассмотрены в параграфе V.2) установить большую ей сопряженную $h_{кон}^*$, которая находится аналогично глубине h_c .

В зависимости от соотношения между глубиной $h_{кон}^*$ и реально существующей бытовой глубиной h_0 возможны три вида сопряжения:

$h_{кон}^* > h_{02}$ — по типу отогнанного прыжка (рис. IV.14, д);
 $h_{кон}^* = h_{02}$ — по типу прыжка в конечном сечении (рис. IV.14, е);
 $h_{кон}^* < h_{02}$ — по типу надвинутого (затопленного) прыжка (рис. IV.14, ж) с кривой подпора II-а за прыжком.

При бурном состоянии потока за быстротоком ($h_0 < h_k$) имеет место беспрыжковое сопряжение в виде кривой спада типа II-б или кривой подпора типа II-в, параметры которых определяются по зависимостям параграфа IV.5.

Пример IV.7. Требуется установить формы кривых свободной поверхности на участках перелома (изменения) уклона дна русла для следующих четырех вариантов.

Вариант I. Русло состоит из трех участков с разными уклонами дна русла: $i_{01} > i_k$, $i_{02} < i_k$ и $i_{03} > i_k$. На втором участке задана ограничивающая глубина $h > h_k$ (рис. IV.15, а).

Порядок расчета. Принимая русло призматическим, навесим линию критических глубин $K-K$, для которой значение критической глубины подсчитано по данным параграфа IV.4. Поскольку $i_{01} > i_k$, то $h_{01} < h_k$. На втором участке принимаем глубину $h > h_k$, на третьем участке $h_{03} < h_k$, так как $i_{03} > i_k$. Значения нормальных (бытовых) глубин $h_{0н}$ подсчитываем по рекомендациям параграфа IV.3. Наносим полученные значения глубин на рис. IV.15, а и отмечаем, что русло представлено схематично, так как длины участков в десятки и даже в сотни раз больше глубин.

Считаем, что в начале первого участка и в конце второго существует равномерное движение.

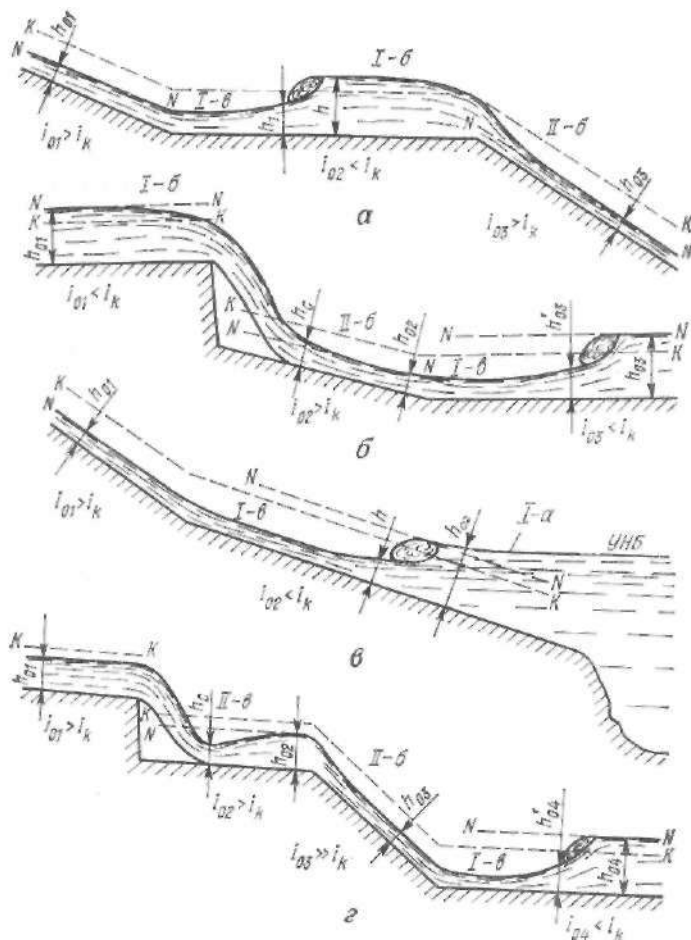


Рис. IV.15. Примеры форм сопряжения кривых свободной поверхности потока на участках перелома (изменения) уклона дна русла (пример IV.7):
а, б, в, г — варианты

На первом участке (2-й расчетный случай — см. рис. IV.9, б) возможно возрастание глубин, но в зоне «б» (рис. IV.9, б) глубины увеличиваться не могут, так как здесь имеет место кривая спада. Следовательно, на первом участке может быть только равномерное движение с глубиной $h_{01} < h_k$ до точки перелома уклона дна русла.

На втором участке русла $i_{02} < i_k$ (1-й расчетный случай) установится кривая подпора в зоне «а» (рис. IV.9, а) до глубины h_1 , сопряженной с глубиной h (см. зависимости IV.43 и IV.47), а затем гидравлический прыжок от глубины h_1 до h . После этого при заданной глубине h установится выпуклая кривая спада типа I-б (см. рис. IV.9, а и IV.9, г, д). Отметим, что в общем случае при достаточно большой длине второго участка может быть равномерное движение с нормальной глубиной h_{02} (которой закончится прыжок), и только в конце участка образуется выпуклая кривая спада типа I-б.

На третьем участке (2-й расчетный случай) установится вогнутая кривая спада типа II-б от глубины h_k до глубины h_{03} (см. рис. IV.9, б и IV.9, г, д).

Вариант II. Русло состоит из перепада с уклоном $i_{01} < i_k$ и двух участков за ним с $i_{02} > i_k$ и $i_{03} < i_k$ (рис. IV.15, б).

Порядок расчета. По аналогии с вариантом I наносим линии критических и нормальных глубин. При этом на первом участке $h_{01} > h_k$, так как $i_{01} < i_k$; на втором — $h_{02} < h_k$, так как $i_{02} > i_k$; на третьем — $h_{03} > h_k$, так как $i_{03} < i_k$. Из условия существования равномерного движения в начале первого участка и в конце третьего (см. вариант I) следует, что на первом участке (1-й расчетный случай, см. рис. IV.9, а) установится выпуклая кривая спада типа I-б от глубины h_{01} до h_k .

На втором участке (после стенки падения) форма кривой свободной поверхности зависит от соотношения между глубиной в сжатом сечении h_c и нормальной h_{02} (2-й расчетный случай, рис. IV.9, б). Если $h_c < h_{02}$, то в зоне «а» установится выпуклая кривая подпора типа II-а (см. рис. IV.14, б), а если $h_c > h_{02}$ (отметим, что во всех случаях $h_c < h_k$), то установится кривая спада типа II-б от глубины h_c до h_{02} (см. рис. IV.15, г).

На третьем участке (1-й расчетный случай, рис. IV.9, а) установится вогнутая кривая подпора типа I-а от глубины h_{02} до глубины h_{03} , сопряженной с большей глубиной h_{02} и определяемой по зависимостям (IV.43) или (IV.47). Затем будет иметь место гидравлический прыжок от глубины h_{03} до h_{04} и далее равномерное движение с глубиной h_{04} .

Вариант III. Русло состоит из двух участков с уклонами $i_{01} > i_k$ и $i_{02} < i_k$, второй из которых заканчивается водоемом с постоянным горизонтом воды нижнего бьефа (УНБ) — см. рис. IV.15, в.

Порядок расчета. По аналогии с предыдущими решениями наносим линии критической h_k и нормальных (бытовых) глубин h_{01} и h_{02} на соответствующих участках. При этом $h_{01} < h_k$, так как $i_{01} > i_k$; $h_{02} > h_k$, так как $i_{02} < i_k$.

На первом участке может быть только равномерное движение с глубиной $h_{01} < h_k$ (см. вариант I), а на втором — установится вогнутая кривая подпора типа I-а от глубины h_{01} (на переломе уклона дна) до глубины h_{02} , при гидравлическом прыжке, а затем установится кривая подпора типа I-а до УНБ.

Вариант IV. Русло состоит из перепада с уклоном $i_{01} > i_k$ и трех участков за ним с $i_{02} > i_k$, $i_{03} > i_k$ и $i_{04} < i_k$ (рис. IV.15, г).

Порядок расчета. По аналогии с предыдущими решениями наносим линии критической h_k и нормальных (бытовых) глубин h_{01} , h_{02} , h_{03} и h_{04} на соответствующих участках. При этом $h_{01} < h_k$, так как $i_{01} > i_k$; $h_{02} < h_k$, так как $i_{02} > i_k$; $h_{03} < h_k$, так как $i_{03} > i_k$; $h_{04} > h_k$, так как $i_{04} < i_k$.

На первом участке (2-й расчетный случай, рис. IV.9, б) в зоне «а» уменьшение глубин невозможно, так как в этой зоне существует только кривая подпора, и поэтому здесь будет равномерное движение с глубиной h_{01} до стенки падения перепада.

На втором участке при $h_c < h_{02}$ установится выпуклая кривая подпора типа II-а от глубины h_c до глубины h_{02} .

На третьем участке (2-й расчетный случай, рис. IV.9, б) установится вогнутая кривая спада от глубины h_{02} до глубины h_{03} , и в конце участка будет равномерное движение с глубиной h_{03} до начала четвертого участка.

На четвертом участке русла (1-й расчетный случай, рис. IV.9, а) установится вогнутая кривая подпора типа I-а от глубины h_{03} до глубины h_{04} , сопряженной с большей глубиной h_{03} и определяемой по зависимостям (IV.43) или (IV.47), затем будет гидравлический прыжок от глубины h_{04} до глубины h_{05} , а потом равномерное движение с глубиной h_{05} .

В заключение необходимо отметить, что принципы установления форм кривых свободной поверхности при любых сочетаниях перелома уклона дна русла, наличия в нем различных сооружений остается неизменным, основы которого подробно рассмотрены в параграфах IV.5 и IV.6.

IV.7. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ПОТОКА ПРИ РАВНОМЕРНОМ И НЕРАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ

Как показано выше, расчеты элементов потока при равномерном и неравномерном движении в большинстве случаев связаны с громоздкими и трудоемкими гидравлическими расчетами. Поэтому для этих рас-

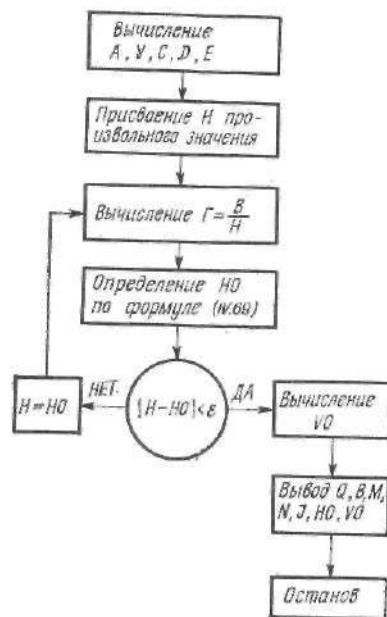


Рис. IV.16. Блок-схема расчета на ЭВМ нормальной глубины

сечения определяется по формуле

$$\omega_0 = bh_0 + mh_0^2,$$

а гидравлический радиус

$$R_0 = \frac{\omega_0}{\chi_0} = \frac{bh_0 + mh_0^2}{b + 2h_0 \sqrt{1 + m^2}}, \quad (IV.65)$$

где $\chi_0 = b + 2h_0 \sqrt{1 + m^2}$.

Скоростная характеристика W_0 чаще всего определяется по формуле Н. Н. Павловского

$$W_0 = \frac{1}{n} R_0^{y+0.5}, \quad (IV.66)$$

где $y \approx 1.5 \sqrt{n}$ при $R_0 < 1$ м; $y \approx 1.3 \sqrt{n}$ при $R_0 > 1$ м.

Для составления алгоритма определения нормальной глубины на ЭВМ в основную зависимость равномерного движения (IV.21) подставляются значения ω_0 , W_0 и R_0 :

$$Q = (bh_0 + mh_0^2) \frac{1}{n} \left(\frac{bh_0 + mh_0^2}{b + 2h_0 \sqrt{1 + m^2}} \right)^{y+0.5} \sqrt{i_0} =$$

что целесообразно применять ЭВМ, что значительно повышает точность и сокращает время расчетов. В данном параграфе рассмотрены решения задач на ЭВМ системы «Мир» по определению нормальной глубины и средней в сечении скорости потока, а также построению кривых свободной поверхности потока в открытых руслах.

1. Определение нормальной (бытовой) и средней глубины в сечении скорости потока. Как показано в параграфе IV.3, нормальная глубина h_0 находится при заданных расходе воды Q , форме и ширине русла по дну b , коэффициенте заложения откосов m , коэффициенте шероховатости n и уклоне дна русла i_0 из основной зависимости для равномерного движения (IV.21).

При этом для русел трапециевидальной формы сечения при нормальной глубине h_0 площадь живого

$$\begin{aligned} &= h_0^2 \left(\frac{b}{h_0} + m \right) \frac{1}{n} \left[\frac{h_0^2 \left(\frac{b}{h_0} + m \right)}{h_0 \left(\frac{b}{h_0} + 2 \sqrt{1 + m^2} \right)} \right]^{y+0.5} \sqrt{i_0} = \\ &= h_0^{2.5+y} \frac{\sqrt{i_0}}{n} \left(\frac{b}{h_0} + m \right) \left(\frac{\frac{b}{h_0} + m}{\frac{b}{h_0} + 2 \sqrt{1 + m^2}} \right)^{y+0.5}. \end{aligned} \quad (IV.67)$$

Обозначив отношение b/h_0 через β , решим уравнение (IV.67) относительно h_0 :

$$h_0 = \left[\frac{Qn}{\sqrt{i_0}} \left(\frac{\beta + 2 \sqrt{1 + m^2}}{\beta + m} \right)^{y+0.5} \frac{1}{\beta + m} \right]^{\frac{1}{2.5+y}}. \quad (IV.68)$$

Из уравнения (IV.68) значение h_0 может быть найдено методом итераций (последовательных приближений) в следующей последовательности:

1. Задаются значением h_{01} .
2. Определяют отношение $\beta_1 = b/h_{01}$.
3. По зависимости (IV.68) вычисляют значение h_{02} во втором приближении.
4. Если $|h_{02} - h_{01}| < \epsilon$, где ϵ — наперед заданная точность определения h_0 , то расчет закончен. В противном случае вычисляют $\beta_2 = b/h_{02}$ и повторяют расчет до тех пор, пока наступит неравенство $|h_{0n+1} - h_{0n}| \leq \epsilon$.
5. Определив h_0 , находят площадь живого сечения потока $\omega_0 = bh_0 + mh_0^2$ и среднюю в сечении скорость потока $V_0 = Q_0/\omega_0$.

Для составления программы по этому алгоритму принимают следующие обозначения: Q — расход воды, м³/с; B — ширина русла по дну, м; M — коэффициент заложения откосов; N — коэффициент шероховатости; I — уклон дна русла; HO — нормальная глубина, м; H — глубина потока, м; $\Gamma = B/H$ — относительная ширина; Y — показатель степени в формуле Н. Н. Павловского; VO — средняя скорость, м/с.

Зависимость (IV.68) при таких обозначениях примет вид

$$HO = \left[\frac{QN}{\sqrt{I}} \left(\frac{\Gamma + 2 \sqrt{1 + M^2}}{\Gamma + M} \right)^{y+0.5} \frac{1}{\Gamma + M} \right]^{\frac{1}{2.5+y}}. \quad (IV.69)$$

Обозначая

$$A = \frac{QN}{\sqrt{I}}; \quad E = 2 \sqrt{1 + M^2}; \quad C = Y + 0.5; \quad D = \frac{1}{2.5 + Y},$$

представим зависимость (IV.69) в виде

$$HO = \left[A \left(\frac{\Gamma + E}{\Gamma + M} \right)^C \frac{1}{\Gamma + M} \right]^D.$$

Блок-схема расчета представлена на рис. IV.16.

«РАЗР» 6. $A = (Q \times N) / (J \uparrow .5)$; $Y = 1.5 \times (N \uparrow 5)$; $C = Y \uparrow .5$; $D = 1 / (Y \uparrow + 2.5)$; $E = ((M \uparrow 2 + 1) \uparrow .5 \times 2) / N$; $H = B$; $\Gamma = B / H$; $HO = (((\Gamma \uparrow E) / (\Gamma \uparrow + M) \uparrow C) / (\Gamma \uparrow + M) \times A) \uparrow D$; «ЕСЛИ» $ABS(HO - H) < .005$ «ТО» $(VO = Q) / (B \times HO + M \times (HO \uparrow 2))$; «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАнные] «СТРО» 1, Q, «ПРОБ» 2, B, «ПРОБ» 2, M, «ПРОБ» 2, N, «ПРОБ» 2, J, «СТРО» 1, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1, HO, «ПРОБ» 3, VO; «СТОП» «ИНАЧЕ», $(H = HO$; «НА» B) «ГДЕ»

Решение задачи на ЭВМ имеет следующую последовательность:

1. На перфоленгу набиваются исходные данные, проверяется правильность набивки и исправляются ошибки. Исходные данные набиваются в такой последовательности (числовые значения соответствуют тестовому примеру):

$Q = 1$; $B = 1$; $M = 1.5$; $N = 0.014$; $J = 0.01$; «КОН».

2. В машину вводятся программа (лента № 1), исходные данные (лента № 2), и машина пускается на счет. В результате счета получаем бланк (приводятся данные тестового примера).

Закодированные исходные данные:

$Q = 1$; $B = 1$; $M = 1.5$; $N = 0.014$; $J = .0,1$.

Результаты счета

$HO = .289182$; $VO = .241184_{10^4}$.

3. Расшифровав результаты счета, получим

$h_0 = 0.29$ м; $V_0 = 2.41$ м/с.

II. Построение кривых свободной поверхности потока в открытых руслах. Как отмечено в параграфе IV.5, построение кривых свободной поверхности потока сводится к интегрированию уравнения (IV.36)

$$\frac{dh}{dl} = i_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}} = i_0 \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - j \left(\frac{K_0}{K}\right)^2},$$

где j определяется из зависимости (IV.38) или уравнения в энергетической форме (IV.39):

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = i_0 - i_f.$$

Рассмотрим подробнее метод проф. В. И. Чарномского, основанный на решении дифференциального уравнения неравномерного движения в энергетической форме, справедливого как для призматических, так и непризматических русел.

Разделяя переменные и принимая допущения, что на участке между двумя сечениями уклон трения постоянный и равен некоторому среднему значению, после интегрирования получаем зависимость (IV.40) для определения расстояния между двумя сечениями $1-1$ и $2-2$ с глубинами h_1 и h_2 (рис. IV.17):

$$l_{1-2} = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i_0 - i_{fcp}},$$

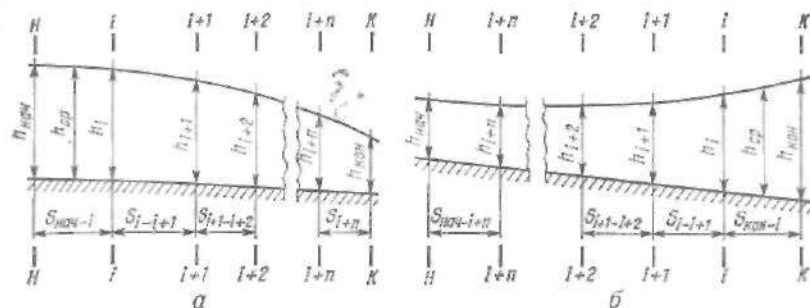


Рис. IV.17. Схема построения кривых свободной поверхности потока на ЭВМ: а — кривая спада; б — кривая подпора

где $\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_1^2}$ — удельная энергия первого сечения; $\mathcal{E}_2 = h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_2^2}$ — удельная энергия второго сечения; $i_{fcp} = \left(\frac{Q}{\omega_{cp} W_{cp}}\right)^2$ — средний уклон трения между первым и вторым сечениями; W_{cp} — скоростная характеристика, вычисленная по средней глубине $h_{cp} = 0.5(h_1 + h_2)$.

Аналогично могут быть найдены расстояния l_{2-3} , l_{3-4} , l_{4-5} и т. д. Зная эти расстояния, а также глубины h_1 , h_2 , h_3 , ..., h_n , можно легко построить кривую свободной поверхности (рис. IV.17).

Решение задачи на ЭВМ. Исходные данные: Q — расход воды; b — ширина русла по дну; m — коэффициент заложения откоса; n — коэффициент шероховатости русла; i_0 — уклон дна русла; $h_{нач}$ — глубина потока в начале кривой свободной поверхности; $h_{кон}$ — глубина потока в конце кривой свободной поверхности; Δh — шаг изменения глубины,

$$\Delta h = \frac{h_{кон} - h_{нач}}{k} = (h_{кон} - h_{нач}) \frac{1}{k} = (h_{кон} - h_{нач}) x,$$

здесь $k = 1, 2, 3, \dots$, а $x = \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}, \dots$.

Порядок решения задачи на ЭВМ следующий:

1. Вычисляется шаг интегрирования

$$\Delta h = (h_{кон} - h_{нач}) x.$$

В обозначениях, принятых в программе, данная формула будет иметь следующий вид:

$$\Delta h = (H2 - H1) X.$$

Для построения кривой подпора при вводе исходных данных следует обозначить $h_{кон}$ — $H1$ и $h_{нач}$ — $H2$, т. е. расчет кривой свободной поверхности будет вестись в обратном порядке, от сечения с глубиной $h_{кон}$ к сечению с глубиной $h_{нач}$.

Глубины $h_{кон}$ и $h_{нач}$ принимаются в соответствии с рекомендациями параграфа IV.5.

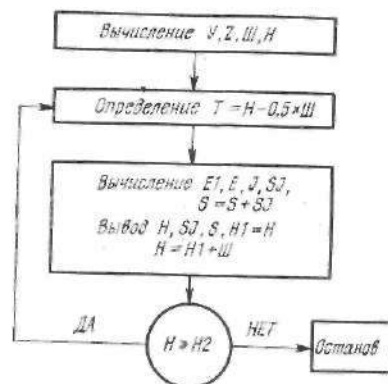


Рис. IV.18. Блок-схема расчета кривой свободной поверхности на ЭВМ

$$\mathcal{E}_i = h_i + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_i^2} = h_i + \frac{\alpha Q^2}{2g(bh_i + mh_i^2)^2}$$

5. Вычисляется средний гидравлический уклон

$$i_{\text{ср}} = \left(\frac{Q}{\omega_{\text{ср}} W_{\text{ср}}} \right)^2 = \left(\frac{Q}{\omega_{\text{ср}} \frac{1}{n} R_{\text{ср}}^{y+0,5}} \right)^2 = \left[\frac{Q}{\omega_{\text{ср}} \frac{1}{n} \left(\frac{bh_{\text{ср}} + mh_{\text{ср}}^2}{b + 2h_{\text{ср}} \sqrt{1+m^2}} \right)^{y+0,5}} \right]^2 = \left[\frac{Qn}{bh_{\text{ср}} + mh_{\text{ср}}^2} \left(\frac{b + 2h_{\text{ср}} \sqrt{1+m^2}}{bh_{\text{ср}} + mh_{\text{ср}}^2} \right)^{y+0,5} \right]^2$$

6. Определяется расстояние между сечениями с глубинами

$$h_{\text{нач}} \text{ и } h_i \text{ (рис. IV. 33)} \quad l_{\text{нач}-i} = \frac{\mathcal{E}_i - \mathcal{E}_{\text{нач}}}{i_0 - i_{\text{ср}}}$$

7. Для дальнейшего построения кривой свободной поверхности принимаем

$$h_{i+1} = h_i + \Delta h.$$

8. Сопоставляем h_{i+1} и $h_{\text{кон}}$: если $h_{\text{кон}} < h_{i+1}$, то расчет продолжаем, начиная с пункта 3, если $h_{\text{кон}} \geq h_{i+1}$, то расчет закончен. В случае построения кривой подпора, аналогично сравниваются глубины h_{i+1} и $h_{\text{нач}}$.

Для составления программы по этому алгоритму принимают следующие обозначения: Q — расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$; B — ширина русла по дну, м ; M — коэффициент заложения откоса; N — коэффициент шероховатости; I — уклон дна русла; $H1$ — $h_{\text{нач}}$, $H2$ — $h_{\text{кон}}$, T — $h_{\text{ср}}$ — глубины потока, м ; J — средний уклон трения; Δ — шаг изменения глубины, м ; E — удельная энергия сечения; SJ — расстояние между сечениями, м .

2. Определяется глубина h_i :

$$h_i = h_{\text{нач}} + \Delta h.$$

3. Вычисляется средняя глубина на участке между сечениями с глубинами

$$h_{\text{ср}} \text{ и } h_i;$$

$$h_{\text{ср}} = h_i - 0,5\Delta h.$$

4. Вычисляются значения удельной энергии сечения:

$$\mathcal{E}_{\text{нач}} = h_{\text{нач}} + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_{\text{нач}}^2} = h_{\text{нач}} + \frac{\alpha Q^2}{2g(bh_{\text{нач}} + mh_{\text{нач}}^2)^2};$$

С учетом этих обозначений расчетные зависимости примут следующий вид:

$$E = \frac{\alpha Q^2}{2g(BH + MH^2)^2} + H;$$

$$J = \left[\left(\frac{QN}{BT + MT^2} \right) \left(\frac{B + 2T \sqrt{1+M^2}}{BT + MT^2} \right)^z \right]^2,$$

$$\text{где } Y = 1,5 \sqrt{N}; \quad z = Y + 0,5; \quad SJ = \frac{E - E1}{1 - J}.$$

Блок-схема расчета представлена на рис. IV.18.

Программа расчета на ЭВМ типа «Мир»

«РАЗР» 6. «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1. Q, «ПРОБ» 3. B, «ПРОБ» 3. M, «ПРОБ» 3. N, «ПРОБ» 3. I, «ПРОБ» 3. H1, «ПРОБ» 3. H2, «ПРОБ» 3. X, «СТРО» 2 [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1; «ВЫВ» «ЗАГОЛ» «ТАБЛ» 1. H, SJ, S; H=H1; SJ=0; S=0; «ВЫВ» ТАБЛ 1. H, SJ, S; Y=(N+.5) × × 1.5; Z=Y+.5; Ш=(H2-H1) × X; H=H1+Ш; B, T=H-Ш × .5; E1=((Q/(B × H1M × (H1+.2))) ↑ 2 / × .056 + H1; E=((Q/(B × H+M × (H+.2))) ↑ 2 / × .056 + H; J=(((((M+.2+.1) ↑ .5 × 2 × T+B)/(T+.2) × M+B × T)) ↑ Z) × / Q × N / ((T+.2) × M+B × T)) ↑ 2; SJ=(E-E1)/(1-J); S=S+ SJ; «ВЫВ» «ТАБЛ» 1. H, SJ, S; H1=H; H=H1+Ш; «ЕСЛИ» H > H2 «ТО» «НА» B) «ИНАЧЕ» «СТОП» «ГДЕ»

Последовательность решения задачи на ЭВМ следующая:

1. Набиваются на перфоленту исходные данные (числовые значения соответствуют тестовому примеру):

$$Q = 3,25; \quad B = 1; \quad M = 1,5; \quad N = 0,02; \quad I = 0,0016$$

$$H1 = 0,98; \quad H2 = 0,78; \quad X = 0,2 \text{ «КОН»}$$

2. Вводятся в машину программа (лента № 1), исходные данные (лента № 2), и машина пускается на счет. В результате счета получаем бланк (приводятся данные тестового примера):

Закодированные исходные данные:

$$Q = 3,25; \quad B = 1; \quad M = 1,5; \quad N = .0,2; \quad I = .016$$

$$H1 = .98 \quad H2 = .78 \quad X = .2$$

Результаты счета:

H	SJ	S
.98	0	0
.94	.784589 _{10²}	.784589 _{10²}
.9	.320876 _{10²}	.110546 _{10²}
.86	1.636203 _{10¹}	.126908 _{10²}
.82	.856097 _{10¹}	.135468 _{10²}
.73	.399327 _{10¹}	.139461 _{10²}

Расшифровываем результаты счета, получим:

	$h_{нач}$	h_1	h_2	h_3	h_4	$h_{кон}$
H, м	0,98	0,94	0,9	0,86	0,82	0,78
SI, м	0	78,5	32	16,4	8,6	4
S, м	0	78,5	110,5	126,9	135,9	139,5

Имея эти данные, можно легко и быстро построить кривую свободной поверхности потока.

Глава V. РАСЧЕТЫ ОТКРЫТЫХ РУСЕЛ И ВОДООТВОДНЫХ СООРУЖЕНИЙ

V.1. ОТКРЫТЫЕ РУСЛА ПРИ РАВНОМЕРНОМ ДВИЖЕНИИ

Форма сечения дорожных водоотводных русел задается условиями проектирования, типом грунта, назначением сооружения, материалом, из которого оно выполняется, или наличием типовых конструкций, а их размеры определяются гидравлическими расчетами.

При гидравлических расчетах дорожных канав исходят из следующих вероятностей превышения расчетных паводков:

Категория дороги	I и II	III	IV и V
Вероятность превышения, %	1	2	3

Максимальный расход ливневых вод заданной вероятности определяют по способу, изложенному в первой части книги (гидрологические расчеты).

При трапецидальной форме поперечного сечения коэффициент заложения откосов m , если его значения не диктуются условиями и специфическими требованиями проектирования, может быть выбран в зависимости от типа грунта:

Пыль и ил с мелким песком, растительная земля	3,5
Песок мелкий с примесью среднего	3
Суглинок тонкий, среднелотный	2,5
Суглинок тяжелый и лесовидный	2
Грунт, гравий крупный с песком и мелким гравием, глина среднелотная	1,5
Глина плотная	1
Скальная порода выветренная	0,5
Скальная порода особопрочная	0

Минимальная ширина русла по дну типовых сечений трапецидальной формы согласно [1] имеет следующие значения: для кюветов выемок — 0,4 м; для нагорных, продольных водоотводных и осушительных канав на железных дорогах — не менее 0,6 м, а на автомобильных до-

рогах — не менее 0,5 м; для забанкетных канав — не менее 0,3 м; для продольных водоотводных и осушительных канав на болотах, речных поймах — не менее 0,8 м.

Если по расчету ширина русла по дну получается больше минимальной, то ее принимают кратной целым дециметрам.

Полная глубина канавы по низовой бровке принимается на 0,2 м больше расчетной глубины потока, но не менее 0,6 м для нагорных продольных водоотводных и осушительных канав и 0,3 м для забанкетных канав и кюветов автомобильных выемок. Глубина кюветов железнодорожных выемок принимается не менее 0,6 м.

Кюветы, нагорные и водоотводные канавы могут быть выполнены из типовых сборных железобетонных лотков прямоугольного поперечного сечения шириной в свету 0,5 м и высотой 0,5; 0,75 и 1 м или лотков — полутруб диаметром 0,8 и 1 м [1]. Расходные и скоростные характеристики стандартных лотков-полутруб (при $n = 0,012$) приведены в табл. V.1.

Продольные уклоны назначаются соответствующими рельефу местности или определяются по расчету в зависимости от расхода воды, степени размываемости грунта и типа укрепления. При проектировании дорожного водоотвода уклоны дна канав и резервов должны быть не менее 0,003 для железных дорог и 0,005 — для автомобильных дорог. На болотах, речных поймах и в других затруднительных случаях они принимаются не менее 0,003 для автомобильных и 0,002 (в исключительных случаях 0,001) — для железных дорог. Уклоны дна забанкетных канав обычно должны быть более 0,005.

Очертание поперечного сечения канавы может быть как с произвольным соотношением глубины потока и ширины русла по дну, так и с наимыгоднейшим.

Таблица V.1. Расходные и скоростные характеристики стандартных лотков-полутруб (при $n = 0,12$)

$h, м$	$d = 0,8 м$		$d = 1 м$	
	$K, м^3/с$	$W, м/с$	$K, м^3/с$	$W, м/с$
0,1	0,45	12,3	0,52	12,6
0,12	0,68	14,2	0,77	14,3
0,16	1,19	16,7	1,38	17
0,2	2,06	21	2,41	21,5
0,24	2,96	23,3	3,44	23,7
0,28	3,95	25,2	4,52	25,1
0,32	5,07	27	6,03	27,3
0,36	6,25	28,5	7,53	29,6
0,4	7,47	29,7	9,16	31,2
0,45	—	—	11,24	32,8
0,5	—	—	13,47	34,3

Примечание. В таблице подчеркнуты значения K и W , соответствующие предельно допустимому наполнению стандартного лотка.

Гидравлически наивыгоднейшими называются русла, обладающие наибольшей пропускной способностью при заданных площади ω и форме живого сечения, уклоне i_0 и коэффициенте шероховатости n . Такие русла имеют максимальный при прочих равных условиях гидравлический радиус $R_{\max}$, минимальный смоченный периметр и максимально возможную среднюю в сечении скорость $V_{\max}$.

В руслах трапецидальной формы сечения гидравлически наивыгоднейшего профиля отношение ширины русла по дну b к глубине потока h (относительная ширина русла) при равномерном движении обозначается через $\beta_{\text{гип}} = b/h$. При заданном коэффициенте заложения откосов

$$\beta_{\text{гип}} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (\text{V.1})$$

Значения $\beta_{\text{гип}}$ для различных коэффициентов заложения откосов m равны:

m	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
$\beta_{\text{гип}}$	2	1,24	0,83	0,61	0,47	0,39	0,32	0,28

Если при расчете сечения русла трапецидальной формы ширина по дну и глубина потока неизвестны, а задана площадь живого сечения ω , то

$$b = \frac{\beta_{\text{гип}}}{V\beta_{\text{гип}} + m} \sqrt{\omega} \quad (\text{V.2})$$

и

$$h_0 = \frac{1}{V\beta_{\text{гип}} + m} \sqrt{\omega}. \quad (\text{V.3})$$

Для гидравлически наивыгоднейшего профиля сечения русла трапецидальной формы безразмерный параметр $\Psi_{\text{гип}}$ может быть подсчитан по формуле

$$\Psi_{\text{гип}} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m. \quad (\text{V.4})$$

При заданных расходе Q , типе укрепления и уклоне дна русла i_0 , определив расходную характеристику $K_0 = Q/\sqrt{i_0}$ и функцию

$$\frac{K_0^2}{\Psi_{\text{гип}}}, \quad (\text{V.5})$$

по таблице приложения 26 для принятого осредненного значения устанавливают максимальный гидравлический радиус $R_{\max}$. Тогда максимально возможная при заданных условиях средняя в сечении скорость

$$V_{\max} = W_{\max} \sqrt{i_0}, \quad (\text{V.6})$$

где $W_{\max}$ определяется как обычно по таблице приложения 24 в зависимости от n и $R_{\max}$.

Гидравлический радиус $R_{\max} = \frac{1}{2} h_0$. Площадь живого сечения $\omega = \Psi_{\text{гип}} R_{\max}^2$. Глубина равномерного движения потока $h_0 = 2 R_{\max}$.

Значения отношения $b/R_{\max}$ при различных m приведены в таблице приложения 27.

Отметим, что при гидравлически наивыгоднейшем профиле прямоугольной формы сечения гидравлический радиус $R = \frac{1}{2} h_0$, а гидравлически наивыгоднейшие сечения трапецидальных русел с коэффициентом заложения откосов более 0,5 имеют относительно большие глубины при незначительной ширине по дну, что в большинстве случаев неудобно для производства работ. Поэтому на практике стремятся запроектировать экономически выгодное сечение при данной его форме с относительной шириной β , несколько большей по сравнению с гидравлически наивыгоднейшей $\beta_{\text{гип}}$, и при подборе сечений добиваются, чтобы скорость была максимально возможной для рационального использования укрепления русла, т. е. чтобы расчетная средняя в сечении скорость $V_{\text{расч}} = V_{\text{доп}}$, где $V_{\text{доп}}$ — максимальная допустимая (неразрывающая) скорость для данного грунта или типа укрепления. Это, однако, не всегда возможно, так как при заданном расходе Q , коэффициенте шероховатости n и уклоне дна русла i_0 скорость не может быть больше максимально возможной скорости $V_{\max}$, которая соответствует гидравлически наивыгоднейшему сечению (см. зависимость (V.6)). Скорость $V_{\max}$ может быть расчетной и при минимальном объеме земляных работ или рациональном расходе материалов укрепления. При этом, как отмечалось в параграфе IV.2, должно всегда выполняться условие (IV.15): $V_{\min} < V_{\text{расч}} \leq V_{\text{доп}}$.

Следовательно, при $V_{\max} < V_{\text{доп}}$ расчетная средняя в сечении скорость $V_{\text{расч}} = V_{\max}$.

При равномерном движении имеют место несколько основных случаев гидравлического расчета открытых русел.

Случай 1. Заданы: ширина русла по дну b , коэффициент заложения откосов m , глубина потока h_0 , продольный уклон i_0 и коэффициент шероховатости n . Требуется определить среднюю скорость V и расход Q (задача определения пропускной способности русла).

При решении такого типа задач используют основные зависимости равномерного движения (см. параграф IV.3). Подсчитав площадь живого сечения ω , длину смоченного периметра χ и определив гидравлический радиус R , устанавливают в соответствии с зависимостью (IV.19) скоростную характеристику W по таблице приложения 24 и соответственно ей среднюю скорость $V = W/\sqrt{i_0}$ и расход $Q = \omega V = \omega W/\sqrt{i_0}$.

Случай 2. Заданы: ширина русла по дну b , коэффициент заложения откосов m , уклон дна i_0 , расход Q , а также характеристика стенок и дна русла. Необходимо определить нормальную (бытовую) глубину и среднюю в сечении скорость потока. Данный тип задачи является наиболее часто встречаемым и подробно рассмотрен в параграфе IV.3.

Случай 3. Заданы расчетный расход Q (обычно определяемый методами гидрологии), форма поперечного сечения, уклон дна русла i_0 , который прежде всего диктуется профилем местности, тип грунтов (т. е. известен коэффициент шероховатости n), ограничены минимальные значения коэффициента заложения откосов для неукрепленного русла m (см. табл. V.1). Определить глубину равномерного движения потока

h_0 , ширину русла по дну b (при прямоугольной или трапецидальной форме сечения), а если средняя в сечении скорость потока V превосходит допустимую для данного типа грунтов скорость $V_{\text{доп}}$, то и необходимый тип укрепления.

1. При решении таких задач следует прежде всего найти максимально возможную скорость $V_{\text{мах}}$, которая установится в русле гидравлически наиболее выгодного профиля (см. зависимость (V.6)), и допускаемую (неразрывающую) скорость $V_{\text{доп}}$ для заданного типа грунта (т. е. без укрепления — см. параграф IV.2).

2. Сопоставляются значения $V_{\text{мах}}$ и $V_{\text{доп}}$. При этом если $V_{\text{мах}} < V_{\text{доп}}$, то укреплять русло не нужно, если $V_{\text{мах}} > V_{\text{доп}}$, то принимают необходимый тип укрепления русла и повторяют расчет до тех пор, пока не определится тот тип укрепления, для которого $V_{\text{мах}} \leq V_{\text{доп}}$. В расчет принимается $V_{\text{расч}} = V_{\text{мах}}$.

3. Вычисляется площадь живого сечения $\omega = Q/V_{\text{мах}}$ и по зависимости (V.2) находится ширина русла по дну b , которая округляется в большую сторону до целых дециметров (но принимается не менее значений, ограниченных нормами и приведенных в начале параграфа V.1).

4. Определяется глубина воды в русле по зависимости (IV.8). По этой же зависимости вычисляется глубина и тогда, когда ширина русла задана по условиям задачи.

5. Для проверки расчета при полученных значениях b и h_0 вычисляется расход и сопоставляется с заданным значением. Если расхождение превышает 5 %, то расчет уточняют.

Как правило, полученное таким образом сечение является гидравлически наиболее выгодным или находится в пределах гидравлически выгоднейших (расширенных или суженных) сечений.

Пример V.1. Определять гидравлически наиболее выгодные размеры трапецидального сечения и установить при необходимости тип укрепления русла, если расчетный расход $Q = 5,5 \text{ м}^3/\text{с}$, уклон дна $i_0 = 0,002$, грунт — плотный тяжелый суглинок.

Порядок расчета. 1. По табл. V.1 принимаем коэффициент заложения откосов $m = 1,5$.

2. Приняв коэффициент шероховатости (таблица приложения 23) $n = 0,025$, определим максимально возможную в сечении скорость протекания потока в такой последовательности.

По зависимости (V.4) безразмерный параметр

$$\Psi_{\text{гип}} = 8 \sqrt{1+m^2} - 4m = 8 \sqrt{1+1,5^2} - 4 \cdot 1,5 = 8,42.$$

Расчетная расходная характеристика $K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 5,5/\sqrt{0,002} = 124 \text{ м}^3/\text{с}$,

а функция $\frac{K_0 n}{\Psi_{\text{гип}}} = \frac{124 \cdot 0,025}{8,42} = 0,368.$

Показатель степени $z = 0,75$ находим по табл. IV.3 при $n = 0,025$ и $R < 1 \text{ м}$. Максимальный гидравлический радиус $R_{\text{мах}} = 0,7 \text{ м}$ определяем по таблице приложения 26.

Скоростную характеристику $W_{\text{мах}} = 30,8 \text{ м/с}$ находим по таблице приложения 24.

Максимально возможная средняя в сечении скорость

$$V_{\text{мах}} = W_{\text{мах}} \sqrt{i_0} = 30,8 \cdot \sqrt{0,002} = 1,37 \text{ м/с}.$$

Допускаемую среднюю в сечении скорость определяем по таблице приложения 22: $V_{\text{доп}} = 1 \text{ м/с}$.

3. Поскольку $V_{\text{мах}} > V_{\text{доп}}$, то необходимо укрепить дно и откосы русла. Принимаем укрепление одерновкой плашмя на малосвязном основании, и тогда $V_{\text{доп}} = 1,7 \text{ м/с}$ и $n = 0,0275$.

В связи с изменением коэффициента шероховатости уточняем максимальную скорость

$$\frac{K_0 n}{\Psi_{\text{гип}}} = \frac{124 \cdot 0,0275}{8,42} = 0,405; \quad R_{\text{мах}} = 0,72,$$

$$W_{\text{мах}} = 29 \text{ м/с}; \quad V_{\text{мах}} = W_{\text{мах}} \sqrt{i_0} = 29 \sqrt{0,002} = 1,29 \text{ м/с}.$$

Так как $V_{\text{мах}} < V_{\text{доп}}$, то для дальнейшего расчета принимаем $V_{\text{расч}} = V_{\text{мах}}$.

4. Определяем по зависимости (V.2) ширину русла по дну, предварительно установив, что при $m = 1,5$ $\beta_{\text{гип}} = 0,61$, а

$$\frac{\beta_{\text{гип}}}{V \beta_{\text{гип}} + m} = \frac{0,61}{V \cdot 0,61 + 1,5} = 0,42.$$

Тогда требуемая площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q}{V_{\text{расч}}} = \frac{5,5}{1,29} = 4,27 \text{ м}^2.$$

Следовательно,

$$b = \frac{\beta_{\text{гип}}}{V \beta_{\text{гип}} + m} \sqrt{\omega} = 0,42 \sqrt{4,27} = 0,87 \text{ м}.$$

Округляя, принимаем $b_1 = 0,9 \text{ м}$.

5. Определяем глубину воды в русле по зависимости (IV.8):

$$h_0 = \frac{\sqrt{b_1^2 + 4\omega m} - b_1}{2m} = \frac{\sqrt{0,9^2 + 4 \cdot 4,27 \cdot 1,5} - 0,9}{2 \cdot 1,5} = 1,41 \text{ м}.$$

Так как ширина русла по дну b_1 и, следовательно, глубина h_0 приняты близкими к значениям, соответствующим гидравлически наиболее выгодному профилю, то расчетная скорость $V_{\text{расч}}$ практически не изменяется, и поэтому уточнять расчет не требуется.

Случай 4. При заданных трапецидальной форме сечения русла (т. е. при известном коэффициенте заложения откоса m), уклоне дна i_0 , коэффициенте шероховатости n , расчетном расходе Q и ограниченной глубине протекания воды h_0 необходимо определить ширину русла по дну.

Порядок расчета следующий:

1. По заданному коэффициенту заложения откосов вычисляется $\Psi_{\text{гип}}$ (см. зависимость (V.4)) и определяется функция

$$\frac{K_0 n}{\Psi_{\text{гип}}} = \frac{Q n}{\Psi_{\text{гип}} \sqrt{i_0}}.$$

2. По таблице приложения находится $R_{\text{мах}}$ при установленном показателе степени z и вычисляется $\Psi_R = h_0/R_{\text{мах}}$.

3. Затем, определив по таблице приложения 27 соотношение $b/R_{\text{мах}}$, соответствующее заданному m , вычисляется $b = b/R_{\text{мах}} R_{\text{мах}}$.

Полученное значение b округляется в большую сторону до целых дециметров b_1 .

4. Для данного значения b_1 уточняется по зависимости (IV.8) глубина потока h_{01} .

5. Для проверки расчета необходимо при полученных значениях b_1 и h_{01} вычислить расход и сопоставить его с расчетным. Если расхождение превысит 5 %, то расчет следует уточнить.

Пример V.2. Определить ширину русла по дну b трапецидального сечения и установить при необходимости тип укрепления русла, если расчетный расход $Q = 0,9 \text{ м}^3/\text{с}$, уклон дна $i_0 = 0,003$, грунты — плотные суглинки, а глубина потока $h_0 \leq 0,6 \text{ м}$.

Порядок расчета. 1. По табл. V.1 находим коэффициент заложения откосов $m = 1,5$.

2. Коэффициент шероховатости принимаем $n = 0,0225$ (приложение 23).

3. Безразмерный параметр $\Psi_{\text{гип}}$ получаем по зависимости (V.4) (см. пример V.1); для $m = 1,5$ параметр $\Psi_{\text{гип}} = 8,42$, а функция

$$\frac{K_{0n}}{\Psi_{\text{гип}}} = \frac{Qn}{\Psi_{\text{гип}} \sqrt{i_0}} = \frac{0,9 \cdot 0,0225}{8,42 \sqrt{0,003}} = 0,043.$$

4. Принимая показатель степени $z = 0,7$ (по табл. IV.3 при $n = 0,0225$), устанавливаем максимальный гидравлический радиус $R_{\text{max}} = 0,31 \text{ м}$. Тогда

$$\Psi_R = h_0/R_{\text{max}} = 0,6/0,31 = 1,93.$$

5. По таблице приложения 27 для $\Psi_R = 1,93$ при $m = 1,5$ отношение $b/R_{\text{max}} = 1,48$.

6. Следовательно, ширина русла по дну

$$b = 1,48 R_{\text{max}} = 1,48 \cdot 0,31 = 0,46 \text{ м}.$$

Округляя, принимаем $b_1 = 0,5 \text{ м}$. Площадь живого сечения при $b = 0,46 \text{ м}$ $\omega = bh + mh^2 = 0,46 \cdot 0,6 + 1,5 \cdot 0,6^2 = 0,82 \text{ м}^2$.

7. Уточняем глубину воды в русле h_{01} по зависимости (IV.8) при $b_1 = 0,5 \text{ м}$:

$$h_{01} = \frac{\sqrt{b_1^2 + 4\omega m} - b_1}{2m} = \frac{\sqrt{0,5^2 + 4 \cdot 0,82 \cdot 1,5} - 0,5}{2 \cdot 1,5} = 0,59 \text{ м}.$$

Так как полученные значения ширины русла по дну и его глубины близки принятым, то расчет уточнять не требуется.

8. Средняя в сечении скорость

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q}{b_1 h_{01} + m h_{01}^2} = \frac{0,9}{0,5 \cdot 0,59 + 1,5 \cdot 0,59^2} = 1,09 \text{ м/с}.$$

Допускаемая средняя в сечении скорость по приложению 22 $V_{\text{доп}} = 1,2 \text{ м/с}$ и, следовательно, $V < V_{\text{доп}}$. Дополнительного типа укрепления не требуется, и поэтому приведенный выше расчет является окончательным.

При $V > V_{\text{доп}}$ необходимый тип укрепления подбирается так же, как и в примере V.1.

Случай 5. Расчет открытых лотков-полутруб производится с помощью табл. V.2. При заданных расчетном расходе и уклоне дна лотка вычисляется расходная характеристика K_0 и по табл. V.2 устанавливаются диаметр лотка и глубина потока h . При заданных диаметре, глубине наполнения и уклоне лотка определяется K_0 и затем расход Q , т. е. пропускная способность лотка-полутрубы.

V.2. БЫСТРОТОКИ

Быстротоком называется русло с большим уклоном дна (обычно более критического). Быстротоки применяются как водоотводные сооружения или при сопряжении бьефов.

Гидравлический расчет быстротока сводится к расчету входной части, лотка и выходной части (рис. V.1).

Подводящее русло (входная часть) быстротока обычно имеет уклон дна менее критического ($i_0 < i_k$) и может быть двух основных типов.

Первый тип характеризуется тем, что форма и размеры самого лотка быстротока (рис. V.2) такие же, как и входной части (прямоугольного или трапецидального сечения). В этом случае на входном участке быстротока определяются глубина и скорость потока, тип дополнительного укрепления на участке слива перед изгибом дна русла. Глубина потока в конечном сечении входного участка (на изгибе) принимается $h_{\text{изг}} = h_k$, где h_k — критическая глубина для лотка быстротока. Если нормальная глубина на быстротоке $h_n \leq 0,5 h_k$, то глубина на изгибе $h_{\text{изг}} = (0,7 \dots 0,8) h_k$. При этом длина дополнительного типа укрепления l_1 перед изгибом определяется по графику рис. V.3 при $h_1 = h_k$. Принятая длина дополнительного типа укрепления l_1 должна быть не менее 1 м.

Второй тип характеризуется тем, что при трапецидальной форме сечения подводящего русла сам лоток быстротока устраивают прямоугольного сечения с меньшей шириной дна. При проектировании ширина дна лотка быстротока может быть заданной. Если ширина и форма подводящего русла отличаются от сечения лотка быстротока, его входная часть рассматривается как водослив с широким порогом при $3h \leq \delta \leq 8h$ (с неплавным входом — рис. V.4, а и с плавным входом — рис. V.4, б) или как водослив практического профиля при $\delta < (2 \dots 3) h$ — рис. V.4, в. Ширину лотка быстротока определяют исходя из условий поддержания в верхнем бьефе заданной глубины h :

$$b_n = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H_0^{3/4}}, \quad (V.7)$$

где $H_0 = h + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (V_0 — скорость подхода к водосливу); m — коэффициент расхода (для водосливов практического профиля $m \approx 0,42$, а для водосливов с широким порогом $m \approx 0,36$).

Ширина прямоугольного лотка быстротока исходя из условий гидравлически невыгоднейшего сечения может быть определена по формуле Ю. Н. Даденкова (b_n , м; Q , $\text{м}^3/\text{с}$)

$$b_n = 0,765 \sqrt[5]{Q^2}. \quad (V.8)$$

Расчет лотка быстротока сводится к определению нормальной глубины, построению кривой свободной поверхности и определению глубины потока в конечном сечении.

При нахождении нормальной глубины учитывают влияние аэрации (насыщения потока воздухом при больших скоростях). При аэрации

Рис. V.1. Схема быстротока:

I — входная часть; II — доток быстротока; III — выходная часть

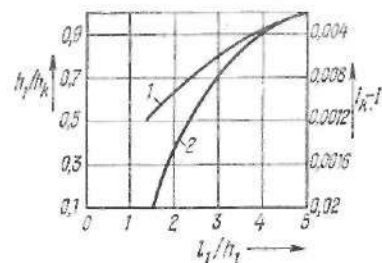
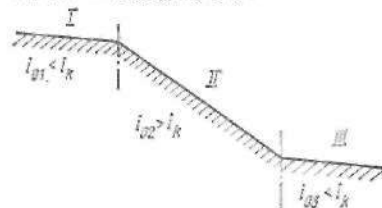


Рис. V.2. Устройство входной части быстротока при одинаковых форме и размерах сечения с лотком

Рис. V.3. График для определения длины дополнительного укрепления русла входной части быстротока

поток как бы разбухает и его увеличенная глубина h_a может быть определена по формуле

$$h_a = (1 + e)h, \quad (V.9)$$

где h — глубина неаэрированного потока, т. е. нормальная, или бытовая, в условиях равномерного движения; e — степень насыщения потока воздухом, определяемая по формуле Н. Б. Исаченко

$$e = \left(0,035 + 0,83 \frac{\Delta R}{R}\right) \sqrt{Fr - E}.$$

При малой шероховатости быстротока его относительная шероховатость $\Delta R/R = 0,02 \dots 0,04$, а при большой $\Delta R/R = 0,05 \dots 0,1$. Число Фруда $Fr = \frac{V^2}{gR}$ определяется по гидравлическому радиусу неаэрированного потока. Величина E в зависимости от относительной шероховатости $\Delta R/R$ имеет следующие значения:

$\Delta R/R$	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1
E	33,9	29,4	25,4	22	18,9	16,3	14	11,7	10,3

Аэрация на быстротоке образуется при условии

$$Fr - E \geq 0. \quad (V.10)$$

Приблизительно, по рекомендациям А. А. Ничипоровича, увеличение глубины на быстротоке также может быть учтено условным увеличением коэффициента шероховатости аэрированного потока:

$$n_a = an, \quad (V.11)$$

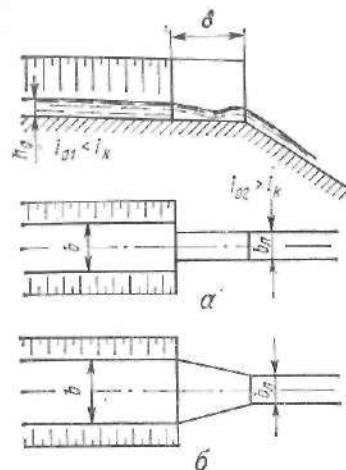
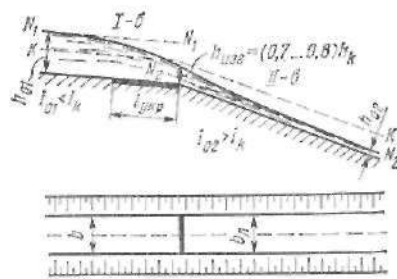


Рис. V.4. Устройство входной части быстротока по типу водослива:

а — с широким порогом и неплавным входом; б — с широким порогом и плавным входом; в — практический профиль

где n — коэффициент шероховатости быстротока; a — коэффициент аэрации, принимаемый в зависимости от уклона по следующим данным:

i	0,1	0,1 \dots 0,2	0,2 \dots 0,4	0,4 \dots 0,5
a	1	1,33	1,33 \dots 2	2 \dots 3,33

Значения нижнего предела a относятся к водотокам с гидравлическим радиусом $R_a = 0,1 \dots 0,3$ м, а верхнего — к водотокам с $R_a < 0,1$ м.

На быстротоке между глубинами $h_{изг}$ и h_0 устанавливается вогнутая кривая спада типа II-б (см. параграф IV.5), построение которой производится по способам, изложенным в параграфе IV.5. И. Д. Денисенко рекомендует ограничиваться построением кривой свободной поверхности на быстротоке между четырьмя глубинами: $h_1 = h_{нач}$, $h_2 =$

$$= \frac{h_{нач} + h_{кон}}{2}, \quad h_3 = \frac{h_2 + h_{кон}}{2} \quad \text{и} \quad h_4 = h_{кон}.$$

Если длина кривой спада $l_{сп}$ окажется меньше длины быстротока ($l_{сп} < l$), то быстроток называется *длинным*, и в конце его устанавливается равномерное движение с нормальной глубиной h_0 (см. рис. V.5, а). В этом случае глубина в конечном сечении $h_{кон} = h_0$. Если же $l_{сп} > l$, то быстроток называется *коротким*, и в конце его устанавливается глубина $h_{кон}$, которая больше нормальной (см. рис. V.5, б). В этом случае глубина в конечном сечении определяется построением кривой свободной поверхности от начального сечения с $h_{нач} = h_{изг}$ до сечения, находящегося на расстоянии l от начала. Эту глубину можно также определить интерполяцией, если она располагается между двумя сечениями с известными глубинами.

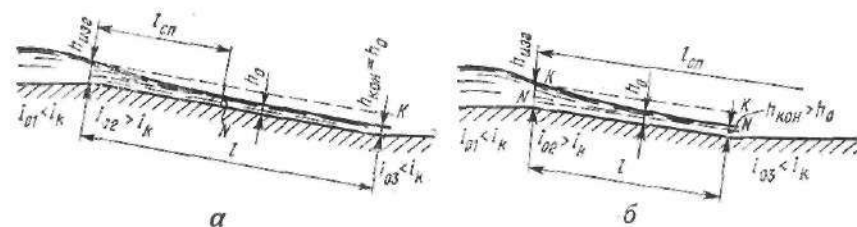


Рис. V.5. Схема к определению длины быстроготока.

а — длинный быстрыйток ($h_{\text{кон}} = h_0$); б — короткий быстрыйток ($h_{\text{кон}} > h_0$)

Если ширина русла по дну и глубина потока являются неизвестными, то лоток быстроготока трапецеидальной или прямоугольной формы сечения можно рассчитать с учетом максимально возможной скорости потока V_{max} при заданном типе укрепления русла, расчетном расходе и уклоне дна. С этой целью по таблице приложения 26 в зависимости от Q , i , m и n находят максимальный гидравлический радиус R_{max} , а затем по таблице приложения 24 — скоростную характеристику W_{max} . Тогда максимально возможная скорость по зависимости (V.6) $V_{\text{max}} = W_{\text{max}} \sqrt{i_0}$. Полученное значение V_{max} сравнивают с допускаемой скоростью при заданном типе укрепления.

Расчетная средняя в сечении скорость потока:

$$V_{\text{расч}} = V_{\text{max}}, \text{ если } V_{\text{max}} < V_{\text{доп}};$$

$$V_{\text{расч}} = V_{\text{доп}}, \text{ если } V_{\text{max}} > V_{\text{доп}}.$$

В первом случае ($V_{\text{расч}} = V_{\text{max}}$) русло будет гидравлически наимыгоднейшим, и по таблице приложения 27 при $h_0/R_{\text{max}} = 2$ находятся ширина и нормальная глубина в лотке быстроготока.

При $V_{\text{расч}} = V_{\text{доп}}$ вначале определяется скоростная характеристика $W = V_{\text{расч}}/\sqrt{i_0}$, а затем по таблице приложения 24 находится гидравлический радиус R . В зависимости от соотношения R/R_{max} по таблице приложения 27 определяются глубина воды h_0 и ширина быстроготока b . Иногда возможны два решения, из которых выбирают наиболее целесообразное.

С целью уменьшения скорости течения в лотке быстроготока и улучшения условий сопряжения бьефов применяют *искусственную шероховатость* в виде поперечных ребер, шашек и др. Расчет таких русел производят по формуле равномерного движения $V = W \sqrt{i_0}$, где $W = C \sqrt{R}$ (значения скоростного множителя C для разных видов и размеров искусственной шероховатости принимают по данным П. И. Гордиенко, табл. V.2). В табл. V.3 приведены также минимальные отношения расчетной глубины к высоте выступов шероховатости $(h_p/\Delta)_{\text{min}}$, при которых возможна быстроточная форма течения на быстротоке. При меньших значениях h_p/Δ вода переливается через выступы как через водосливы и возникает менее устойчивая, так называемая «перепадная», форма течения, которая не рекомендуется при проектировании. За расчетную глубину h_p принимается: для поперечных ребер — глубина над выступами $h_p = h$; для ступеней прямоугольного

Таблица V.2. Значения скоростного множителя C

Вид шероховатости	l/Δ	C , м ^{0,5} /с	$(h_p/\Delta)_{\text{min}}$
Поперечные ребра: квадратного сечения $\Delta \times \Delta$	10	18,5	3,3
	5	21,1	2,5
	7,7	17	—
прямоугольного сечения $\Delta \times 2,7\Delta$	3,7	40,3	2,4
	8	29,5	1,2
	6	22,7	1,5
Ступени прямоугольного профиля	4	23	1,1
	4,5	29,6	3,8
	1,5	24,2	3
Шашки-кубы в шахматном порядке	—	21,4	2,4

Примечание: l — расстояние между выступами шероховатости.

профиля — глубина над низовыми ребрами ступеней; для шашек-кубов $h_p = h + \Delta - 2\Delta^3/l^3$; для окатанного камня $h_p = h + 0,1d$ (где d — средний диаметр камня).

Расчет выходной части быстроготока сводится к назначению типа укрепления в зависимости от скорости в конечном сечении быстроготока (при отсутствии гасителей энергии).

При уклоне дна отводящего русла (выходной части) $i_0 < i_K$ имеет место прыжковое сопряжение потоков. Для определения типа сопряжения потока, стекающего с быстроготока, с нижним бьефом необходимо сопоставить глубину нижнего бьефа $h_{н.б}$ с глубиной $h'_{\text{кон}}$, сопряженной с глубиной в конечном сечении $h_{\text{кон}}$. При этом возможны три вида сопряжения (см. параграф IV.6):

$h'_{\text{кон}} < h_{н.б}$ — по типу затопленного гидравлического прыжка;
 $h'_{\text{кон}} = h_{н.б}$ — по типу прыжка в конечном (сжатом) сечении; $h'_{\text{кон}} > h_{н.б}$ — по типу отогнанного прыжка.

Глубина $h'_{\text{кон}}$ для русел прямоугольного сечения определяется (в соответствии с параграфом IV.6) по зависимости

$$h'_{\text{кон}} = h_{\text{кон}}/2 [V 1 + 8(h_K/h_{\text{кон}})^3 - 1]. \quad (\text{V.12})$$

Для русел трапецеидальной формы сечения

$$h'_{\text{кон}} = \frac{1,2h_K^2}{h_{\text{кон}} + 0,2h_K}. \quad (\text{V.13})$$

При сопряжении по типу прыжка в конечном сечении или отогнанного необходимо устройство гасителей энергии, размеры которых могут быть определены из условий образования подпертого прыжка, при котором в соответствии с зависимостью (IV.53)

$$h'_{\text{кон}} = \sqrt{h_{\text{кон}}^2 + 2h_K \left(\frac{1}{h_{\text{кон}}} - \frac{1}{h_{\text{вых}}} \right)}. \quad (\text{V.14})$$

Расчеты гасителей энергии подробно рассмотрены в параграфе V.4.

В русле трапецидальной формы сечения за быстротоком целесообразно устраивать гасители энергии в виде водобойной стенки. За гасителем энергии отводящее русло конструктивно укрепляется бетонными или железобетонными плитами на расстоянии не менее $3h_{н.б}$ ($h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе) или (10...20) h_k .

При уклоне дна за быстротоком $i_0 > i_k$ имеет место беспрыжковое сопряжение бьефов, и за конечным сечением быстротока может быть или выпуклая кривая подпора типа II-в (если $h_{кон} < h_{02}$), или вогнутая кривая спада типа II-б (если $h_{кон} > h_{02}$) — по аналогии с протеканием потока в нижних бьефах перепадов (см. рис. IV.26 и рис. IV.29).

Пример V.3. Рассчитать быстроток прямоугольной формы сечения с $Q = 0,7 \text{ м}^3/\text{с}$, уклоном дна $i_{02} = 0,25$, длиной 35 м, если подводящее русло — игольная канава трапецидального сечения, укрепленная одерновкой с коэффициентом заложения откосов $m = 1,5$, шириной по дну $b = 0,8 \text{ м}$ и уклоном $i_{01} = 0,004$. Глубина воды в нижнем бьефе быстротока $h_{н.б} = 0,7 \text{ м}$.

Порядок расчета. 1. *Расчет входной части (подводящего русла).* Расчет начнем с определения нормальной и критической глубин и с установления состояния потока в верхнем бьефе.

В соответствии с параграфом IV.3 порядок вычислений следующий:

1. Определяем нормальную (бытовую) глубину h_0 . По приложению 23 устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0,0275$.

Значение расчетной расходной характеристики

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 0,7/\sqrt{0,004} = 11,07 \text{ м/с.}$$

Назначаем $h_1 = 1 \text{ м}$, и тогда

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 0,8 \cdot 1 + 1,5 \cdot 1^2 = 2,3 \text{ м}^2;$$

$$R_1 = \omega_1/\chi_1 = 2,3/4,41 = 0,52 \text{ м,}$$

где $\chi_1 = b + 2h_1\sqrt{1+m^2} = 0,8 + 2 \cdot 1\sqrt{1+1,5^2} = 4,41 \text{ м}$. Скоростная характеристика $W_1 = 22,2 \text{ м/с}$ (приложение 24), а расходная $K_1 = \omega_1 W_1 = 2,3 \cdot 22,2 = 51,06 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расхождение между K_1 и K_0 более 5 %, поэтому назначаем $h_2 = 0,5$. Тогда

$$\omega_2 = bh_2 + mh_2^2 = 0,8 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,5^2 = 0,78 \text{ м}^2;$$

$$R_2 = \frac{\omega_2}{\chi_2} = \frac{0,78}{2,6} = 0,3 \text{ м,}$$

где $\chi_2 = b + 2h_2\sqrt{1+m^2} = 0,8 + 2 \cdot 0,5\sqrt{1+1,5^2} = 2,6 \text{ м}$. Находим

$$W_2 = 14,6 \text{ м/с; } K_2 = 0,78 \cdot 14,6 = 11,39 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расхождение между K_1 и K_0 менее 5 %, и, следовательно, $h_0 = h_2 = 0,5 \text{ м}$. При несопадении K_0 и K_1 расчет следует продолжать в соответствии с параграфом IV.3. Скорость протекания воды в канаве

$$V_0 = W_0/\sqrt{i_0} = 14,6/\sqrt{0,004} = 0,92 \text{ м/с.}$$

Условие $V_0 < V_{дон}$ ($0,92 \text{ м/с} < 1,7 \text{ м/с}$) выполнено, и, следовательно, расчет закончен.

При $V_0 > V_{дон}$ следует принять другой тип укрепления русла и сделать перерасчет.

2. Определим критическую глубину потока и уклон. Для этого подсчитаем значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = (Q/b)^2 (m/b)^3 = (0,7/0,8)^2 (1,5/0,8)^3 = 5,05.$$

По таблице В. Н. Попова (табл. IV.4) устанавливаем, что для $f(\mu) = 5,05$ значение множителя $\mu = 0,62$.

$$\text{Тогда критическая глубина } h_k = \mu \frac{b}{m} = 0,62 \frac{0,8}{1,5} = 0,33 \text{ м.}$$

Расходная характеристика при критической глубине

$$K_k = \omega_k W_k,$$

где

$$\omega_k = 0,8 \cdot 0,33 + 1,5 \cdot 0,33^2 = 0,43 \text{ м}^2;$$

$$R_k = \omega_k/\chi_k = 0,43/1,99 = 0,22 \text{ м;}$$

а здесь

$$\chi_k = b + 2h_k\sqrt{1+m^2} = 0,8 + 2 \cdot 0,33\sqrt{1+1,5^2} = 1,99 \text{ м;}$$

$$W_k = 11,5 \text{ м/с.}$$

Тогда

$$K_k = \omega_k W_k = 0,43 \cdot 11,5 = 4,95 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Критический уклон по зависимости (IV.35)

$$i_k = (Q/K_k)^2 = (0,7/4,95)^2 = 0,02.$$

Так как $h_0 > h_k$ ($0,5 > 0,33$) и соответственно $i_0 < i_k$ ($0,004 < 0,02$), то поток в подводящем русле находится в спокойном состоянии.

II. *Расчет лотка быстротока.* 1. По условиям задачи задана прямоугольная форма сечения лотка быстротока, ширину которого можно определить для двух вариантов: при устройстве входной части по типу водослива с широким порогом и при гидравлически наиболее выгодном сечении русла.

В первом варианте для определения ширины лотка быстротока b_d необходимо воспользоваться зависимостью (V.7). При этом $h_0 = 0,5 \text{ м}$, $V_0 = 0,9 \text{ м/с}$ и $m = 0,36$.

Следовательно,

$$H_0 = h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 0,5 + \frac{1,1 \cdot 0,9^2}{2 \cdot 9,81} = 0,55 \text{ м.}$$

Тогда ширина лотка

$$b_d = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}} = \frac{0,7}{0,36\sqrt{19,62 \cdot 0,55^{3/2}}} = 1,08 \text{ м.}$$

По второму варианту для гидравлически наиболее выгодного сечения ширина лотка b_d по формуле Ю. Н. Даденкова (V.8):

$$b_d = 0,765 \sqrt[5]{Q^2} = 0,765 \sqrt[5]{0,7^2} = 0,67 \text{ м.}$$

Принимаем $b_d = 0,7 \text{ м}$.

Сравнивая результаты расчетов, полученные для первого и второго вариантов, принимаем второй вариант как более целесообразный с шириной лотка $b_d = 0,7 \text{ м}$, при которой в подводящем русле установится кривая подпора с $h > h_0$. Пренебрегая скоростью подхода, принимаем $h \approx H_0$. Тогда

$$H_0 = \left(\frac{Q}{b_d m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,7}{0,7 \cdot 0,36 \sqrt{19,62}} \right)^{2/3} = 0,73 \text{ м.}$$

Так как глубина воды в верхнем бьефе при этом увеличилась, скорость подхода уменьшится, и дополнительного типа укрепления русла не требуется.

2. Определим нормальную глубину в лотке быстротока, принимая его бетонным (коэффициент шероховатости $n = 0,012$ — приложение 23) при $b = 0,7 \text{ м}$ и $i_{02} = 0,25$.

Значение расчетной расходной характеристики

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 0,7/\sqrt{0,25} = 1,4 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Назначаем $h_1 = 0,3$ м, и тогда

$$\omega_1 = b h_1 = 0,7 \cdot 0,3 = 0,21 \text{ м}^2;$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{0,21}{1,3} = 0,16 \text{ м},$$

где

$$\chi_1 = b + 2h_1 = 0,7 + 2 \cdot 0,3 = 1,3 \text{ м};$$

$$W_1 = 25,7 \text{ м}^3/\text{с}; \quad K_1 = \omega_1 W_1 = 0,21 \cdot 25,7 = 5,4 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение K_0 и K_1 более 5 %, поэтому назначаем $h_2 = 0,15$ м, и тогда

$$\omega_2 = 0,7 \cdot 0,15 = 0,105 \text{ м}^2; \quad \chi_2 = 0,7 + 2 \cdot 0,15 = 1 \text{ м}; \quad R_2 = 0,105/1 = 0,105 \text{ м};$$

$$W_2 = 19,6 \text{ м}^3/\text{с}, \quad \text{а} \quad K_2 = 0,105 \cdot 19,6 = 2,06 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Так как расхождение K_0 и K_2 более 5 %, то для определения нормальной глубины воспользуемся показательным законом (IV.23), из которого следует, что

$$x = 2 \frac{\lg(K_2/K_1)}{\lg(h_2/h_1)} = 2 \frac{\lg(5,4/2,06)}{\lg(0,3/0,15)} = 2 \frac{0,418}{0,3} = 2,78.$$

Искомая нормальная глубина

$$h_0 = h_2 (K_0^2/K_2^2)^{1/x} = 0,15 (1,4^2/2,06^2)^{1/2,78} = 0,15 \cdot 0,87 = 0,13 \text{ м}.$$

Проверим правильность нахождения $h_0 = 0,13$ м:

$$\omega_0 = 0,7 \cdot 0,13 = 0,09 \text{ м}^2; \quad \chi_0 = 0,7 + 2 \cdot 0,13 = 0,96 \text{ м}; \quad R_0 = \frac{0,09}{0,96} = 0,09 \text{ м};$$

$$W_0 = 15,97 \text{ м}^3/\text{с}; \quad K_0 = 0,09 \cdot 15,97 = 1,44 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение между K_0 полученным и расчетным менее 5 %. Следовательно, нормальная (бытовая) глубина найдена правильно.

3. Учет поправки на увеличение нормальной глубины за счет аэрации потока по зависимости (V.8) и подсчитаем степень насыщения потока воздухом.

Для этого определим число Фруда по формуле

$$Fr = \frac{V^2}{gR}.$$

Если $h_0 = 0,13$ м, то $\omega_0 = 0,09 \text{ м}^2$, $\chi = 0,96$ м и

$$R = 0,09 \text{ м}, \quad \text{а} \quad V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{0,7}{0,09} = 7,69 \text{ м/с}.$$

$$Fr = \frac{7,69^2}{9,81 \cdot 0,09} = 63,49.$$

Приняв относительную шероховатость $\Delta/R = 0,03$ и соответственно $E = 29,4$, устанавливаем степень насыщения воздухом потока по формуле Н. Б. Исаченко (V.9)

$$e = \left(0,35 + 0,83 \frac{\Delta}{R}\right) \sqrt{Fr - E} = (0,35 + 0,83 \cdot 0,03) \sqrt{63,49 - 29,4} = 0,35.$$

Тогда нормальная глубина с учетом аэрации потока

$$h_a = (1 + e) h = (1 + 0,35) 0,13 = 0,17 \text{ м}.$$

Аэрацию потока можно также учитывать, используя приближенные рекомендации А. А. Ничипоровича.

4. Построим кривую свободной поверхности потока на лотке быстротока.

Критическая глубина для русла прямоугольного сечения при $b = 0,7$ м и $Q = 0,7 \text{ м}^3/\text{с}$ определится по зависимости (IV.28), и тогда

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,7^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} = 0,48 \text{ м}.$$

Поскольку $h_k > 2h_0$, то глубина в начальном сечении лотка быстротока (над изгибом дна русла)

$$h_{\text{нач}} = 0,75 h_k = 0,75 \cdot 0,48 = 0,36 \text{ м}.$$

Построение кривой свободной поверхности от $h_{\text{нач}} = h_{\text{изг}} = 0,36$ м до $h_{\text{кон}} = h_0 + 0,01 = 0,17 + 0,01 = 0,18$ м произведем по методу В. И. Чарномского (см. параграф IV.5). Для этого назначим глубины потока: $h_{\text{нач}} = 0,36$ м; $h_1 = 0,3$ м; $h_2 = 0,25$ м; $h_3 = 0,2$ м и $h_{\text{кон}} = 0,18$ м. Основные расчетные зависимости в соответствии с параграфом IV.5 и результаты расчета сведены в табл. V.3.

Длина кривой $l_{\text{сп}} = 0,51 + 0,83 + 2,16 + 1,19 = 4,69$ м.

Так как длина кривой спада $l_{\text{сп}}$ меньше длины быстротока ($4,69 < 35$), то быстроток длинный и в конечном сечении лотка устанавливается глубина $h_{\text{кон}} = h_a = 0,17$ м.

III. Расчет выходной части быстротока. 1. Для установления типа сопряжения определим глубину $h'_{\text{кон}}$, сопряженную с $h_{\text{кон}}$, по зависимости (V.12)

$$h'_{\text{кон}} = h_{\text{кон}} / 2 [\sqrt{1 + 8 (h_k/h_{\text{кон}})^3} - 1] = \frac{0,17}{2} [\sqrt{1 + 8 (0,48/0,17)^3} - 1] = 1,06 \text{ м}.$$

Так как $h'_{\text{кон}}$ больше глубины воды в нижнем бьефе $h_{\text{н.б.}}$ ($1,06 > 0,7$), то сопряжение потока происходит по типу отогнанного прыжка и необходим гаситель энергии.

Таблица V.3. Расчетные параметры и результаты расчета

Расчетные параметры	Глубины, м				
	$h_{\text{нач}} = 0,36$	$h_1 = 0,3$	$h_2 = 0,25$	$h_3 = 0,2$	$h_{\text{кон}} = 0,18$
$\omega = b h$, м ²	0,25	0,21	0,18	0,14	0,13
$\chi = b + 2h$, м	1,42	1,3	1,2	1,1	1,06
$R = \omega/\chi$, м	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12
W (по приложению 24), м ³ /с	27,8	25,7	24,6	22,5	21,4
ω^2 , м ⁴	0,063	0,044	0,032	0,02	0,017
$\alpha Q^2/2g\omega^2$, м	0,44	0,62	0,86	1,37	1,62
$\vartheta = h + \alpha Q^2/2g\omega^2$, м	0,8	0,92	1,11	1,57	1,8
$K = \omega W$, м ³ /с	6,95	5,4	4,43	3,15	2,78
$i_f = (Q/K)^2$	0,01	0,017	0,025	0,049	0,063

Продолжение табл. V.3

Расчетные параметры	Расстояния, м, между			
	$h_{\text{нач}}$ и h_1	h_1 и h_2	h_2 и h_3	h_3 и $h_{\text{кон}}$
$i_{fcp(n-1), n} = \frac{i_{fn} + i_{fn-1}}{2}$	0,0135	0,021	0,037	0,056
$i_0 - i_{fcp(n-1), n}$	0,2365	0,229	0,213	0,194
$\vartheta_n - \vartheta_{n-1}$, м	0,12	0,19	0,46	0,23
$l_i = \frac{\vartheta_n - \vartheta_{n-1}}{i_0 - i_{fcp(n-1), n}}$, м	0,51	0,83	2,16	1,19

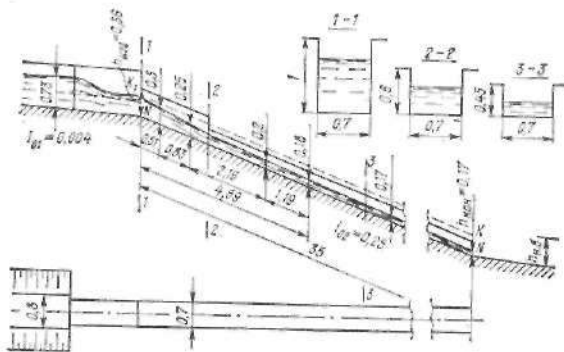


Рис. V.6. Пример расчета быстротока

расчет которого для данного случая рассмотрен в примере V.6 (см. параграф V.4).

2. Выходной участок за гасителем энергии укрепляется железобетонными плитами на расстоянии $3h_{н.б.} = 3 \cdot 0,7 \approx 2$ м.

Результаты расчета приведены на рис. V.6, из которого видно (сечения 1-1, 2-2 и 3-3), что в соответствии с размерами кривой свободной поверхности потока высота стенок бетонного лотка быстротока уменьшается с 1 м до 0,45 м на расстоянии более 33 м от конца быстротока, $35 - (0,83 + 0,51) \approx 33$ м.

Пример V.4. Рассчитать быстроток в русле трапецеидального сечения, укрепленного одерновкой, с коэффициентом заложения откосов $m = 1,5$, шириной по дну $b = 0,6$ м, уклоном подводящего русла $i_{01} = 0,004$, расчетным расходом $Q = 0,6$ м³/с. Форма и размеры лотка быстротока те же самые, уклон его дна $i_{02} = 0,14$, длина $l = 40$ м. Отводящее русло характеризуется такими же параметрами, что и входная часть.

Порядок расчета. I. Расчет входной части (подводящего русла). Расчет начнем с определения нормальной и критической глубин и установления состояния потока.

1. Определяем нормальную глубину h_0 . По приложению 23 устанавливаем, что коэффициент шероховатости $n = 0,0275$.

Расчетная расходная характеристика

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 0,6/\sqrt{0,004} = 9,49 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Назначаем $h_1 = 0,5$ м, и тогда

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 0,6 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,5^2 = 0,68 \text{ м}^2;$$

$$R_1 = \omega_1/\chi_1 = 0,68/2,4 = 0,28 \text{ м},$$

где

$$\chi_1 = b + 2h_1\sqrt{1+m^2} = 0,6 + 2 \cdot 0,5\sqrt{1+1,5^2} = 2,4 \text{ м}.$$

Скоростная характеристика $W_1 = 13,8$ м/с (см. приложение 24), а расходная — $K_1 = \omega_1 W_1 = 0,68 \cdot 13,8 = 9,38 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расхождение между K_0 и K_1 менее 5 %, поэтому принимаем $h_0 = h_1 = 0,5$ м. При несовпадении K_0 и K_1 расчет следует продолжить в соответствии с параграфом IV.3.

Скорость движения воды в подводящем русле $V_0 = Q/\omega_0 = 0,6/0,68 \approx 0,9$ м. Условие $V_0 < V_{\text{доп}}$ ($0,9 < 1,7$) выдержано, и, следовательно, расчет окончен.

При $V_0 > V_{\text{доп}}$ следует принять другой тип укрепления и продолжать расчет.

2. Определим критические глубину потока и уклон. Подсчитаем значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = (Q/b)^2 (m/b)^3 = (0,6/0,6)^2 (1,5/0,6)^3 = 15,63.$$

По табл. В. Н. Попова (табл. IV.4) устанавливаем, что для $f(\mu) = 15,63$ значение множителя $\mu = 0,9$, и тогда критическая глубина

$$h_K = \mu b/m = 0,9 \cdot 0,6/1,5 = 0,36 \text{ м}.$$

Расходная характеристика при критической глубине

$$K_K = \omega_K W_K, \text{ где } \omega_K = 0,6 \cdot 0,36 + 1,5 \cdot 0,36^2 = 0,41 \text{ м}^2;$$

$$R_K = 0,4/1,9 = 0,22 \text{ м}, \text{ где } \chi_K = 0,6 + 2 \cdot 0,36\sqrt{1+1,5^2} = 1,9 \text{ м};$$

$$W_K = 11,5 \text{ м/с}; K_K = 0,41 \cdot 11,5 = 4,72 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Критический уклон по зависимости (IV.35)

$$i_K = (Q/K_K)^2 = (0,6/4,72)^2 = 0,016.$$

3. Так как $h_0 > h_K$ ($0,5 > 0,36$) и соответственно $i_0 < i_K$ ($0,004 < 0,016$), то поток в подводящем русле находится в спокойном состоянии и перед лотком быстротока устанавливается выпуклая кривая спада типа I-б.

Глубина потока в конечном сечении (на изгибе) $h_{\text{изг}} = 0,7h_K = 0,7 \cdot 0,36 = 0,25$ м. В этом случае $\omega_{\text{изг}} = bh_{\text{изг}} + mh_{\text{изг}}^2 = 0,6 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 0,25^2 = 0,24 \text{ м}^2$, а скорость $V_{\text{изг}} = Q/\omega_{\text{изг}} = 0,6/0,24 = 2,5$ м/с.

Так как $V_{\text{изг}} > V_{\text{доп}}$ ($2,5 > 1,7$), то необходимо дополнительное укрепление в конце подводящего русла мощением на слое глины 10...15 см камнем размером 14...16 см ($V_{\text{доп}} = 2,5$ м/с) или бетонными плитами на длину $l_1/h_K = 2,5$ (при $i_K - i_0 = 0,016...0,004 = 0,012$ — см. рис. V.3), т. е. $l_1 = 2,5h_K = 2,5 \cdot 0,36 = 0,9$ м. Принимаем $l_1 = 1$ м по условиям минимально возможной длины крепления.

II. Расчет лотка быстротока. Сечение лотка быстротока по условиям задачи принимаем таким же, как и подводящего русла, т. е. $b_L = 0,6$ м и $m = 1,5$, а уклон дна лотка $i_{02} = 0,14$.

1. Определяем нормальную глубину в лотке быстротока, принимая его бетонным (коэффициент шероховатости $n = 0,012$ — см. приложение 23).

Расчетная расходная характеристика

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 0,6/\sqrt{0,14} = 1,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Назначаем $h_1 = 0,2$ м, и тогда

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 0,6 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 0,2^2 = 0,18 \text{ м}^2;$$

$$R_1 = \omega_1/\chi_1 = 0,18/1,32 = 0,14 \text{ м},$$

где

$$\chi_1 = b + 2h_1\sqrt{1+m^2} = 0,6 + 2 \cdot 0,2\sqrt{1+1,5^2} = 1,32 \text{ м};$$

$$W_1 = 23,6 \text{ м/с}; K_1 = \omega_1 W_1 = 0,18 \cdot 23,6 = 4,25 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение между K_0 и K_1 более 5 %, поэтому назначаем $h_2 = 0,15$ м, и тогда

$$\omega^2 = 0,6 \cdot 0,15 + 1,5 \cdot 0,15^2 = 0,12 \text{ м}^2;$$

$$\chi^2 = 0,6 + 2 \cdot 0,15\sqrt{1+1,5^2} = 1,14 \text{ м};$$

$$R_2 = 0,105 \text{ м};$$

$$W_2 = 19,6 \text{ м/с};$$

$$K_2 = 0,12 \cdot 19,6 = 2,35 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение между K_2 и K_0 более 5 %. Назначаем $h_3 = 0,13$ м, тогда

$$\omega_3 = 0,6 \cdot 0,13 + 1,5 \cdot 0,13^2 = 0,1 \text{ м}^2;$$

$$\chi_3 = 0,6 + 2 \cdot 0,13\sqrt{1+1,5^2} = 1,07 \text{ м};$$

$$R_3 = 0,1/1,07 = 0,09 \text{ м};$$

$$W_3 = 15,97 \text{ м/с}; K_3 = 0,1 \cdot 15,97 = 1,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение между K_0 и K_3 менее 5 %, поэтому $h_0 = h_3 = 0,13$ м, а скорость потока в лотке быстотока $V_0 = Q/\omega_0 = 0,6/0,1 = 6$ м/с. Условие $V_0 > V_{\text{доп}}$ выдержано, так как для бетона $V_{\text{доп}} = 10...12$ м/с.

2. Учет поправку на увеличение нормальной глубины за счет аэрации потока по зависимости (V.8) и подсчитаем степень насыщения потока воздухом, определив первоначально число Фруда

$$Fr = \frac{V^2}{gR}$$

Если $h_0 = 0,13$, то $\omega_0 = 0,1$ м²; $R = 0,09$ м; $V_0 = 6$ м/с.
Тогда

$$Fr = \frac{6^2}{9,81 \cdot 0,09} = 40,77.$$

Принимая относительную шероховатость $\Delta/R = 0,03$ и соответственно $E = 29,4$, устанавливаем степень насыщения потока воздухом по формуле Н. Б. Исаченко (V.9)

$$\epsilon = (0,035 + 0,83\Delta/R) \sqrt{Fr - E} = (0,035 + 0,83 \cdot 0,03) \sqrt{40,77 - 29,4} = 0,2.$$

Тогда нормальная глубина h_a с учетом аэрации потока

$$h_a = (1 + \epsilon) h_0 = (1 + 0,2) 0,13 \approx 0,16 \text{ м.}$$

Аэрацию потока можно учитывать так же, используя приближенные рекомендации А. А. Ничипоровича.

3. Построим кривую свободной поверхности потока в лотке быстотока, принимая $h_{\text{нач}} = h_{\text{изг}} = 0,25$ м, $h_{\text{кон}} = h_a + \Delta h = 0,16 + 0,01 = 0,17$ м, а промежуточные значения глубины $h_1 = 0,2$ м.

Построение кривой свободной поверхности для сечений с глубинами $h_{\text{нач}} = 0,25$ м; $h_1 = 0,20$ м; $h_{\text{кон}} = 0,17$ м выполним по методу Н. Н. Павловского. Основные расчетные зависимости приняты в соответствии с параграфом IV.5, а результаты расчета сведены в табл. V.4.

Расходная характеристика $K_0 = K_a$ подсчитана для нормальной глубины с учетом аэрации потока $h_a = 0,16$ м при таких данных:

$$\omega_a = 0,6 \cdot 0,16 + 1,5 \cdot 0,16^2 = 0,13 \text{ м}^2;$$

Таблица V.4. Расчетные параметры и результаты расчета

Расчетные параметры	Глубины h , м		
	0,25	0,2	0,17
$\omega = bh + mh^2$, м ²	0,24	0,18	0,15
$\omega_{\text{ср}}$, м ²		0,21	0,17
$B = b + 2mh$, м	1,35	1,2	1,11
$B_{\text{ср}}$, м		1,28	1,16
$\chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$, м	1,5	1,32	1,2
$R = \omega/\chi$, м	0,16	0,14	0,12
W (по приложению 24), м/с	25,7	23,6	21,4
$W_{\text{ср}}$, м/с		24,65	22,5
$K = \omega W$, м ³ /с	6,17	4,25	3,21
$\Pi = K/K_0$	2,37	1,62	1,22
$\Phi(\Pi)$ (по приложению 25)	0,45	0,73	1,15

$$\chi_a = 0,6 + 2 \cdot 0,16 \sqrt{1 + 1,5^2} = 1,18 \text{ м;}$$

$$R_a = 0,13/1,18 = 0,11 \text{ м; } W = 20,2 \text{ м/с,}$$

$$K_a = 0,13 \cdot 20,2 = 2,63 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Определим вспомогательные величины a_1 и a_2 :

$$a_1 = \frac{\Pi_{\text{нач}} - \Pi_1}{h_{\text{нач}} - h_1} = \frac{2,37 - 1,62}{0,25 - 0,2} = 15;$$

$$a_2 = \frac{1,62 - 1,22}{0,2 - 0,17} = 13,3.$$

Средние значения $\bar{J}_{\text{ср}}$ по участкам:

$$\bar{J}_{\text{ср1}} = \frac{\alpha i_0}{g} \frac{W_{\text{ср}}^2 B_{\text{ср}}}{\omega_{\text{ср}}} = \frac{1,1 \cdot 0,14}{9,81} \cdot \frac{24,65^2 \cdot 1,28}{0,21} = 58,14;$$

$$\bar{J}_{\text{ср2}} = \frac{1,1 \cdot 0,14}{9,81} \cdot \frac{22,5^2 \cdot 1,16}{0,17} = 54,23.$$

Длины кривых свободной поверхности на участках между сечениями:

$$l_{\text{кр нач-1}} = \frac{\Pi_1 - \Pi_{\text{нач}} - (1 - \bar{J}_{\text{ср}}) [\Phi(\Pi_1) - \Phi(\Pi_{\text{нач}})]}{a_1 i_0} =$$

$$= \frac{1,62 - 2,37 - (1 - 58,14) (0,733 - 0,45)}{15 \cdot 0,14} = 7,34 \text{ м;}$$

$$l_{\text{кр1-кон}} = \frac{1,22 - 1,62 - (1 - 54,23) (1,15 - 0,733)}{13,3 \cdot 0,14} = 11,71 \text{ м.}$$

Длина кривой спада $l_{\text{сп}} = l_{\text{кр нач-1}} + l_{\text{кр1-кон}} = 7,34 + 11,71 = 19,05$ м. Так как длина кривой спада $l_{\text{сп}}$ меньше длины быстотока ($19,05 < 40$), то быстоток длинный и в конечном сечении лотка установится глубина $h_{\text{кон}} = h_a = 0,16$ м.

III. Расчет выходной части быстотока. Для определения типа сопряжения бьефов определим глубину $h_{\text{кон}}''$, сопряженную с $h_{\text{кон}}$, по зависимости (V.13)

$$h_{\text{кон}}'' = \frac{1,2h_{\text{к}}^2}{h_{\text{кон}} + 0,2h_{\text{к}}} = \frac{1,2 \cdot 0,36^2}{0,16 + 0,2 \cdot 0,36} = 0,67 \text{ м.}$$

Так как отводящее русло характеризуется теми же показателями, что и подводящее русло, т. е. $h_0 = 0,5$ м, то $h_{\text{кон}}'' > h_0$ и сопряжение потока происходит по типу отогнанного прыжка. Поэтому необходим гаситель энергии, расчет которого в руслах трапецидальной формы сечения в виде водобойной стенки рассмотрен в примере V.7 (см. параграф V.4). IV. Выходной участок за гасителем энергии укрепляется железобетонными плитами на расстоянии $3h_{\text{н.б}} = 3 \cdot 0,5 = 1,5$ м.

V.3. ПЕРЕПАДЫ

Перепадами называются сооружения, в которых уровни воды в руслах с большим уклоном дна сопрягаются при помощи ступеней (уступов). Перепады различают одноступенчатые и многоступенчатые. Перепады служат для уменьшения скорости течения потока в руслах с большим уклоном дна.

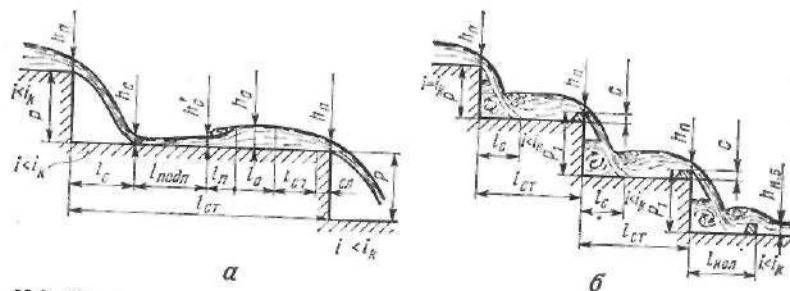


Рис. V.9. Схемы перепадов:

а — одноступенчатого без гасителя энергии; б — многоступенчатого с гасителями энергии колодезного типа

с определения числа ступеней N , их высоты P , длины $l_{ст}$ и уклона $i_{ст}$. В руслах дорожного водоотвода обычно устраиваются малые перепады с высотой стенки 0,3...0,5 м и реже до 1 м. Уклон ступени перепада принимается $i_{ст} = 0,002...0,004$. Длина ступени $l_{ст}$, высота P и их число N связаны соотношениями:

$$l_{ст} = \frac{P}{i - i_{ст}}; \quad (V.17)$$

$$P = \frac{l(i - i_{ст})}{N}, \quad (V.18)$$

где l — длина участка русла с уклоном i .

Ширина перепада прямоугольного сечения принимается из условия, чтобы расход воды на 1 м ширины русла

$$q = Q/b \approx 0,7...1,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Многоступенчатые перепады могут быть без водобойных стенок в конце каждой ступени или с водобойными стенками колодезного типа.

Для перепадов без водобойных стенок (рис. V.9, а) глубину, скорость над стенкой падения, дальность полета струи l_c и глубину в сжатом сечении h_c определяют так же, как и для одноступенчатых. Дополнительно необходимо установить только, как протекает вода на второй и последующих ступенях.

При уклоне ступени $i_{ст} < i_k$ ее длина определяется в общем случае по зависимости

$$l_{ст} = l_c + l_{подп} + l_{п} + l_0 + l_{сп} + l_{сл}, \quad (V.19)$$

где l_c — длина падения струи; $l_{подп}$ — длина кривой подпора типа I-в; $l_{п}$ — длина прыжка; l_0 — длина участка с равномерным движением; $l_{сп}$ — длина кривой спада; $l_{сл}$ — длина участка слива.

Построение кривых свободной поверхности потока и определение положения прыжка производят в соответствии с рекомендациями параграфов IV.5 и IV.6.

При уменьшении длины ступени на ней может отсутствовать участок с равномерным движением (при этом глубина потока после прыжка может быть меньше нормальной глубины h_0). При еще более короткой

длине ступени прыжок и кривая спада на ней не устанавливаются, и тогда

$$l_{ст} = l_c + l_{подп} + l_{сл}. \quad (V.20)$$

Перепады устраиваются для уменьшения скоростей течения. Поэтому следует считать, что минимальная длина подпора $l_{подп}$ должна быть на участке от глубины h_c до глубины h_k (что соответствует максимальному гашению энергии на данной ступени).

Если минимально необходимая длина ступени, определяемая по зависимости (V.20), будет больше, чем реально существующая длина ступени $l_{ст}$ ($l_{min} > l_{ст}$), то переходят к многоступенчатым перепадам колодезного типа.

При уклоне дна ступени $i_{ст} > i_k$ и большой ее длине кривая подпора строится до сечения с нормальной глубиной h_0 . В этом случае после кривой подпора до конца ступени движение будет равномерным. Если же ступень короткая, как и в предыдущем случае, следует пользоваться зависимостью (V.20).

Определив глубины протекания потока, находят скорости на соответствующих участках ступени и по ним принимают типы укрепления русла.

Перепады колодезного типа (рис. V.9, б). Такие перепады рассчитывают из условия образования гидравлического прыжка в колоде на каждой ступени. Обычно рассчитывают первую и вторую ступени, а размеры последующих ступеней принимают такими же, как и второй. Гаситель энергии за последней ступенью рассчитывается с учетом влияния глубины потока в отводящем русле (в нижнем бьефе).

Пример расчета многоступенчатого перепада колодезного типа с учетом гасителей энергии подробно рассмотрен в параграфе V.4 (см. пример V.8).

Пример V.5. Рассчитать одноступенчатый перепад высотой $P = 1$ м в русле трапециевидальной формы сечения с коэффициентом заложения откосов $m = 1,5$, шириной по дну $b = 0,8$ м, уклоном $i_0 = 0,003$ и расчетным расходом $Q = 0,9 \text{ м}^3/\text{с}$. Подводящее русло укреплено одерновкой.

Порядок расчета. 1. Расчет входной части (подводящего русла). 1. Определяем нормальную глубину потока h_0 . По приложению 23 устанавливаем коэффициент шероховатости $n = 0,0275$.

Расчетная расходная характеристика

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = \frac{0,9}{\sqrt{0,003}} = 16,4 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Назначаем $h_1 = 0,7$ м и тогда

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 0,8 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,7^2 = 1,3 \text{ м}^2,$$

где

$$\chi_1 = b + 2h_1 \sqrt{1 + m^2} = 0,8 + 2 \cdot 0,7 \sqrt{1 + 1,5^2} = 3,32 \text{ м};$$

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 1,3 / 3,32 = 0,39 \text{ м}.$$

Скоростная характеристика $W = 17,9 \text{ м/с}$ (см. приложение 24), а расходная $K_1 = \omega_1 W_1 = 1,3 \cdot 17,9 = 23,27 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расхождение между K_1 и K_0 более 5 %. Поэтому назначаем $h_2 = 0,5$ м.

Тогда

$$\omega_2 = 0,8 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,5^2 = 0,78 \text{ м}^2;$$

$$\lambda_2 = 0,8 + 2 \cdot 0,5 \sqrt{1 + 1,5^2} = 2,6 \text{ м};$$

$$R_2 = 0,78/2,6 = 0,3 \text{ м}.$$

Значение $W_2 = 14,6 \text{ м/с}$, а $K_2 = 0,78 \cdot 14,6 = 11,39 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расхождение между K_2 и K_0 более 5 %. Назначаем $h_3 = 0,6 \text{ м}$.

Тогда

$$\omega_3 = 0,8 \cdot 0,6 + 1,5 \cdot 0,6^2 = 1,02 \text{ м}^2;$$

$$\lambda_3 = 0,8 + 2 \cdot 0,6 \sqrt{1 + 1,5^2} = 2,96 \text{ м};$$

$$R_3 = 1,02/2,96 = 0,34 \text{ м}.$$

Значение $W_3 = 16,1 \text{ м/с}$, а $K_3 = 1,02 \cdot 16,1 = 16,42 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расхождение между K_3 и K_0 менее 5 %. Следовательно, нормальная (бытовая) глубина протекания $h_0 = h_3 = 0,6 \text{ м}$.

При несовпадении K_0 и K_1 расчет следует продолжить. Скорость в подводящем русле $V_0 = W_0 \sqrt{1,5} = 16,42 \sqrt{0,003} = 0,9 \text{ м/с}$.

Условие $V_0 < V_{\text{доп}}$ ($0,9 < 1,7$) выдержано и расчет окончен.

В случае $V_0 > V_{\text{доп}}$ следует принять другой тип укрепления русла и сделать перерасчет.

2. Определим критические глубину потока и уклон. Подсчитаем значение вспомогательной функции

$$f(\mu) = (Q/b)^2 (m/b)^3 = (0,9/0,8)^2 (1,5/0,8)^3 = 8,34.$$

По таблице В. Н. Попова (табл. IV.4) устанавливаем, что для $f_{\mu} = 8,34$ множитель $\mu = 0,76$.

Тогда критическая глубина

$$h_k = \mu \frac{b}{m} = 7,6 \frac{0,8}{1,5} = 0,41 \text{ м}.$$

Определяем расходную характеристику при критической глубине:

$$\omega_k = 0,8 \cdot 0,41 + 1,5 \cdot 0,41^2 = 0,58 \text{ м}^2;$$

$$\lambda_k = 0,8 + 2 \cdot 0,41 \sqrt{1 + 1,5^2} = 2,28 \text{ м};$$

$$R_k = 0,58/2,28 = 0,25 \text{ м};$$

$$W_k = 12,8 \text{ м}, \quad \text{тогда} \quad K_k = 0,58 \cdot 12,8 = 7,42 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Критический уклон по зависимости (IV.35)

$$i_k = (Q/K_k)^2 = \left(\frac{0,9}{7,42} \right)^2 = 0,015.$$

3. Так как $h_0 > h_k$ ($0,6 \text{ м} > 0,41 \text{ м}$) и соответственно $i_0 < i_k$ ($0,003 < 0,015$), то поток в подводящем русле находится в спокойном состоянии. Форма и размеры перепада те же, что и у подводящего русла. Поэтому из-за кривизны над стенкой падения установится глубина $h_{\text{п}} \approx 0,75 h_k = 0,75 \cdot 0,41 = 0,31 \text{ м}$. В этом случае площадь живого сечения $\omega_{\text{п}} = 0,8 \cdot 0,31 + 1,5 \cdot 0,31^2 = 0,39 \text{ м}^2$, а скорость $V_{\text{п}} = \frac{Q}{\omega_{\text{п}}} =$

$$= \frac{0,9}{0,39} = 2,3 \text{ м/с}.$$

Так как $V_{\text{п}} > V_{\text{доп}}$ ($2,3 > 1,7$), необходимо дополнительное укрепление подводящего русла перед стенкой падения мощением на слое глины 10...15 см камнем размером 13...14 см с $V_{\text{доп}} = 2,3 \text{ м/с}$ или бетонными плитами.

Длину дополнительного типа укрепления l_1 находим из соотношения $\frac{l_1}{h_k}$, определяемого по графику рис. V.3. При $i_k - i_0 = 0,015 - 0,003 = 0,012$ $\frac{l_1}{h_k} \approx 2,5$. Тогда $l_1 = 2,5 h_k = 2,5 \cdot 0,41 = 1 \text{ м}$.

II. Расчет стенки падения. 1. Дальность полета струи l_c определяется по зависимости (V.15):

$$l_c = V_{\text{п}} \sqrt{\frac{2P + h_{\text{п}}}{g}} = 2,3 \sqrt{\frac{2 \cdot 1 + 0,31}{9,81}} = 1,12 \text{ м}.$$

2. Глубину потока в сжатом сечении h_0 находим по методу Ю. Н. Даденкова (см. параграф IV.6), подсчитав по зависимости (IV.60) скорость потока в сжатом сечении:

$$V_c = \varphi_1 \sqrt{V_{\text{п}}^2 + g(2P + h_{\text{п}})} = 0,86 \sqrt{2,3^2 + 9,81(2 \cdot 1 + 0,31)} = 4,55 \text{ м/с}.$$

Коэффициент $\varphi_1 = 0,86$ принят по табл. 5.4 при $\frac{P}{h_k} = \frac{1}{0,41} \approx 2,5$.

$$\text{Площадь живого сечения } \omega_c = Q/V_c = 0,9/4,55 = 0,2 \text{ м}^2, \text{ а глубина } h_c = \frac{\sqrt{b^2 + 4\omega c} - b}{2m} = \frac{\sqrt{0,8^2 + 4 \cdot 0,2 \cdot 1,5} - 0,8}{2 \cdot 1,5} = 0,19 \text{ м}.$$

III. Расчет водобойной части. 1. По зависимости (IV.46) установим большую сопряженную глубину h_c^*

$$h_c^* = \frac{1,2 h_k^2}{h_c + 0,2 h_k} = \frac{1,2 \cdot 0,41^2}{0,19 + 0,2 \cdot 0,41} = 0,74 \text{ м}.$$

Так как $h_c^* > h_0$ ($0,74 > 0,6$), то сопряжение потоков происходит по типу отогнанного прыжка с кривой подпора типа I-в от глубины h_c до глубины h_0 . После этого определим h_0' (меньшую сопряженную с h_0 глубину) по формуле А. Н. Рахманова (IV.47):

$$h_0' = 1,2 \frac{h_k^2}{h_0} - 0,2 h_k = 1,2 \frac{0,41^2}{0,6} - 0,2 \cdot 0,41 = 0,25 \text{ м}.$$

2. Найдем расстояние между сечениями с глубинами

$$h_c = 0,19 \text{ м} \text{ и } h_0' = 0,25 \text{ м} \text{ по методу}$$

Н. Н. Павловского при $K_0 = 16,4 \text{ м}^3/\text{с}$.

В начальном сечении с глубиной $h_{\text{нач}} = 0,19 \text{ м}$ элементы потока:

$$\omega = 0,8 \cdot 0,19 + 1,5 \cdot 0,19^2 = 0,2 \text{ м}^2; \quad B = 0,8 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,19 = 1,37 \text{ м};$$

$$\lambda = 0,8 + 2 \cdot 0,19 \sqrt{1 + 1,5^2} = 1,48 \text{ м}, \quad R = \frac{0,2}{1,48} = 0,14 \text{ м}.$$

$$W = 8,06 \text{ м/с}, \quad K = 0,2 \cdot 8,06 = 1,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Относительная расходная характеристика $\Pi_{\text{нач}} = K_{\text{нач}}/K_0 = 1,6/16,4 = 0,098$.

Значению $\Pi_{\text{нач}} = 0,098$ по табл. приложения 25 соответствует функция $\Phi(\Pi_{\text{нач}}) = 0,1$.

В конечном сечении с глубиной $h_{\text{кон}} = 0,25 \text{ м}$ элементы потока:

$$\omega = 0,8 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 0,25^2 = 0,29 \text{ м}^2; \quad B = 0,8 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,25 = 1,55 \text{ м};$$

$$\lambda = 0,8 + 2 \cdot 0,25 \sqrt{1 + 1,5^2} = 1,7 \text{ м}; \quad R = \frac{0,29}{1,7} = 0,17 \text{ м};$$

$$W = 9,4 \text{ м/с}; \quad K = 0,29 \cdot 9,4 = 2,73 \text{ м}^3/\text{с}; \quad \Pi_{\text{кон}} = K_{\text{кон}}/K_0 = 2,73/16,4 = 0,166,$$

а $\Phi(\Pi_{\text{кон}}) = 0,16$.

Вспомогательная величина a на участке между сечениями $n - n$ и $k - k$ — кс глубинами $h_{нач}$ и $h_{кон}$

$$a = \frac{\Pi_{нач} - \Pi_{кон}}{h_{нач} - h_{кон}} = \frac{0,098 - 0,166}{0,19 - 0,25} = 1,13.$$

Вычисляем средние значения на участке: скоростной характеристики

$$W_{ср} = \frac{W_{нач} + W_{кон}}{2} = \frac{8,06 + 9,4}{2} = 8,73 \text{ м/с};$$

площади живого сечения

$$\omega_{ср} = \frac{\omega_{нач} + \omega_{кон}}{2} = \frac{0,2 + 0,29}{2} = 0,25 \text{ м}^2;$$

ширины потока по верху

$$B_{ср} = \frac{B_{нач} + B_{кон}}{2} = \frac{1,37 + 1,55}{2} = 1,46 \text{ м};$$

множителя

$$\bar{i}_{ср} = \frac{\alpha i_0}{g} \cdot \frac{W_{ср}^2 B_{ср}}{\omega_{ср}} = \frac{1,1 \cdot 0,003}{9,81} \cdot \frac{8,73^2 \cdot 1,46}{0,25} = 0,15.$$

Длина кривой подпора типа $I-6$

$$l_{подп} = \frac{\Pi_{кон} - \Pi_{нач} - (1 - \bar{i}_{ср}) [\Phi(\Pi_{кон}) - \Phi(\Pi_{нач})]}{\alpha i_0} = \frac{0,166 - 0,098 - (1 - 0,15)(0,16 - 0,1)}{1,13 \cdot 0,003} \approx 5 \text{ м}.$$

8. Длина прыжка в русле трапециевидального сечения на участке между глубинами $h'_0 = 0,25 \text{ м}$ и $h_0 = 0,6 \text{ м}$ по формуле Г. Я. Швеца (IV.49) $l_{п} = kh_0 = 8,3 \cdot 0,6 \approx 5 \text{ м}$

4. Общая длина укрепления русла

$$l_{укр} = l_c + l_{подп} + l_{п} + l_a = 1,12 + 5 + 5 + 1,8 \approx 13 \text{ м}.$$

Длина запаса принята $l_a = 3h_0 = 3 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ м}$.

Скорости потока:

в сжатом сечении $V_c = 4,55 \text{ м/с}$; при $h_0 = 0,6 \text{ м}$ $V_0 = 0,9 \text{ м/с}$; при $h'_0 = 0,25 \text{ м}$ $\omega = 0,29 \text{ м}^2$ и $V'_0 = Q/\omega = 0,9/0,29 = 3,1 \text{ м/с}$.

При расчетной скорости $V_{расч} = V_c = 4,55 \text{ м/с}$, участок русла за стенкой падения перепада рекомендуется укрепить на расстоянии $l_{укр} = 13 \text{ м}$ бетонными плитами. Ими же укрепляется участок русла перед стенкой падения.

Для уменьшения длины крепления следует применить гасители энергии, расчеты которых подробно рассмотрены в параграфе V.4.

V.4. ГАСИТЕЛИ ЭНЕРГИИ

При уклоне дна в нижнем бьефе $i_0 < i_k$ имеет место прыжковое сопряжение потоков (см. подробнее параграф IV.6) с образованием отогнанного прыжка или прыжка в сжатом (конечном) сечении, или затопленного прыжка. Так как образование отогнанного прыжка с большими скоростями течения требует усиленного укрепления русла на большом протяжении, то необходимо устраивать специальные

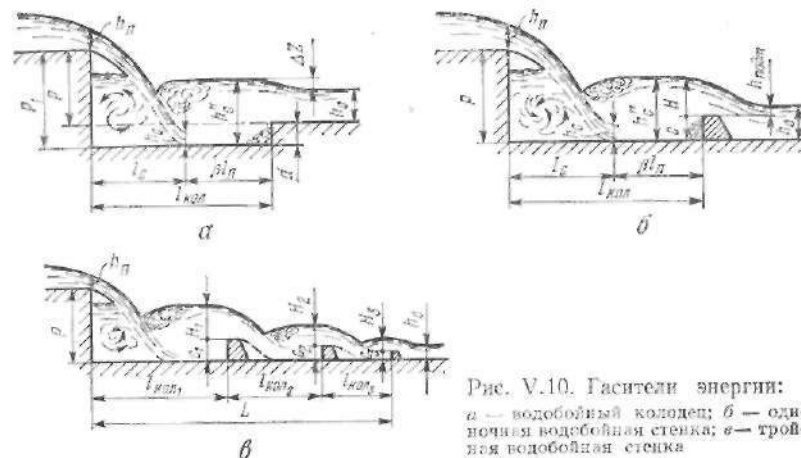


Рис. V.10. Гасители энергии: а — водобойный колодец; б — односторонняя водобойная стенка; в — трехсторонняя водобойная стенка

гасители энергии. Гаситель энергии устраивается для преобразования отогнанного прыжка в затопленный. Следовательно, необходимость устройства гасителя энергии определяется условиями:

за быстотоком $h'_{кон} > h_{п.б.}$;

за перепадом $h'_c > h_{п.б.}$

Обычно глубина в нижнем бьефе равна нормальной или бытовой h_0 , а иногда определяется особым расчетом.

Бóльшие сопряженные глубины $h'_{кон}$ и h'_c определяются из общих условий сопряжения потоков (см. параграф IV.6), приведенных для быстотока в виде зависимостей (V.12) и (V.13), а для перепада (IV.64) и (IV.46).

При устройстве гасителя энергии образуется подныртый прыжок, большая сопряженная глубина которого определяется в руслах прямоугольной формы сечения для перепада h'_c по зависимости (IV.53), а для быстотоков по аналогичной формуле

$$h'_{кон} = \sqrt{h_{кон}^2 + 2h_k^3 \left(\frac{1}{h_{кон}} - \frac{1}{h_{вых}} \right)}, \quad (V.21)$$

где $h_{вых}$ — глубина на выходе из колодца, принимаемая $h_{вых} = h_0$.

Гасители энергии проектируются в виде водобойного колодца, водобойной стенки и комбинированного водобойного колодца.

При уклоне дна нижнего бьефа $i_0 > i_k$ после сжатого (или конечного) сечения имеет место беспрыжковое сопряжение потоков и обычно устанавливается выпуклая кривая подпора типа II-в со скоростями большими, чем при равномерном движении в отводящем канале. Поэтому требуется усиленное укрепление русла на значительном расстоянии. Для уменьшения длины крепления в этом случае также применяют гасители энергии.

Расчет водобойного колодца (рис. V.10, а). Размеры водобойного колодца (глубину и длину) назначают исходя из условий размещения

в нем гидравлического прыжка, в котором гасится значительная часть избыточной кинетической энергии.

Глубина водобойного колодца

$$d = \sigma h_c'' - h_0 - \Delta z, \quad (V.22)$$

где $\sigma = 1.05 \dots 1.1$ — коэффициент запаса; h_c'' — большая сопряженная глубина; Δz — перепад уровней на выходе из водобойного колодца.

Величина Δz может быть определена аналогично случаю протекания через затопленный водослив с широким порогом по формуле

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_0^3}, \quad (V.23)$$

где q — удельный расход на единицу ширины русла $q = Q/b$; φ — коэффициент скорости, близкий к единице.

При подпертом прыжке уступ колодца внедряется в область прыжка, аналогично с водосливом здесь нет, а перепад уровней Δz близок к нулю. Поэтому глубина водобойного колодца:

после перепада

$$d = \sigma h_c'' - h_0, \quad (V.24)$$

после быстротока

$$d = \sigma h_{\text{кон}}'' - h_0. \quad (V.25)$$

Для быстротока глубина колодца определяется непосредственно по зависимостям (V.21) или (V.25), где $h_{\text{кон}}''$ однозначно определяется глубиной $h_{\text{кон}}$.

Для перепада, так как h_c'' зависит от h_c и, следовательно, от $P + d$, глубина колодца определяется способом подбора. Расчет начинается с определения h_c и ей сопряженной h_c'' . Установив h_c'' и пренебрегая в первом приближении величиной Δz , по зависимости (V.21) определяют глубину колодца d . После этого находят h_c с учетом глубины колодца и расчет повторяют до совпадения d , назначенного и полученного по зависимости (V.21). Аналогично расчет производится и при использовании зависимости (V.24).

При уклоне дна $i_0 > i_k$ глубина водобойного колодца определяется по формуле

$$d = \sigma h_c'' - h_k, \quad (V.26)$$

или

$$d = \sigma h_{\text{кон}}'' - h_k. \quad (V.27)$$

Большая сопряженная глубина h_c'' (или $h_{\text{кон}}''$) в водобойном колодце может быть определена по формулам подпертого прыжка (см. (IV.53) и (V.23)) с учетом глубины на выходе $h_{\text{вых}} = h_k$.

Длина водобойного колодца:

для быстроток

$$l_{\text{кол}} = \beta l_{\text{п}}; \quad (V.28)$$

для перепадов

$$l_{\text{кол}} = l_c + \beta l_{\text{п}}, \quad (V.29)$$

где l_c — дальность падения струи (см. зависимости (V.15) и (V.16)); $l_{\text{п}}$ — длина свободного гидравлического прыжка (см. параграф IV.6); β — коэффициент, принимаемый обычно равным 0,7...0,8.

Расчет водобойной стенки (рис. 5.10, б). Расчет сводится к определению высоты водобойной стенки и расстояния от сооружения (или конечного сечения) до стенки $l_{\text{кол}}$.

Длина $l_{\text{кол}}$ в руслах прямоугольного поперечного сечения определяется так же, как и длина водобойного колодца (см. зависимости (V.28) и (V.29)).

Высота водобойной стенки c в руслах прямоугольного поперечного сечения

$$c = \sigma h_c'' - H, \quad (V.30)$$

где $\sigma = 1,05 \dots 1,1$ — коэффициент запаса; H — геометрический напор перед водобойной стенкой.

Напор H определяется по формуле

$$H = H_0 - \frac{\alpha (V_0'')^2}{2g}, \quad (V.31)$$

где H_0 — полный напор перед стенкой, определяемый из формулы водослива

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (V.32)$$

здесь m — коэффициент расхода водобойной стенки, обычно принимаемый $m = 0,42$.

Скорость потока V_c перед стенкой принимается

$$V_c = \frac{Q}{\sigma h_c'' b}. \quad (V.33)$$

Найденная высота стенки c сравнивается с глубиной нижнего бьефа h_0 . Если $h_0 > c$, то стенка работает как затопленный водослив, что вызывает необходимость уточнения расчета. В этом случае полный напор перед стенкой определяется из общей зависимости для водослива

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_3 mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3},$$

где коэффициент затопления σ_3 в зависимости от отношения $h_{\text{подт}}/H$ ($h_{\text{подт}}$ — глубина подтопления, $h_{\text{подт}} = h_{\text{п.б}} - c$) имеет следующие значения:

$h_{\text{подт}}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95
σ_3	1	0,99	0,97	0,96	0,94	0,91	0,86	0,78	0,71	0,62	0,47

Затем уточняется напор перед водобойной стенкой H по зависимости (V.31) и высота стенки c по (V.30).

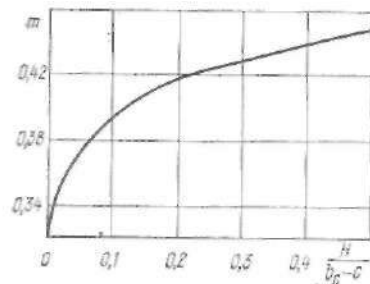


Рис. V.11. График для определения коэффициента расхода водобойной стенки в трапецидальном русле

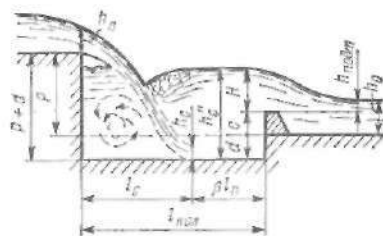


Рис. V.12. Схема комбинированного водобойного колодца

Если $h_0 < c$, то стенка работает как незатопленный водослив, и высота ее определена окончательно. Однако в этом случае проверяются условия протекания потока за стенкой. Для этого, рассматривая стенку как водослив с полным напором H перед ней, находят глубину в сжатом сечении и форму сопряжения бьефа после водобойной стенки. Если за ней будет затопленный прыжок, то расчет окончательный, а если отогнанный, то следует рассчитать по аналогии с предыдущим вторую стенку (рис. V.10, в), а затем, может быть, и третью.

Расстояние от водобойной стенки до сжатого сечения (дальность полета струи) в ряде случаев определяется по зависимости

$$l_c = 1,33 \sqrt{H_0(c + 0,33H_0)}. \quad (V.34)$$

Если водобойная стенка рассчитывается из условий образования перед ней подпертого прыжка, то большая сопряженная глубина определяется по формуле подпертого прыжка и при этом принимается $h_{\text{вых}} = H$.

При уклоне дна нижнего бьефа $i_0 > i_k$ водобойная стенка рассчитывается по схеме незатопленного водослива, а большая сопряженная глубина для условий подпертого прыжка определяется с учетом $h_{\text{вых}} = h_k$.

В русле трапецидальной формы сечения за быстотоком предпочтительнее устраивать гаситель энергии в виде водобойной стенки, расчет которой в данном случае имеет ряд особенностей. Прежде всего пропускная способность трапецидального водослива

$$Q = m\sigma_s(b_c + 0,8m_{\text{от}}H_0)\sqrt{2gH_0^{3/2}}, \quad (V.35)$$

где m — коэффициент расхода для водобойной стенки; b_c — ширина стенки поверху, $b_c = b + 2m_{\text{от}}c$; $m_{\text{от}}$ — коэффициент заложения откосов русла; c — высота стенки.

Коэффициент расхода m можно принимать по данным В. А. Степина, представленным на графике (рис. V.11) в виде зависимости m от относительного напора $\frac{H}{b_c - c}$.

Расстояние от конца быстотока до стенки (длина гасителя энергии) в этом случае

$$l_{\text{кол}} = 0,55l_{\text{п}}, \quad (V.36)$$

где $l_{\text{п}}$ — длина прыжка, определяемая по зависимостям (V.50)... (IV.52).

Пример расчета водобойной стенки в русле трапецидального сечения за быстотоком подробно рассмотрен ниже.

Расчет комбинированного водобойного колодца (рис. V.12). Такой колодец состоит из углубленной части в дне нижнего бьефа и водобойной стенки. Глубина колодца d и высота водобойной стенки c могут быть определены из зависимости

$$H + c + d = \sigma h_c^*, \quad (V.37)$$

В этом уравнении две неизвестных величины — высота водобойной стенки c и глубина водобойного колодца d . Одной из них следует задаться, а затем по уравнению (V.37) определить другую. Обычно высоту стенки c находят из условия, когда за ней не образуется отогнанный прыжок. Поэтому сжатая глубина за стенкой определяется как сопряженная с бытовой. Зная сжатую глубину h_c и скорость V_c можно определить удельную энергию потока перед стенкой из формулы:

$$V_c = \varphi \sqrt{2g(T_{\text{от}} - h_c)}, \quad (V.38)$$

где $T_{\text{от}}$ — полная удельная энергия перед стенкой.

Высоту стенки определяют из условия $c = T_{\text{от}} - H_{\text{от}}$, которое можно представить в виде

$$c = \frac{Q^2}{2g\varphi^2 h_c^2 b^2} + h_c - H_0, \quad (V.39)$$

где полный напор H_0 перед стенкой определяется по зависимости (V.32). Полученную высоту стенки c округляют в сторону уменьшения, а глубину колодца определяют из зависимости (V.37).

Длина комбинированного водобойного колодца находится по зависимости (V.28) и (V.29).

Пример V.6. По условиям примера V.3 рассчитать гаситель энергии за быстотоком прямоугольной формы сечения $Q = 0,7 \text{ м}^3/\text{с}$ и $h_{\text{н.б}} = 0,7 \text{ м}$ в виде водобойного колодца и водобойной стенки в русле той же прямоугольной формы сечения.

П о р я д о к р а с ч е т а. 1. По результатам расчета примера V.3 установлено, что $h_{\text{кон}} = h_0 = 0,17 \text{ м}$, $h_k = 0,48 \text{ м}$, $h_{\text{кол}} = 1,06 \text{ м}$. Так как $h_{\text{кол}} > h_0$ ($1,06 > 0,7$), то сопряжение потока происходит по типу отогнанного прыжка, и необходимо устройство гасителя энергии.

2. Рассчитываем водобойный колодец. Для этого уточняем глубину $h_{\text{кон}}$ по формуле подпертого прыжка (V.21):

$$h_{\text{кон}} = \sqrt{h_{\text{кон}}^2 + 2h_k^3 \left(\frac{1}{h_{\text{кон}}} - \frac{1}{h_{\text{н.б}}} \right)} = \\ = \sqrt{0,17^2 + 2 \cdot 0,48^3 \left(\frac{1}{0,17} - \frac{1}{0,7} \right)} = 1 \text{ м.}$$

Учитывая наличие подпертого прыжка, принимаем, что $\Delta z = 0$ и тогда

$$d = \sigma h_{\text{кон}}^* - h_{\text{н.б}} = 1,1 \cdot 1 - 0,7 = 0,4 \text{ м.}$$

Принимаем глубину колодца $d = 0,4 \text{ м}$.

Длина водобойного колодца по формуле (V.28)

$$l_{\text{кол}} = \beta l_{\text{н}} = 0,7 l_{\text{н}}$$

где

$$l_{\text{н}} = 2,5 (1,9 h_{\text{кон}}^* - h_{\text{кон}}) = 2,5 (1,9 \cdot 1 - 0,17) = 4,37 \text{ м.}$$

Тогда

$$l_{\text{кол}} = 0,7 \cdot 4,37 = 3,06 \text{ м.}$$

Принимаем $l_{\text{кол}} = 3 \text{ м}$. Результаты расчета приведены на рис. V.13, а.

3. Расчет высоты водобойной стенки ведется по формуле (V.30) в такой последовательности.

Определяем напор H_0 по формуле (V.32):

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,7}{0,42 \cdot 0,7 \sqrt{19,62}} \right)^{2/3} = 0,66 \text{ м.}$$

Скорость в сечении с глубиной $h_{\text{кон}}^*$

$$V_{\text{кон}}^* = \frac{Q}{\sigma h_{\text{кон}}^* b} = \frac{0,7}{1,1 \cdot 1 \cdot 0,7} = 0,91 \text{ м/с.}$$

Геометрический напор перед водобойной стенкой

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_{\text{кон}}^2}{2g} = 0,66 - \frac{1,1 \cdot 0,91^2}{2 \cdot 9,81} = 0,61 \text{ м.}$$

Уточняем $h_{\text{кон}}^*$ по формуле подпертого прыжка, принимая $h_{\text{вых}} = H = 0,61 \text{ м}$,

$$h_{\text{кон}}^* = \sqrt{0,17^2 + 2 \cdot 0,48^2 \left(\frac{1}{0,17} - \frac{1}{0,61} \right)} = 0,98 \text{ м.}$$

Тогда высота водобойной стенки

$$c = \sigma h_{\text{кон}}^* - H = 1,1 \cdot 0,98 - 0,61 = 0,47 \text{ м.}$$

Принимаем $c = 0,45 \text{ м}$.

Так как $h_{\text{в.б}} > c (0,7 > 0,45)$, то стенка работает как затопленный водослив.

Поэтому делаем перерасчет, принимая при $\frac{h_{\text{подп}}}{H} = \frac{h_{\text{в.б}} - c}{H} = \frac{0,7 - 0,45}{0,61} \approx 0,4$ коэффициент $\sigma_3 = 0,96$, а напор H_0 определяем по формуле

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_3 m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,7}{0,96 \cdot 0,42 \cdot 0,7 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,68 \text{ м.}$$

Так как значение H_0 практически не изменилось (0,66 м и 0,68 м) окончательно принимаем высоту водобойной стенки $c = 0,45 \text{ м}$.

4. Длина водобойного колодца (от конечного сечения быстротока до стенки). При длине прыжка

$$l_{\text{п}} = 2,5 (1,9 h_{\text{кон}}^* - h_{\text{кон}}) = 2,5 (1,9 \cdot 0,97 - 0,17) = 4,18 \text{ м,}$$

$$l_{\text{кол}} = 0,7 \cdot 4,18 = 2,93 \text{ м.}$$

Принимаем $l_{\text{кол}} = 3 \text{ м}$, т. е. такой же, как и в предыдущем случае (см. рис. V.13, б).

Пример V.7. Рассчитать гаситель энергии в виде водобойной стенки в русле трапециевидной формы сечения за быстротоком при следующих исходных данных: $Q = 0,6 \text{ м}^3/\text{с}$, $b = 0,6 \text{ м}$, $m = 1,5$, $h_{\text{кон}} = 0,13 \text{ м}$, $h_{\text{к}} = 0,36 \text{ м}$, $h_0 = 0,5 \text{ м}$.

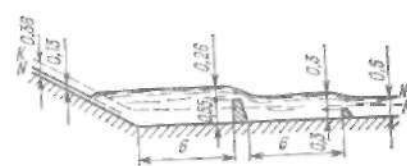
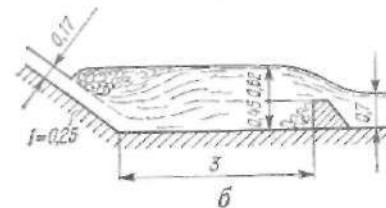
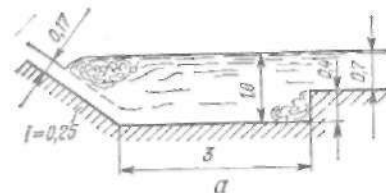


Рис. V.13. Гасители энергии за быстротоком:

а — водобойный уступ; б — водобойная стенка

Рис. V.14. Пример расчета водобойных стенок за быстротоком

Порядок расчета. 1. По зависимости (V.13) определяем глубину $h_{\text{кон}}^*$, сопряженную с $h_{\text{кон}} = 0,13 \text{ м}$:

$$h_{\text{кон}}^* = \frac{1,2 h_{\text{к}}^2}{h_{\text{кон}} + 0,2 h_{\text{к}}} = \frac{1,2 \cdot 0,36^2}{0,13 + 0,2 \cdot 0,36} = 0,77 \text{ м.}$$

Так как $h_{\text{кон}}^* > h_0 (0,77 > 0,5)$, то имеет место отогнанный прыжок и необходим гаситель энергии.

2. Определяем способом подпора из уравнения (V.35) высоту стенки

$$Q = m \sigma_3 (b_c + 0,8 m_{\text{от}} H_0) \sqrt{2g H_0^{3/2}}.$$

Принимаем высоту стенки $c_1 = 0,3 \text{ м}$ и тогда: ширина стенки поверху $b_c = b + 2 m_{\text{от}} c = 0,6 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,3 = 1,5 \text{ м}$, напор перед стенкой $H_1 = \sigma h_{\text{кон}} = 1,05 \times 0,77 = 0,81 \text{ м}$.

По графику (рис. V.16) определяем коэффициент расхода m при $\frac{H}{b_c - c} = \frac{0,51}{1,5 - 0,3} = 0,43$ и тогда $m = 0,44$.

Скоростной напор перед стенкой

$$h_v = \frac{\alpha Q^2}{2g (b \sigma h_{\text{кон}}^* + m_{\text{от}} \sigma^2 h_{\text{кон}}^{*2})^2} = \frac{1,1 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 9,81 (0,6 \cdot 1,05 \cdot 0,77 + 1,5 \cdot 1,05^2 \cdot 0,77^2)^2} = 0,01 \text{ м.}$$

Следовательно, величиной h_v можно пренебречь и считать, что $H \approx H_0$.

Принимая $\sigma_3 = 1$, определим расход из уравнения (V.35):

$$Q_1 = 0,44 \cdot 1 (1,5 + 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,51) \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,55^{3/2}} = 1,6 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Расход, полученный по формуле, не равен заданному (расчетному) $0,6 \text{ м}^3/\text{с}$, следовательно, высота стенки назначена неправильно. Производим перерасчет.

3. Назначаем высоту стенки $c_2 = 0,5 \text{ м}$ и тогда

$$b_c = 0,6 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 2,1 \text{ м; } H_2 = 1,05 \cdot 0,77 = 0,81 \text{ м.}$$

При $\frac{H_2}{b_c - c^2} = \frac{0,31}{2,1 - 0,5} = 0,19$ коэффициент расхода $m = 0,42$.

Принимая $\sigma_3 = 1$, определим расход по уравнению (V.35):

$$Q_2 = 0,42 \cdot 1 (2,1 + 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,31) \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,31^{3/2}} = 0,79 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расхождение в расходах Q_2 и $Q_{\text{расч}}$ более 5 %. Производим перерасчет.

4. Назначаем высоту стенки $c_3 = 0,55$ м и тогда

$$b_c = 0,6 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,55 = 2,25 \text{ м}; \quad H = 1,05 \cdot 0,77 - 0,55 = 0,26 \text{ м};$$

$$\frac{H}{b_c - c} = \frac{0,26}{2,25 - 0,55} = 0,15; \quad m = 0,4;$$

$$Q_3 = 0,4 \cdot 1 (2,25 + 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,26) \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,26^{3/2}} = 0,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Полученный расход совпадает с заданным и поэтому принимаем высоту стенки $c = 0,55$ м.

5. Так как $c > h_0$ ($0,55 > 0,5$), то стенка незатоплена, поэтому установим форму сопряжения потока за ней. С этой целью, в соответствии с рекомендациями параграфа IV.6, определим методом последовательного приближения глубину в сжатом сечении h_c за водобойной стенкой.

Определяем удельную энергию потока

$$T_0 = c + H_0 = 0,55 + 0,26 = 0,81 \text{ м}.$$

Скорость в сжатом сечении в первом приближении

$$V_{c_1} = \varphi \sqrt{2g_0 T_0} = 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,81} = 3,79 \text{ м/с}.$$

Глубина h_{c_1} в первом приближении

$$h_{c_1} = \frac{-b}{2m_0} + \sqrt{\frac{b^2}{4m_0^2} + \frac{Q}{m_{c_1} V_{c_1}}} = -\frac{0,6}{2 \cdot 1,5} + \sqrt{\frac{0,6^2}{4 \cdot 1,5^2} + \frac{0,6}{1,5 \cdot 3,79}} = 0,18 \text{ м}.$$

Скорость V_{c_2} во втором приближении

$$V_{c_2} = \varphi \sqrt{2g(T_0 - h_{c_1})} = 0,92 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,81 - 0,18)} = 3,34 \text{ м/с}.$$

Глубина h_{c_2} во втором приближении

$$h_{c_2} = -\frac{0,6}{2 \cdot 1,5} + \sqrt{\frac{0,6^2}{4 \cdot 1,5^2} + \frac{0,6}{1,5 \cdot 3,34}} = 0,2 \text{ м}.$$

В третьем приближении

$$V_{c_3} = 0,95 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,81 - 0,2)} = 3,29 \text{ м/с};$$

$$h_{c_3} = -\frac{0,6}{2 \cdot 1,5} + \sqrt{\frac{0,6^2}{4 \cdot 1,5^2} + \frac{0,6}{1,5 \cdot 3,29}} = 0,2 \text{ м}.$$

Так как второе и третье приближения совпадают, то глубину потока в сжатом сечении за стенкой падения принимаем $h_c = 0,2$ м.

По формуле А. Н. Рахманова определим большую сопряженную глубину

$$h_c'' = \frac{1,2h_c^2}{h_c + 0,2h_c} = \frac{1,2 \cdot 0,36^2}{0,2 + 0,2 \cdot 0,36} = 0,57 \text{ м}.$$

Так как $h_c'' > h_0$ ($0,57 > 0,5$), то за стенкой будет отогнанный прыжок. Поэтому проектируем вторую водобойную стенку.

6. Назначаем высоту стенки $c_2 = 0,3$ м и тогда

$$b_c = 0,6 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,3 = 1,5 \text{ м}; \quad H = \sigma h_c'' - c = 1,05 \cdot 0,57 - 0,3 = 0,3 \text{ м},$$

$$\frac{H}{b_c - c} = \frac{0,3}{1,5 - 0,3} = 0,25; \quad m = 0,425;$$

$$Q = 0,425 \cdot 1 (1,5 + 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,3) \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,3^{3/2}} = 0,58 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Учитывая, что полученный расход незначительно отличается от заданного, считаем, что высота стенки задана правильно и принимаем $c_2 = 0,3$ м.

Так как $c_2 < h_0$ ($0,3 < 0,5$) м, то стенка работает как затопленный водослив, а напор воды перед стенкой несколько увеличивается, что принимаем в запас расчета.

7. Расстояние от конца быстрого течения до первой стенки, по предложению В. А. Степина, принимается $l_{\text{кол}} = 0,55 l_{\text{п}}$, где $l_{\text{п}}$ — длина прыжка в трапециевидальном русле за быстрого течением, определяемая по зависимости (IV.51):

$$l_{\text{п}} = h_{\text{п}} (17,1m + 2,6) = 0,36 (17,1 \cdot 1,5 + 2,6) = 10,2 \text{ м}.$$

Тогда длина колодца до первой стенки

$$l_{\text{кол}} = 0,55 \cdot 10,2 \approx 5,6 \text{ м}.$$

Принимаем $l_{\text{кол}} = 6$ м.

Расстояние между первой и второй стенками определяем с учетом дальности полета струи l_c по зависимости (V.34):

$$l_c = 1,33 \sqrt{H_0 (c + 0,3H_0)} = 1,33 \sqrt{0,3 (0,55 + 0,3 \cdot 0,3)} = 0,58 \text{ м}.$$

Длину прыжка принимаем той же самой, что и перед первой стенкой, т. е. $l_{\text{п}} = 10,2$ м и тогда

$$l_{\text{кол}_2} = l_c + \beta l_{\text{п}} = 0,6 + 0,55 \cdot 10,2 \approx 6 \text{ м}.$$

Результаты расчета приведены на рис. V.14.

Пример V.8. Рассчитать многоступенчатый перепад колодезного типа прямоугольного сечения с уклоном дна русла (местности) 0,14, длиной 35 м за нагорной канавой трапециевидального сечения, укрепленной одерновкой, с коэффициентом заложения откосов $m = 1,5$, шириной по дну $b = 0,5$ м, уклоном $i = 0,004$ и расчетным расходом $Q = 0,35 \text{ м}^3/\text{с}$. Глубина воды в отводящем русле за перепадом (в нижнем бьефе) $h_{\text{н.б.}} = 0,5$ м.

Порядок расчета. В соответствии с рекомендациями параграфа V.3 расчет многоступенчатого перепада начнем с определения числа, высоты, длины и уклона ступеней.

Уклон дна ступени перепада принимаем $i_{\text{ст}} = 0,003$ м. Общее падение отметок местности (перепад высот)

$$\Delta H = I (i_{\text{м}} - i_{\text{ст}}) = 35 (0,14 - 0,003) = 4,8 \text{ м}.$$

В соответствии с зависимостью (V.18) принимаем 5 ступеней перепада высотой

$$P = \frac{I (i_{\text{м}} - i_{\text{ст}})}{5} = \frac{35 (0,14 - 0,003)}{5} = 0,96 \text{ м}.$$

Округляя, принимаем 4 ступени высотой по 1 м и последнюю пятую высотой 0,8 м (общее падение составляет $\Delta H = 4 \cdot 1 + 0,8 = 4,8$, т. е. соответствует расчетному). Длина ступени по зависимости (V.17):

$$l_{\text{ст}} = \frac{P}{i_{\text{м}} - i_{\text{ст}}} = \frac{1}{0,14 - 0,003} = 7,3 \text{ м}.$$

1. Расчет первой ступени. 1. Ширину ступени перепада принимаем такой же, как ширина подводящего русла, т. е. $b_{\text{п}} = 0,5$ м. Так как форма русла изменилась (стала прямоугольной), глубину потока в подводящем русле находим из условия, что входная часть русла устроена как водослив практического профиля (см. рис. V.8, в), т. е.

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,35}{0,42 \cdot 0,5 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,52 \text{ м}.$$

Подсчитаем скорость потока при $h = 0,5$ м и тогда

$$\omega = bh + mh^2 = 0,5 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0,5^2 = 0,63 \text{ м}^2;$$

$$V = Q/\omega = 0,35/0,63 = 0,56 \text{ м/с}.$$

Скоростной напор

$$h_V = \frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 0,56^2}{2 \cdot 9,81} = 0,02 \text{ м.}$$

Тогда глубина потока в подводящем русле $h = H_0 - h_V = 0,5 \text{ м.}$

Скорость в подводящем русле $V < V_{\text{доп}}$

Отметим, что вследствие того, что значение h_V мало, этой величиной можно было пренебречь.

2. Критическую глубину в русле прямоугольного сечения при $b_n = 0,5$ определим по зависимости (IV.28):

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b_n^3}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,35^2}{9,81 \cdot 0,5^3}} = 0,38 \text{ м.}$$

Глубина потока над стенкой падения $h_n = 0,7 h_k = 0,7 \cdot 0,38 = 0,27 \text{ м}$, а его скорость $V_n = \frac{Q}{\omega_n} = \frac{Q}{b_n h_n} = \frac{0,35}{0,5 \cdot 0,27} = 2,6 \text{ м/с.}$

Входная часть, как и весь перепад, может быть выполнена из бетона и тогда $V_n < V_{\text{доп}}$ ($2,6 < (8 \dots 10) \text{ м/с}$).

3. Определяем дальность полета струи по зависимости (V.15):

$$l_c = V_n \sqrt{\frac{2P + h_n}{g}} = 2,6 \sqrt{\frac{2 \cdot 1 + 0,27}{9,81}} = 1,25 \text{ м.}$$

Глубину потока в сжатом сечении h_c определяем по зависимости (IV.61)

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b_n \sqrt{V_n^2 + g(2P + h_n)}} = \frac{0,35}{0,86 \cdot 0,5 \sqrt{2,6^2 + 9,81(2 \cdot 1 + 0,27)}} = 0,15 \text{ м.}$$

Большую сопряженную глубину h_c^* находим по зависимости (IV.64):

$$h_c^* = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,15}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,38}{0,15} \right)^3} - 1 \right] = 0,78 \text{ м.}$$

4. Установим нормальную (бытовую) глубину потока на ступени перепада.

Назначаем $h_1 = 0,5 \text{ м}$ и тогда $\omega_1 = b h_1 = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м}^2$,

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 0,17 \text{ м,}$$

где

$$\chi_1 = b + 2h_1 = 0,5 + 2 \cdot 0,5 = 1,5 \text{ м.}$$

Для бетона при $n = 0,012$ скоростная характеристика $W = 26,8 \text{ м/с}$, расходная характеристика $K_1 = \omega_1 W_1 = 0,25 \cdot 26,8 = 6,7 \text{ м}^3/\text{с}$.

Расходная характеристика для заданных условий (расчетная)

$$K_0 = Q / \sqrt{I_0} = 0,35 / \sqrt{0,003} = 6,4 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Так как расхождение меньше 5 %, то в расчет принимаем $h_0 = 0,5 \text{ м}$.

5. Подсчитаем длину кривой свободной поверхности между сечениями с глубинами $h_{\text{нач}} = h_c = 0,15 \text{ м}$ и $h_{\text{кон}} = h_k = 0,38 \text{ м}$ по методу В. И. Чарномского. Результаты расчета представим в табличной форме (табл. V.6).

6. Так как $h_c > h_0$ ($0,78 > 0,5$) и $l_{\text{ст}} < l_c + l_{\text{кр}} = 1,25 + 27,7 \approx 29 \text{ м}$ ($7 < 29$), то необходим гаситель энергии.

Принимаем гаситель энергии в виде водобойной стенки.

Определим полный напор перед водобойной стенкой по зависимости (V.32):

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,35}{0,42 \cdot 0,5 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,52 \text{ м.}$$

Скоростной напор при $h_c^* = 0,78 \text{ м}$

$$h_V = \frac{\alpha Q^2}{2g (b h_c^*)^3} = \frac{1,1 \cdot 0,35^2}{2 \cdot 9,81 (0,5 \cdot 0,78)^3} = 0,02 \text{ м,}$$

и тогда геометрический напор $H = H_0 - h_V = 0,52 - 0,02 = 0,5 \text{ м.}$

Высота водобойной стенки

$$c_1 = \omega h_c^* - H = 1,1 \cdot 0,78 - 0,5 = 0,35 \text{ м.}$$

Необходимая длина колодца (от стенки падения до водобойной стенки)

$$l_{\text{кол}} = l_c + l_n = 1,25 + 3,35 = 4,6 \text{ м, где } l_n = 2,5 (1,9 \cdot h_c^* - h_c) = 2,5 (1,9 \cdot 0,78 - 0,5) = 3,35 \text{ м.}$$

Так как $l_{\text{кол}} < l_{\text{ст}}$ ($4,6 < 7,3 \text{ м}$), то принимаем длину колодца равной длине ступени $l_{\text{кол}} = l_{\text{ст}} = 7,3 \text{ м}$, в конце которой устанавливается гаситель энергии — водобойная стенка высотой $c = 0,35 \text{ м}$.

II. Расчет второй ступени. Расчет производится аналогично расчету первой ступени при $P_1 = P + c = 1 + 0,35 = 1,35 \text{ м}$. Последовательно вычисляем:

$$l_c = 2,6 \sqrt{\frac{2 \cdot 1,35 + 0,27}{9,81}} = 1,43 \text{ м;}$$

$$h_c = \frac{0,35}{0,82 \cdot 0,5 \sqrt{2,6^2 + 9,81(2 \cdot 1,35 + 0,27)}} = 0,14 \text{ м}$$

(коэффициент $\varphi_1 = 0,82$ принят по табл. V.5 при $p/h_k = 1,35/0,38 \approx 3,5$);

$$h_c^* = \frac{0,14}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,38}{0,14} \right)^3} - 1 \right] = 0,82 \text{ м.}$$

Геометрический напор перед стенкой не изменился и равен, как и для первой стенки, $H = 0,5 \text{ м}$.

Таблица V.6. Расчетные параметры и результаты расчета

Расчетные параметры	Глубины, м		Расчетные параметры	Глубины, м	
	$h_{\text{нач}} = 0,15$	$h_{\text{кон}} = 0,38$		$h_{\text{нач}} = 0,15$	$h_{\text{кон}} = 0,38$
$\omega = b h, \text{ м}^2$	0,08	0,19	$\frac{\alpha Q^2}{2g \omega^2}, \text{ м}$	1,14	0,19
$\chi = b + 2h, \text{ м}$	0,8	1,23	$\Theta = h + \alpha Q^2 / 2g \omega^2, \text{ м}$	1,29	0,57
$R = \omega / \chi, \text{ м}$	0,1	0,15	$K = \omega W, \text{ м}^3/\text{с}$	1,52	4,69
W (по таблице приложение 24), м	19	24,7	$i_f = (Q/h)^2$	0,053	0,0056
$\omega^2, \text{ м}^4$	0,006	0,036			

Продолжение табл. V.6

Расчетные параметры	Среднее значение между глубинами	Расчетные параметры	Среднее значение между глубинами
$i_{\text{ср}} = \frac{i_{\text{нач}} + i_{\text{кон}}}{2}$	0,029	$\Theta_{\text{кон}} - \Theta_{\text{нач}}, \text{ м}$	0,72
$l_0 - i_{\text{ср}}$	0,026	$l = \frac{\Theta_{\text{кон}} - \Theta_{\text{нач}}}{i_0 - i_{\text{ср}}}, \text{ м}$	27,7

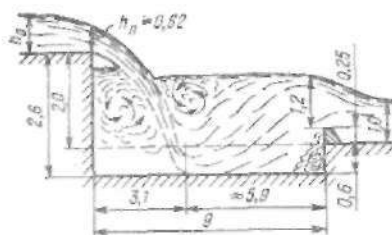


Рис. V.16. Пример расчета комбинированного водобойного колодца

и тогда геометрический напор $H = H_0 - h_v = 1,22 - 0,11 = 1,11$ м.

Высота водобойной стенки в первом приближении

$$c_1 = T_0 - H = 1,35 - 1,11 = 0,24 \text{ м.}$$

Принимаем $c_1 = 0,25$ м, и тогда глубина колодца в первом приближении $d_1 =$

$$= \sigma h_c^* - (c + H) = 1,1 \cdot 1,78 - (0,25 + 1,11) = 0,6 \text{ м.}$$

4. Учитывая изменение высоты падения струи с $P = 2$ м до $P_1 = P + d = 2 + 0,6 = 2,6$ м, производим перерасчет в такой последовательности:

$$h_c = \frac{2,5}{0,84 \cdot 1 + \sqrt{4,03^2 + 9,81(2 \cdot 2,6) + 0,62}} = 0,35 \text{ м,}$$

где $\varphi = 0,984$ (табл. V.4) соответствует отношению $P/h_c = \frac{2,6}{0,35} \approx 3$;

$$h_c^* = \frac{0,35}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,89}{0,35} \right)^3} - 1 \right] = 1,84 \text{ м.}$$

Скоростной напор h_v при $h_c^* = 1,84$ м ($V_c = \frac{2,5}{1 \cdot 1,84} = 1,36$ м/с)

$$h_v = \frac{\alpha V_c^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,36^2}{2 \cdot 9,81} = 0,1 \text{ м.}$$

Геометрический напор перед стенкой

$$H = H_0 - h_v = 1,22 - 0,1 = 1,12 \text{ м.}$$

Высота водобойной стенки

$$c_2 = \sigma h_c^* - d - H = 1,1 \cdot 1,84 - 0,6 - 1,12 = 0,32 \text{ м.}$$

Так как $c < h_{н.б.}$ ($0,32 < 1$ м), то стенка работает как затопленный водослив. Необходимо уточнить расчет с учетом коэффициента затопления σ_3 , который при

$$h_{н.б.}/H = \frac{h_{н.б.} - c}{H} = \frac{1 - 0,32}{1,12} \approx 0,6 \text{ равен } \sigma_3 = 0,91 \text{ и тогда}$$

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_3 m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{2,5}{0,91 \cdot 0,42 \cdot 1 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,3 \text{ м.}$$

Следовательно, $H = H_0 - h_v = 1,3 - 0,1 = 1,2$ м, а высота стенки $c = 1,1 \times \times 1,84 - 0,6 - 1,2 = 0,23$ м.

Окончательно принимаем $d = 0,6$ м и $c = 0,25$ м.

Длина комбинированного водобойного колодца $l_{кол} = l_c + \beta l_{п.}$ где

$$l_c = V_{п.} \sqrt{\frac{2P_1 + h_{п.}}{g}} = 4,03 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2,6 + 0,62}{9,81}} = 3,1 \text{ м;}$$

$$l_{п.} = 2,5 (1,9 h_c^* - h_c) = 2,5 (1,9 \cdot 1,84 - 0,35) = 7,87 \text{ м;}$$

$$l_{кол} = 3,1 + 0,7 \cdot 7,87 \approx 9 \text{ м.}$$

Результаты расчета приведены на рис. V.16.

V.5. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ ДЛЯ РАСЧЕТА ОТКРЫТЫХ РУСЕЛ И ВОДООТВОДНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Расчеты открытых русел и сооружений при равномерном и неравномерном движении связаны с несложными, но в то же время громоздкими и трудоемкими расчетами. Применение ЭВМ для таких расчетов позволяет сократить время на производство расчетов и повысить их точность. Ниже рассмотрены применительно к ЭВМ типа «Мир» решения следующих задач: определение размеров и типа укрепления дорожной канавы, расчет быстротока прямоугольного сечения и водобойного колодца после перепада.

Определение размеров и типа укрепления дорожной канавы

При гидравлическом расчете дорожных канав заданными являются расход воды Q , определяемый методами гидрологии и продольный уклон дна i_0 . В зависимости от типа грунтов местности, на которой намечается сооружение водоотводного русла, выбираются допускаемая неразмывающая скорость течения воды $V_{доп}$ и коэффициент заложения откоса m .

Определяются ширина русла по дну b и глубина h_0 , а если скорость равномерного движения в неукрепленном земляном русле V_0 превосходит допускаемую $V_{доп}$, то и необходимый тип укрепления.

Вычисления при расчете водоотводного русла можно значительно сократить, если в самом начале определить ту скорость течения, которая установится в русле при заданном расходе Q , уклоне i_0 и типе укрепления ($V_{доп}$ и n). По этой скорости можно еще до полного расчета судить о пригодности принятого типа укрепления в данных условиях.

Средняя скорость равномерного потока может быть найдена по формуле

$$V_0 = \frac{1}{n} R_0^{2/3} \sqrt{i_0}, \quad (V.40)$$

которую при $y = 1/6$ можно переписать в следующем виде:

$$V_0 = \sqrt[4]{\frac{Q i_0^{1/2}}{n^3} \cdot \frac{\beta + m}{(\beta + M)^2}}, \quad (V.41)$$

где $\beta = b/h$ — отношение ширины к глубине русла; $M = \sqrt{1 + m^2}$; m — коэффициент заложения откоса.

Как видим, при постоянных значениях Q , i_0 , m и n средняя скорость V_0 является функцией относительной ширины $\beta = b/h$. Исследование этой функции на экстремум показывает, что при $\beta = 2 (\sqrt{1 + m^2} - m)$ скорость V_0 будет максимальной:

$$V_{max} = \sqrt[4]{\frac{Q i_0^{1/2}}{n^3} \cdot \frac{1}{4 (2 \sqrt{1 + m^2} - m)}}. \quad (V.42)$$

Это известная формула В. Г. Любачева.

Ю. Н. Даденков получил аналогичную формулу:

$$V_{\max} = \left(\frac{Q^{2y+1} i_0^2}{(8 \sqrt{1+m^2-4m})^{2y+1} n^4} \right)^{\frac{1}{2y+0.5}} \quad (V.43)$$

Отношение

$$\frac{V_0}{V_{\max}} = \sqrt[4]{\frac{4(M-m)(m+\beta)}{(M+\beta)^2}} \quad (V.44)$$

принимает максимальное значение, равное единице, при $\beta = 2 \times (V \sqrt{1+m^2-4m})$. При изменении значения β отношение $V_0/V_{\max}$ изменяется незначительно, что видно из табл. V.7.

Следовательно, средняя скорость течения воды V_0 слабо зависит от β , и поэтому скорость, вычисленную по формулам (V.42) или (V.43), можно принимать за расчетную при заданных значениях Q , i_0 , m и n . Увеличение ширины русла b не снижает значительно скорости V_0 .

Алгоритм решения задачи на ЭВМ

Исходные данные: расход воды Q , уклон дна i ; коэффициент откоса m ; допускается скорость $V_{\text{доп}}$ (при $h = 0,4$ м); коэффициент шероховатости неукрепленного земляного русла n .

Типы укрепления: I — одерновка (n_1 , $V_{1\text{доп}}$); II — мощение (n_2 , $V_{2\text{доп}}$); III — обычный бетон (n_3 , $V_{3\text{доп}}$); IV — высококачественный бетон (n_4 , $V_{4\text{доп}}$).

1. Выбор типа укрепления. По формуле V.42 определяется $V_{\max}$ для неукрепленного земляного русла и сопоставляется с $V_{\text{доп}}$. При $V_{\max} < V_{\text{доп}}$ определяется площадь поперечного сечения русла. При $V_{\max} > V_{\text{доп}}$ определяется $V_{1\max}$ для I типа укрепления и сопоставляется с соответствующей допускаемой скоростью $V_{1\text{доп}}$ и так далее до тех пор, пока не будет выполнено условие $V_{i\max} < V_{i\text{доп}}$.

2. Определение площади живого сечения потока. По полученной скорости $V_{\max}$ находится минимальная площадь живого сечения русла

$$\omega_{\min} = Q/V_{\max}.$$

3. Определяется минимальное значение глубины в русле при $b = 0,5$ м.

$$h = \sqrt{\frac{b^2 + 4m\omega - b}{2m}}.$$

Поскольку при произвольном значении ширины русла b его поперечное сечение не будет гидравлически самым выгодным, то нормаль-

Таблица V.7. Значения отношения $V_0/V_{\max}$ по зависимости (V.44)

m	β						
	0	0,3	0,6	0,8	2	3	4
1	0,978	0,993	0,999	1	0,985	0,963	0,94
1,5	0,993	0,998	1	0,999	0,985	0,965	0,946
3	0,999	1	0,999	0,999	0,990	0,979	0,967

ная глубина h_0 будет несколько больше вычисленного значения h .

4. Нормальная глубина h_0 определяется подбором:

$$h_{01} = h, \quad h_{02} = h_{01} + 0,01 \text{ м},$$

$$h_{03} = h_{02} + 0,01 \text{ м и т. д.}$$

Глубина h_{01} , при которой вычисленный расход $Q_i = \omega_i W_i V_i$ станет больше заданного расхода Q , принимается за нормальную. На печать выводятся значения b , h , ω , V и номер типа укрепления.

Пункты 3 и 4 повторяются также при ширине русла $b = 0,75$ м и $b = 1$ м.

Для составления программы расчета по этому алгоритму принимаются следующие обозначения: Q — расход воды, м³/с; B — ширина русла по дну, м; M — коэффициент заложения откоса; N — коэффициент шероховатости; H — глубина потока, м; I — уклон дна русла; W , F — площадь живого сечения, м²; Σ — смоченный периметр, м; R — гидравлический радиус, м; V — средняя скорость, м/с; V_6 — максимальная скорость, м/с.

Блок-схема расчета представлена на рис. V.17.

ПРОГРАММА РАСЧЕТА НА ЭВМ ТИПА «МИР»

«РАЗР» 6, «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, Q , «ПРОБ» 3, J «ПРОБ» 3, M , «СТРО» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1; $i = 0$; L1. $i = i + 1$; «ЕСЛИ» $i > P$ «ТО» [СТОП]; $\omega = (M + 2 + 1) \uparrow 5$; $A = 2 \times \times \omega - M$; $V_6 = ((Q \times J \uparrow (3/2)) / (N [i] \uparrow 3 \times A \times 4)) \uparrow (1/4)$; $V_7 = .95 \times V_6$; «ЕСЛИ» $VD [i] < V_7$ «ТО» «НА» L1 «ИНАЧЕ» «ВЫВ» i ; $W = Q/V_6$; $\Phi = 0$; L2. $\Phi = \Phi + 1$; $B = B[\Phi]$; $H = ((B \uparrow 2 + 4 \times M \times W) \uparrow (1/2) - B) / (2 \times M)$; L3. $X = 2 \times N \times \omega \times B$; $F = M \times (H \uparrow 2) + B \times H$; $R = F/\Sigma$; «ЕСЛИ» $R < 1$ «ТО» $(\Sigma = 1.5 \times N [i] \uparrow (1/2))$ «ИНАЧЕ» $(\Sigma = 1.3 \times N [i] \uparrow (1/2))$; $V = ((R \uparrow (N \uparrow .5)) + J \uparrow (1/2)) / N [i]$; $Q_1 = U \times F$; «ЕСЛИ» $Q_1 < Q$ «ТО» $(H = H \uparrow .01$; «НА» L3 «ИНАЧЕ» «ВЫВ» «ТАБЛ» 1, B , H , F , V); «ЕСЛИ» $PP > \Phi$ «ТО» «НА» L2 «ИНАЧЕ» «СТОП» «ГДЕ»

Задача на ЭВМ решается в следующей последовательности:

1. Набиваются исходные данные (числовые значения взяты из тестового примера):

$Q = 1$; $M = 1$; $i = 0,01$; $P = 5$; $PP = 3$; $B[3] = 0,5, 0,75, 1$; $N[5] = 0,025, 0,03, 0,02, 0,014, 0,014$; $VD[5] = 0,6, 1,5, 3,5, 10$

«КОН».

Здесь $P = 5$ м и $PP = 3$ — постоянные величины; $N[5]$ — значения коэффициентов шероховатости для неукрепленного земляного русла, одерновки, мощения, бетона и высококачественного бетона;

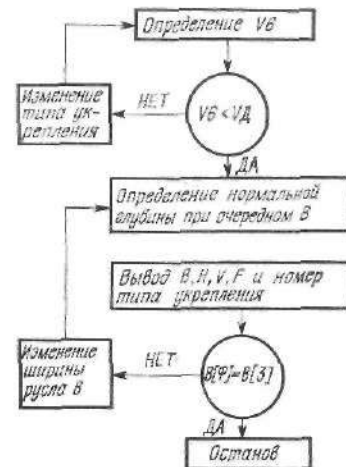


Рис. V.17. Блок-схема расчета на ЭВМ размеров и типа укрепления дорожной канавы

ВД [5] — соответствующие этим типам укрепления допускаемые скорости, причем первая из этих скоростей (0,6) каждый раз принимается равной допускаемой скорости для данного грунта; В [3] — три значения ширины русла (0,5 м, 0,75 м, 1 м).

2. Вводится в машину программа (лента № 1) и исходные данные (лента № 2), машина пускается на счет. В результате получается бланк (данные тестового примера).

Исходные данные:

$$Q = 1; \quad I = 0,1; \quad M = 1.$$

Результаты счета при $I = 2$:

В	Н	F	V
.5	.64 388	.736 521	1.393466
.75	.563 465	.74 009	1.388366
1.	.497 395	.744 796	1.367166

3. Расшифровываются результаты счета. Например при $b = 0,5$ м (первая строка) $h_0 = 0,64$ м, $\omega = 0,74$ м², $V = 1,39$ м/с, тип укрепления $i = 2$ (одерновка). Заметим, что при $i = 3$ — мощение, $i = 4$ — бетон, при $i = 5$ — высококачественный бетон.

Расчет быстротока прямоугольного сечения

В параграфах V.2 и V.4 детально рассмотрены расчеты быстротоков в различных случаях. Данная задача предусматривает, что уклоны подводящего русла (входная часть) и отводящего (выходная часть) меньше критического, а поперечное сечение входной части такое же, как и лотка быстротока. В этом случае, как указано в параграфе V.2, в конце входной части на изгибе дна русла $h_{из} \approx 0,7h_k$, а в конце лотка может установиться нормальная глубина $h_{кон} = h_0$.

Ширина прямоугольного лотка, м, быстротока определяется по формуле Ю. Н. Даденкова (V.8):

$$b = 0,8 \sqrt[5]{Q^2}, \quad (V.45)$$

где Q — расход воды в м³/с.

При длинном быстротоке ($l_{сп} < l$) $h_{кон} = h_0$. Глубине $h_{кон}$ соответствует глубина $h_{кон}''$, и определяемая по зависимости [V.12] или с учетом подпорого прыжка по (V.21).

Для определения типа сопряжения потока, стекающего с быстротока, сопоставляется глубина нижнего бьефа $h_{н.б}$ с глубиной $h_{кон}''$: если $h_{кон}'' < h_{н.б}$, то сопряжение происходит по типу затопленного гидравлического прыжка;

если $h_{кон}'' = h_{н.б}$, — по типу прыжка в конечном сечении;

если $h_{кон}'' > h_{н.б}$, — по типу отогнанного прыжка.

В двух последних случаях для гашения избыточной кинетической энергии устраивается гаситель энергии — водобойный колодец или

Рис. V.18. Схема расчета быстротока на ЭВМ

водобойная стенка. Глубина водобойного колодца в виде водобойного уступа (рис. V.18) определяется по зависимости (V.25)

$$d = \sigma h_{кон}'' - h_{н.б},$$

а его длина

$$l_{кол} = l_n = 2,5 (1,9 h_{кон}'' - h_{кон}), \quad (V.46)$$

где $\sigma = 1,1$ — коэффициент запаса; l_n — длина гидравлического прыжка.

Алгоритм решения задачи на ЭВМ

1. Определяется ширина быстротока

$$b = 0,8 \cdot Q^{0,4}.$$

2. Вычисляется критическая глубина и глубина в начале быстротока:

$$\left. \begin{aligned} h_k &= 0,483 \left(\frac{Q}{b} \right)^{2/3}; \\ h_{изг} &= 0,7 h_k. \end{aligned} \right\} \quad (V.47)$$

3. Находится нормальная глубина на быстротоке методом последовательных приближений из зависимости

$$Q = \omega_0 W_0 \sqrt{i_0} = (b h_0) \frac{1}{n} \left(\frac{b h_0}{b + 2 h_0} \right)^{y+0,5} \sqrt{i_0} = \frac{b \sqrt{i_0}}{n} h_0^{1,5+y} \times \\ \times \left(\frac{\frac{b}{h_0}}{\frac{b}{h_0} + 2} \right)^{y+0,5} = \frac{b \sqrt{i_0}}{n} h_0^{1,5+y} \left(\frac{\beta}{\beta + 2} \right)^{y+0,5}.$$

После преобразований получается:

$$h_0 = \left[\frac{Q n}{b \sqrt{i_0}} \left(\frac{2 + \beta}{\beta} \right)^{y+0,5} \right]^{\frac{1}{1,5+y}}.$$

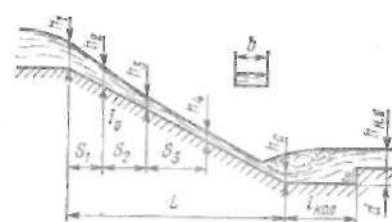
4. Строится кривая свободной поверхности на быстротоке по методу В. И. Чарномского для четырех сечений с глубинами h_1, h_2, h_3, h_4 (рис. V. 18).

5. Определяется глубина в конце быстротока $h_{кон}$: при $l_{сп} < l$ $h_{кон} = h_0$; при $l_{сп} > l$ $h_{кон}$ находится подбором.

6. Определяется вторая сопряженная глубина $h_{кон}''$, глубина колодца d и его длина $l_{кол}$:

$$h_{кон}'' = \sqrt{h_{кон}^2 + 2 h_k^3 \left(\frac{1}{h_{кон}} - \frac{1}{h_{н.б}} \right)};$$

$$d = \sigma h_{кон}'' - h_{н.б}; \quad l_{кол} = 2,5 (1,9 h_{кон}'' - h_{кон}).$$



Если $d < 0$, то это означает, что гаситель энергии после быстротока не нужен и значения d и $l_{\text{кол}}$ во внимание не принимаются.

Для составления программы расчета по этому алгоритму принимаются следующие обозначения: Q — расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$; B — ширина русла по дну, м ; N — коэффициент шероховатости; I — уклон быстротока; J — уклон течения; HK — критическая глубина, м ; HO — нормальная глубина, м ; HC — глубина потока в конце быстротока, м ; $HC2$ — вторая сопряженная глубина, м ; Γ — относительная ширина; HB — глубина нижнего бьефа, м ; SJ — расстояние между двумя смежными сечениями кривой свободной поверхности, м ; S — длина кривой спада, м ; L — длина быстротока, м ; DK — глубина водобойного колодца, м ; LK — длина водобойного колодца, м ; T — средняя глубина на некотором участке потока; E — удельная энергия сечения, м .

Основные расчетные зависимости в этих обозначениях принимают следующий вид:

$$HK = 0,483 (Q/B)^{0,667}; \quad HO = \left[\frac{QN}{B \sqrt{I}} \left(\frac{2 + \Gamma}{\Gamma} \right)^{0,5} \right]^{\frac{1}{1,5 + \Gamma}};$$

$$E = H + \frac{\alpha Q^2}{2Q(BH)^3}; \quad J = \left[\frac{QN}{BT} \left(\frac{B + 2T}{BT} \right)^{0,5} \right]^2;$$

$$SJ = \frac{E2 - E1}{I - J}; \quad HC2 = \sqrt{HC^2 + 2HK \left(\frac{1}{HC} - \frac{1}{HB} \right)};$$

$$DK = 1,05HC2 - HB; \quad LK = 2,5 (1,9HC2 - HC).$$

Блок-схема расчета представлена на рис. V.19.

Программа расчета на ЭВМ типа «Мир»

«РАЗР» 6. B1 = (Q ↑ .4) × 8; B = e (B1) / 10; HK = ((Q/B) ↑ .667) × .483; H1 = .7 × HK; Y = (N ↑ .5) × 1.5; C = Y ↑ .5; Z = 1 / (1.5 + Y); A = (Q × N) / (B × (1 ↑ .5)); H = B; B. Γ = B/H; HO = (A × ((2 + Γ) / Γ) ↑ C) ↑ Z; «ЕСЛИ» ABS (H - HO) < .005 «ТО» (H4 = HO) «ИНАЧЕ» (H = HO; «НА» B); H2 = (H1 + H4) × .5; H3 = (H2 + H4) × .5; E1 = ((Q/(B × H1)) ↑ 2) × .056 + H1; E2 = ((Q/(B × H2)) ↑ 2) × .056 + H2; T1 = (H1 + H2) / 2; J1 = (((B + 2 × T1) / (B × T1)) ↑ C) × Q × N / (B × T1) ↑ 2; S1 = (E2 - E1) / (I - J1); E3 = (Q / (B × H3)) ↑ 2 × .056 + H3; T2 = (H2 + H3) / 2; J2 = (((B + 2 × T2) / (B × T2)) ↑ C) × Q × N / (B × T2) ↑ 2; S2 = (E3 - E2) / (I - J2); Ж. E4 = (Q / (B × H4)) ↑ 2 × .056 + H4; T3 = (H3 + H4) / 2; J3 = (((B + 2 × T3) / (B × T3)) ↑ C) × Q × N / (B × T3) ↑ 2; S3 = (E4 - E3) / (I - J3); S = S1 + S2 + S3; «ЕСЛИ» S < L «ТО» (HC = H4) «ИНАЧЕ» (H4 = H4 + .01; «ПА» Ж); HC2 = (2 × (HK ↑ 3) × (1/HC - 1/HB) + HC ↑ 2) ↑ .5; DK = 1.05 × HC2 - HB; LK = (1.9 × HC2 - HC) × 2.5; «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, Q, «ПРОБ» 3, N «ПРОБ» 3, I, «ПРОБ» 3, I, «ПРОБ» 3, HB, «СТРО» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1, B, «ПРОБ» 3, H1, «ПРОБ» 3, H2, «ПРОБ» 3, H3 «ПРОБ» 3, H4, «СТРО» 1, S1, «ПРОБ» 3, S2, «ПРОБ» 3, S3, «СТРО» 1, DK, «ПРОБ» 3, LK, «СТОП» «ГДЕ» ◇

Задача на ЭВМ решается в следующем порядке:

1. Набиваются исходные данные (числовые значения соответствующих тестовому примеру):

$Q = 0,85$; $N = 0,019$; $I = 0,13$; $L = 32$; $HB = 0,49$; «КОН».

2. Вводится в машину программа (лента № 1) и исходные данные

(лента № 2), машина пускается на счет. В результате получается бланк (данные тестового примера).

Исходные данные:

$$Q = .85; \quad N = .019; \quad I = .13;$$

$$L = 32; \quad HB = .49$$

Результаты счета: $B = 7_{10}$;

$$H1 = .384845; \quad H2 = .317403;$$

$$H3 = .283682;$$

$$H4 = .249962;$$

$$S1 = .245175_{10};$$

$$S2 = .328470_{10};$$

$$S3 = 1.178923_{10};$$

$$DK = .039711_{10};$$

$$LK = .338823_{10}.$$

3. Расшифровываются результаты счета (см. рис. V.18).

$$b = 0,7 \text{ м}; \quad h_1 = 0,385 \text{ м}; \quad h = 0,32 \text{ м}; \quad h_3 = 0,28 \text{ м}; \quad h_4 = 0,25 \text{ м};$$

$$S_1 = 2,45 \text{ м}; \quad S_2 = 3,28 \text{ м}; \quad S_3 = 11,79 \text{ м}; \quad d = 0,4 \text{ м}; \quad l_{\text{кол}} = 3,39 \text{ м}.$$

Расчет водобойного колодца после перепада в русле прямоугольного сечения

В параграфе V.3 детально рассмотрены расчеты перепадов в различных случаях, а в параграфе V.4 — расчеты гасителей энергии за ними. Данная задача предусматривает, что в верхнем и нижнем бьефе наблюдается спокойное состояние потока ($h_{н.б} > h_k$), и сопряжение ниспадающего потока с нижним бьефом происходит с помощью гидравлического прыжка. Если глубина h_c , сопряженная с глубиной h_c , больше, чем $h_{н.б}$, то прыжок будет отогнанным, при $h_c = h_{н.б}$ прыжок в сжатом сечении, при $h_c < h_{н.б}$ — затопленный. В двух первых случаях для гашения избыточной кинетической энергии потока устраивается гаситель энергии — водобойный колодец или водобойная стенка.

Глубина водобойного колодца определяется подбором (см. параграф V.4 и рис. V.13) по формуле

$$d = \sigma h_c'' - h_{н.б},$$

а длина колодца $l_{\text{кол}} = l_c + \beta l_{\text{ш}}$.

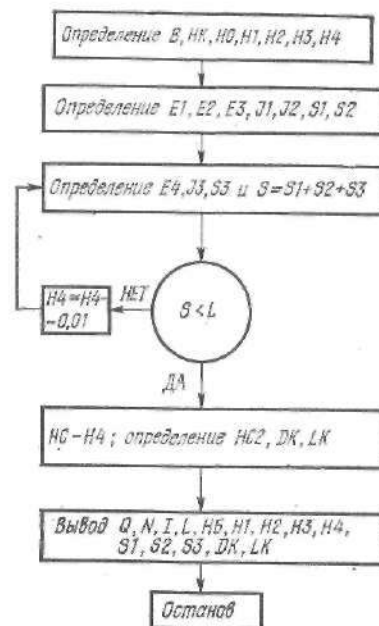


Рис. V.19. Блок-схема расчета на ЭВМ быстротока прямоугольного сечения

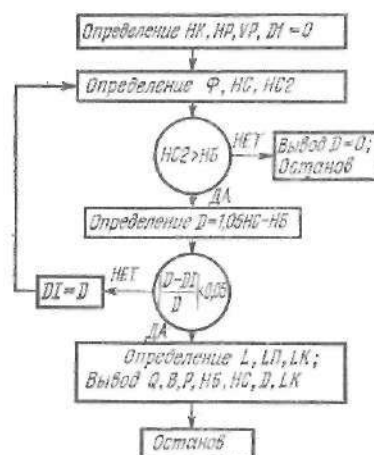


Рис. V.20. Блок-схема расчета на ЭВМ водобойного колодца после перепада в русле прямоугольного сечения

где l_c — дальность падения струи, $l_c = V_n \sqrt{\frac{2P + h_n}{g}}$; $\beta = 0,7$; l_n — длина гидравлического прыжка, $l_n = 2,5 \times (1,9h_c - h_c)$.

Алгоритм решения задачи на ЭВМ

Исходные данные: расход воды Q , ширина русла b , высота стенки падения P и глубина нижнего бьефа $h_{н.б.}$.

1. Определяются критическая глубина $h_k = 0,48 \left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3}$, а также глубина и скорость над стенкой падения: $h_n = 0,7h_k$; $V_n = \frac{Q}{bh_n}$.

2. Находятся глубина в сжатом сечении и сопряженная с ней при глубине колодца $d = 0$:

$$h_c = \frac{Q}{\varphi_1 b \sqrt{V_n^2 + 2g(P + d + 0,5h_n)}};$$

$$h_c^* = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right].$$

3. Устанавливается необходимость гасителя энергии, для чего сопоставляются глубины h_c^* и $h_{н.б.}$:

если $h_c^* < h_{н.б.}$, то гаситель нужен и расчет прекращается;

если $h_c^* > h_{н.б.}$, то гаситель не нужен и производится его расчет.

4. Определяются глубина колодца d (подбором) по формуле

$$d = 0,5h_c^* - h_{н.б.}$$

и его длина

$$l_{кол} = l_c + \beta l_n, \text{ где } \beta = 0,7.$$

Для составления программы по этому алгоритму принимаются следующие обозначения: Q — расход воды, м³/с; B — ширина перепада, м; $НК$ — критическая глубина, м; $НР$ — глубина над стенкой падения, м; $НС$ — глубина в сжатом сечении, м; $НС2$ — глубина вторая сопряженная, м; $НБ$ — глубина нижнего бьефа, м; VP — скорость над стенкой падения, м/с; D — глубина водобойного колодца, м; LK — длина водобойного колодца, м; LP — длина гидравлического прыжка, м; L — дальность падения струи, м; Φ — коэффициент φ_1 .

Блок-схема представлена на рис. V.20

Программа расчета на ЭВМ типа «Мир»

«РАЗР» 6. НК = ((Q/B) ↑ .667) × .483; НР = .7 × НК; VP = Q / (B × НР); D1 = 0; B. Φ = .92 - .028 × (P + D1) / НК; НС = Q / (((P + D1) + 5 × НР) × 19.62 + VP ↑ 2) ↑ .5 × Φ × B; НС2 = (((НК/НС) ↑ 3) × 8 + 1) ↑ .5 - 1) × НС/2; «ЕСЛИ» НС2 < НБ «ТО» DB = 0; «ВЫВ» D K; «СТОП» «ИНАЧЕ» (D = 1.05 × НС2 - НБ); D = 1.05 × НС2 - НБ; «ЕСЛИ» ABS (D - D1) / > .05 «ТО» (D1 = D; «НА» B) «ИНАЧЕ» (L = (((2 × (P + D) + НР) / 9.8) ↑ .5) × VP); LP = (1.9 × НС2 - НС) × 2.5; LK = L + LP × .75; «ВЫВ»; [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, Q, «ПРОБ» 3 B, «ПРОБ» 3, P, «ПРОБ» 3, НБ, «ПРОБ» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1 [СЧЕТА], «СТРО» 1, НС, «ПРОБ» 3, L, «ПРОБ» 3, D, «ПРОБ» 3, LK; «СТОП» «ГДЕ» ◇

Порядок решения задач на ЭВМ:

1. Набиваются исходные данные (числовые значения соответствуют тестовому примеру):

$$Q = 1; B = 1; P = 1,02; НБ = 0,51; «КОН».$$

2. Вводится в машину программа (лента № 1) и исходные данные (лента № 2); машина пускается на счет. В результате машина выдает бланк по данным тестового примера.

Исходные данные:

$$Q = 1; B = 1; P = 1,02; НБ = 0,51.$$

Результаты счета:

$$НС = .184187; B = .176642_{10}; D = .055874_{10}; LK = .504717_{10}.$$

3. Расшифровываются результаты счета:

$$h_c = 0,18 \text{ м}; l_c = 1,75 \text{ м}; d = 0,56 \text{ м}; l_{кол} = 5,05 \text{ м}.$$

Глава VI. РАСЧЕТЫ МАЛЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

VI.1. МАЛЫЕ МОСТЫ

К малым относятся мосты, полная длина которых не превышает 25 м. Их применяют как водопропускные сооружения на автомобильных и железных дорогах при пересечении малых постоянных водотоков, сухих логов и русел периодически действующих водотоков, оросительных каналов и т. д.

Тип малого искусственного сооружения (моста или трубы) выбирается в каждом конкретном случае на основании технико-экономического сравнения. При всех прочих равных условиях предпочтение отдается трубам. Малые мосты следует проектировать в таких случаях:

при пересечении действующих водотоков с возможным образованием ледостава независимо от расхода;

при пересечении сухих логов и русел периодически действующих водотоков с большими расходами;

в особых условиях проектирования (болота, соровые участки — замкнутые котлованы, вытянутые в одном направлении, каналы, затопленные логи и т. д.).

Преимуществом малых мостов по сравнению с трубами является возможность их использования при меньшей высоте насыпи. Малые

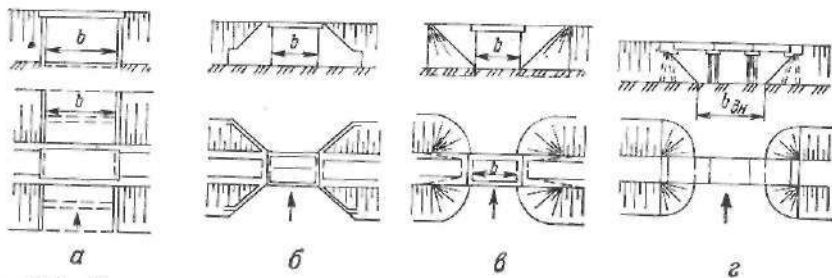


Рис. VI.1. Типы устройств малых мостов:

а — облегченные системы Н. А. Словинского; б — с откосными крыльями; в — с обратными стенками и конусами; г — эстакадные с конусами

мосты экономически целесообразны при малых высотах насыпей и относительно больших расходах воды через их отверстия.

Отверстия малых мостов через основные оросительные и осушительные каналы принимаются конструктивно в соответствии с сечениями этих каналов.

При пересечении соровых участков проектируют малые мосты отверстием не менее 2 м.

При проложении трассы по болоту малые мосты отверстием 2...3 м устраиваются без расчета через каждые 1...2 км.

Согласно действующим типовым проектам, малые мосты имеют стандартные отверстия (расстояния в свету между устоями или опорами): 2; 3; 4; 5; 6; 7,5; 10; 12,5; 15; 20 м.

При проектировании малых водопропускных сооружений выполняют гидрологические и гидравлические расчеты.

Гидрологический расчет производится в соответствии с рекомендациями первой части данной книги. Причем преобладающим расчетным расходом в большинстве случаев является расход от стока ливневых вод.

Расчетные расходы для определения отверстий малых мостов принимаются на основе гидрологических расчетов стока воды при вероятности превышения (по СНиП.П-Д. 7.62), приведенной в табл. I.3.

Гидравлический расчет малых мостов в общем случае состоит из расчета входного и выходного участков. В результате расчета входного участка должны быть установлены параметры, определяющие размеры сооружения: подпёртая глубина (напор) H перед сооружением, по величине которой назначают высоту насыпи; глубина воды на входе в сооружение, по которой устанавливают возвышение низа пролетных строений мостов; глубина и скорость в расчетном сечении; отверстие сооружения; глубина потока на выходе из сооружения, по которой определяют выходные скорости и производят расчет выходного участка.

Гидравлический расчет выходного участка дает возможность установить условия растекания потока за сооружением, рассчитать местные размыты и решить вопрос о защите сооружения от размыва со стороны нижнего бьефа, т. е. выбрать очертание и размеры укрепления выходного участка.

Гидравлические расчеты выходных участков за малыми мостами подробно рассмотрены в параграфе V.5.

Малые мосты могут быть однопролетными и многопролетными. Чаще всего малые мосты проектируются с такими типами устоев: облегченные системы Н. А. Словинского (рис. VI.1, а); с откосными крыльями (рис. VI.1, б); с обратными стенками и конусами (рис. VI.1, в) и эстакадные с конусами (рис. VI, г).

От типа устоев моста зависят значения коэффициента расхода m :

Тип устоев	m
Облегченные системы Н. А. Словинского	0,32
С откосными крыльями	0,35
С обратными стенками и конусами	0,32...0,36
Эстакадные с конусами	0,32

Примечание. Большие значения m применяются для больших напоров

Малый мост обычно стесняет поток в плане, так как отверстие моста b принимают меньше ширины потока, что вызывает повышение уровня воды в верхнем бьефе, т. е. перед мостом. Наименьшее возвышение низа пролетного строения над в водой можно определить по зависимости

$$\Delta H_{\min} = \sigma_K H + \Delta_{\min}, \quad (\text{VI.1})$$

где σ_K — коэффициент, учитывающий снижение кривой подпора во входном сечении (по данным В. В. Смыслова, $\sigma_K = 0,75...0,85$); H — напор воды перед мостом при расчетном расходе; $\Delta_{\min}$ — технический запас низа пролетного строения над уровнем воды, м, принимаемый по данным табл. VI.1.

Допускаемый напор воды перед мостом

$$H = \frac{H_{\text{нас}} - \Delta}{\sigma_K}, \quad (\text{VI.2})$$

где $H_{\text{нас}}$ — высота насыпи; $\Delta = h_{\text{ст}} + \Delta_{\min}$ ($h_{\text{ст}}$ — строительная высота пролетного строения).

Отверстие малого моста работает как водослив с широким порогом и имеет сжатое сечение с расчетной глубиной $h_{\text{расч}} = h_c$ меньше критической (т. е. скорость потока в этом сечении больше, чем при критической глубине).

Общепринятая в СССР методика расчета отверстий малых мостов, разработанная в Киевском автомобильно-дорожном институте, основана на реальных схемах протекания потока для водослива с широким порогом. Это дает возможность более обоснованно определять размеры отверстий малых мостов и тип укрепления подмостового русла.

В зависимости от соотношения между глубиной воды в нижнем бьефе и напором воды перед мостом H различается свободное (незатопленное) и несвободное (затопленное) протекание потока в подмостовом

русле. Условие затопления может быть представлено в таком виде:

$$h_{н.б} \geq NH, \quad (VI.3)$$

где N — критерий затопления, т. е. такая степень подтопления, при которой уровень воды в нижнем бьефе начинает влиять на пропускную способность сооружения; $h_{н.б}$ — глубина потока в нижнем бьефе, при отсутствии подпора принимаемая равной бытовой h_0 (нормальной) глубине нестесненного потока, соответствующей уклону и форме лога (русла).

Для практических расчетов значения N удобно принимать по табл. VI.2, составленной Я. В. Хомяком, в зависимости от коэффициента расхода m .

Если $h_{н.б} < NH$, то подмостовое русло работает по схеме незатопленного водослива с широким порогом; если $h_{н.б} > NH$, то по схеме затопленного водослива.

При гидравлическом расчете малых мостов принимают три расчетные схемы протекания потока в подмостовых руслах (рис. VI.2). Первые две из них обобщают формы кривых свободной поверхности потоков в условиях свободного протекания, а третья — при работе подмостового русла по схеме затопленного водослива.

При первой расчетной схеме (рис. VI.2, а) в конце входного участка устанавливается глубина h_1 меньше критической и меньше нормальной глубины протекания в подмостовом русле. За входным участком глубины потока увеличиваются. Протекание потока по первой расчет-

Таблица VI.1. Значения $\Delta_{\min}$

Условия протекания потока	На автомобильных дорогах	На железных дорогах при расходах	
		расчетном	наибольшем
При напоре воды перед мостом $H \leq 1$ м	0,5	0,5	0,25
То же, более 1 м	0,5	0,75	0,25
При наличии корчехода	1	1,5	1
На селевых потоках	1	—	1

Таблица VI.2. Расчетные параметры к расчету малых мостов

m	$M = m \sqrt{2g}$	$\sqrt[3]{2m^2}$	k_1	N	a	ψ	ψ^2
0,32	1,42	0,59	0,45	0,84	2,56	0,76	0,58
0,33	1,46	0,6	0,47	0,83	2,35	0,78	0,62
0,34	1,5	0,61	0,49	0,81	2,05	0,81	0,65
0,35	1,55	0,63	0,52	0,8	1,85	0,83	0,68
0,36	1,6	0,64	0,54	0,78	1,64	0,84	0,71

ной схеме наблюдается при уклоне дна подмостового русла меньшем, чем уклон i_1 , соответствующий равномерному движению воды с глубиной h_1 . В этом случае за расчетную принимается глубина h_1 , т. е.

$$h_{расч} = h_1 = k_1 H, \quad (VI.4)$$

где множитель k_1 определяется по данным табл. VI.2.

При второй расчетной схеме (рис. VI.2, б) в конце входного участка устанавливается глубина меньше критической, но больше нормальной глубины потока в подмостовом русле. За входным участком глубины уменьшаются. Протекание потока по второй расчетной схеме наблюдается при большой длине подмостового русла и уклоне его больше уклона i_1 . За расчетную глубину в этом случае принимается бытовая глубина в подмостовом русле $h_{0м}$, соответствующая уклону дна подмостового русла, т. е.

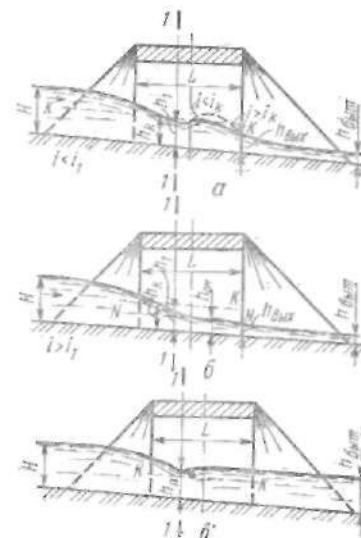


Рис. VI.2. Расчетные схемы протекания потока в подмостовых руслах: а — первая; б — вторая; в — третья

$$h_{расч} = h_{0м}. \quad (VI.5)$$

Две первые расчетные схемы возможны при условии $L/H < 20$ (где L — длина подмостового русла), которое для малых мостов обычно соблюдается.

Первая расчетная схема наиболее характерна для малых мостов, а вторая — для прямоугольных безнапорных труб.

При третьей расчетной схеме (рис. VI.2, в) в конце входного участка устанавливается глубина h_n больше критической в подмостовом русле $h_{к.м}$, по меньше бытовой глубины потока h_0 в нестесненном русле. В этом случае за расчетную принимается глубина h_n , т. е.

$$h_{расч} = h_n = k_n H, \quad (VI.6)$$

где коэффициент k_n определяется по данным Я. В. Хомяка, приведенным в таблице приложения 28. Глубина h_n учитывает влияние на расчет перепада восстановления $z_{вс}$.

Если глубина воды в нижнем бьефе $h_{н.б} > h_0$ (например, при подпоре), в расчетах следует принимать глубину $h_{н.б}$.

Для всех расчетных схем пропускная способность малых мостов определяется по общей формуле водослива

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \sigma_a, \quad (VI.7)$$

откуда необходимое отверстие моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_3 m \sqrt{2g} H_0^{3/2}}, \quad (VI.8)$$

где σ_3 — коэффициент затопления, принимаемый по данным приложения 28.

Напор с учетом скорости подхода

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}.$$

Так как скорости подхода потока перед мостом незначительны, то обычно принимается $H \approx H_0$.

Скорость потока в расчетном сечении может быть определена из уравнения неразрывности

$$V_{расч} = \frac{Q}{bh_{расч}}, \quad (VI.9)$$

где $h_{расч}$ — расчетная глубина потока в подмостовом русле, принимаемая в зависимости от схемы протекания потока.

Для расчетов отверстий малых мостов без учета аккумуляции в качестве расчетного расхода $Q_{расч}$ принимается максимальное его значение, определенное гидрологическими расчетами с учетом нормативных требований (см. первую часть данного учебного пособия).

Пользуясь зависимостями (VI.6...VI.9), можно производить расчеты отверстий малых мостов для всех трех расчетных схем протекания потока и различных исходных данных.

При определении отверстий малых мостов возможны два расчетных случая.

Для первого расчетного случая известны: расчетный расход $Q_{расч}$, тип устоев (т. е. коэффициент расхода m), уклон дна русла i_0 , бытовая глубина h_0 (или $h_{н.б.}$), уклон дна подмостового русла $i_{ом}$, напор воды перед мостом, установленный по зависимости (VI.2) или условиями проектирования. В результате расчета должен быть определен размер отверстия сооружения и подобран тип укрепления подмостового русла. Расчет в этом случае ведется в такой последовательности.

По типу устоев моста выбирается (см. с. 179) коэффициент расхода, а по табл. VI.2 устанавливается критерий затопления N .

Если $h_0 < NH$, то отверстие моста следует рассчитывать по формуле незатопленного водослива с широким порогом (VI.8), т. е. принимая $\sigma_3 = 1$.

Полученный размер отверстия моста округляется до ближайшего большего стандартного размера b_1 . Затем определяется новое значение напора H_1 , соответствующее b_1 по формуле

$$H_1 = H \sqrt[3]{(b/b_1)^2}. \quad (VI.10)$$

Условия затопления проверяются по уточненному значению H_1 . Если условие затопления не изменилось, т. е. $h_0 < NH_1$, по

табл. VI.2 определяем коэффициент k_1 и находим расчетную глубину:

$$h_{расч} = k_1 H_1.$$

При изменении условия затопления ($h_0 > N$) перерасчет производится по схеме затопленного водослива, т. е. с учетом коэффициента затопления σ_3 .

$$V_{расч} = \frac{Q}{b_1 h_{расч}}.$$

В соответствии с полученной скоростью $V_{расч}$ и глубиной $h_{расч}$ может быть выбран тип укрепления подмостового русла по данным, приведенным в приложении 22.

Порядок расчета входного участка рассмотрен в параграфе VI.5.

Пример VI.1. Рассчитать отверстие малого моста с откосными крыльями и подобрать тип укрепления подмостового русла для расчетного расхода $Q=30$ м³/с. Бытовая глубина воды в логе $h_0 = 0,53$ м (см. пример IV.1), напор воды перед мостом $H = 1,7$ м.

Порядок расчета. 1. По табл. VI.1 устанавливаем, что устоям с откосными крыльями соответствует коэффициент расхода $m = 0,35$, тогда по табл. VI.2 критерий затопления $N = 0,8$.

Проверяем условие затопления. Так как $h_0 < NH$ ($0,53 < 0,8 \cdot 1,7$), то подмостовое русло является незатопленным и поэтому коэффициент затопления $\sigma_3 = 1$.

2. Определяем размер отверстия моста

$$b = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{30}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81} 1,7^{3/2}} = 8,75 \text{ м.}$$

Принимаем ближайшее стандартное значение $b_1 = 10$ м.

3. Новое (уточненное) значение напора перед мостом

$$H_1 = H \sqrt[3]{(b/b_1)^2} = 1,7 \sqrt[3]{(8,75/10)^2} = 1,55 \text{ м.}$$

4. Условие $h_0 < NH_1$ не изменилось:

$$0,53 < 0,8 \cdot 1,55.$$

5. По табл. VI.2 устанавливаем, что $k_1 = 0,52$, следовательно, глубина в расчетном сечении $h_1 = k_1 H_1 = 0,52 \cdot 1,55 = 0,8$ м и скорость $V_{расч} = \frac{Q}{b_1 h_1} = \frac{30}{10 \cdot 0,81} = 3,7$ м/с.

6. По данным, приведенным в приложении 22, устанавливаем, что при $V_{расч} = 3,7$ м/с и $h_{расч} = 0,81$ подмостовое русло необходимо укрепить мощением из камня размером 25 см на слое щебня 10 см или выполнить двойное мощение.

Так как мощение крайне неиндустриальный тип укрепления русел, в последнее время оно все чаще заменяется укреплением из сборных бетонных плит размером 50 × 50 или 100 × 100 см.

Для второго расчетного случая известны: расчетный расход $Q_{расч}$, тип устоев, уклон дна русла i_0 , бытовая глубина h_0 или $h_{н.б.}$, уклон подмостового русла $i_{ом}$ и допускаемая скорость $V_{доп}$ в расчетном сечении.

Допускаемая скорость $V_{доп}$ может быть установлена по принимаемому типу укрепления подмостового русла или ограничена определенными условиями (обычно $V_{макс} \leq 4...5$ м/с, для расчетного сечения).

Если глубина потока в расчетном сечении неизвестна, то допускаемую скорость определяют по формуле Ю. Н. Даденкова

$$V_{\text{доп}} = \Psi V_{1,0} \sqrt{\frac{V_{1,0}^2}{g}}, \quad (\text{VI.11})$$

где $V_{1,0}$ — допускаемая скорость при глубине 1 м; $\Psi = h_p/h_{\text{км}}$ — расчетный коэффициент, принимаемый по данным табл. VI.2.

При расчете должны быть определены размер отверстия моста b и напор воды H перед мостом, а также проверено соответствие принятого типа укрепления скорости в расчетном сечении подмостового русла.

Расчеты в этом случае ведутся в такой последовательности. По типу устоев моста выбирается (см. с. 179) соответствующий коэффициент расхода m , для которого по табл. VI.3 устанавливается функция Ψ^2 и критерий затопления N . Первоначально принимается $\sigma_s = 1$ и определяется напор перед мостом

$$H = \frac{\Psi^2 V_{\text{доп}}^2}{\sigma_s^2 g \sqrt{2m^2}}. \quad (\text{VI.12})$$

Далее устанавливается характер затопления подмостового русла в зависимости от соотношения между h_0 и NH и выбирается расчетная формула для определения размера отверстия моста.

Следует отметить, что значение напора H , подсчитанное при $\sigma_s = 1$, правильное только для схемы свободного протекания. При затопленном же подмостовом русле это значение может служить лишь для установления схемы протекания, так как действительный напор в этом случае должен определяться с учетом затопления.

Пример VI.2. Рассчитать отверстие малого моста с откосными крыльями и определить напор воды перед ним при $Q = 26 \text{ м}^3/\text{с}$ и бытовой глубине воды в логе $h_0 = 0,5 \text{ м}$. Подмостовое русло предполагается укрепить мощением из камня размером 25 см на слое щебня 10 см.

Порядок расчета. 1. В соответствии с заданным типом укрепления русла устанавливаем (см. приложение 22), что $V_{\text{доп}} = 4 \text{ м/с}$.

2. Коэффициент расхода для принятого типа устоев моста $m = 0,35$ (см. с. 179). По табл. VI.2 $\Psi^2 = 0,68$, $N = 0,8$ и $k_1 = 0,52$.

3. Принимая, что подмостовое русло незатоплено, т. е. $\sigma_s = 1$, вычисляем напор

$$H = \frac{\Psi^2 V_{\text{доп}}^2}{\sigma_s^2 g \sqrt{2m^2}} = \frac{0,68 \cdot 4^2}{1^2 \cdot 9,81 \sqrt{2 \cdot 0,35^2}} = 1,8 \text{ м}.$$

Так как условие $h_0 < NH$ ($0,50 < 0,8 \cdot 1,8$) выполнено, то подмостовое русло действительно незатоплено и поэтому полученное значение напора может быть использовано для дальнейших расчетов.

4. Определяем размер отверстия моста

$$b = \frac{Q}{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{26}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81} 1,8^{3/2}} = 6,94 \text{ м}.$$

Принимаем ближайший стандартный размер отверстия $b_1 = 7,5 \text{ м}$.

5. Уточненное значение напора

$$H_1 = H \sqrt{(b/b_1)^2} = 1,8 \sqrt{(6,94/7,5)^2} = 1,75 \text{ м}.$$

Так как напор изменился незначительно, то и критерий затопления практически остался таким же ($0,5 < 0,8 \cdot 1,75$) и подмостовое русло остается незатопленным.

6. Вычисляем глубину потока в расчетном сечении

$$h_{\text{расч}} = k_1 H = 0,52 \cdot 1,75 = 0,91 \text{ м}$$

и скорость протекания потока в подмостовом русле

$$V_{\text{расч}} = \frac{Q}{b_1 h_{\text{расч}}} = \frac{26}{7,5 \cdot 0,91} = 3,82 \text{ м/с},$$

что меньше допускаемой ($V_{\text{расч}} < V_{\text{доп}}$), поэтому условие расчета выполнено.

Как видно из примеров, практические расчеты для схемы свободного протекания потока (незатопленных подмостовых русел) несложны.

Для схемы несвободного протекания потока (затопленных подмостовых русел) расчеты ведутся последовательным приближением, так как коэффициент затопления σ_s заранее неизвестен. В этом случае используются таблицы приложения 28 с учетом степени подтопления $n = h_0/H$. Наибольшая возможная скорость течения в подмостовом русле устанавливается по формуле

$$V_{\text{max}} = \left(\frac{gh_0 \sqrt{2m^2}}{N} \right)^{1/2}. \quad (\text{VI.13})$$

Если $V_{\text{max}} > V_{\text{доп}}$, то для дальнейшего расчета принимается допускаемая скорость $V_{\text{доп}}$, а если $V_{\text{max}} < V_{\text{доп}}$ — наибольшая возможная скорость V_{max} .

Рассмотрим первый расчетный случай.

Пример VI.3. Определять размер отверстия малого моста и подобрать тип укрепления подмостового русла при следующих расчетных данных: $Q_{\text{расч}} = 19,8 \text{ м}^3/\text{с}$, устой моста с откосными крыльями, напор воды перед мостом не должен превышать 1,8 м, а $h_0 = 1,65 \text{ м}$.

Порядок расчета. 1. По табл. VI.2 устанавливаем, что при $m = 0,35$ $N = 0,8$. Тогда $NH = 0,8 \cdot 1,8 = 1,44$. Так как $h_0 > NH$ ($1,65 > 1,44$), то подмостовое русло затоплено.

2. Определим степень затопления

$$n = h_0/H = 1,65/1,8 = 0,92.$$

По таблице приложения 28 устанавливаем, что при $n = 0,92$ и $m = 0,35$ коэффициент затопления $\sigma_s = 0,71$.

3. Размер отверстия моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_s m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} = \frac{19,8}{0,71 \cdot 0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81} 1,8^{3/2}} = 7,4 \text{ м}.$$

Округляем до стандартного значения $b_1 = 7,5 \text{ м}$.

4. Для определения нового значения напора H_1 подсчитаем вспомогательную функцию

$$\Theta = \frac{H \sqrt{\left(\frac{b \sigma_s}{b_1} \right)^2}}{h_0} = \frac{1,8 \sqrt{\left(\frac{7,4 \cdot 0,71}{7,5} \right)^2}}{1,65} = 0,86.$$

По таблице приложения 28 при $m = 0,35$ и $\Theta = 0,86$ устанавливаем, что $n_1 = 0,92$ и $\sigma_{s1} = 0,71$. Так как стандартное отверстие моста незначительно отличается от расчетного, то значения n и σ_s не изменились, т. е. практически не изменился напор воды перед мостом и можно принять $H_1 = 1,8 \text{ м}$.

При иных значениях n и σ новое значение напора следует подсчитывать по правилам, изложенным в примере VI.4.

5. Определим глубину и скорость потока в расчетном сечении, предварительно установив, что $k_{\Pi} = 0,85$ (по таблице приложения 28 при $m = 0,35$ и $n = 0,92$).

$$h_{\text{расч}} = k_{\Pi} H = 0,85 \cdot 1,8 = 1,53 \text{ м.}$$

$$V_{\text{расч}} = \frac{Q}{b_1 h_{\text{расч}}} = \frac{19,8}{7,5 \cdot 1,53} = 1,73 \text{ м/с.}$$

6. По данным расчета может быть принят тип укрепления подмостового русла — одерновка плавнями.

Рассмотрим второй расчетный случай.

Пример VI.4. Определить размер отверстия моста и напор воды перед мостом при следующих расчетных данных: $Q_{\text{расч}} = 16 \text{ м}^3/\text{с}$, $V_{\text{доп}} = 4 \text{ м/с}$, устой моста системы Н. А. Словинского, $h_0 = 1,6 \text{ м}$.

Порядок расчета. 1. По табл. VI.2 устанавливаем, что при $m = 0,32$ $N = 0,84$ и $\Psi^2 = 0,58$.

2. Принимая в первом приближении $\sigma_s = 1$, определяем, что

$$H = \frac{\Psi^2 V_{\text{доп}}^2}{\sigma_s^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{0,58 \cdot 4^2}{1^2 \cdot 9,81 \sqrt[3]{2 \cdot 0,32^2}} = 1,6 \text{ м.}$$

Тогда $NH = 0,84 \cdot 1,6 = 1,34 \text{ м}$ и $h_0 > NH$ ($1,6 > 1,34$), т. е. подмостовое русло затоплено и напор должен быть пересчитан.

3. Определим наибольшую возможную скорость в подмостовом русле по зависимости (VI.13):

$$V_{\text{max}} = \left(\frac{gh_0 \sqrt[3]{2m^2}}{N} \right)^{1/2} = \left(\frac{9,81 \cdot 1,6 \sqrt[3]{2 \cdot 0,32^2}}{0,84} \right)^{1/2} = 3,3 \text{ м/с.}$$

Так как $V_{\text{max}} < V_{\text{доп}}$ ($3,3 < 4$), то в расчет принимаем скорость $V_{\text{max}} = 3,3 \text{ м/с}$ (если окажется, что $V_{\text{max}} > V_{\text{доп}}$, то в расчет надо принимать V_{max}).

4. Для вычисления действительного напора определим сначала вспомогательную функцию

$$\Theta_1 = V_{\text{max}}^2 / h_0 = 3,3^2 / 1,6 = 6,8.$$

Затем по таблице приложения 28 для $m = 0,32$ устанавливаем, что при $\Theta_1 = 6,8$ $\sigma_s = 1$, $n = 0,84$ и $\Psi^2 = 1$.

Тогда напор H в первом приближении

$$H = \frac{\Psi^2 V_{\text{расч}}^2}{\sigma_s^2 g \sqrt[3]{2m^2}} = \frac{1^2 \cdot 3,3^2}{1^2 \cdot 9,81 \sqrt[3]{2 \cdot 0,32^2}} = 1,9 \text{ м,}$$

а размер отверстия моста

$$b = \frac{Q}{\sigma_s m \sqrt[3]{2g H_0^{2/3}}} = \frac{16}{1 \cdot 0,32 \sqrt[3]{2 \cdot 9,81 \cdot 1,9^{2/3}}} = 4,2 \text{ м.}$$

Округляем до стандартного значения $b_1 = 5 \text{ м}$.

5. Для установления напора во втором приближении вычислим вспомогательную функцию Θ

$$\Theta = \frac{H \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_s}{b_1}\right)^2}}{h_0} = \frac{1,9 \sqrt[3]{\left(\frac{4,2 \cdot 1}{5}\right)^2}}{1,6} = 1,06.$$

По таблице приложения 28 при $m = 0,32$ и $\Theta = 1,06$ находим, что $n = 0,88$ и $\sigma_s = 0,9$ и тогда

$$H_1 = H \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_s}{b_1\sigma_s}\right)^2} = 1,9 \sqrt[3]{\left(\frac{4,2 \cdot 1}{5 \cdot 0,9}\right)^2} = 1,79 \text{ м.}$$

Так как $n_1 = b_0/H_1 = 1,6/1,79 = 0,895$ и $n \neq n_1$ ($0,88 \neq 0,895$), то принимаем $n_1 = 0,9$ и тогда $\sigma_s = 0,84$, а напор

$$H_1^* = H_1 \sqrt[3]{\left(\frac{b\sigma_s}{b_1\sigma_s}\right)^2} = 1,79 \sqrt[3]{\left(\frac{4,2 \cdot 1}{5 \cdot 0,84}\right)^2} = 1,78 \text{ м.}$$

В связи с тем, что значения H_1^* и H_1 близки, то дальнейшего уточнения не требуется и окончательно принимаем $H = 1,78 \text{ м}$.

Условие затопления выдержано:

$$h_0 = 1,6 \text{ м} > NH = 0,84 \cdot 1,78 = 1,5 \text{ м.}$$

6. Глубина потока в расчетном сечении при $k_{\Pi} = 0,74$ (таблица приложения 28 при $n = 0,9$ и $m = 0,32$).

$$h_{\text{расч}} = k_{\Pi} H = 0,74 \cdot 1,78 = 1,31 \text{ м.}$$

Скорость потока в расчетном сечении

$$V_{\text{расч}} = \frac{Q}{h_{\text{расч}} b_1} = \frac{16}{1,31 \cdot 5} = 2,42 \text{ м/с.}$$

Таким образом, условие $V_{\text{расч}} < V_{\text{доп}}$ выполнено.

VI.2. ДОРОЖНЫЕ ТРУБЫ

Дорожные водопропускные трубы — наиболее распространенный вид малых искусственных сооружений.

Трубы по сравнению с малыми мостами имеют ряд преимуществ: не нарушают целостности земляного полотна и дорожной одежды, могут применяться при любых сочетаниях плана и профиля дороги, достаточно экономичны при строительстве и эксплуатации, почти все их элементы могут быть изготовлены на заводах. Применение водопропускных труб порой ограничивается недостаточной высотой насыпи, минимальная высота которых по конструктивным соображениям составляет 1,5 м. Другой причиной, исключающей возможность применения труб, может оказаться большая мутность потока, угрожающая заиливанием сооружения. Трубы не рекомендуется применять на действующих водотоках с возможным ледоходом или корчеходом, на водотоках, где возможно образование палей, на переходах через селевые потоки.

Наиболее распространены в настоящее время железобетонные трубы (в горных условиях — каменные и бетонные). Применяются обычно трубы круглого сечения, реже — прямоугольного, а в последнее время оvoidального, чтобы уменьшить расход металла на армирование [10]. По числу отверстий трубы бывают одноочковые, двухочковые, трехочковые и многоочковые.

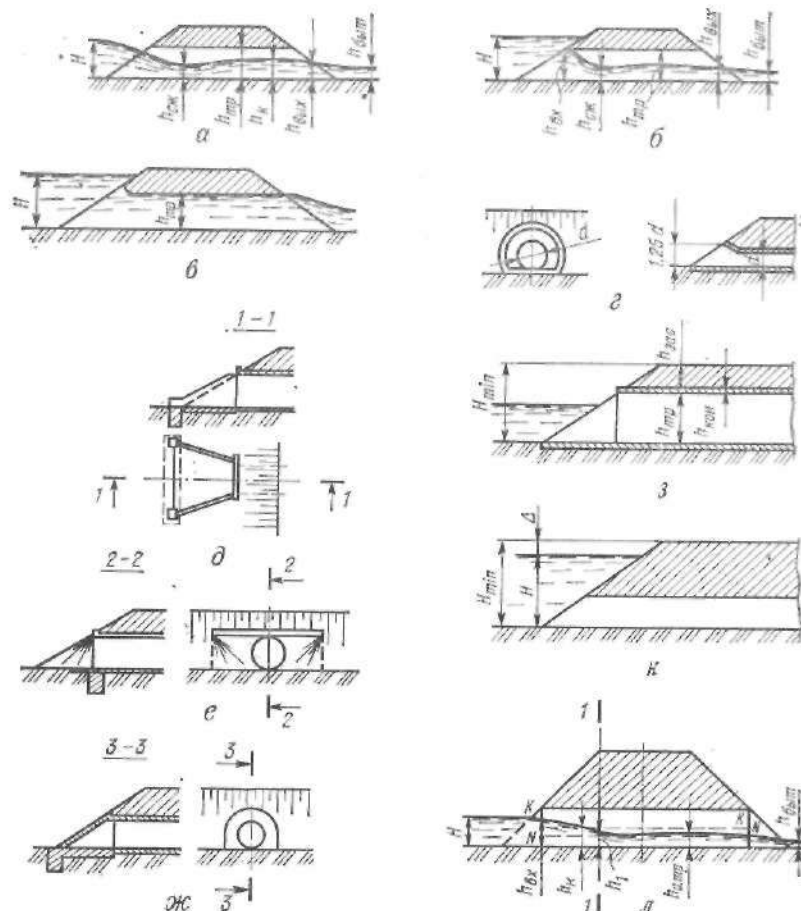


Рис. VI.3. Дорожные трубы:

а — безнапорный режим протекания воды в трубах; б — полунанпорный режим протекания; в — напорный режим протекания; г — обтекаемый входной оголовок; д — раструбный входной оголовок; е — порталный входной оголовок; ж — воротниковый входной оголовок; з — высота насыпи при безнапорном режиме; и — высота насыпи при полунанпорном и напорном режимах; к — расчетная схема протекания потока в прямоугольных безнапорных трубах

Согласно действующим типовым проектам дорожные водопропускные трубы имеют стандартные отверстия: круглые — с внутренним диаметром 0,75; 1; 1,25; 1,5 и 2 м; прямоугольные — одноочковые — 2 м, 2,5 м и 3 м, двухочковые — 2 · 2,2; 2 · 2,7 и 2 · 3,2 м, овоидальные — отверстием 1; 1,25; 1,5 и 2 м.

Также как и для малых мостов, при проектировании дорожных труб выполняются гидрологические и гидравлические расчеты.

Гидрологический расчет производится в соответствии с рекомендациями первой части данной книги с учетом нормативных вероятностей превышения ливневого стока (см. табл. 1.2).

При гидравлическом расчете также самостоятельно рассматривают-

ся входной и выходной участки. Задача расчета входного участка заключается в определении режима работы трубы, ее размеров, минимальной высоты насыпи и глубины потока на выходе. Пропускная способность многоочковых (двухочковых, трехочковых и т. д.) труб равна суммарной пропускной способности соответствующего числа одноочковых труб. В результате расчета выходного участка должны быть определены условия, обеспечивающие устойчивость сооружения со стороны нижнего бьефа.

Режим протекания потока в пределах сооружения трубы может быть безнапорным, полунанпорным и напорным.

Безнапорный режим протекания потока в трубе бывает, если

$$H \leq 1,2h_{тр}, \quad (VI.14)$$

где H — напор воды перед трубой; $h_{тр}$ — высота (или диаметр трубы).

При безнапорном движении поток имеет свободную поверхность по всей длине трубы (рис. VI.3, а).

Полунанпорный режим имеет место, если

$$H > 1,2h_{тр}. \quad (VI.15)$$

В этом случае вход в трубу становится затопленным и наблюдаются два характерных участка движения: участок на входе, где поток соприкасается по всему периметру со стенками трубы и основной участок, где протекание потока происходит со свободной поверхностью (рис. VI.3, б). Входной участок заканчивается сжатым сечением с глубиной $h_c < h_k$.

Пропускная способность полунанпорных труб больше безнапорных.

Напорный режим протекания потока в трубах характеризуется тем, что все поперечное сечение сооружения по всей длине полностью заполнено водой (рис. VI.3, в) и кривая свободной поверхности потока может иметь место только лишь на выходном участке трубы, где сказывается влияние кривизны потока. При напорном режиме трубы обладают наибольшей пропускной способностью.

Напорный режим может быть при одновременном выполнении трех условий:

входной оголовок должен быть обтекаемым;

$$H > 1,4h_{тр}; \quad (VI.16)$$

$$i_{тр} < i_t, \quad (VI.17)$$

где $i_{тр}$ — уклон дна трубы; i_t — уклон трения $i_t = Q^2/K^2 = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}$.

Оголовки могут быть обтекаемыми или необтекаемыми.

Обтекаемые оголовки характеризуются (рис. VI.3, г) или входным звеном большего, чем все остальные, диаметра или конически сходящимся звеном.

Необтекаемые оголовки подразделяются на раструбные (рис. VI.3, д), порталные (VI.3, е) и воротниковые (рис. VI.3, ж).

Входные и выходные оголовки обтекаемого или необтекаемого типа оказывают влияние на режим работы трубы и ее пропускную способность. Они также предназначены для сопряжения трубы с откосами земельного полотна.

Обтекаемые оголовки, хотя и обладают большей пропускной способностью, но более трудоемки в изготовлении, чем необтекаемые. Среди необтекаемых оголовков несколько большая пропускная способность у раструбных.

Безнапорным трубам с целью уменьшения земляных работ при устройстве подводящих и отводящих русел желательно придавать уклоны, равные уклону лога, но не менее 0,003...0,005 во избежание заиливания. Учитывая возрастание скоростей в выходном сечении, следует стремиться назначать уклоны дна труб равными критическому (или менее его), т. е. $i_{тр} \leq i_k$. Если уклон трубы в два или более раз меньше критического, то следует вводить поправку в подпор, равную $l(i_k - i_{тр})$, где l — длина трубы.

Согласно нормам, высота трубы назначается не менее 1 м, а при длине трубы более 20 м — не менее 1,25 м. Под насыпными автомобильных дорог II...IV категорий допускается применение труб высотой 1 м при их длине не более 30 м и высотой 0,75 м — при длине не более 15 м. На съездах допускается уменьшение высоты до 0,5 м.

В тальвегах и пониженных местах с весьма малыми расходами трубы назначаются конструктивно $d = 0,75$ м без выполнения гидравлических расчетов.

Режимы протекания для оvoidальных труб, согласно типовому проекту, приняты:

для труб под железную дорогу — безнапорный при пропуске расчетного расхода и полунанпорный и напорный при пропуске максимального расхода;

для труб под автомобильную дорогу — полунанпорный и напорный режимы для пропускания расчетных расходов.

Переход от безнапорного режима к полунанпорному принимается условно при глубине воды на входе, равной высоте входного сечения.

Наименьшая допустимая высота насыпи H_{min} над трубами устанавливается расчетом в соответствии с такими рекомендациями:

по засыпке грунта при безнапорном режиме (рис. VI.3, а)

$$H_{min} = h_{тр} + h_{кон} + h_{зас}; \quad (VI.18)$$

при полунанпорном и напорном режимах (рис. VI.3, б)

$$H_{min} = H + \Delta. \quad (VI.19)$$

В этих зависимостях $h_{тр}$ — высота трубы (или диаметр); $h_{кон}$ — толщина стенки трубы; $h_{зас}$ — высота засыпки (не менее 0,5 м); H — напор воды перед трубой; Δ — запас над горизонтом подпорных вод, принимаемый для труб малых отверстий не менее 0,5 м, а для труб отверстием 2 м и более — не менее 1 м.

Размеры отверстий труб выбираются в соответствии с результатами гидравлических расчетов, однако с целью унификации сборных элементов необходимо назначать однотипные (в том числе желательно и по отверстию) трубы на всем протяжении трассы.

Для дорожных труб характерна схема свободного протекания (незатопленные трубы), когда уровень воды в нижнем бьефе не влияет на условия протекания потока. Многочисленными опытами установ-

лено, что влияние затопления на режим протекания потока в трубе начинается сказываться при $h_{п.б} > 1,25h_k$. Это возможно только при устройстве безнапорных труб на участке подпора, что встречается весьма редко и поэтому не рассматривается.

Отверстие трубы обычно рассчитывают в зависимости от режима протекания воды в ней.

Расчет безнапорных труб. Пропускная способность безнапорных труб (любой формы поперечного сечения) может быть определена по формуле А. А. Угличуса

$$Q = mb_k \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (VI.20)$$

где m — коэффициент расхода, принимаемый в зависимости от формы поперечного сечения и типа входного оголовка по табл. VI.3; b_k — средняя ширина потока в сечении с критической глубиной; H_0 — полный напор (т. е. с учетом скорости подхода).

Для труб с уклонами $i_{тр} < i_k$ сечение с глубиной h_k устанавливается вблизи выхода и поэтому глубина потока на выходе принимается $h_{вых} = (0,75...0,8)h_k$ при неплавных (воротниковый, порталный) входных оголовках и $h_{вых} = (0,8...0,85)h_k$ при плавных (раструбных) оголовках.

Для труб с уклонами $i_{тр} > i_k$ сечение с глубиной h_k устанавливается в начале трубы (как в быстотоке). Глубина потока на выходе определяется из условий сравнения длины трубы и длины кривой спада (так же, как и в случае короткого и длинного быстотока).

Гидравлический расчет отверстий прямоугольных безнапорных труб не отличается от расчета отверстия малых мостов, так как в обоих случаях справедливы одни и те же расчетные схемы протекания потока в сооружении. Следовательно, подробно рассмотренная в параграфе VI.1 методика расчета отверстий малых мостов полностью применима и в данном случае.

Кроме того, при больших длине и уклоне (обычно при $i_{тр} > i_k$) прямоугольных безнапорных труб возможна также расчетная схема (рис. VI.3, в), которая обобщает такие формы кривых свободной поверхности незатопленных потоков, при которых в конце входного участка (сечение I—I) устанавливается глубина h_1 менее критической $h_{к.тр.}$, но более бытовой $h_{отр}$ в трубе.

Такая схема применима при условии

$$i_{тр} > i_1, \quad (VI.21)$$

где i_1 — уклон, соответствующий равномерному движению потока с глубиной h_1 .

За расчетную глубину принимается нормальная глубина воды в трубе $h_{отр}$, соответствующая уклону $i_{тр}$. Порядок расчета отверстия такой же, как и для малых мостов (см. параграф VI.1). Скорость в расчетном сечении $V_{расч} = \frac{Q}{b_1 h_{отр}}$ должна быть увязана с устойчивостью

выходного участка за сооружением.

Глубина потока на входе в трубу $h_{вх}$ может быть определена по рекомендации Н. П. Розанова. Для раструбных оголовков прямоугольных труб при $i < i_k$ $h_{вх} = 0,88H$; при $i > i_k$ $h_{вх} = 0,85H$.

Для круглых труб:

с порталными и раструбными оголовками $h_{вх} = 0,9H$;

с воротниковыми оголовками $h_{вх} = 0,79H$.

Отверстия безнапорных труб рассчитывают методом подбора на основании допустимой скорости исходя из предельной степени наполнения.

$$s_0 = H/h_{тр.}$$

В соответствии с нормами [16] возвышение высшей точки внутренней поверхности труб над поверхностью воды при расчетном расходе и безнапорном режиме должно быть в круглых трубах не менее $1/4$ отверстия и в прямоугольных высотой до 3 м — не менее $1/6$ высоты трубы в свету, а высотой более 3 м — не менее 0,5 м.

Значения критических уклона и глубины определяются в соответствии с рекомендациями, приведенными в параграфе IV.4.

Нормальная глубина в трубах h_0 определяется по формулам равномерного движения (см. параграф IV.3 и пример IV.3).

Для определения $h_{отр}$ при большом уклоне ($i_{тр} > i_k$) рекомендуется учитывать аэрацию потока, как это делается при расчете быстротоков.

За расчетное сечение с наименьшей глубиной и соответственно наибольшей скоростью принимается либо сжатое (рис. VI.2, а, рис. VI.3, а, б) сечение, либо сечение с нормальной глубиной (рис. VI.3, а). В любом из этих двух случаев глубина в расчетном сечении меньше критической, а поэтому скорость всегда больше критической. В то же время следует отметить, что определение расчетной скорости в пределах трубы зачастую лишено практического смысла, так как конструктивные элементы трубы выполняются из бетона или железобетона, для которого всегда выдерживается условие $V_{доп} > V_{расч}$.

В связи с этим особо важное значение приобретает расчет выходного участка, задачей которого является обеспечение надежности сооружения от разрушений со стороны нижнего бьефа.

Учитывая, что отверстия трубы должны быть стандартными, можно использовать таблицы пропускной способности для круглых и прямоугольных труб (см. приложения 29 и 30), составленные О. В. Андреевым по расчетной формуле (VI.20) в предположении, что уклон трубы и критический равны. При этом за основу была принята методика расчета по так называемой взаимосвязной «цепочке» определения искомых величин $V_c \rightarrow h_c \rightarrow \omega_c \rightarrow H \rightarrow Q$. В качестве расчетного (сжатого) сечения принималось, как указано выше, сечение с критической глубиной $h_{к.}$

При расчете отверстий круглых безнапорных труб по этим таблицам выбирается диаметр, напор воды перед трубой и скорость потока для соответствующего расчетного расхода, установленного гидрологических расчетами (см. первую часть).

Скорости в таблицах приложения определены для безнапорных и полунапорных труб только в сечении с критической глубиной. Поэтому расчет выходного участка необходим во всех случаях.

Пример VI.5. Подобрать отверстие круглой безнапорной трубы при расчетном расходе $Q = 4,5$ м³/с.

Порядок расчета. Пользуясь приложением 29 устанавливаем, что для пропуска заданного расхода с учетом условия (VI.14) могут быть использованы трубы с различным числом очков.

Из одноочковых можно применить трубы: с необтекаемым оголовком диаметром 2 м при напоре $H = 1,65$ м; с обтекаемым оголовком диаметрами 2 и 1,5 м при соответствующих напорах $H = 1,53$ м и $H = 1,71$ м.

При использовании двухочковых труб расход делим на две части, т. е. для каждого очка по 2,25 м³/с и устанавливаем, что, в соответствии с приложением 29, могут быть выбраны трубы с необтекаемым оголовком и двумя отверстиями диаметром 1,5 м при напоре $H = 1,21$ м и с обтекаемым оголовком и двумя отверстиями диаметром 1,25 м при напоре $H = 1,21$ м.

При выборе трехочковых труб расход делим на 3 части, т. е. для каждого очка по 1,5 м³/с, причем могут быть применены трубы: с необтекаемым оголовком три отверстия диаметром 1,25 м при $H = 1,05$ м; с обтекаемым оголовком три отверстия диаметром 1,25 м при $H = 0,96$ м. В обоих случаях степень наполнения менее допустимой.

Окончательный выбор варианта зависит от принятого диаметра труб на других участках дороги.

Если принять одноочковую трубу с необтекаемым оголовком диаметром 2 м, то скорость на входном участке в соответствии с приложением 29 составит 2,8 м/с.

Расчет полунапорных труб. По рекомендациям Н. П. Розанова,

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H - \epsilon h_{тр})}, \quad (VI.22)$$

или точнее для круглых труб с учетом уклона дна

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g[H - (0,708 - 2i)d]}. \quad (VI.23)$$

Значения коэффициентов μ , ϵ приводятся в табл. VI.3 в зависимости от формы сечения трубы и типа входного оголовка. Площадь живого

Таблица VI.3. Коэффициенты к расчету водопропускных труб

Форма поперечного сечения трубы	Расчетные коэффициенты	Типы входных оголовков				
		портальный, с конусами	воротниковый	Раструбный с α_p		
				10°	20°	30...45°
Прямоугольная	$m(\mu)$	0,325	0,315	0,36	0,36	0,35
	ϵ	0,74	0,74	0,76	0,78	0,81
	φ	0,62	0,58	0,61	0,64	0,68
Круглая	$m(\mu)$	0,31	0,31	0,33	0,33	0,33
	ϵ	0,79	0,75	0,79	0,79	0,79
	φ	0,65	0,62	0,66	0,69	0,7

сечения ω определяется для зависимостей (VI.22) и (VI.23) с учетом допускаемой скорости, т. е. $\omega = Q/V_{\text{доп}}$.

При расчете полунапорных труб можно также пользоваться таблицами пропускной способности, которые позволяют быстро подобрать стандартные отверстия труб. Скорости в таблицах приложения 29 (круглые трубы) и 30 (прямоугольные трубы) определены только для сечений с критической глубиной. Поэтому необходим расчет выходного участка.

Пример VI.6. Подобрать отверстие круглой полунапорной трубы по условиям предыдущего примера.

Порядок расчета. По приложению 29 с учетом условия (VI.15) устанавливаем, что при расходе $Q = 4,5 \text{ м}^3/\text{с}$ могут быть применены:

одночочковая труба $d = 1,5 \text{ м}$ при $H = 2,07 \text{ м}$;

трехчочковая труба $3 \times d = 1 \text{ м}$ при $H = 1,27 \text{ м}$.

Окончательный выбор варианта производится с учетом рекомендаций, изложенных в предыдущем примере.

В практических расчетах трубы с необтекаемыми оголовками с затопленным входным сечением следует рассчитывать по полунапорному режиму протекания потока.

Расчет напорных труб. Для труб, не затопленных со стороны нижнего бьефа, расход

$$Q = \mu_n \omega \sqrt{2g(H_0 + i_{\text{тр}} l_{\text{тр}} - 0,85 h_{\text{тр}})}. \quad (\text{VI.24})$$

Коэффициент расхода μ_n в общем случае определяется зависимостью

$$\mu_n = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_{\text{вх}} + \lambda \frac{l}{d}}}, \quad (\text{VI.25})$$

где $\zeta_{\text{вх}}$ — коэффициент сопротивления на входе ($\zeta_{\text{вх}} = 0,33$ — для необтекаемых оголовков и $\zeta_{\text{вх}} = 0,2$ — для обтекаемых); λ — гидравлический коэффициент трения, $\lambda = 0,025 \dots 0,03$.

При затопленном выходе из трубы следует пользоваться зависимостью

$$Q = \mu_n \omega \sqrt{2g(H + i_{\text{тр}} l_{\text{тр}} - h_n \delta)}. \quad (\text{VI.26})$$

Расчет отверстия следует производить методом подбора, исходя из допускаемых скоростей течения.

Для облегчения расчетов нужно пользоваться таблицами пропускной способности труб круглого (приложение 29) и прямоугольного (приложение 30) сечений, с помощью которых можно быстро подобрать стандартное отверстие трубы с обтекаемым оголовком.

Пример VI.7. Рассчитать аналитическим методом отверстие напорной трубы (с обтекаемым оголовком) для пропуска расхода $Q = 6 \text{ м}^3/\text{с}$. Должно быть выполнено условие $i_{\text{тр}} < i_f$ ($i_{\text{тр}} = 0,003$). Для расчета принято $\zeta_{\text{вх}} = 0,2$, $\lambda = 0,025$, $V_{\text{доп}} = 4 \text{ м/с}$.

Порядок расчета. 1. Принимая расчетную скорость в трубе $V_{\text{расч}} = 4 \text{ м/с}$ (правильность принятия расчетной скорости в трубе проверяется расчетом выходного участка и обеспечением его устойчивости против размыва — см. параграф VI.5) определяем площадь живого сечения потока в трубе

$$\omega = Q/V_{\text{расч}} = 6/4 = 1,5 \text{ м}^2.$$

2. Находим диаметр напорной трубы, принимая ее двухчочковой,

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,5}{3,14 \cdot 2}} = 0,98 \text{ м}.$$

Принимаем ближайшее стандартное отверстие $d = 1 \text{ м}$, тогда

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1^2}{4} = 0,79 \text{ м}^2,$$

а скорость

$$V = Q/\omega = 3/0,79 = 3,8 \text{ м/с, т. е. } V < V_{\text{расч}}.$$

Площадь живого сечения двухчочковой трубы $\omega = 0,79 \cdot 2 = 1,58 \text{ м}^2$.

3. Приняв предварительно $l_{\text{тр}} = 20 \text{ м}$, определяем коэффициент расхода по зависимости (VI.25):

$$\mu_n = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{\text{вх}} + \lambda \frac{l}{d}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,2 + 0,025 \frac{20}{1}}} = 0,77.$$

4. Используя зависимость (IV.24), определяем напор воды перед трубой

$$H = \frac{Q^2}{\mu_n^2 \omega^2 2g} + 0,85 h_{\text{тр}} - l_{\text{тр}} i_{\text{тр}} = \\ = \frac{3^2}{0,77^2 \cdot 0,79^2 \cdot 2 \cdot 9,81} + 0,85 \cdot 1 - 0,003 \cdot 20 = 2,03 \text{ м}.$$

Проверяем предварительно принятую длину трубы: $l = 2(H + 0,5) m + B$. При ширине $B = 12 \text{ м}$ и $m = 1,5$ $l = 2(2,03 + 0,5) 1,5 + 12 \approx 20 \text{ м}$.

Так как длина трубы принята правильно, то коэффициент расхода не пересчитывается, а напор воды перед трубой $H = 2,03 \text{ м}$. Если же считать, что в выходном сечении глубина потока $h_{\text{вых}} = h_{\text{тр}}$, то $H = 2,18 \text{ м}$.

Условие $H > 1,4$ выдержано, так как $2,03 > 1,4 \cdot 1 = 1,4 \text{ м}$.

5. Проверим условие $i_f > i_{\text{тр}}$. Для этого подсчитаем гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi d^2}{4\pi d} = \frac{3,14 \cdot 1^2}{4 \cdot 3,14 \cdot 1} = 0,25 \text{ м}.$$

Принимая для бетонной поверхности трубы коэффициент шероховатости $\lambda = 0,014$, устанавливаем по приложению 24, что скоростная характеристика $W = 28,5 \text{ м/с}$.

Тогда уклон трения

$$i_f = \frac{(Q/2)^2}{\omega^2 W^2} = \frac{3^2}{0,79^2 \cdot 28,5^2} = 0,018.$$

Так как условие $i_{\text{тр}} < i_f$ ($0,003 < 0,018$) выдержано, то труба действительно работает как напорная.

Подбор и расчет отверстий овонадальных водопроточных труб в условиях безнапорного (с нормальным и коническим входным звеном), полунапорного (с нормальным входным звеном) и напорного (с коническим входным звеном) режимов протекания воды производят по рекомендациям и зависимостям, приведенным в [10].

VI.3. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ МАЛЫХ МОСТОВ И ДОРОЖНЫХ ТРУБ С УЧЕТОМ АККУМУЛЯЦИИ

Отверстия малого моста или дорожной трубы всегда меньше ширины потока в русле (при расчетном расходе) и в той или иной степени стесняют его живое сечение. Поэтому часть притекающей воды с водосборного бассейна задерживается перед сооружением, образуя некоторый объем аккумуляции (времени накопившейся) воды $W_{ак}$, который в ряде случаев может составлять значительную часть общего объема стока воды W .

Степень накопления, выраженная отношением $W_{ак}/W$, предопределяет размеры аккумуляции и соответствует определенному сбросному расходу $Q_{сб}$, который пропускает отверстие моста при расчетном напоре воды H перед ним. Естественно, что чем больше отношение $W_{ак}/W$ тем меньше сбросной расход. При уменьшении объема накопления расход $Q_{сб}$ увеличивается и приближается к максимальному расходу притока $Q_{мах}$. В практических расчетах степень накопления регулируется исходя из технико-экономических решений в зависимости от допустимой глубины подтопления местности возле сооружения, высоты земельного полотна, размера отверстия и допускаемой скорости на выходе.

Временное накопление (аккумуляция) воды перед сооружением позволяет пропустить тот же самый сток за более продолжительное время. В связи с этим расчетный расход уменьшается и можно принять меньшее отверстие (при том же самом напоре H) или меньший напор H (при том же отверстии). Наибольший эффект от аккумуляции достигается для сооружений в равнинной и слабопересеченной местности.

Объем аккумуляции воды $W_{ак}$ можно определить по зависимости

$$W_{ак} = \frac{1}{3} k_{\phi} H^3, \quad (VI.27)$$

где k_{ϕ} — коэффициент формы лога, определяемый из выражения

$$k_{\phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}} \right) \frac{1}{i_d}, \quad (VI.28)$$

здесь i_{c_1} и i_{c_2} — уклоны склонов лога; i_d — уклон дна лога.

По данным Ю. Н. Даденкова, аккумуляция воды имеет смысл учитывать в расчете только если коэффициент формы лога k_{ϕ} удовлетворяет неравенству

$$k_{\phi} \geq \frac{W}{2H^3}, \quad (VI.29)$$

где W — общий объем стока воды с водосборного бассейна.

В общем случае сбросной расход определяется по зависимости

$$Q_{сб} = \varphi_{ак} Q_{мах}, \quad (VI.30)$$

где $Q_{мах}$ — наибольший расчетный расход; $\varphi_{ак}$ — коэффициент аккумуляции (всегда $\varphi_{ак} < 1$).

В соответствии с нормативными требованиями в расчете следует принимать $\varphi_{ак} \geq 0,33$, так как должно соблюдаться условие $Q_{сб} \geq \frac{1}{3} Q_{мах}$.

Расчеты с учетом аккумуляции основаны на решении дифференциального уравнения водного баланса

$$\Omega dH = Q dt - Q_{сб} dt, \quad (VI.31)$$

где Ω — площадь зеркала пруда, образованного накопившейся водой перед сооружением; dH — изменение уровня воды в пруде; Q — расход притока ливневых вод, изменяющийся от 0 до $Q_{мах}$ и затем снова до 0 в соответствии с расчетным гидрографом стока; $Q_{сб}$ — сбросной расход, определяемый пропускной способностью сооружения при данном значении напора H ; dt — рассматриваемый промежуток времени.

Способы расчета по уравнению (VI.31) с учетом аккумуляции подразделяются на аналитические, графоаналитические и табличные (численные). Чаще всего в практических расчетах применяются аналитические и графоаналитические способы.

Расчеты отверстий малых мостов

Аналитический способ Ю. Н. Даденкова. Способ основан на аналитическом решении уравнения (VI.31) при схематизации гидрографа притока по треугольнику и треугольном сечении лога перед сооружением.

Порядок расчета отверстия моста следующий.

1. Определяются коэффициент формы лога k_{ϕ} по зависимости (VI.28) и объем воды $W_{ак}$, накопившейся перед сооружением при расчетном напоре воды H по зависимости (VI.27).

2. Вычисляется вспомогательная величина

$$e = \frac{2W_{ак}}{W}. \quad (VI.32)$$

Для найденного значения e по табл. VI.4 устанавливается расчетный коэффициент времени опорожнения a_p .

Таблица VI.4. Параметры к аналитическому способу расчета отверстий малых мостов с учетом аккумуляции

a	$\varphi_{ак}$	e	a	$\varphi_{ак}$	e	a	$\varphi_{ак}$	e
0,1	0,93	0,09	1,6	0,62	0,62	4,4	0,46	0,95
0,2	0,89	0,16	1,8	0,6	0,65	4,8	0,45	0,97
0,4	0,81	0,26	2	0,58	0,68	5,2	0,43	0,99
0,6	0,75	0,35	2,4	0,56	0,74	5,6	0,42	1,01
0,8	0,73	0,42	2,8	0,53	0,79	6	0,41	1,05
1	0,69	0,48	3,2	0,51	0,83	7	0,39	1,10
1,2	0,66	0,52	3,6	0,49	0,87	9	0,36	1,17
1,4	0,64	0,57	4	0,48	0,91	12	0,33	1,27

3. Определяется период возрастания притока воды

$$t_1 = W/Q_{\max} \quad (\text{VI.33})$$

4. После этого можно определить размер отверстия малого моста с учетом аккумуляции

$$b = \frac{1}{m \sqrt{2g}} \sqrt{\frac{2k_{\phi} Q_{\max}}{3a_p t_1}} \quad (\text{VI.34})$$

Полученный размер отверстия моста b округляем до ближайшего стандартного значения b_1 .

Для определения сбросного расхода $Q_{\text{сб}}$ предварительно вычисляем вспомогательную величину

$$a_0 = \frac{2k_{\phi} Q_{\max}}{3m^2 2g b_1^2 t_1} \quad (\text{VI.35})$$

6. По табл. VI.4 находим коэффициент аккумуляции $\varphi_{\text{ак}}$ в зависимости от a_0 , тогда сбросной расход

$$Q_{\text{сб}} = \varphi_{\text{ак}} Q_{\max} \quad (\text{VI.30})$$

7. Напор перед мостом, соответствующий стандартному размеру отверстия b_1 и сбросному расходу, определяется из выражения

$$H_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_{\text{сб}}}{mb_1 \sqrt{2g}}\right)^2} \quad (\text{VI.36})$$

8. Расчет выходного участка производится так же, как и при расчетах без учета аккумуляции (см. параграф VI.5).

Пример VI.8. Определить размер отверстия малого моста с откосными крыльями с учетом аккумуляции при расходе $Q_{\max} = 30 \text{ м}^3/\text{с}$, объеме стока $W = 80 \text{ тыс. м}^3$, $i_n = 0,005$; $i_{c1} = i_{c2} = 0,007$. Наибольший объем стока $W = 96 \text{ тыс. м}^3$ и соответствующий расход $Q = 13,4 \text{ м}^3/\text{с}$. Напор воды перед мостом не должен быть более 1,7 м.

Порядок расчета. Бытовую глубину $h_0 = 0,53 \text{ м}$ определяем как в примере IV.1: значения коэффициентов $m = 0,35$ и $N = 0,8$ — приведены в примере V.1).

2. Отверстие моста работает по схеме незатопленного водослива, так как $h_0 < NH$ ($0,53 < 0,8 \cdot 1,7$).

3. Вычисляем коэффициент формы лога

$$k_{\phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{i_{c1}} + \frac{1}{i_{c2}} \right) \frac{1}{i_n} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{0,007} + \frac{1}{0,007} \right) \frac{1}{0,005} = 28600.$$

Объем временно накопившейся воды перед сооружением при глубине $H = 1,7 \text{ м}$

$$W_{\text{ак}} = \frac{1}{3} k_{\phi} H^3 = \frac{1}{3} \cdot 28600 \cdot 1,7^3 = 46,8 \text{ тыс. м}^3.$$

4. Вспомогательная величина

$$e = \frac{2W_{\text{ак}}}{W} = \frac{2 \cdot 46800}{80000} = 1,17.$$

Для $e = 1,17$ по табл. VI.4 находим расчетный коэффициент времени опорожнения $a_p = 9$.

9. Устанавливаем период возрастания притока воды

$$t_1 = \frac{W_{\text{ак}}}{Q_{\max}} = \frac{46800}{30} = 1560 \text{ с}.$$

6. Определяем размер отверстия малого моста с учетом аккумуляции

$$b = \frac{1}{m \sqrt{2g}} \sqrt{\frac{2k_{\phi} Q_{\max}}{3a_p t_1}} = \frac{1}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{\frac{2 \cdot 28600 \cdot 30}{3 \cdot 9 \cdot 1560}} = 3,2 \text{ м}.$$

Полученный размер отверстия округляем до ближайшего стандартного $b_1 = 3 \text{ м}$.

7. Проверяем отверстие на пропуск максимального стока $W_{\max} = 96 \text{ тыс. м}^3$ и соответствующего ему расхода $Q = 13,4 \text{ м}^3/\text{с}$:
вспомогательная величина

$$e' = \frac{2 \cdot 46800}{96000} = 0,975;$$

коэффициент времени опорожнения

$$a'_p = 4,9 \text{ при } e' = 0,975;$$

период возрастания паводка

$$t'_1 = \frac{W_{\max}}{Q} = \frac{96000}{13,4} = 7050 \text{ с};$$

размер отверстия моста

$$b' = \frac{1}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{\frac{2 \cdot 28600 \cdot 13,4}{3 \cdot 4,9 \cdot 7050}} = 1,25 \text{ м}.$$

Размер отверстия получился меньше, чем при расчете на максимальный расход ($b' = 3,2 \text{ м}$). Следовательно, в данном случае гидрограф с максимальным стоком не является расчетным.

8. Продолжаем расчет при $Q_{\max} = 30 \text{ м}^3/\text{с}$, $W = 80 \text{ тыс. м}^3$, $b_1 = 3 \text{ м}$.

Для определения сбросного расхода $Q_{\text{сб}}$ предварительно вычисляем

$$a_0 = \frac{2k_{\phi} Q_{\max}}{3m^2 2g b_1^2 t_1} = \frac{2 \cdot 28600 \cdot 30}{3 \cdot 0,35^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 3^2 \cdot 1560} = 9,83.$$

Принимая расчетные значения $a_p = a_0 = 9,83$, по табл. VI.4 определяем, что коэффициент аккумуляции $\varphi_{\text{ак}} = 0,35$.

9. Определяем сбросной расход в сооружении

$$Q_{\text{сб}} = \varphi_{\text{ак}} Q_{\max} = 0,35 \cdot 30 = 10,5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

10. Напор перед мостом, соответствующий $b_1 = 3 \text{ м}$, $Q_{\text{сб}} = 10,5 \text{ м}^3/\text{с}$, находим по зависимости

$$H_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_{\text{сб}}}{m \sqrt{2g} b_1}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{10,5}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 3}\right)^2} = 1,72 \text{ м}.$$

Следовательно, напор H_1 незначительно отличается от заданного $H = 1,7 \text{ м}$.

11. Вычисляем глубину и скорость в расчетном сечении:

$$h_{\text{расч}} = k_1 H_1 = 0,52 \cdot 1,72 = 0,9 \text{ м}.$$

$$V_{\text{расч}} = \frac{Q_{\text{сб}}}{h_{\text{расч}} b_1} = \frac{10,5}{0,9 \cdot 3} = 3,9 \text{ м/с}.$$

12. По приложению 22 устанавливаем, что при $V = 3,9 \text{ м/с}$ и $h = 0,9 \text{ м}$ подмостовое русло должно быть укреплено мощением из камня размером 25 см на слое щебня в 10 см.

Как было указано выше (см. пример VI.1), подмостовое русло может быть также укреплено сборными бетонными плитами размером 50 × 50 и 100 × 100 см.

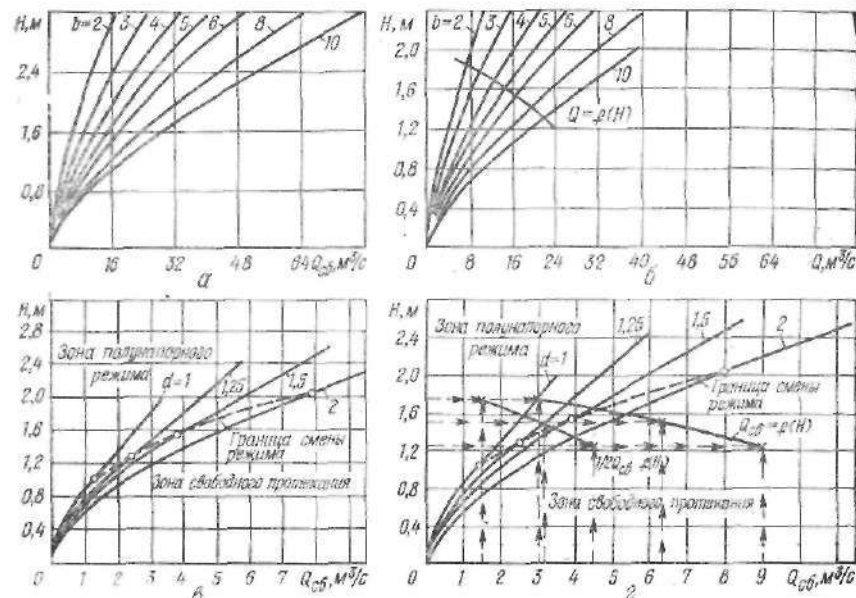


Рис. VI.4. Расчетные графики:

а — пропускной способности малых мостов; б — к примеру расчета отверстия моста с учетом аккумуляции; в — пропускной способности круглых дорожных труб; г — к примеру расчета отверстия труб с учетом аккумуляции

Таким образом, учет аккумуляции воды перед сооружением, т. е. учет действительных условий протекания потока, позволил уменьшить размер отверстия моста с 10 м (см. пример VI.1) до 3 м при том же самом типе укрепления подмостового русла и незначительном увеличении напора воды.

Графоаналитический способ Минтрансстроя. Данный метод основан на использовании графика пропускной способности малых мостов (рис. VI.4, а), который составлен для $M = m\sqrt{2g} = 0,32\sqrt{2 \cdot 9,81} = 1,42$ и определении коэффициента аккумуляции по формуле Д. И. Кочерина

$$\Phi_{ак} = 1 - \frac{W_{ак}}{W}. \quad (VI.37)$$

Наложение аккумулятивной кривой $Q_{сб} = f(H)$, подсчитанной по зависимости (VI.30) с учетом предложения Д. И. Кочерина (VI.37), на график пропускной способности сооружений дает возможность определять b и H . Такой метод расчета дает наглядное представление о взаимосвязи напоров воды и отверстий моста и позволяет выбрать наиболее целесообразный вариант.

Зависимость (VI.37) дает удовлетворительные результаты лишь при треугольной форме гидрографа. Так как в настоящее время криволинейные гидрографы строятся при помощи ЭВМ, то для таких случаев, на основе проведенных А. А. Кургановичем многовариантных расчетов, О. В. Андреев рекомендует коэффициент аккумуляции $\Phi_{ак}$ на-

ходить по зависимости

$$\Phi_{ак} = 1 - \frac{W_{ак}}{0,7W}. \quad (VI.38)$$

Зависимость (VI.38) охватывает всю зону возможного нормативно-го снижения расходов с учетом аккумуляции, удовлетворяющей условию $\Phi_{ак} \geq 33$.

Последовательность расчета по этому методу рассмотрена на численном примере VI.9.

Пример VI.9. На основе исходных данных предыдущего примера ($Q_{max} = 30 \text{ м}^3/\text{с}$; $W = 80 \text{ тыс. м}^3$; $t_d = 0,005$; $t_{с1} = t_{с2} = 0,07$; $H \leq 1,7 \text{ м}$ и $h_0 = 0,53 \text{ м}$) произвести расчет графоаналитическим способом отверстий малых мостов с облегченными устоями системы Н. А. Словинского.

Порядок расчета. 1. По табл. VI.2 устанавливаем, что для принятого типа устоев $m = 0,32$ (см. с. 179) и $M = m\sqrt{2g} = 1,42$ значение коэффициента формы лога осталось прежним $k_{\Phi} = 28 600$.

2. Назначаем ряд значений H и последовательно вычисляем: объем накопившейся воды $W_{ак} = \frac{1}{3} k_{\Phi} H^3$, степень аккумуляции $W_{ак}/W$ и сбросной расход по формуле (VI.30) с учетом коэффициента аккумуляции $\Phi_{ак}$ по Д. И. Кочерину.

Для удобства расчет сведен в табл. VI.5.

3. Зависимость $Q_{сб} = f(H)$ по данным табл. VI.5 наносим на график пропускной способности и получаем следующие возможные решения с учетом условия $Q_{сб} > 0,33Q_{max}$ (рис. VI.4,б):

$b, \text{ м}$	4	5	6	8	10
$H, \text{ м}$	1,69	1,62	1,54	1,42	1,32
$Q_{сб}, \text{ м}^3/\text{с}$	12,5	14,6	16,4	19,2	21,5

4. Выбор окончательного варианта зависит от местных условий. Если принять условия примера VI.7, т. е. $H = 1,7 \text{ м}$, то в соответствии с проведенным расчетом при $H = 1,67 \text{ м}$ размер отверстия моста $b = 4 \text{ м}$ и $Q_{сб} = 12,4 \text{ м}^3/\text{с}$, т. е. размер отверстия моста увеличился с 3 м до 4 м за счет изменения формы устоев (уменьшения коэффициента расхода $m = 0,32$) и уменьшения напора воды перед мостом (1,67 м вместо 1,72 м).

По сравнению с результатами решения примера VI.1 размер отверстия моста уменьшился с $b_1 = 10 \text{ м}$ до $b = 6 \text{ м}$ при практически одинаковых напорах $H = 1,55 \text{ м}$, $H = 1,54 \text{ м}$ за счет учета аккумуляции воды перед сооружением.

Таблица VI.5. Расчетные параметры $W_{ак}$, $W_{ак}/W$, $Q_{сб}$

Параметры	$H, \text{ м}$				
	1	1,25	1,5	1,75	2
$W_{ак}, \text{ тыс. м}^3$	9,55	18,6	32,5	51,5	76,5
$W_{ак}/W$	0,12	0,23	0,41	0,65	0,96
$Q_{сб}, \text{ м}^3/\text{с}$	26,4	23	17,7	10,5	1,2

5. Скорость в расчетном сечении подмостового русла при

$$h_{расч} = k_1 H = 0,45 \cdot 1,67 = 0,75 \text{ м.}$$

$$V_{расч} = \frac{Q_{сб}}{b \cdot h_{расч}} = \frac{12,4}{4 \cdot 0,75} = 4,1 \text{ м/с.}$$

6. По приложению 22 устанавливаем, что при $V = 4,1 \text{ м/с}$ и $h = 0,75 \text{ м}$ подмостовое русло должно быть укреплено камнем толщиной 20 см на слое щебня не менее 10 см или сборными железобетонными плитами $50 \times 50 \text{ см}$ или $100 \times 100 \text{ см}$.

Расчеты отверстий круглых труб

Расчет отверстий дорожных труб с учетом аккумуляции аналогичен расчету отверстий малых мостов.

Расчет отверстий труб при безнапорном и полунанпорном режимах можно производить так же, как и малых мостов графоаналитическим способом Минтранстроя, но с использованием графика пропускной способности круглых труб (рис. VI.4, а). График построен для одноочковых труб с раструбными и порталными оголовками. Для многоочковых труб расчетный расход следует разделить на число очков и потом рассчитывать их как одноочковые. На график пропускной способности накладывается аккумулятивная кривая сбросных расходов $Q_{сб} = f(H)$, точки пересечения которой с кривыми пропускной способности стандартных отверстий определяют возможные решения по расчету отверстий труб с учетом аккумуляции.

Расчет отверстий труб в условиях напорного режима можно производить аналитическим способом П. Е. Зубрия (Киевский автомобильно-дорожный институт). Порядок расчета при этом следующий.

1. Определяется коэффициент формы лога

$$k_{\Phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}} \right) \frac{1}{i_{\Gamma}}.$$

2. Устанавливается свободный напор воды

$$z = H + i_{\Gamma} l = 0,85 h_{\Gamma}. \quad (\text{VI.39})$$

3. Вычисляется вспомогательная величина

$$\eta = \frac{3W}{k_{\Phi} z^3}. \quad (\text{VI.40})$$

4. Для определенного из формулы (VI.40) значения η находится коэффициент аккумуляции $\varphi_{ак}$

$\varphi_{ак}$	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5	0,4	0,3
η	5,8	2,8	1,6	0,95	0,6	0,37	0,24	0,19	0,15	0,017	0,008	0,001

Сбросной расход

$$Q_{сб} = \varphi_{ак} Q_{\max}.$$

5. Необходимая площадь живого сечения и диаметр трубы при принятом числе очков n определяются по формулам:

$$\omega = \frac{Q_{сб}}{\mu_n \sqrt{2gz}} \text{ и } d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi n}},$$

где μ_n — коэффициент расхода напорной трубы, определяемый по зависимости (VI.25), $\mu_n = 0,8 \dots 0,9$.

Аналитический способ П. Е. Зубрия разработан для треугольной формы сечения лога и треугольного гидрографа стока.

Так же, как и при расчете малых мостов, уменьшение максимальных расходов при учете аккумуляции допускается не более чем на 67 %, т. е. коэффициент аккумуляции не может быть меньше 0,33.

Пример VI.10. Произвести гидравлический расчет с учетом аккумуляции круглой трубы с несоблегаемым оголовком при $Q = 12 \text{ м}^3/\text{с}$, $W = 30 \text{ тыс. м}^3$ и уклонах $i_{\Gamma} = 0,01$, $i_{c_1} = i_{c_2} = 0,008$, используя графики пропускной способности.

Порядок расчета. 1. Для определения $Q_{сб} = f(H)$, задавшись рядом значений H , производим расчет в такой последовательности.

Коэффициент формы лога

$$k_{\Phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}} \right) \frac{1}{i_{\Gamma}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{0,008} + \frac{1}{0,008} \right) \frac{1}{0,01} = 12 500.$$

$$\text{Объем временно накопившейся воды } W_{ак} = \frac{1}{3} k_{\Phi} H^3.$$

$$\text{Сбросной расход по формуле Д. И. Козерина } Q_{сб} = Q \left(1 - \frac{W_{ак}}{W} \right).$$

Данные расчета сводим в табл. VI.6.

2. По данным табл. VI.6 строим графики $Q_{сб} = f(H)$ (для одноочковых труб) и $\frac{1}{2} Q_{сб} = f(H)$ (для двухочковых) и накладываем их на график пропускной способности (рис. VI.4, з).

3. Точки пересечения кривых функций $Q_{сб} = f(H)$ и $\frac{1}{2} Q_{сб} = f(H)$ с кривыми пропускной способности соответствующих стандартных диаметров определяют возможные решения (диаметр, напор воды перед трубой и сбросной расход) по расчету одноочковых и двухочковых труб с учетом аккумуляции, которые приведены в табл. VI.7.

4. В расчет может быть принят любой вариант. Окончательный выбор трубы зависит от местных условий проектирования.

Пример VI.11. Произвести гидравлический расчет с учетом аккумуляции круглой трубы с обтекаемым оголовком в условиях напорного режима для пропуска расхода $Q_{\max} = 4,5 \text{ м}^3/\text{с}$, $W = 11,5 \text{ тыс. м}^3$, $i_{\Gamma} = 0,008$, $i_{c_1} = i_{c_2} = 0,005$, напор воды перед трубой $H = 2 \text{ м}$.

Таблица VI.6. Данные расчета

$H, \text{ м}$	k_{Φ}	$W_{ак}, \text{ м}^3$	$1 - \frac{W_{ак}}{W}$	$Q_{сб}$	$\frac{1}{2} Q_{сб}$
1	12 500	4175	0,86	10,2	5,1
1,25	12 500	7510	0,75	9	4,5
1,5	12 500	14 000	0,53	6,36	3,18
1,75	12 500	22 400	0,25	3	1,5

Таблица VI.7. Значения диаметров напоров воды перед трубой и сбросных расходов для одноочковых и двухочковых труб

$d, \text{ м}$	$H, \text{ м}$		$Q_{сб}, \text{ м}^3/\text{с}$	
	d	$2d$	d	$2d$
1	—	1,57	—	2,62
1,25	1,7	1,5	3,75	3,18
1,5	1,65	1,45	4,37	3,45
2	1,6	1,35	5,25	3,8

Порядок расчета. 1. Коэффициент формы лога

$$k_{\phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{0,005} + \frac{1}{0,005} \right) \frac{1}{0,008} = 25\,000.$$

2. Определяем свободный напор по формуле $z = H + L_{\text{тр}} l - 0,85d$.

Для этого принимаем в первом приближении $d = 1$ м и $l = 20$ м, тогда $z = 2 + 0,008 \cdot 20 - 0,85 \cdot 1 = 1,31$ м.

3. Вспомогательная величина

$$\eta = \frac{3W}{k_{\phi} z^3} = \frac{3 \cdot 11\,500}{25\,000 \cdot 1,31^3} = 0,612.$$

4. Находим при $\eta = 0,612$ коэффициент аккумуляции $\varphi_{\text{ак}} = 0,75$, тогда сбросной расход $Q_{\text{сб}} = \varphi_{\text{ак}} Q_{\text{мах}} = 0,75 \cdot 4,5 = 3,37$ м³/с.

5. Необходимая площадь живого сечения трубы

$$\omega = \frac{Q_{\text{сб}}}{\mu_n \sqrt{2gz}} = \frac{3,37}{0,9 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,31}} = 0,74 \text{ м}^2,$$

а диаметр одноочковой трубы

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,74}{3,14 \cdot 1}} = 0,98 \text{ м}.$$

Принимаем стандартный диаметр $d = 1$ м.

VI.4. РАСЧЕТЫ МОСТОВ-ВОДОСБРОСОВ И ШАХТНЫХ ВОДОСБРОСОВ

В практике строительства автомобильных дорог зачастую предусматривают создание придорожных прудов местного значения, с использованием земляного полотна в качестве плотины. Целью создания придорожных прудов является улучшение водоснабжения и санитарного состояния населенных пунктов, облегчение условий орошения и обводнения прилегающих земель, развитие рыбного хозяйства и ферм водоплавающей птицы. Основными характерными уровнями таких прудов являются МПУ — максимальный подпорный уровень, который может быть при пропуске расчетных паводков, и НПУ — нормальный подпорный уровень, который обеспечивает проектное использование такого водохранилища.

Для сброса излишней воды с верхнего бьефа прудов местного значения, оросительных каналов на косогорах в качестве водопропускных сооружений используют мосты-водосбросы и шахтные водосбросы.

Такие сооружения рассчитывают по максимальному расходу $Q_{\text{мах}}$ определенной вероятности с учетом регулирующей (аккумулирующей) вместимости пруда по формуле Д. И. Кочерина

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{мах}} \left(1 - \frac{W_{\text{пр}}}{W} \right), \quad (\text{VI.41})$$

где $Q_{\text{расч}}$ — расчетный расход, по которому определяют размеры водосбросного сооружения; $W_{\text{пр}}$ — регулируемый объем пруда (призма форсировки) между максимальным (МПУ) и нормальным (НПУ) подпорными уровнями; W — общий сток, соответствующий значению $Q_{\text{мах}}$.

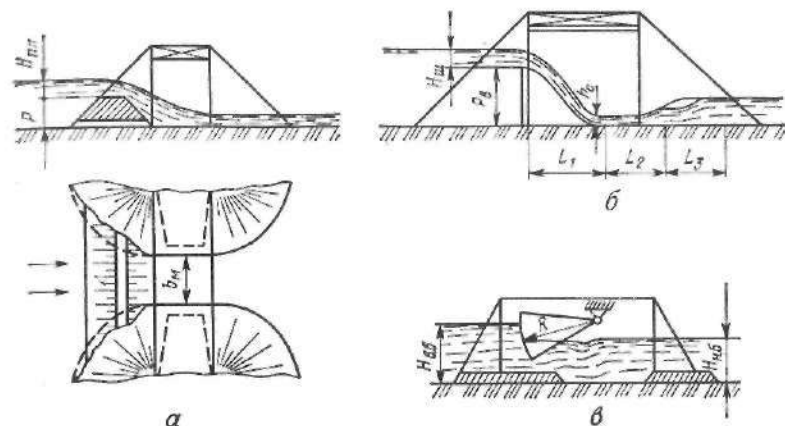


Рис. VI.5. Мосты-водосбросы:

а — с водосливом; б — с затворами; в — с подъемным щитом

Мосты-водосбросы. Среди них различают: мосты с водосливом (рис. VI.5, а), мосты с затворами (рис. VI.5, б), мосты с подъемными щитами (рис. VI.5, в) плоского или сегментного очертания. Водосливы и затворы устраиваются для поддержания постоянного уровня воды в верхнем бьефе.

Мосты с деревянными затворами (рис. VI.5, б) рассчитывают по формуле незатопленного водослива с тонкой стенкой

$$Q_{\text{расч}} = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (\text{VI.42})$$

где m_0 — коэффициент расхода, определяемый по зависимости

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_n}, \quad (\text{VI.43})$$

здесь H — допустимый напор воды перед щитами, определяемый условиями возможного затопления местности, $H = 0,14 \dots 0,7$ м; P_n — высота затвора со стороны верхнего бьефа.

Протекание потока в подмостовых руслах свободное. За расчетную скорость принимают скорость в сжатом сечении

$$V_{\text{расч}} = V_c = \frac{Q_{\text{расч}}}{b_0 h_c}. \quad (\text{VI.44})$$

Глубина потока в сжатом сечении определяется по зависимости (IV.61), которая может быть представлена в виде

$$h_c = \frac{Q_{\text{расч}}}{\varphi_1 b \sqrt{V_a^2 + g(2P_n + h_a)}}, \quad (\text{VI.45})$$

где $\varphi_1 \approx 0,9$; h_a — глубина воды на гребне затвора $h_a = 0,85H$; V_a — скорость потока на гребне затвора

$$V_a = \frac{Q_{\text{расч}}}{bh_a}.$$

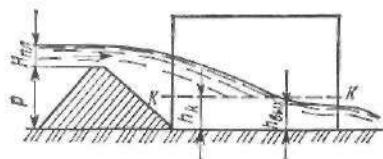


Рис. VI.6. Расчетная схема протекания потока через мосты с водосливом

Зона возможного падения потока с гребня затворов на протяжении длины падения струи l_c должна быть усиленно (по скорости V_c) укреплена. По зависимости (V.15):

$$l_c = V_c \sqrt{\frac{2P_v + h_3}{g}} \quad (\text{VI.46})$$

Полная длина крепления за затвором (рис. VI.5, б)

$$L = l_c + l_{от} + l_{пр} + l_{зап} \quad (\text{VI.47})$$

где $l_{от}$ — длина отгона; $l_{пр}$ — длина прыжка; $l_{зап}$ — длина запаса.

Тип сопряжения прыжка, а также значения $l_{от}$, $l_{пр}$, $l_{зап}$ определяются по рекомендациям параграфа IV.6 как за стенкой падения в перепаде (см. параграф V.3 и зависимость (V.19)).

Мосты с деревянными затворами (рис. VI.5, б) имеют следующие недостатки: недолговечность, значительные эксплуатационные расходы, связанные с осмотром, ручным подъемом и опусканием щитов, наиболее неблагоприятна форма сопряжения бьефов по типу отогнанного прыжка с большими скоростями (см. IV.6).

Мосты-водосбросы с водосливом (рис. VI.5, а) — это сооружения, расположенные сразу за водосливной плотиной. Они по сравнению с мостами-водосбросами с затворами имеют ряд преимуществ: вся конструкция в целом равнопрочна и долговечна, автоматический сброс воды, небольшие эксплуатационные расходы, улучшение условия протекания потока в подмостовых руслах.

Обычно водосливная плотина выполняется в виде ребристой конструкции из сборного железобетона шириной попереху 0,8...1 м с заложением откосов от 1 : 1 до 1 : 1,5 при высоте плотины не более 5...6 м.

Расчетная схема протекания потока для таких мостов представлена на рис. VI.6.

Как показывают результаты теоретических и экспериментальных исследований, стеснение потока в мостах с водосливом может быть незначительным и значительным в зависимости от нижекритического расхода $Q_{н.к.}$. При заданной высоте плотины P незначительное стеснение потока будет наблюдаться до тех пор, пока $Q \geq Q_{н.к.}$; значительное стеснение, оказываемое высотой P , будет при $Q < \sigma Q_{н.к.}$. Здесь σ — коэффициент запаса, принимаемый 1,05...1,1. При заданном расходе $Q_{расч}$ критерием стеснения будет соотношение между фактической высотой плотины P и высотой $P_{н.к.}$, соответствующей нижекритическому расходу $Q_{н.к.}$. При $P > \sigma P_{н.к.}$ будет незначительное стеснение, а при $P < \sigma P_{н.к.}$ — значительное.

В случае значительного стеснения потока плотина может работать как затопленный водослив, если $P < \sigma H_m$, где H_m — напор воды перед мостом (рис. VI.6).

При расчете отверстий мостов-водосбросов с водосливом известными величинами являются: $Q_{расч}$ — расчетный расход, определенный по зависимости (VI.41); $P = h_{пр}$ — высота водосливной плотины, опре-

деляемая глубиной пруда в соответствии с его водохозяйственными расчетами, и напор воды перед плотиной $H_{пл}$, устанавливаемый с учетом возможного затопления местности.

Гидравлический расчет таких мостов состоит из расчета входного и выходного участков.

Расчет входного участка заключается в определении размеров отверстия моста и отверстия водосливной плотины, в установлении скорости в расчетном сечении (обычно на выходе из сооружения) и в подборе типа укрепления в подмостовом русле.

Отверстие водосливной плотины первоначально определяется из формулы незатопленного водослива практического профиля

$$Q_{расч} = mb_{пл} \sqrt{2g} H_{пл}^{3/2} \sigma_s \quad (\text{VI.48})$$

Коэффициент затопления принимается $\sigma_s = 1$. Значения коэффициента расхода m для плотины трапецидальной формы приведены в табл. VI.8.

Таблица VI.8. Значения коэффициента расхода m трапецидальных водосливных плотин

Напор на плетине $H_{пл}$, м	Высота плотины $h_{пл}$, м									
	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
0,14	0,363	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,16	0,372	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,18	0,381	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,2	0,39	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,25	0,412	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,3	0,435	0,366	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,35	0,457	0,379	0,363	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,4	0,464	0,39	0,372	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,45	0,468	0,401	0,381	0,367	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,5	0,472	0,412	0,39	0,375	0,364	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
0,55	0,477	0,423	0,399	0,382	0,371	0,362	0,36	0,36	0,36	0,36
0,6	0,481	0,435	0,408	0,39	0,377	0,367	0,36	0,36	0,36	0,36
0,65	0,486	0,446	0,417	0,398	0,384	0,373	0,365	0,36	0,36	0,36
0,7	0,489	0,457	0,426	0,405	0,39	0,379	0,37	0,363	0,36	0,36
0,75	0,49	0,462	0,435	0,412	0,396	0,384	0,375	0,367	0,361	0,36
0,8	0,49	0,464	0,443	0,42	0,403	0,39	0,38	0,372	0,365	0,36
0,85	0,49	0,466	0,452	0,427	0,409	0,396	0,385	0,377	0,369	0,364
0,9	0,49	0,468	0,46	0,435	0,415	0,401	0,39	0,381	0,374	0,368
0,95	0,49	0,471	0,462	0,442	0,422	0,407	0,395	0,386	0,378	0,371
1	0,49	0,472	0,464	0,45	0,428	0,412	0,4	0,39	0,382	0,375
1,1	0,49	0,477	0,467	0,461	0,441	0,424	0,41	0,399	0,39	0,382
1,2	0,49	0,481	0,471	0,464	0,454	0,435	0,42	0,408	0,398	0,39
1,3	0,49	0,485	0,474	0,467	0,461	0,446	0,43	0,417	0,406	0,398
1,4	0,49	0,489	0,477	0,47	0,464	0,457	0,44	0,426	0,414	0,405
1,5	0,49	0,49	0,481	0,472	0,466	0,46	0,45	0,435	0,422	0,412
1,6	0,49	0,49	0,484	0,475	0,469	0,462	0,46	0,444	0,43	0,42
1,7	0,49	0,49	0,488	0,478	0,471	0,464	0,462	0,453	0,439	0,427
1,8	0,49	0,49	0,49	0,481	0,474	0,466	0,464	0,461	0,448	0,435
1,9	0,49	0,49	0,49	0,484	0,476	0,468	0,468	0,462	0,458	0,442
2	0,42	0,49	0,49	0,487	0,479	0,47	0,468	0,464	0,461	0,45

Размер отверстия моста b_m может быть выражен через размер отверстия плотины $b_{пл}$:

$$b_m = b_{пл} - 2,3m_k P, \quad (VI.49)$$

где m_k — коэффициент заложения откосов конусов малого моста, обычно $m_k = 1...1,2$.

Далее определяется напор воды перед мостом H_m и производится перерасчет с учетом затопления плотины, при этом используется связь между критической глубиной в подмостовом русле $h_{к.м}$ и напором H_m :

$$h_{к.м} = k_1 H_m, \quad (VI.50)$$

где $k_1 = \frac{2\varphi^2}{1 + \varphi^2}$ (по опытным данным для мостов с водосливом $k_1 \approx 0,67$); φ — коэффициент скорости.

Расход выходного участка рассмотрен в параграфе VI.5.

Пример VI.12. Рассчитать входной участок моста с водосливом для пропуска $Q_{расч} = 70 \text{ м}^3/\text{с}$ при $P = 4,1 \text{ м}$, $H_{пл} = 1,7 \text{ м}$ и $m_k = 1,2$.

Порядок расчета. 1. По табл. VI.8 для $P = 4,1 \text{ м}$ и $H_{пл} = 1,7 \text{ м}$ устанавливаем, что $m = 0,464$ и тогда размер отверстия водосливной плотины при первоначальном значении $\sigma_3 = 1$

$$b_{пл} = \frac{Q_{расч}}{\sigma_3 m \sqrt{2g H_{пл}^3}} = \frac{70}{1 \cdot 0,464 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,7^3}} = 15,2 \text{ м}.$$

2. Размеры отверстия моста b_m по зависимости (VI.49)

$$b_m = b_{пл} - 2,3m_k P = 15,2 - 2,3 \cdot 1,2 \cdot 4,1 = 3,9 \text{ м}.$$

Полученное значение округляем до стандартного $b_{м1} = 4 \text{ м}$ и соответственно $b_{пл1} \approx 15,3 \text{ м}$.

3. Установим критическую глубину в подмостовом русле по зависимости (IV.28).

$$h_{к.м} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q_{расч}^2}{g b_{м1}^3}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 70^2}{9,81 \cdot 4^3}} = 3,25 \text{ м}.$$

4. Напор воды перед мостом по зависимости (VI.50):

$$H_m = h_{к.м} / k_1 = 3,25 / 0,67 = 4,85 \text{ м}.$$

5. По напору H_m определяем коэффициент затопления в такой последовательности:

$$\Delta = H_m - P = 4,85 - 4,1 = 0,75 \text{ м};$$

$$z = (H_{пл} + P) - H_m = 1,7 + 4,1 - 4,85 = 0,95 \text{ м};$$

$$\sigma_3 = \left(1,05 + 0,8 \frac{\Delta}{P}\right) \sqrt[3]{z/H_{пл}} = \left(1,05 + 0,8 \frac{0,75}{4,1}\right) \sqrt[3]{0,95/1,7} = 0,99.$$

В данном случае $\sigma_3 \approx 1$ и перерасчета делать не надо, иначе производится перерасчет с учетом $\sigma_3 < 1$ по пунктам 1...5.

6. Наибольшая скорость потока на выходе из сооружения при глубине $h_{вых} \approx 0,7h_{к.м}$

$$V_{вых} = \frac{Q_{расч}}{b_{м1} h_{вых}} = \frac{70}{4 \cdot 0,7 \cdot 3,25} \approx 7,7 \text{ м/с}.$$

По таблице приложения 29 также устанавливаем, что при глубине $h_{вых} = 0,7h_{к.м} = 2,28 \text{ м}$ $V_{вых} = 7,7 \text{ м/с}$ и подмостовое русло должно быть укреплено железобетонными плитами.

Отметим, что при необходимости снижения скорости потока на выходе следует уменьшить расчетный напор на плотине $H_{пл}$.

7. Проверку условий стеснения потока плотиной проведем в такой последовательности.

Определяем степень стеснения потока

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{b_{пл}^3}{b_m^3}} = \sqrt[3]{\frac{15,3^3}{4^3}} = 2,44.$$

Устанавливаем значение нижнекритического расхода

$$Q_{н.к} = \frac{P b_{пл}}{\psi} \sqrt{\frac{P g}{\alpha \psi}} = \frac{4,1 \cdot 15,3}{2,19} = \sqrt{\frac{4,1 \cdot 9,81}{1,1 \cdot 2,19}} = 117 \text{ м}^3/\text{с},$$

$$\psi = \frac{k_1^2}{2\beta^2} + \frac{\beta}{k_1} - 1,5 = \frac{0,67^2}{2 \cdot 2,44^2} + \frac{2,44}{0,67} - 1,5 = 2,19.$$

Сравнивая $Q_{расч} = 70 \text{ м}^3/\text{с}$ и $\sigma Q_{н.к} = 1,1 \cdot 117 = 129 \text{ м}^3/\text{с}$, убеждаемся, что плотина значительно стесняет поток. Так как одновременно выдерживается и второй критерий затопления

$$P = 4,1 < \sigma H_m = 1,1 \cdot 4,85 = 5,4 \text{ м} \quad (4,1 < 5,4),$$

то плотина работает действительно как затопленный водослив и все данные, приведенные в примере, перерасчета не требуют.

Мосты-водосбросы с подъемными щитами (рис. VI.5, а) вертикальными плоскими или сегментными чаще всего устраивают на оросительных каналах, где они зачастую выполняют роль перегораживающих сооружений. Обычно такие мосты работают по схеме затопленного водослива.

Отверстия мостов при заданном расходе Q рассчитывают по формуле истечения из-под щита

$$Q = \mu b a_s \sqrt{2g \Delta z}. \quad (VI.51)$$

Коэффициент расхода μ принимается в зависимости от очертания щитов и режима работы моста: для вертикальных плоских щитов $\mu = 0,63...0,64$, для сегментных $\mu = 0,66...0,75$.

Размер отверстия b рассчитывают при определенных (режимных) открытиях щита a_s .

Перепад для условий несвободного протекания определяется как разность уровней воды верхнего и нижнего бьефов.

При схеме незатопленного водослива

$$\Delta z = H - h_c, \quad (VI.52)$$

где H — глубина воды перед щитом; h_c — глубина воды в сжатом сечении за мостом, $h_c = \varepsilon a_s$ ($\varepsilon = 0,64$ — коэффициент вертикального сжатия).

Наихудшим случаем расчета является схема незатопленного водослива, при котором гидравлический режим протекания потока в подмостовом русле такой же как и для мостов с деревянными затворами с исходной глубиной в сжатом сечении $h_c = \varepsilon a_s$.

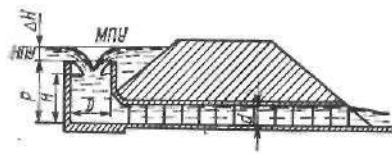


Рис. VI.7. Шахтный водосброс

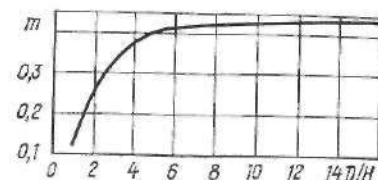


Рис. VI.8. График для определения коэффициента расхода кольцевого водослива

Шахтные водосбросы. Шахтный водосброс чаще всего состоит из башенного водосброса — круглой башни и отводящей трубы круглого сечения (рис. VI.7). Для таких сооружений характерны: автоматичность сброса воды, относительно малая стоимость постройки и небольшие эксплуатационные расходы. Обычно шахтные водосбросы применяются при расходах до 30 м³/с с глубиной пруда перед земляным плотом автомобильной дороги до 5 м.

Напор воды перед башенным водосбросом определяется из условия

$$\Delta H_{\text{ш}} < H_{\text{нас}} - P - \Delta, \quad (\text{VI.53})$$

где $H_{\text{нас}}$ — высота насыпи; P — высота башенного водосброса (шахты); Δ — технический запас, $\Delta = 0,5$ м.

Обычно расчет начинают с назначения высоты шахты P в зависимости от объема, глубины пруда и условий затопления местности, при этом как правило $P \leq 4,5$ м.

Гидравлический расчет входного участка башенного (шахтного) водосброса заключается в определении диаметров башни и отводящей трубы.

Водоприемная башня представляет собой кольцевой водослив. Исследованиями установлено, что для башни диаметром D экономически целесообразно принимать относительный напор $\frac{\Delta H}{D} \leq 25$. При $\frac{\Delta H}{D} > 25$ происходит значительное снижение пропускной способности

из-за самоподтопления кольцевого водослива. Если же $\frac{\Delta H}{D} \leq 0,25$, то водослив будет незатопленным до тех пор, пока глубина воды в водоприемной башне будет меньше ее высоты (т. е. ниже его гребня).

Кольцевой водослив имеет длину πD , а его диаметр может быть определен из уравнения

$$Q_{\text{расч}} = \pi D m \sqrt{2g \Delta H}^{3/2}, \quad (\text{VI.54})$$

где m — коэффициент расхода, принимаемый по графику И. Л. Розовского и П. К. Цветкова (рис. VI.8).

При расчетах стремятся к $\frac{\Delta H}{D} \leq 0,25$, поэтому вначале принимают $m = 0,38$ (что соответствует $\frac{D}{\Delta H} = 4$, см. рис. VI.8) и определяют диаметр D . По D определяют $\frac{D}{\Delta H}$ и если необходимо, то уточняют в таблицу D по новому значению m .

Отводящая труба рассчитывается в условиях напорного режима по расчетному расходу $Q_{\text{расч}}$. Расходы меньше, чем расчетный, пропускаются в условиях безнапорного или полунпорного режимов.

Диаметр отводящей трубы d находится подбором с учетом максимально допускаемой скорости (по условиям протекания потока на выходном участке) $V_{\text{вых}} = (5 \dots 6)$ м/с. Тогда

$$\omega = Q_{\text{расч}} / V_{\text{вых}} \text{ и диаметр } d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi n}},$$

где n — число очков трубы, принимаемое по конструктивным соображениям с учетом местных условий.

Полученный диаметр d округляется до ближайшего большего стандартного значения d_1 .

Затем проверяется пропускная способность принятой отводящей трубы диаметром d_1 по зависимости

$$Q = \mu_n \omega_1 \sqrt{2gz}, \quad (\text{VI.55})$$

Коэффициент расхода μ_n определяется как с учетом местных потерь, так и по длине трубы по зависимости

$$\mu_n = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{пов}} + \lambda \frac{l}{d}}}, \quad (\text{VI.56})$$

где $\zeta_{\text{вх}}$ — коэффициент сопротивления при входе в трубу $\zeta_{\text{вх}} = 0,65$; λ — гидравлический коэффициент трения ($\lambda = 0,025 \dots 0,03$); $\zeta_{\text{пов}}$ — коэффициент сопротивления на повороте, определяемый из соотношения

$$\zeta_{\text{пов}} = \zeta_{\text{вх},6} \left(\frac{\omega_1}{\omega_6} \right)^2,$$

где $\zeta_{\text{вх},6}$ — коэффициент сопротивления на входе в башню, $\zeta_{\text{вх},6} = 0,5$; ω_6 — площадь сечения водоприемной башни.

Перепад уровней воды перед трубой и за ней вычисляют из условия

$$z = H - 0,85d_1,$$

где H — допустимая глубина воды в водоприемной шахте перед трубой $H \leq P$.

Если полученное значение расхода Q отличается от $Q_{\text{расч}}$ не более чем на 5...10 %, то расчет закончен. Если же расхождение больше, то производят перерасчет. Для этого увеличивают диаметр трубы (уменьшая таким образом максимальную скорость в трубе) или изменяют напор воды перед трубой.

Стандартный диаметр отводящей напорной трубы можно подобрать по таблицам пропускной способности (приложение 29), учитывая, что глубина воды в шахте (напор H перед трубой) не должна превышать высоту шахты P . Подбор ведется для труб с обтекаемым оголовком и при этом проверяется условие (VI.17), согласно которому уклон трубы должен быть менее уклона трения ($i_{\text{тр}} < i_f$).

Пример VI.13. Рассчитать шахтный водосброс при следующих данных: $Q_{\text{расч}} = 10 \text{ м}^3/\text{с}$, глубина пруда у сооружения (высота шахты) 4,5 м, расчетный напор $\Delta H = 0,75 \text{ м}$ (принят по условиям допустимого подъема уровня воды над НПУ), уклон трубы $i_{\text{тр}} = 0,01$, длина трубы 35 м.

Порядок расчета. 1. Сначала из зависимости (VI.54) определяем диаметр шахты D , приняв предварительно $\frac{\Delta H}{D} = 0,25$ и $m = 0,38$ (по графику рис. VI.8), тогда

$$D = \frac{Q_{\text{расч}}}{\pi m \sqrt{2g \Delta H^{3/2}}} = \frac{10}{3,14 \cdot 0,38 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,7^{3/2}}} = 2,9 \text{ м.}$$

Принимая $D = 3 \text{ м}$ убеждаемся, что действительно $\frac{\Delta H}{D} = \frac{0,75}{3} = 0,25$ и, следовательно, расчет окончен, иначе надо принять по графику новое значение m и произвести перерасчет.

2. Расчет трубы проведем двумя способами: по таблицам пропускной способности и аналитическим путем.

Расчет по таблицам пропускной способности. По таблице приложения 10 устанавливаем, что расчетный расход при напорном режиме может быть пропущен двухочковой трубой $d = 1 \text{ м}$ при $H = 3,27 \text{ м}$ и $V = 6,3 \text{ м/с}$ или двухочковой трубой $d = 1,25 \text{ м}$, при $H = 2,17 \text{ м}$ и $V = 4 \text{ м/с}$. По условию возможного напора перед трубой H (он должен быть меньше высоты шахты $P = 4,5 \text{ м}$) могут быть приняты оба варианта, но по скорости течения более предпочтителен второй вариант и поэтому принимаем двухочковую трубу диаметром 1,25 м.

Уклон трения

$$i_f = \frac{(Q_{\text{расч}}/2)^2}{K_d^2} = \frac{(10/2)^2}{(24 \cdot 1,25^{5/4})^2} = 0,014$$

и, следовательно, условие $i_{\text{тр}} < i_f$ ($0,01 < 0,014$) выдержано.

Значение K_d для целиком заполненных круглых железобетонных труб принято $K_d = 24 d^{5/4} \text{ м}^3/\text{с}$.

Напор H перед трубой при ее длине 35 м $H = H_{\text{табл}} + l(i_f - i_{\text{тр}}) = 2,17 + 35(0,014 - 0,01) = 2,31 \text{ м}$.

Аналитический способ расчета. Принимая максимальную скорость $V_{\text{max}} = 4 \text{ м/с}$ (как при табличном расчете), определяем площадь сечения трубы

$$\omega = Q_{\text{расч}}/V_{\text{max}} = 10/4 = 2,5 \text{ м}^2.$$

Выбрав двухочковую трубу, находим, что

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,5}{3,14 \cdot 2}} = 1,26 \text{ м,}$$

и округляем полученное значение до стандартного: $d_1 = 1,25 \text{ м}$.

Тогда

$$\omega_1 = 2 \frac{\pi d_1^2}{4} = 2 \frac{3,14 \cdot 1,25^2}{4} = 2,45 \text{ м}^2.$$

По зависимости (VI.56) вычисляем коэффициент расхода

$$\mu_{\text{н}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{вх.б}} \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 + \lambda \frac{l}{d}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,65 + 0,5 \left(\frac{2,45 \cdot 4}{3,14 \cdot 3^2} \right)^2 + 0,025 \frac{35}{1,25}}} = 0,65.$$

Принимая напор $H = 2,31 \text{ м}$ как при табличном способе, определим перепад уровней по зависимости (VI.57):

$$z = H - 0,85d = 2,31 - 0,85 \cdot 1,25 = 1,25 \text{ м.}$$

Определим пропускную способность трубы для принятых размеров по зависимости (VI.55):

$$Q = \mu_{\text{н}} \omega_1 \sqrt{2gz} = 0,65 \cdot 2,45 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,25} = 7,89 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Пропускная способность двухочковой трубы при принятых размерах меньше расчетного расхода. Следовательно, требуется произвести перерасчет или увеличить диаметр трубы (уменьшив максимальную скорость), или установить больший перепад z .

Определим необходимый перепад z для пропуска расчетного расхода $Q_{\text{расч}}$ из зависимости (VI.55):

$$z = \frac{Q_{\text{расч}}^2}{\mu_{\text{н}}^2 \omega_1^2 2g} = \frac{10^2}{0,65^2 \cdot 2,45^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 2,01 \text{ м.}$$

Тогда напор перед трубой

$$H = z + 0,85d_1 = 2,01 + 0,85 \cdot 1,25 = 3,07 \text{ м.}$$

Полученный напор $H = 3,07 \text{ м}$ допустим, так как он меньше высоты шахты $P = 4,5 \text{ м}$, и поэтому окончательно принимаем двухочковую трубу $d = 1,25 \text{ м}$.

3. Отметим, что аналитический расчет более точный, чем табличный, в котором значения напора H вычислены без учета потерь и только для скорости при расчетной глубине, равной критической.

4. Расчет выходного участка производится в соответствии с рекомендациями параграфа VI.5.

VI.5. РАСЧЕТЫ ВЫХОДНЫХ УЧАСТКОВ ЗА МАЛЫМИ ВОДПРОПУСКНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

Скорости потока на выходе за малыми водопропускными сооружениями (малый мост, дорожные трубы, шахтный водосброс) достигают 5...6 м/с, в то время как допускаемые скорости для грунтов в неукрепленных отводящих руслах составляют 0,7...1 м/с. В связи с этим наблюдаются местные размывы за сооружениями и поэтому расчеты выходных участков имеют такое же важное значение, как и определение их отверстий.

Расчет выходного участка за сооружением заключается в обеспечении условий, предотвращающих размыв сооружения со стороны нижнего бьефа. Расчет сводится к анализу форм сопряжения потока, определению гидравлических характеристик растекающегося потока, анализу возможных местных размывов и учету наиболее опасного из них, выбору типа и размеров укрепления нижнего бьефа.

Исходными данными для расчетов выходных участков являются гидравлические характеристики потока на выходе из труб и малых мостов, а также топографические условия.

В большинстве случаев отводящее русло имеет большую ширину, чем отверстие сооружения.

Формы пространственного сопряжения потока за сооружением определяются уклоном отводящего русла, а также соотношением глубин на выходе — растекающегося потока и бытовой в условиях нестесненного русла.

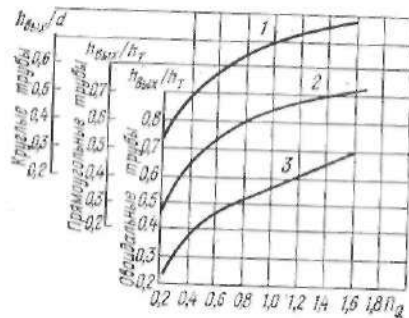


Рис. VI.9. График для определения глубины потока на выходе из дорожных труб:

1 — круглого сечения; 2 — прямоугольного сечения; 3 — оvoidального сечения

Более точно глубины потока на выходе из безнапорных и полунанпорных труб можно определить по графику (рис. VI.9). Безразмерный параметр расхода для круглых труб

$$P_Q = \frac{Q}{d^2 \sqrt{gd}},$$

для прямоугольных

$$P_Q = \frac{Q}{h_{гp} b \sqrt{gh_{гp}}},$$

для оvoidальных

$$P_Q = \frac{Q}{d_s^2 \sqrt{gd_s}},$$

где $d_s = 1,13 \sqrt{\omega_{соор}}$ — эквивалентный диаметр, т. е. диаметр круга, равновеликого по площади поперечному сечению трубы.

При подтоплении выходного сечения сооружения со стороны нижнего бьефа глубину потока на выходе $h_{вых}$ принимают равной глубине в нижнем бьефе $h_{н.б.}$

Скорости потока на выходе $V_{вых}$ подсчитывают по установленной глубине $h_{вых}$ с учетом формы сечения подмостового русла или трубы.

В общем случае значения h_0 , h_k , i_k определяют в соответствии с указаниями, изложенными в параграфе IV.3 и IV.4. При расчете подмостовых русел коэффициент шероховатости n принимается в зависимости от типа укрепления по таблице приложения 23.

Для железобетонных труб можно принимать такие осредненные значения коэффициентов шероховатости: при гладкой, весьма тща-

Для незатопленных малых мостов, безнапорных и полунанпорных труб глубину потока на выходе принимают: $h_{вых} = (0,7...0,8) h_k$, если уклон дна сооружения $i_{соор}$ меньше критического уклона i_k (поток в спокойном состоянии); $h_{вых} = (0,7...0,8) h_0$ или $h_{вых} = h_0$, если уклон больше критического, т. е. $i_{соор} > i_k$ (бурное состояние потока).

Для незатопленных напорных труб глубину потока на выходе принимают $h_{вых} = h_{гp}$ (или d — для круглых труб), ряд авторов рекомендуют принимать $h_{вых} = 0,85 h_{гp}$ (или $0,85 d$).

тельной отделке поверхности, хорошо выполненными швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0,012$, при не вполне ровно затертой поверхности, удовлетворительно выполненными швах и отсутствии песка и гравия на дне трубы $n = 0,014$, при шероховатой поверхности трубы, удовлетворительно выполненными швах и наличии песка и гравия на дне $n = 0,016$.

Упростить подсчеты $h_{вых}$ и $V_{вых}$ для круглых стандартных дорожных труб диаметром 1; 1,25; 1,5 и 2 м можно, используя таблицы приложения 31, порядок расчета с помощью которых рассмотрен в примерах данного параграфа.

Сопряжение потока, выходящего из сооружения, с нижним бьефом может быть прыжковым и беспрыжковым в зависимости от уклона спланированного выходного русла.

При уклоне $i_0 < i_k$ поток в отводящем русле находится в спокойном состоянии, а переход от бурного состояния потока на выходе из сооружения к спокойному осуществляется с помощью гидравлического прыжка.

При узких нижних бьефах ($B/b < 8$), характерных для выходных участков малых водопропускных сооружений, резко увеличиваются глубины и образуются косые гидравлические прыжки в сечениях, где крайние струйки потока набегает на боковые стенки отводящего русла. Такие сечения называются *сечениями полного растекания*. Средняя глубина в них h_0 (рис. VI.10, а). Косые гидравлические прыжки распространяются вниз по течению и переходят в обычный прямой гидравлический прыжок. С увеличением бытовой глубины прямой гидравлический прыжок приближается к предельному своему положению в сечении полного растекания. При дальнейшем увеличении бытовой глубины h_0 происходит прорыв водных масс в водоворотные зоны и переход к сбойному течению, характеризующемуся неустойчивостью движения и знакопеременным положением активной струи (рис. VI.10, б). Положение гидравлического прыжка определяется соотношением между бытовой глубиной потока в отводящем русле h_0 , глубиной, сопряженной с глубиной на выходе из сооружения $h_{гp}$, и глубиной, сопряженной с глубиной в сечении полного растекания h_r при свободном растекании потока.

Схема свободного растекания потока наиболее характерна для малых дорожных водопропускных сооружений. Гидравлические характеристики потока на участке растекания определяются по графику И. А. Шеренкова (рис. VI.11).

График построен в относительных координатах:

$$\bar{x} = \frac{x}{b \sqrt{Fr_{вых}}} \text{ и } \bar{y} = \frac{y}{b}.$$

Здесь x и y — координаты любой точки в зоне растекания (x — расстояние этой точки от подошвы насыпи на выходе из сооружения вдоль потока, а y — от оси сооружения поперек потока). На графике нанесены $s = 0,9; 0,8$ и т. д. — линии равных глубин h , скоростей u и чисел Фруда Fr ; $\beta = 0 \%, 10 \%$ и т. д. — линии тока, между каждой парой

которых проходит 10 % расхода, а $\beta = 50\%$ соответствует оси потока.

По величине s находят основные параметры потока в данной точке по формулам:

$$h = sh_{\text{вых}}; \quad (\text{VI.57})$$

$$u = \sqrt{[Fr_{\text{вых}} + 2(1-s)]gh_{\text{вых}}}; \quad (\text{VI.58})$$

$$Fr = \frac{Fr_{\text{вых}} + 2(1-s)}{s}.$$

Сечение полного растекания потока на графике И. А. Шеренкова определяется координатой x , соответствующей точке пересечения $y = \frac{0.5B}{b}$ с линией тока $\beta = 0\%$.

Расстояние l_p от выходного сечения до сечения полного растекания (рис. VI.10, а) можно определить и по формуле Г. А. Лилицкого

$$l_p = (0,15 Fr_{\text{вых}} + 0,27)(B - b). \quad (\text{VI.60})$$

Следует отметить, что формула Г. А. Лилицкого дана с учетом негидростичности распределения давления в точках вытекающего потока, которая тем больше, чем меньше число Фруда $Fr_{\text{вых}}$. При больших числах $Fr_{\text{вых}}$ негидростичность распределения давления уменьшается

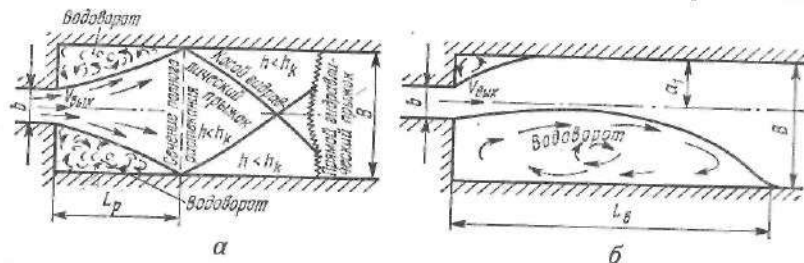


Рис. VI.10. Растекание потока за малыми мостами и трубами: а — свободное; б — полусвободное (сбойное)

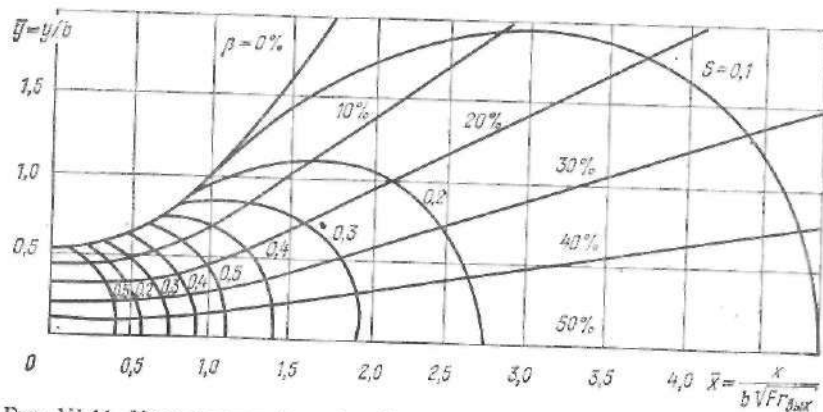


Рис. VI.11. Универсальный график И. А. Шеренкова

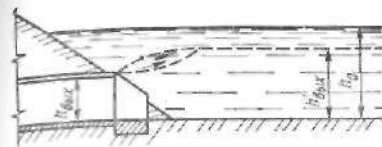


Рис. VI.12. Сопряжение потока по типу покрытой струи или затопленного прыжка

и результаты расчета по графику И. А. Шеренкова и формуле Г. А. Лилицкого (см. пример расчета 6.12) практически совпадают.

Сопряженные глубины $h_{\text{вых}}$ и h_p определяются по зависимости (IV.42), при этом для вычисления $h_{\text{вых}}$ учитывают размер отверстия сооружения b , а для h_p — ширину отводящего русла B .

Сопоставив величины $h_{\text{вых}}$, h_p и h_0 , находят расположение гидравлического прыжка:

- при $h_p > h_0$ отогнанный прыжок за сечением полного растекания;
- при $h_p = h_0$ прыжок расположен в сечении полного растекания;
- при $h_{\text{вых}} > h > h_p$ прыжок находится между сечением полного растекания и выходным сечением сооружения, т. е. имеет место сбойное течение (рис. VI.10, б);
- при $h_0 = h_{\text{вых}}$ прыжок расположен в выходном сечении сооружения;

при $h_{\text{вых}} < h_0$ выходное сечение затоплено, т. е. имеет место сопряжение потока по типу покрытой струи или затопленного прыжка (рис. VI.12).

При сбойном течении (рис. VI.10, б) увеличивается удельный расход потока на части ширины русла (образуется так называемая активная струя). Однако в условиях дорожных водопропускных сооружений блуждание активной струи приводит к уменьшению расчетных глубин размыва, соответствующих данной продолжительности наводка, по сравнению со свободным растеканием потока.

Длину участка расширения транзитной струи l_p (рис. VI.10, б) до бытовых условий или длину большого водоворота определяют по формуле

$$l_p = (B - b)f\left(\frac{a_1}{b}\right)\lg\frac{2a_1}{b}, \quad (\text{VI.61})$$

где a_1 — расстояние от оси сооружения до ближайшего откоса спланированного отводящего русла; для симметричного русла $a_1 = B/2$. Значения функций $f(a_1/b)$ определяются в зависимости от отношения a_1/b :

a_1/b	0.75	1	1.5	2	2.5
$f(a_1/b)$	46	30.7	19.4	14.9	13.1

Отношение максимальной скорости вдоль сбойного течения к скорости на выходе из сооружения $V_{\text{пик}}/V_{\text{вых}}$ определяется в зависимости от отношения расстояния до рассматриваемого сечения от сооружения x к длине большого водоворота l_p :

x/l_p	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1
$V_{\text{пик}}/V_{\text{вых}}$	0.67	0.65	0.55	0.47	0.38	0.33

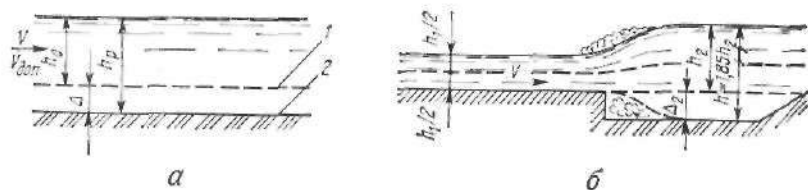


Рис. VI.13. Виды местных размывов:

а — при превышении допускаемых скоростей; б — при переходе потока из бурного в спокойное состояние

Если уклон отводящего русла $i_0 > i_k$, то имеет место беспрыжковое сопряжение потока, выходящего из сооружения, с нижним бьефом.

Так как при $i_0 > i_k$ нормальная глубина в нижнем бьефе меньше критической, то сопряжение может происходить либо по кривой подпора типа II-в (если $h_p < h_0$), либо по кривой спада типа II-б (если $h_0 < h_p < h_k$), построение которых можно произвести по методу В. И. Чарномского (см. параграф IV.5).

В зависимости от формы сопряжения потока на выходных участках могут быть следующие три вида местных размывов.

1. Размыв вследствие превышения максимальной скорости над допускаемой $V_{доп}$ для грунтов неукрепленных русел. Глубина размыва при том (рис. VI.13, а) составляет при свободном (беспрыжковом) растекании потока

$$\Delta_1 = h_0 \left(\frac{V_{вых}}{V_{доп}} - 1 \right). \quad (VI.62)$$

2. Размыв при переходе из бурного состояния в спокойное (т. е. при прыжковом сопряжении бьефов — см. рис. VI.13, б). Глубина размыва в этом случае может быть определена по формуле

$$\Delta_2 = h_p - h_0 = 1,85h'' - h_0, \quad (VI.63)$$

где h'' — большая из сопряженных глубин.

Обычно $h'' = h_0$, тогда

$$\Delta_2 = 0,85h_0. \quad (VI.64)$$

3. Размыв при сбойном течении. Глубина местного размыва

$$\Delta_3 = 1,5h_0. \quad (VI.65)$$

В расчет принимается наибольшее значение из возможных глубин местного размыва в каждом конкретном случае — Δ_p .

Глубины размыва за сооружениями до последнего времени определяли только при условии пропуска постоянного расхода в течение неограниченного промежутка времени, т. е. при установившемся движении потока.

Особенность условий работы дорожных труб — периодический пропуск ими паводков различной повторяемости, т. е. *неустановившийся характер протекания потока*. Максимальная глубина размыва

после сооружения в условиях неустановившегося движения составляет лишь некоторую долю (60...80%) наиболее опасного (расчетного) Δ_p вида местного размыва

$$\Delta_{max} = k\Delta_p. \quad (VI.66)$$

Значение понижающего коэффициента k может быть найдено по формуле, полученной на основании исследований, проведенных в Киевском автомобильно-дорожном институте:

$$k = 0,53 \sqrt[6]{\frac{Q_{max} t_{max}}{\Delta_p^3} 10^{-3}}, \quad (VI.67)$$

где Q_{max} — максимальный расход расчетного паводка, а t_{max} — его продолжительность.

Укрепление отводящего русла за сооружением производится, если скорость потока на выходе $V_{вых}$ превышает допускаемую $V_{доп}$ для неукрепленного грунта в бытовых условиях в 1,2 раза, т. е. $V_{вых} \geq 1,2V_{доп}$.

В настоящее время применяют укрепления с вертикальным уступом («зубом») или с предохранительным откосом, представленными на рис. VI.14. Глубина заложения концевой части укрепления $h_{укр}$ назначается по глубине максимального размыва $h_{укр} \geq 1,33\Delta_p$.

Обычно выходной участок за водопронируемыми сооружениями планируется в виде прямоугольного русла шириной B .

Ширина укрепления $B_{укр}$ (рис. VI.14) может быть равна ширине спланированного выходного участка B , при этом для малых мостов $B_{укр} = (2...3)b$, а для труб $B_{укр} = (5...7)d$ (или b). Для условий свободного растекания ширину укрепления можно также определить по зависимости

$$B_{укр} = b + 2l_p. \quad (VI.68)$$

Длина укрепления для условий свободного растекания $Z_{укр} = l_p$, а при сбойном течении

$$L_{укр} = \frac{B-b}{2}. \quad (VI.69)$$

В последнее время минимальная длина укрепления для труб принимается

$$L_{укр} = (2...3)d. \quad (VI.70)$$

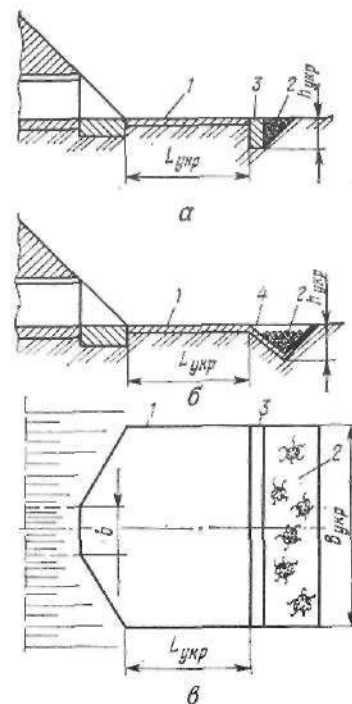


Рис. VI.14. Схемы укрепления выходных участков за малыми мостами и трубами:

а — с вертикальным уступом («зубом»); б — с предохранительным откосом; 1 — укрепление; 2 — каменная наброска; 3 — вертикальный уступ («зуб»); 4 — предохранительный откос

Тип укрепления принимают по приложению 22 в зависимости от расчетных значений скорости $V_{расч}$ и глубины потока $h_{расч}$. При свободном растекании в качестве расчетного можно принять сечение полного растекания потока и с помощью графика И. А. Шеренкова установить в нем V_{max} и соответствующее значение h_p , которые и принимаются за расчетные величины. Для сбойного течения можно принимать $V_{расч} = V_{вых}$, а для затопленного прыжка расчетные значения скорости и глубины принимают в соответствии с характеристиками потока за сооружением.

Обычно тип укрепления выходных участков за малыми водопропускными сооружениями принимают в зависимости от скорости на выходном участке $V_{вых}$:

$V_{вых}$	Тип укрепления
< 2	Каменная наброска (только для плоских русел)
2...3,5	Одиночное мощение
3...7	Бетонные блоки призматической формы (10×15×40 см) толщиной 15 см
> 7	Монолитный бетон толщиной 12 см, армированный металлической сеткой с ячейками 20×20 см из арматуры диаметром 6 мм

Укрепления из сборного и монолитного бетона, мощения и каменной наброски должны устраиваться по слою щебеночной подготовки толщиной 10 см на тщательно спланированном основании. Устройство укреплений на крупнопесчаных, гравелистых и щебенистых грунтах допускается без щебеночной подготовки.

Выходные участки водопропускных труб рекомендуется укреплять сборным или монолитным бетоном толщиной 10...15 см.

При известной длине укрепления $L_{укр}$ (принятой по нормам или определенной по зависимости VI.69 или VI.70) глубина воронки размыва за ним Λ может быть подсчитана приближенно по методу О. В. Андреева. Порядок расчета следующий:

1. Определяем отношение $\frac{L_{укр}}{b}$;
2. Находим величину Δ/H в зависимости от отношения $L_{укр}/b$:

$L_{укр}/b$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Δ/H	1,55	0,98	0,78	0,65	0,59	0,54	0,50	0,47	0,45	0,42	0,40

3. Вычисляем глубину воронки размыва за жестким укреплением $\Lambda = (\Delta/H) H$.

Как видно из вышесказанного, с увеличением $L_{укр}$ глубина воронки размыва уменьшается, что соответствует физическому процессу рассматриваемого явления.

При глубинах местного размыва более 2...2,5 м на плоской части бетонных укреплений следует устраивать гасители энергии (параграф V.4) или гасители-растекатели ЦНИИСа [11].

В Киевском автомобильно-дорожном институте разработана и внедрена конструкция мягкого укрепления, представляющего собой

полотнище синтетического материала, которое плотно прикрепляют к торцу плиты выходного оголовка и расстилают на заранее спланированный грунт выходного русла [7].

Мягкие укрепления рекомендуются применять для труб с отверстиями 1 м и 1,5 м. Ширина укреплений должна быть (5...7) d , а длина (2,5...3,5) d .

Глубина размыва в нижнем бьефе, укрепленном мягким материалом, будет на 20...40% меньше размыва за типовым бетонным укреплением. Объем вымытого грунта уменьшается при этом в несколько раз.

Опытные образцы мягких укреплений хорошо зарекомендовали себя в процессе эксплуатации.

Рекомендуется такой порядок расчета выходных участков за малыми водопропускными сооружениями.

1. Устанавливаются глубина $h_{вых}$ и скорость потока $V_{вых}$ на выходе из сооружения.

2. Определяется сопряженная глубина $h_{вых}^*$ по зависимости (IV.42), представленной в виде

$$h_{вых}^* = \frac{h_{вых}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{Q^2}{g b^2 h_{вых}^3}} - 1 \right].$$

Находится бытовая глубина h_0 протекания потока (см. параграф IV.3) для отводящего русла, спланированного в виде прямоугольника с шириной $B = (2...3) b$ или $B = (5...7) d$.

4. Вычисляется критическая глубина h_k в отводящем русле $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}}$, соответствующий критический уклон i_k (см. зависимость (IV.35)) и устанавливается состояние потока.

5. Расстояние l_p до сечения полного растекания определяется или по графику И. А. Шеренкова (см. пример VI.14) или по зависимости (VI.60) — см. пример VI.15.

6. Глубина в сечении полного растекания l_p определяется как среднее значение для нескольких точек по графику И. А. Шеренкова (см. пример VI.14) или подбором из уравнения В. И. Чарномского при известной длине l_p (см. расчет на ЭВМ).

7. Устанавливается форма сопряжения потоков в отводящем русле. При беспрыжковом сопряжении строится выпуклая кривая подпора типа II-в (если $h_p < h_0$) или выгнутая кривая спада типа II-б (если $h_0 < h_p < h_k$) (подробнее см. параграф IV.5).

При прыжковом сопряжении расчет продолжается.

8. Определяется сопряженная глубина h_p^* по зависимости (IV.42), представленной в виде

$$h_p^* = \frac{h_p}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{Q^2}{g B^2 h_p^3}} - 1 \right].$$

9. Сопоставляются глубины h_0 , h_p^* и $h_{вых}^*$. При $h_p^* > h_0$ будет свободное растекание потока с отогнанным прыжком, при $h_{вых}^* > h_0 >$

$> h_p''$ — полусвободное, т. е. сбойное течение, и при $h_0 > h_{\text{вых}}$ — несвободное, т. е. сопряжение потока по типу затопленного прыжка.

10. По типу сопряжения потока устанавливаются $V_{\text{расч}}$ и $h_{\text{расч}}$.

11. По скорости $V_{\text{расч}}$ и глубине $h_{\text{расч}}$ подбирается тип укрепления выходного участка.

12. По зависимостям (VI.62) ... (VI.65) рассчитывается глубина местного размыва в зависимости от типа сопряжения потока.

13. Определяется очертание укрепления в плане с учетом зависимостей (VI.68) ... (VI.70) и необходимое заглубление предохранительного откоса Δp .

14. При глубинах местного размыва более 2...2,5 м на плоской части бетонного укрепления следует устраивать гасители энергии (параграф V.4) или гасители-растекатели ЦНИИСа.

Пример VI.14. Произвести расчет выходного участка за малым мостом при $b = 6$ м, $Q = 19,8$ м³/с, $h_0 = 0,85$ м, подмостовое русло укреплено мощением, $i_0 = i_m = 0,004$, грунт отводящего русла — среднеплотный суглинок.

Порядок расчета. 1. Определим глубину $h_{\text{вых}}$ и скорость $V_{\text{вых}}$ потока на выходе из сооружения, предварительно установив состояние потока в подмостовом русле.

Критическая глубина

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 19,8^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 1,07 \text{ м.}$$

Элементы потока при критической глубине: $\omega_k = b h_k = 6 \cdot 1,07 = 6,42$ м²;

$$R_k = \omega_k / \chi_k = \frac{6,42}{8,14} = 0,79 \text{ м, где } \chi_k = b + 2h_k = 6 + 2 \cdot 1,07 = 8,14 \text{ м.}$$

Принимая $n = 0,02$ (для мощения), по таблице приложения 24 устанавливаем, что $W = 42,6$ м/с, и тогда значение критического уклона

$$i_k = \left(\frac{Q}{\omega_k W_k} \right)^2 = \left(\frac{19,8}{6,42 \cdot 42,6} \right)^2 = 0,0053.$$

Так как $i_m < i_k$ ($0,004 < 0,0053$), то глубина $h_{\text{вых}} = 0,7 h_k = 0,7 \cdot 1,07 = 0,75$ м.

Скорость потока на выходе

$$V_{\text{вых}} = \frac{Q}{b h_{\text{вых}}} = \frac{19,8}{6 \cdot 0,75} = 4,4 \text{ м/с,}$$

число Фруда

$$Fr_{\text{вых}} = \frac{V_{\text{вых}}^2}{g h_{\text{вых}}} = \frac{4,4^2}{9,81 \cdot 0,75} = 2,64.$$

2. Вторая сопряженная глубина

$$h_{\text{вых}}'' = \frac{h_{\text{вых}}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_{\text{вых}}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,75}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,07}{0,75} \right)^3} - 1 \right] = 1,48 \text{ м.}$$

3. Выходной участок за сооружением принимаем прямоугольного сечения шириной $B = 2b = 2 \cdot 6 = 12$ м. Нормальная глубина для этих условий задана: $h_0 =$

$= 0,85$. В правильности ее подсчета можно убедиться следующей проверкой:

$$\omega = B h_0 = 12 \cdot 0,85 = 10,2 \text{ м}^2, \text{ где } \chi = B + 2h_0 = 12 + 2 \cdot 0,85 = 13,7 \text{ м,}$$

$$R = \omega / \chi = \frac{10,2}{13,7} = 0,74 \text{ м.}$$

Принимая для отводящего земляного русла коэффициент шероховатости $n = 0,0275$ (приложение 23), находим по таблице приложения 24 $W = 29,4$ м/с и тогда $Q = \omega W \sqrt{i_0} = 10,2 \cdot 29,4 \sqrt{0,004} \approx 19 \text{ м}^3/\text{с}$.

Так как расхождение между заданным расходом и полученным менее 5 %, то нормальная глубина в отводящем русле $h_0 = 0,85$ м принята правильно.

4. Критическая глубина в отводящем русле

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 19,8^2}{9,81 \cdot 12^2}} = 0,67 \text{ м.}$$

Критический уклон определяем в такой последовательности

$$\omega_k = B h_k = 12 \cdot 0,67 = 8,04 \text{ м}^2,$$

$$n = 0,0275; W_k = 24,8 \text{ м/с и}$$

$$R_k = \omega_k / \chi_k = 8,04 / 13,34 = 0,6 \text{ м, где } \chi_k = B + 2h_k = 12 + 2 \cdot 0,67 = 13,34 \text{ м;}$$

$$i_k = \left(\frac{Q}{\omega_k W_k} \right)^2 = \left(\frac{19,8}{8,04 \cdot 24,8} \right)^2 \approx 0,01.$$

Так как $i_0 < i_k$ ($0,004 < 0,01$) и $h_0 > h_k$ ($0,85 > 0,67$), то поток в отводящем русле находится в спокойном состоянии.

5. Глубину в сечении полного растекания с координатами $\bar{y} = \frac{0,5B}{b} = \frac{0,5 \cdot 12}{6} = 1$ и $x = 1$ при $\beta = 0$ % определим по графику И. А. Шеренкова (рис. VI.19).

Расчет производим для пяти точек сечения по оси потока при $\beta = 50$ %, двух крайних струек соответствующих $\beta = 0$ % и двух промежуточных при $\beta = 25$ %.

В соответствии с зависимостью (VI.57) для осевой струйки получаем $h = sh_{\text{вых}} = 0,57 \cdot 0,75 = 0,43$ м, для промежуточной $h = 0,5 \cdot 0,75 = 0,39$ м и для крайней $h = 0,18 \cdot 0,75 = 0,14$ м.

Средняя глубина в сечении полного растекания

$$h_p = \frac{0,43 + 2 \cdot 0,39 + 2 \cdot 0,14}{5} = 0,3 \text{ м.}$$

Расстояние до сечения полного растекания исходя из графика И. А. Шеренкова

$$l_p = \bar{x} \cdot b \sqrt{Fr_{\text{вых}}} = 1 \cdot 6 \cdot \sqrt{2,64} = 9,75 \text{ м.}$$

6. Так как $h_p < h_k$ ($0,3 < 0,67$ м), а $h_0 > h_k$ ($0,85 > 0,67$ м), то имеет место прыжковая форма сопряжения потока.

7. Определим глубину h_p'' , сопряженную с глубиной h_p , в сечении полного растекания

$$h_p'' = \frac{h_p}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_p} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,3}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,67}{0,3} \right)^3} - 1 \right] = 1,27 \text{ м.}$$

8. Сопоставляя глубины h_0 , h_p'' и $h_{\text{вых}}''$, убеждаемся, что $h_p'' > h_0$ ($1,27 > 0,85$ м) и гидравлический прыжок расположен за сечением полного растекания, т. е. имеет место свободное растекание потока.

9. Так как имеет место свободное растекание, то за расчетную скорость $V_{\text{расч}}$ принимаем скорость в сечении полного растекания:

$$V_{\text{расч}} = \frac{Q}{B h_p} = \frac{19,8}{12 \cdot 0,3} = 5,5 \text{ м/с.}$$

10. Выходной участок должен быть укреплен бетонными блоками (см. с. 220).
11. Глубина местного размыва при прыжковой форме сопряжения по зависимости (VI.63)

$$\Delta = 1,85h_p^* - h_0 = 1,85 \cdot 1,27 - 0,85 = 1,5 \text{ м.}$$

12. Размеры укрепления в плане принимаем равными:

$$B = 2b = 2 \cdot 6 = 12 \text{ м и } L = l_p \approx 10 \text{ м.}$$

Заглубление вертикального уступа (рис. VI.14)

$$h_{\text{укр}} = 1,33 \cdot \Delta \approx 1,33 \cdot 1,5 \approx 2 \text{ м.}$$

Пример VI.15. Произвести расчет выходного участка за круглой железобетонной трубой $d = 2$ м при $Q = 4 \text{ м}^3/\text{с}$, безнапорном режиме работы, не вполне ровной внутренней поверхности трубы, удовлетворительно устроенных швах, отсутствии песка и гравия на дне. Уклон лога $i_0 = 0,01$, грунт отводящего русла — среднеплотный суглинок.

Порядок расчета. 1. Определяем глубину $h_{\text{вых}}$ и скорость $V_{\text{вых}}$ потока на выходе из трубы, принимая уклон трубы равным уклону лога, т. е. $i_{\text{тр}} = i_0$. Расходная характеристика

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0} = 4/\sqrt{0,01} = 40 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Принимая для заданной поверхности трубы $n = 0,014$, по таблице приложения 31 для $d = 2$ м по n и K_0 находим, что $h_0 = 0,73$ м.

По той же таблице, полагая $Q_k = Q$, устанавливаем, что $h_k = 0,98$ м.

Так как $h_0 < h_k$, то поток находится в бурном состоянии. Следовательно, $h_{\text{вых}} = 0,7h_0 = 0,7 \cdot 0,73 = 0,52$ м и соответственно $\omega_{\text{вых}} = 0,63 \text{ м}^3$ (см. таблицу приложения 31).

Скорость потока и число Фруда на выходе:

$$V_{\text{вых}} = Q/\omega_{\text{вых}} = 4/0,63 = 6,3 \text{ м/с;}$$

$$Fr_{\text{вых}} = \frac{V_{\text{вых}}^2}{gh_{\text{вых}}} = \frac{6,3^2}{9,81 \cdot 0,52} = 7,8.$$

2. Выходной участок за сооружением принимаем прямоугольного сечения шириной $B = 5d = 5 \cdot 2 = 10$ м и определяем критическую глубину в этом русле

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 4^2}{9,81 \cdot 10^2}} = 0,26 \text{ м.}$$

Нормальную глубину потока для выходного участка русла находим методом подбора. После ряда попыток назначаем $h = 0,3$ м и тогда

$$\omega = Bh = 10 \cdot 0,3 = 3 \text{ м}^2;$$

$$R = \omega/\chi = 3/10,6 = 0,28 \text{ м, где } \chi = b + 2h = 10 + 2 \cdot 0,3 = 10,6 \text{ м.}$$

По таблице приложения 24 для $n = 0,0275$ и $R = 0,28$ м

$$W = 13,8 \text{ м/с, а } Q = \omega W \sqrt{i_0} = 3 \cdot 13,8 \sqrt{0,01} = 4,14 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Так как расхождение между заданным и подсчитанным значениями расхода менее 5%, то нормальная глубина $h_0 = 0,3$ принята правильно.

В связи с тем, что $h_0 > h_k$ ($0,3 > 0,26$), то поток в отводящем русле находится в спокойном состоянии.

3. Расстояние до сечения полного растекания l_p по зависимости (VI.60):

$$l_p = (0,15Fr_{\text{вых}} + 0,27)(B - b) = (0,15 \cdot 7,8 + 0,27)(10 - 2) = 11,5 \text{ м.}$$

Глубины в сечении полного растекания на расстоянии

$$\bar{x} = \frac{l_p}{b \sqrt{Fr_{\text{вых}}}} = \frac{11,5}{2 \sqrt{7,8}} = 2,1$$

определим для пяти точек по зависимости $h = sh_{\text{вых}}$ и тогда: при $y/b = 0$ глубина $h_p = 0,29 \cdot 0,52 = 0,15$ м (для осевой струйки); при $y/b = 1,8$ (для крайних струек, ограниченных линией $s = 0,1$) $h_p = 0,1 \cdot 0,52 = 0,05$ м и при $y/b = 1$ (для промежуточных струек) $h_p = 0,21 \cdot 0,52 = 0,11$ м.

Средняя глубина для пяти точек в сечении полного растекания

$$h_p = \frac{0,15 + 2 \cdot 0,11 + 2 \cdot 0,05}{5} = 0,09 \text{ м.}$$

Большая сопряженная глубина

$$h_p^* = \frac{h_p}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_p} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,09}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,26}{0,09} \right)^3} - 1 \right] = 0,58 \text{ м.}$$

4. Сопоставляя глубины h_0 и h_p^* , убеждаемся, что $h_p^* > h_0$ ($0,58 > 0,3$), и поэтому будет свободное растекание потока с отогнанным прыжком, который располагается за сечением полного растекания.

5. При свободном растекании потока $h_{\text{расч}} = h_p = 0,09$ м, а скорости в сечении полного растекания определяются с помощью графика И. А. Шеренкова по зависимости (VI.58):

$$u = \sqrt{[Fr_{\text{вых}} + 2(1 - s)]gh_{\text{вых}}}$$

Для осевой струйки

$$u = \sqrt{[7,8 + 2(1 - 0,29)]9,81 \cdot 0,52} = 6,85 \text{ м/с;}$$

для промежуточной

$$u = \sqrt{[7,8 + 2(1 - 0,21)]9,81 \cdot 0,52} = 6,9 \text{ м/с;}$$

для крайней

$$u = \sqrt{[7,8 + 2(1 - 0,1)]9,81 \cdot 0,52} = 7 \text{ м/с.}$$

Сравнивая значения полученных скоростей со скоростью на выходе $V_{\text{вых}} = 6,3 \text{ м/с}$, за расчетную скорость принимаем наибольшую скорость, т. е. $V_{\text{расч}} = 7 \text{ м/с}$.

6. Выходной участок должен быть укреплен бетонными блоками.

7. Глубина местного размыва при переходе из бурного в спокойное состояние по зависимости (VI.63):

$$\Delta = 1,85h_p^* - h_0 = 1,85 \cdot 0,58 - 0,3 \approx 0,8 \text{ м.}$$

8. Размеры укрепления в плане принимаем:

$$B_{\text{укр}} = B = 10 \text{ м, } L_{\text{укр}} = (2 \dots 3)d = 3 \cdot 2 = 6 \text{ м,}$$

а заглубление вертикального уступа (рис. VI.14)

$$h_{\text{укр}} = 1,33\Delta_p = 1,33 \cdot 0,8 \approx 1 \text{ м.}$$

VI.6. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ ДЛЯ РАСЧЕТА МАЛЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Ниже рассматривается расчет отверстия малого моста с учетом аккумуляции и расчет выходного участка за малыми водопропускными сооружениями при помощи ЭВМ типа «Мир» и «Саратов»

Расчет отверстий малого моста с учетом аккумуляции

В соответствии с методикой расчета, изложенной в параграфе VI.3, сбросной расход определяется по формуле Д. И. Кочерина (VI.37);

$$Q_{сб} = Q_{\max} \left(1 - \frac{W_{ак}}{W}\right),$$

где $Q_{\max}$ — расчетный расход; $W_{ак}$ — объем аккумуляции воды; W — полный объем стока.

Пропускная способность малых мостов для всех расчетных схем и случаев вычисляется по зависимости (VI.7):

$$Q_{сб} = mb \sqrt{2g} H^{3/2} \sigma_a,$$

где σ_a — коэффициент затопления; m — коэффициент расхода; b — отверстие моста; H — напор перед мостом.

При расчете определяются размеры отверстия моста, напор перед ним и средняя скорость в расчетном сечении.

Находится графическая зависимость $Q = f(H)$ для всех стандартных значений b , затем на полученную серию кривых накладывается аккумулятивная кривая, которая находится по формуле Д. И. Кочерина, а объем $W_{ак}$ определяется по формуле

$$W_{ак} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{i_{c_1}} + \frac{1}{i_{c_2}} \right) \frac{1}{i_d} \cdot H^3,$$

где i_{c_1} и i_{c_2} — уклоны склонов лога у сооружения; i_d — уклон лога у сооружения; H — напор перед мостом.

Точки пересечения кривых $Q = f(H)$ и $Q_{сб} = f(H)$ дают результаты решения.

Из всех возможных решений принимается такое отверстие моста, для которого $Q_{сб} \geq 0,33Q_{\max}$ и $H \leq H_{доп}$, где

$$H_{доп} = \frac{\Psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_a g \sqrt{2m_p^2}}.$$

Здесь Ψ и $\sqrt{2m_p^2}$ принимаются по табл. VI.2 $V_{доп} = \Psi V_{1,0} \sqrt{\frac{V_{1,0}^2}{g}}$
 $V_{1,0}$ — допустимая неразрывающаяся скорость при глубине 1 м.

Алгоритм решения задачи на ЭВМ

1. Определяются $V_{доп}$ и $H_{доп}$:

$$V_{доп} = \Psi V_{1,0} \sqrt{\frac{V_{1,0}^2}{g}}; \quad H_{доп} = \frac{\Psi^2 V_{доп}^2}{\sigma_a g \sqrt{2m_p^2}}.$$

2. Сравнивают $H_{доп}$ с $H_{констр}$. Если $H_{доп} > H_{констр}$, то принимаем $H_{доп} = H_{констр}$.

3. При разных стандартных значениях b определяются H и $Q_{сб}$. Для этого решаются совместно два уравнения

$$\left. \begin{aligned} Q &= \sigma_a mb \sqrt{2g} H^{3/2}; \\ Q_{сб} &= Q_{\max} \left(1 - \frac{W_{ак}}{W}\right). \end{aligned} \right\} \quad (VI.73)$$

Система уравнений (VI.73) решается методом касательных Ньютона:

$$H_{n+1} = H_n - \frac{f(H_n)}{f'(H_n)}.$$

4. Для вычисленного значения H определяем $W_{ак}$ по зависимости (VI.72) и находим сбросной расход

$$Q_{сб} = Q_{\max} \left(1 - \frac{W_{ак}}{W}\right).$$

5. Сравниваем $H_{доп}$ с вычисленным H . Если $H \leq H_{доп}$, то сравниваются $Q_{сб}$ и $Q_{\max}$; при $Q_{сб} \geq Q_{\max}$ меняется значение b и расчет ведется с п. 2, а при $Q_{сб} \leq Q_{\max}$ вычисляется $V_{расч}$ и результаты счета выводятся на печать.

Для составления программы расчета по этому алгоритму принимаются следующие обозначения: Q — расход воды, м³/с; $Q_{сб}$ — сбросной расход, м³/с; IC_1 ; IC_2 — уклоны склонов; IL — уклон лога; B — отверстие моста; W — объем стока, м³; V_1 — допустимая неразрывающаяся скорость при глубине 1 м; M — коэффициент расхода; C — коэффициент затопления; HK — конструктивный напор; HD — допустимый напор; VP — расчетная скорость; HP — расчетный напор.

Программа расчета на ЭВМ типа «Мир»

«РАЗР» 6. «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, Q , «ПРОБ» 3, W , «ПРОБ» 3, V_1 , «ПРОБ» 3, M , «СТРО» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕТА], «СТРО» 1; $I = 1$; $VD = \Phi \times V_1 \times ((V_1 + 1) / 9.8) + (1/3)$; $HD = ((\Phi + 2) \times ((VD + 2) / ((C + 2) \times 9.8 \times (2 \times M + 2) + (1/3)))$; «ЕСЛИ» $HD > HK$ «ТО» ($HD = HK$; «НА» 1) «ИЛИ» («НА» 1); $1. \Gamma = C \times M \times (2 \times 9.8) + .5$; $L = 0$; $A = (1/6) \times (1 / IC_1 + 1 / IC_2) \times 1 / IL$; $D = A \times Q / W$; $A1.K = \Gamma \times B$ [1]; $H = 1$; $A2. \Phi H = K \times (H + (3/2) + D \times H + 3 - L$; $\Phi H1 = (3/2) \times K \times (H + .5) + 3 \times D \times H + 2$; $H1 = H - \Phi H / \Phi H1$; «ЕСЛИ» $A \times BS (H - H1) > .02$ «ТО» ($H = H1$; «НА» A2) «ИНАЧЕ» («НА» A3); $A3.H$ [1] = $H1$; QC [1] = $Q \times (1 - (A \times H [1] + 3) / W)$; «ЕСЛИ» $H [1] < HD$ «ТО» («ЕСЛИ» QC [1] $> .33 \times Q$) «ТО» ($I = I + 1$; «НА» A1) «ИНАЧЕ» ($HP = K1 \times H [1] - 1$; $VP = QC$ [1] - 1) / (B [1] -



Рис. VI.15. Блок-схема расчета на ЭВМ отверстия малого моста с учетом аккумуляции

— 1) $\times$ HP); «ВЫВ» НД, «ПРОБ» 3, Н [1 — 1], «ПРОБ» 3, В [1 — 1], «СТРО» 1, QC [1 — 1], «ПРОБ» 3, VP, «ПРОБ» 3, HP) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ» QC [1] $>$ (.33 $\times$ Q) «ТО» (HP = K1 $\times$ Н [1 — 1]; VP = QC [1 — 1] / (В [1 — 1] $\times$ HP); «ВЫВ» НД, «ПРОБ» 3, Н [1 — 1], «ПРОБ» 3, В [1 — 1], «СТРО» 1, QC [1 — 1], «ПРОБ» 3, VP, «ПРОБ» 3, HP) «ИНАЧЕ» (HP = K1 $\times$ Н [1 — 1]; VP = QC [1 — 1] / (В [1 — 1] $\times$ HP); «ВЫВ» НД, «ПРОБ» 3, Н [1 — 1], «ПРОБ» 3, В [1 — 1], «СТРО» 1, QC [1 — 1], «ПРОБ» 3, VP, «ПРОБ» 3, HP) «ГДЕ» $\diamond$

Блок-схема расчета представлена на рис. VI.15.

На ЭВМ задача решается в следующей последовательности.

1. Набиваются исходные данные (числовые значения взяты из тестового примера): Q = 17,8; W = 128 000; IC1 = 0,01; IL1 = 0,005; IC2 = 0,01; V1 = 3,5; M = 0,35; C = 1; Ф = 0,83; НК = 10; K1 = 0,52; В [10] = 20; 15; 12,5; 10; 7,5; 6; 5; 4; 3; 2; Н [10]; ОС [10]; «КОН».

2. Вводится в машину программа (лента № 1) и исходные данные (лента № 2). Машина пускается на счет, в результате получается бланк расчета (по данным тестового примера).

Исходные данные:

$$Q = 17,8; W = 128\,000; V1 = 3,5; M = .35.$$

Результаты счета:

$$\text{НД} = 1.100105; \text{Н}[1-1] = .105206_{10^4}; \text{В}[1-1] = 10; \text{QC}[1-1] = .167207_{10^4}; \text{VP} = .305639_{10^4}; \text{HP} = .547072.$$

3. Распифровываются результаты счета $H_{\text{доп}} = 1,1$; $H[1-1] = 1,05$; $B[1-1] = 10$; $Q_c[1-1] = 16,72$; $V_p = 3,056$; $h_p = 0,54$.

Расчет выходного участка за малыми мостами

Исходными данными для расчета являются: Q — расход воды; b — отверстие моста; i_0 — уклон лога; n_d — коэффициент шероховатости лога; n — коэффициент шероховатости подмостового русла; $V_{\text{доп}}$ — допускаемая скорость для грунтов отводящего русла.

Алгоритм решения задачи на ЭВМ

1. Устанавливается глубина $h_{\text{вых}}$ и скорость потока $V_{\text{вых}}$ на выходе из сооружения. Для этого определяется критическая глубина в подмостовом русле

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}.$$

Элементы потока при критической глубине

$$\omega_k = b h_k; \quad \chi_k = b + 2 h_k; \quad R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k}; \quad W_k = \frac{1}{n} R_k^2.$$

При $R < 0,1$ м $z = 0,5 + 1,7 \sqrt{n}$; при $0,1 \text{ м} < R < 1 \text{ м}$ $z = 0,5 + 1,5 \sqrt{n}$; при $R > 1 \text{ м}$ $z = 0,5 + 1,3 \sqrt{n}$;

$$i_k = \left(\frac{Q}{\omega_k W_k} \right)^2.$$

Если $i_m < i_k$, то $h_{\text{вых}} = 0,7 h_k$, если $i_m > i_k$, то $h_{\text{вых}} = 0,7 h_{\text{ом}}$, где i_m — уклон подмостового русла; $h_{\text{ом}}$ — бытовая глубина в подмостовом русле.

Скорость на выходе

$$V_{\text{вых}} = \frac{Q}{b h_{\text{вых}}}; \quad \text{Fr}_{\text{вых}} = \frac{V_{\text{вых}}^2}{g h_{\text{вых}}}; \quad \mathcal{E}_{\text{вых}} = h_{\text{вых}} + \frac{V_{\text{вых}}^2}{2g}.$$

2. Сопряженная глубина $h_{\text{вых}}^*$ определяется по следующей зависимости:

$$h_{\text{вых}}^* = \frac{h_{\text{вых}}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_{\text{вых}}} \right)^3} - 1 \right].$$

3. Определяется бытовая глубина h_0 протекания потока для отводящего русла, спланированного в виде прямоугольника с шириной B. Ширина укрепления $B = 2b$.

4. Нормальная глубина определяется с использованием показательного закона:

$$h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1} \right)^{\frac{1}{x}},$$

где

$$x = \frac{\lg \frac{K_2}{K_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}},$$

h_1, h_2 — произвольно заданные глубины, K_1, K_2 — соответствующие им значения расходных характеристик.

Значение расходной характеристики K_0 для нормальной глубины h_0 определяется из условия

$$K_0 = \frac{Q}{V i_0}.$$

5. Определяется расстояние l_p до сечения полного растекания по эмпирической формуле И. А. Шеренкова

$$l_p = b \sqrt{\text{Fr}_{\text{вых}}} \left(\frac{B}{b} - 1 \right)^2.$$

6. Определяется глубина в сечении полного растекания методом подбора из уравнения Чарномского В. И.

$$l_p = \frac{\mathcal{E}_p - \mathcal{E}_{\text{вых}}}{i_0 - i_{\text{ср}}}.$$

6а. Определяется постоянная величина

$$A = \mathcal{E}_{\text{вых}} + i l_p.$$

Рассчитывается h_p по упрощенной формуле

$$h_{pi} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{2g B^3 (A - l_p i_0)}}.$$

66. Находятся элементы потока в сечении полного растекания:

$$\omega_{pi} = B h_{pi}; \quad \chi_{pi} = B + 2 h_{pi}; \quad R_{pi} = \frac{\omega_{pi}}{\chi_{pi}};$$

$$W_{pi} = \frac{1}{n_i} R_{pi}^2; \quad i_{pi} = \left(\frac{Q}{\omega_{pi} W_{pi}} \right)^2.$$

Вычисляется средний гидравлический уклон

$$i_{ср} = \frac{i_{max} + i_{pi}}{2}.$$

Определяется h_p во втором приближении

$$h_{pi+1} = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{2gB^2(A - i_{pi} h_{pi} - h_{pi})}}.$$

Сопоставляются h_{pi+1} и h_{pi} :

если

$$\left| \frac{h_{pi+1} - h_{pi}}{h_{pi+1}} \right| < 0,05; \text{ то } h_p = h_{pi+1}$$

и расчет продолжается дальше; в противном случае принимается $h_{pi} = h_{pi+1}$ и расчет повторяется с пункта 66.

Скорость в сечении полного растекания

$$V_p = \frac{Q}{B h_p}.$$

7. Вычисляется глубина, сопряженная с глубиной в сечении полного растекания

$$h_p = \frac{h_p}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{Q^2}{g B^2 h_p^3}} - 1 \right].$$

8. Находится глубина размыва вследствие превышения допускаемой скорости

$$\Delta_1 = \left(\frac{V_p}{V_{доп}} - 1 \right) h_0.$$

9. Сопоставляются h_p и h_0 .

При $h_p > h_0$ имеет место свободное растекание и образуется воронка размыва глубиной

$$\Delta_2 = 1,85 h_p - h_0.$$

Если это условие не соблюдается, то имеет место полусвободное растекание, сопровождающееся образованием сбойного течения, при котором воронка размыва достигает глубины

$$\Delta_2 = 1,5 h_0.$$

10. Определяется глубина заложения предохранительного откоса:

если $\Delta_1 > \Delta_2$, то $h_3 = 1,33 \Delta_1$;

если $\Delta_1 < \Delta_2$, то $h_3 = 1,33 \Delta_2$.

Для составления программы расчета по данному алгоритму принимают следующие обозначения: Q — расход воды, м³/с; B — отверстие моста, м; I — уклон лога; N — коэффициент шероховатости подмостового русла; NL — коэффициент шероховатости лога; VD — допускаемая скорость для грунта отводящего русла, м/с; НК — критическая глубина подмостового русла, м; HB — глубина в выходном сечении, м; V — скорость в выходном сечении, м/с; B — ширина укрепления, м; L — расстояние от выходного сечения до сечения полного растекания, м; T — глубина в сечении полного растекания, м; U — скорость в сечении полного растекания, м/с; H1 — глубина, сопряженная с глубиной в сечении полного растекания, м; H2 — глубина, сопряженная с глубиной в выходном сечении, м; C — глубина воронки размыва, м; Z — глубина заложения предохранительного откоса, м; X — площадь живого сечения, м²; X — смоченный периметр, м; R — гидравлический радиус, м; J — уклон трения; W — скоростная характеристика; HO — нормальная глубина в отводящем русле, м.; VO — скорость в отводящем русле, м/с; Y — показатель степени z.

C = FOKAL. 1971 = A

Программа расчета на ЭВМ типа «Саратов»

```
01.01 A Q, B, I, N, NL, UD, HM,
01.02 T 'ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ'
01.03 T 'Q, B, I, J, UD, N, NL, NM, NM!!'
01.04 T 'РЕЗУЛЬТАТЫ СЧЕТА'
01.10 SHK = FEXP (FLOG (112 * (Q/B) ^ 2/3); S H = HK; S Ф = B
02.10 S V = Ф * H; S X = Ф + 2 * H; S P = V/X
02.11 I (R-1) 2.13
02.12 S Z = .5 + 1.3 * FSQT (N); G 2.14
02.13 S Z = .5 + 1.5 * FSQT (N);
02.14 S W = FEXP (FLOG (R) * Z) / N
02.15 S J = (Q / (V * W)) ^ 2
03.10 I (J - I) 3.12
03.11 S HB = .7 * HK; G 3.13
03.12 S HB = .7 * HM
03.13 S UB = Q / (B * HB); T 'HB, HB, UB, UB'
03.14 S Э = HB + UB + 2 / 19.62; S H = HB, S Ф = B; D 2; S JB = J
04.10 S H2 = (FSOT (1 + 8 * (HK/HB) ^ 3) - 1) * HB/2
04.11 S B = 2 * B; S H = .1 * B; S Ф = B; S N = NL; D 2
04.12 S KO = Q / FSQT (I) S K1 = V * W; S H = 2 * H; D 2
04.13 S K2 = V * W; S Y = FLOG (K2/K1) / FLOG (2)
04.14 S HO = B * FEXP (FLOG (KO/K1) / Y)
04.15 S L = (.0153 * UB + 2 / HB + .27) * B
04.16 S UO = Q / (B * HO); S A = Э + 1 * L; T 'HO, HO, UO, UO, I'
04.17 S H3 = FSQT (.0561 * (Q / B) ^ 2/3)
04.18 S H = H3; D 2; S JP = J S JF = (JB + JP) / 2
04.19 S H4 = FSQT (.0561 * (Q / B) ^ 2/3) / (A - L * JF - H3))
04.20 S Z = (H4 - H3) / H4
04.21 I (FABS (Z) - .05) 4.23
04.22 S HP = H4; G 5.10
04.23 S H3 = H4; *G 4.18
```

05.10 $S \cdot UP = Q/B \times HP$; $T \cdot HP \cdot HP$; $UP \cdot UP$
 05.11 $S \cdot H1 = HP \times (PSQT (1 + .815 \times (Q/B) \uparrow 2 / HP \uparrow 3) - 1/2$
 05.12 $S \cdot C1 = (UO/UD - 1) \times HO$
 05.13 $I (H1 - HO) 5.15$
 05.14 $S \cdot C2 = 1.85 \times H1 - HO$; $S \cdot L = L$; $G 5.16$
 05.15 $S \cdot C2 = 1.5 \times HO$; $S \cdot L = .5 \times B$
 05.16 $I (C1 - C2) 5.18$
 05.17 $S \cdot H3 = 1.33 \times C1$, $G 5.20$
 05.18 $S \cdot H3 = 1.33 \times C2$
 05.20 $T \cdot H1 \cdot H1$, $H2$, $I \cdot B \cdot B$, $L \cdot L$, $C1 \cdot C1$, $C2 \cdot C2$, $I \cdot H3 \cdot H3$

ПРИЛОЖЕНИЯ

Исходные данные:

$Q = 19.8000$; $B = 6.0000$; $I = .0040$; $UD = .8500$; $N = .0200$;
 $NL = .0275$

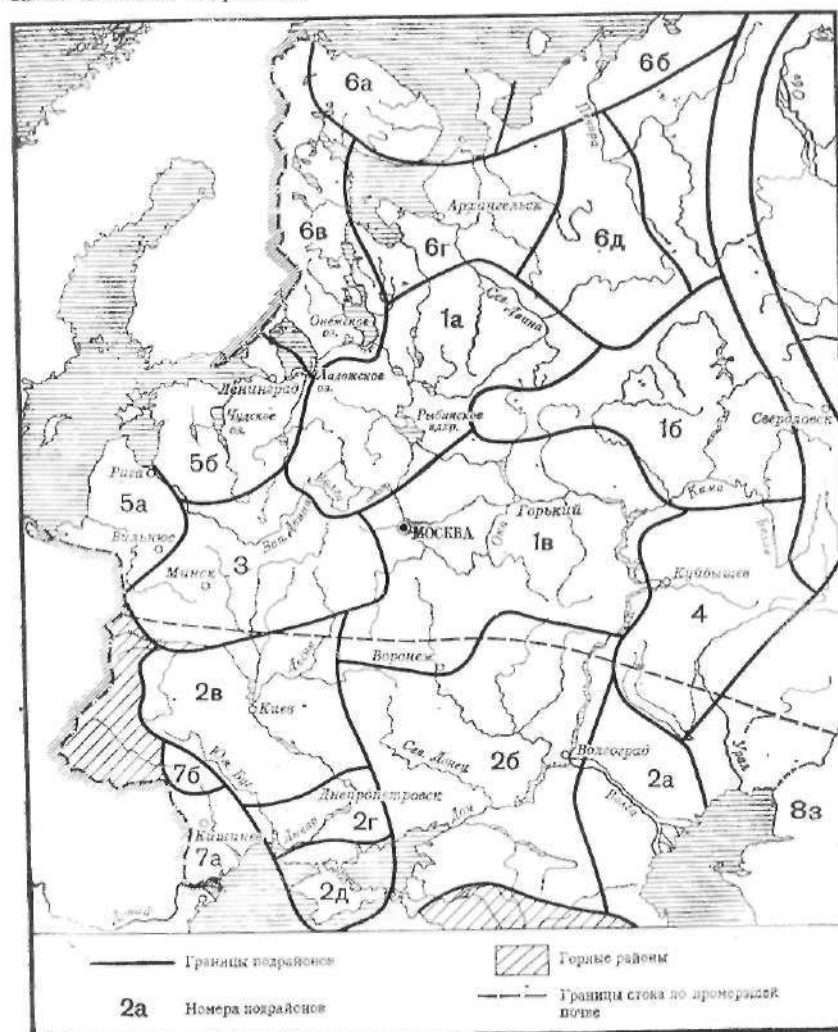
Результаты счета:

$HB = .7491$; $UB = 4.4059$; $HO = .8786$; $UO = 1.8780$; $HP = .3600$;
 $UP = 4.7143$; $H1 = 1.1476$; $H2 = 1.4725$; $B = 12.0000$; $L = 9.7487$;
 $C1 = 1.0543$; $C2 = 1.2438$; $H3 = 1.6534$

Расшифровка результатов счета: $h_{\text{вых}} = 0,75$ м; $V_{\text{вых}} = 4,41$ м/с;
 $h_p = 0,88$ м; $V_0 = 1,88$ м/с; $h_p = 0,35$ м; $V_p = 4,71$ м/с; $h_p = 1,14$;
 $h_{\text{вых}} = 1,47$ м; $B = 12$ м; $L = 9,75$ м; $\Delta = 1,24$ м; $h_{\text{укр}} = 1,65$ м.

Приложение 1

Схема ливневых подрайонов



Таблицы интенсивности водоотдачи a , мм/мин, за время t_v мин, для различных периодов лет повторяемости N (к расчетам по уравнению баланса и таблицам КАДИ)

t _в	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300

Ливневый подрайон 1а

I категория впитывания (к. в.)				IV категория впитывания (к. в.)				
20	1,25	1,33	1,50	1,71	0,67	0,75	0,92	1,13
30	0,96	1,02	1,15	1,31	0,42	0,48	0,61	0,77
45	0,71	0,76	0,85	0,97	0,23	0,28	0,37	0,49
60	0,54	0,58	0,65	0,74	0,1	0,14	0,21	0,3

II к. в.

20	1,1	1,21	1,38	1,59	—	—	—	—
30	0,84	0,9	1,03	1,19	—	—	—	—
45	0,6	0,65	0,74	0,86	—	—	—	—
60	0,43	0,47	0,54	0,63	—	—	—	—

III к. в.

20	1,03	1,11	1,28	1,49	—	—	—	—
30	0,75	0,81	0,94	1,1	—	—	—	—
45	0,51	0,56	0,65	0,77	—	—	—	—
60	0,34	0,38	0,45	0,54	—	—	—	—

VI к. в.

20	1,03	1,11	1,28	1,49	—	—	—	—
30	0,75	0,81	0,94	1,1	—	—	—	—
45	0,51	0,56	0,65	0,77	—	—	—	—
60	0,34	0,38	0,45	0,54	—	—	—	—

Ливневый подрайон 1б

I к. в.				IV к. в.				
20	1,46	1,58	1,8	2,07	0,92	1,04	1,26	1,53
30	1,05	1,14	1,3	1,5	0,55	0,64	0,8	1
45	0,77	0,86	0,95	1,09	0,31	0,4	0,49	0,63
60	0,62	0,68	0,77	0,89	0,20	0,26	0,35	0,47

II к. в.

20	1,34	1,46	1,68	1,95	—	—	—	—
30	0,94	1,03	1,19	1,39	—	—	—	—
45	0,67	0,76	0,85	0,99	—	—	—	—
60	0,52	0,58	0,67	0,79	—	—	—	—

III к. в.

20	1,25	1,37	1,59	1,86	—	—	—	—
30	0,85	0,94	1,1	1,3	—	—	—	—
45	0,58	0,67	0,76	0,9	—	—	—	—
60	0,43	0,49	0,58	0,7	—	—	—	—

VI к. в.

20	1,25	1,37	1,59	1,86	—	—	—	—
30	0,85	0,94	1,1	1,3	—	—	—	—
45	0,58	0,67	0,76	0,9	—	—	—	—
60	0,43	0,49	0,58	0,7	—	—	—	—

Ливневый подрайон 1в

I к. в.				IV к. в.				
20	1,65	1,68	1,85	2,07	1,11	1,14	1,31	1,53
30	1,21	1,36	1,5	1,68	0,71	0,86	1	1,18
45	0,94	0,96	1,05	1,18	0,48	0,5	0,59	0,72
60	0,76	0,77	0,85	0,95	0,34	0,35	0,43	0,63

II к. в.

20	1,53	1,56	1,73	1,95	—	—	—	0,17
30	1,1	1,25	1,39	1,57	—	—	—	—
45	0,84	0,86	0,95	1,08	—	—	—	—
60	0,66	0,67	0,75	0,85	—	—	—	—

V к. в.

20	1,53	1,56	1,73	1,95	—	—	—	0,17
30	1,1	1,25	1,39	1,57	—	—	—	—
45	0,84	0,86	0,95	1,08	—	—	—	—
60	0,66	0,67	0,75	0,85	—	—	—	—

t_v	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
III к. в.					VI к. в.			
20	1,44	1,47	1,64	1,76	—	—	—	—
30	1,01	1,16	1,3	1,48	—	—	—	—
45	0,75	0,77	0,86	0,99	—	—	—	—
60	0,57	0,58	0,66	0,76	—	—	—	—
Ливневый подрайон 2а								
I к. в.					IV к. в.			
20	1,18	1,25	1,47	1,78	0,6	0,67	0,89	1,2
30	0,94	1,03	1,17	1,44	0,4	0,49	0,63	0,9
45	0,72	0,8	0,93	1,13	0,24	0,32	0,45	0,65
60	0,62	0,68	0,8	0,97	0,18	0,24	0,36	0,53
II к. в.					V к. в.			
20	1,06	1,13	1,35	1,66	—	—	—	—
30	0,82	0,91	1,05	1,32	—	—	—	—
45	0,61	0,69	0,82	1,02	—	—	—	—
60	0,51	0,57	0,69	0,86	—	—	—	—
III к. в.					VI к. в.			
20	0,96	1,03	1,25	1,56	—	—	—	—
30	0,73	0,82	0,96	1,23	—	—	—	—
45	0,52	0,6	0,73	0,93	—	—	—	—
60	0,42	0,48	0,6	0,77	—	—	—	—
Ливневый подрайон 2б								
I к. в.					IV к. в.			
20	1,60	1,67	1,9	2,15	1,06	1,13	1,36	1,61
30	1,27	1,39	1,51	1,75	0,77	0,89	1,01	1,25
45	1,01	1,06	1,2	1,36	0,55	0,6	0,74	0,9
60	0,82	0,83	1,01	1,06	0,4	0,41	0,59	0,64
II к. в.					V к. в.			
20	1,48	1,55	1,78	2,03	—	—	—	0,25
30	1,16	1,28	1,4	1,64	—	—	—	0,05
45	0,91	0,96	1,1	1,26	—	—	—	—
60	0,72	0,73	0,91	0,96	—	—	—	—
III к. в.					VI к. в.			
20	1,39	1,46	1,69	1,94	—	—	—	—
30	1,07	1,19	1,31	1,55	—	—	—	—
45	0,82	0,87	1,01	1,17	—	—	—	—
60	0,63	0,64	0,82	0,87	—	—	—	—
Ливневый подрайон 2в								
I к. в.					IV к. в.			
20	1,4	1,48	1,55	1,85	0,82	0,97	1,07	1,27
30	1,11	1,17	1,3	1,43	0,57	0,63	0,76	0,89
45	0,78	0,83	0,92	1,03	0,3	0,35	0,44	0,55
60	0,61	0,65	0,72	0,81	0,17	0,21	0,28	0,37

$t_{\text{в}}$	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
II к. в.				V к. в.				
20	1,28	1,43	1,53	1,73	—	—	—	—
30	0,99	1,05	1,18	1,31	—	—	—	—
45	0,67	0,72	0,81	0,92	—	—	—	—
60	0,5	0,54	0,61	0,7	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,18	1,33	1,43	1,63	—	—	—	—
30	0,9	0,96	1,09	1,22	—	—	—	—
45	0,58	0,63	0,72	0,83	—	—	—	—
60	0,41	0,45	0,52	0,61	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 2г</i>								
20	1,85	2,03	2,25	2,59	1,27	1,45	1,67	2,02
30	1,4	1,53	1,7	1,96	0,86	0,99	1,16	1,42
45	1,07	1,17	1,25	1,46	0,59	0,69	0,77	0,98
60	0,84	0,88	0,98	1,13	0,40	0,44	0,54	0,69
II к. в.				V к. в.				
20	1,73	1,91	2,13	2,47	—	—	0,17	0,51
30	1,28	1,41	1,58	1,84	—	—	—	0,12
45	0,96	1,06	1,14	1,35	—	—	—	—
60	0,73	0,77	0,87	1,02	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,68	1,81	2,03	2,37	—	—	—	—
30	1,19	1,32	1,49	1,75	—	—	—	—
45	0,87	0,87	1,05	1,26	—	—	—	—
60	0,64	0,68	0,78	0,93	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 2д</i>								
20	1,77	1,88	2,17	2,44	1,19	1,3	1,59	1,86
30	1,44	1,54	1,75	2,03	0,9	1	1,21	1,49
45	1,08	1,23	1,4	1,62	0,69	0,75	0,92	0,14
60	0,9	1,01	0,14	1,34	0,46	0,57	0,7	0,9
II к. в.				V к. в.				
20	1,55	1,76	2,05	2,32	—	—	0,09	0,38
30	1,32	1,42	1,63	1,91	—	—	—	0,19
45	0,97	1,12	1,29	1,51	—	—	—	0,08
60	0,79	0,9	1,03	1,23	—	—	—	0,03
III к. в.				VI к. в.				
20	1,55	1,66	1,95	2,22	—	—	—	—
30	1,23	1,33	1,54	1,82	—	—	—	—
45	0,88	1,03	1,2	1,42	—	—	—	—
60	0,7	0,81	0,94	1,14	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 3</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,46	1,55	1,7	1,96	0,83	0,97	1,12	1,38
30	1,11	1,16	1,28	1,49	0,57	0,62	0,74	0,95
45	0,82	0,86	0,95	1,09	0,34	0,38	0,47	0,61
60	0,67	0,71	0,78	0,9	0,23	0,27	0,34	0,46

$t_{\text{в}}$	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
II к. в.				V к. в.				
20	1,34	1,43	1,58	1,84	—	—	—	—
30	0,99	1,04	1,16	1,37	—	—	—	—
45	0,71	0,75	0,84	0,98	—	—	—	—
60	0,56	0,6	0,67	0,79	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,24	1,33	1,48	1,74	—	—	—	—
30	0,9	0,95	1,07	1,28	—	—	—	—
45	0,62	0,66	0,75	0,89	—	—	—	—
60	0,47	0,51	0,58	0,7	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 4</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,23	1,33	1,48	1,7	0,69	0,79	0,94	1,16
30	0,91	0,99	1,1	1,26	0,41	0,49	0,6	0,76
45	0,66	0,72	0,8	0,92	0,2	0,26	0,34	0,46
60	0,52	0,57	0,63	0,72	0,1	0,15	0,21	0,3
II к. в.				V к. в.				
20	1,11	1,21	1,36	1,58	—	—	—	—
30	0,8	0,83	0,99	1,15	—	—	—	—
45	0,56	0,62	0,7	0,82	—	—	—	—
60	0,42	0,47	0,53	0,62	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,02	1,12	1,27	1,49	—	—	—	—
30	0,71	0,79	0,9	1,06	—	—	—	—
45	0,47	0,53	0,61	0,73	—	—	—	—
60	0,33	0,38	0,44	0,53	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 5а</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,36	1,46	1,58	1,78	0,78	0,88	1	1,2
30	1,02	1,09	1,2	1,37	0,48	0,55	0,66	0,83
45	0,73	0,78	0,86	0,98	0,25	0,3	0,38	0,5
60	0,57	0,61	0,67	0,76	0,13	0,17	0,23	0,32
II к. в.				V к. в.				
20	1,24	1,34	1,48	1,66	—	—	—	—
30	0,9	0,97	1,08	1,25	—	—	—	—
45	0,62	0,67	0,75	0,87	—	—	—	—
60	0,46	0,5	0,56	0,65	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,14	1,24	1,38	1,56	—	—	—	—
30	0,81	0,88	0,99	1,16	—	—	—	—
45	0,53	0,58	0,66	0,78	—	—	—	—
60	0,37	0,41	0,47	0,56	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 5б</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,26	1,34	1,5	1,68	0,68	0,76	0,92	1,1
30	0,92	0,98	1,1	1,23	0,38	0,44	0,56	0,69
45	0,67	0,76	0,85	0,89	0,19	0,28	0,37	0,41
60	0,55	0,59	0,66	0,74	0,11	0,15	0,22	0,3

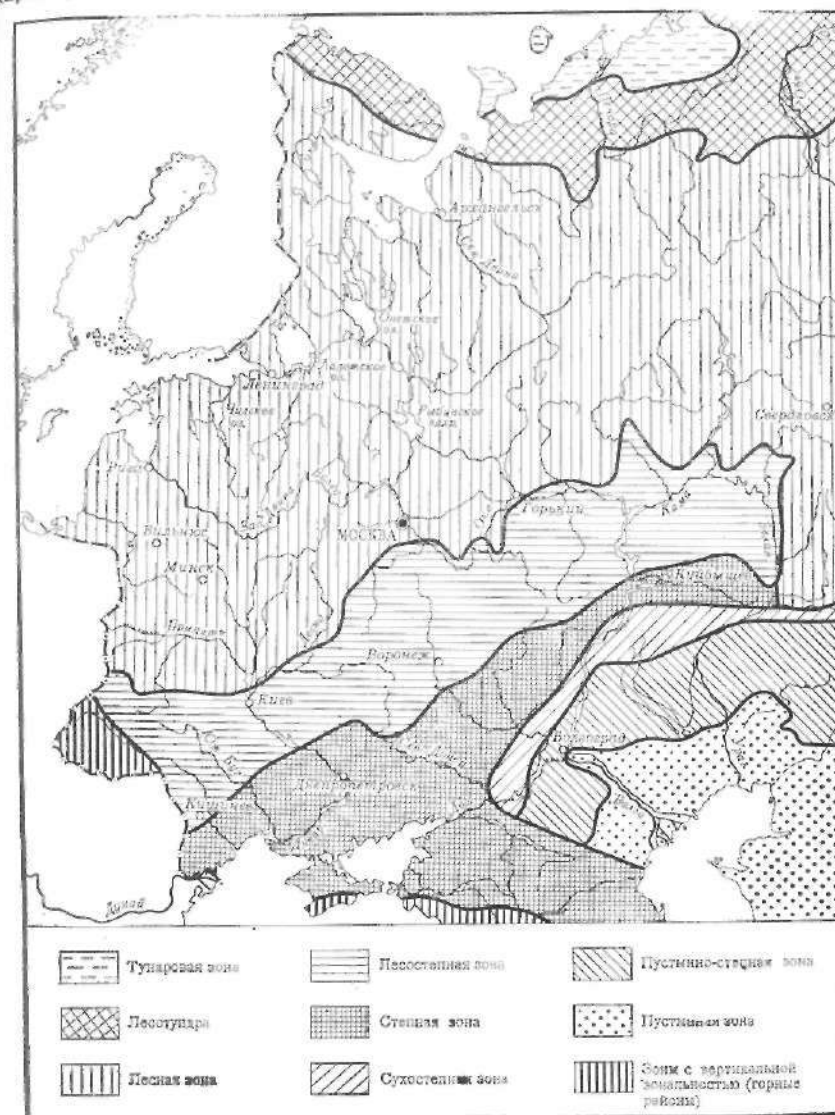
$t_{\text{в}}$	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
<i>Лесной подрайон 6а</i>								
II к. в.				V к. в.				
20	1,14	1,22	1,38	1,56	—	—	—	—
30	0,8	0,86	0,98	1,11	—	—	—	—
45	0,56	0,65	0,74	0,78	—	—	—	—
60	0,44	0,48	0,55	0,63	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	1,04	1,12	1,28	1,46	—	—	—	—
30	0,71	0,77	0,89	1,02	—	—	—	—
45	0,41	0,56	0,65	0,69	—	—	—	—
60	0,35	0,39	0,46	0,54	—	—	—	—
<i>Лесной подрайон 6а</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	0,69	0,74	0,84	0,98	0,15	0,2	0,3	0,44
30	0,53	0,57	0,65	0,76	0,03	0,07	0,15	0,26
45	0,43	0,46	0,52	0,61	—	—	0,06	0,15
60	0,35	0,38	0,43	0,5	—	—	0,01	0,08
II к. в.				V к. в.				
20	0,57	0,62	0,72	0,86	—	—	—	—
30	0,42	0,46	0,54	0,65	—	—	—	—
45	0,33	0,36	0,42	0,51	—	—	—	—
60	0,25	0,28	0,33	0,4	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	0,48	0,53	0,63	0,77	—	—	—	—
30	0,33	0,37	0,45	0,56	—	—	—	—
45	0,24	0,27	0,33	0,42	—	—	—	—
60	0,16	0,19	0,24	0,31	—	—	—	—
<i>Лесной подрайон 6б</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	0,69	0,81	1,07	1,36	0,11	0,23	0,49	0,78
30	0,56	0,66	0,87	1,13	0,02	0,12	0,33	0,59
45	0,44	0,52	0,69	0,9	—	0,04	0,21	0,42
60	0,3	0,43	0,58	0,74	—	—	0,14	0,3
II к. в.				V к. в.				
20	0,57	0,69	0,95	1,24	—	—	—	—
30	0,44	0,54	0,75	1,01	—	—	—	—
45	0,33	0,41	0,58	0,79	—	—	—	—
60	0,19	0,32	0,47	0,63	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	0,47	0,59	0,85	1,14	—	—	—	—
30	0,35	0,45	0,66	0,92	—	—	—	—
45	0,24	0,32	0,49	0,8	—	—	—	—
60	0,1	0,23	0,38	0,54	—	—	—	—

$t_{\text{в}}$	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
<i>Лесной подрайон 6а</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	0,98	1,08	1,2	1,38	0,4	0,5	0,62	0,8
30	0,75	0,83	0,92	1,04	0,21	0,29	0,38	0,5
45	0,56	0,61	0,68	0,78	0,08	0,13	0,2	0,3
60	0,46	0,5	0,56	0,64	0,02	0,06	0,12	0,2
II к. в.				V к. в.				
20	0,86	0,96	1,08	1,26	—	—	—	—
30	0,63	0,71	0,8	0,92	—	—	—	—
45	0,45	0,5	0,57	0,67	—	—	—	—
60	0,35	0,39	0,45	0,53	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	0,76	0,86	0,98	1,16	—	—	—	—
30	0,54	0,62	0,71	0,83	—	—	—	—
45	0,36	0,41	0,48	0,58	—	—	—	—
60	0,26	0,3	0,36	0,44	—	—	—	—
<i>Лесной подрайон 6б</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,06	1,17	1,35	1,59	0,48	0,59	0,77	1,01
30	0,81	0,86	0,99	1,17	0,27	0,32	0,45	0,63
45	0,63	0,67	0,77	0,86	0,15	0,19	0,29	0,38
60	0,5	0,53	0,61	0,72	0,06	0,09	0,17	0,28
II к. в.				V к. в.				
20	0,94	1,05	1,23	1,47	—	—	—	—
30	0,69	0,74	0,87	1,05	—	—	—	—
45	0,52	0,56	0,66	0,75	—	—	—	—
60	0,39	0,42	0,5	0,61	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	0,84	0,96	1,13	1,37	—	—	—	—
30	0,6	0,65	0,78	0,96	—	—	—	—
45	0,46	0,47	0,57	0,66	—	—	—	—
60	0,3	0,33	0,41	0,52	—	—	—	—
<i>Лесной подрайон 6в</i>								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,03	1,09	1,2	0,34	0,45	0,51	0,62	0,76
30	0,81	0,86	0,94	1,03	0,27	0,32	0,4	0,49
45	0,59	0,63	0,69	0,8	0,11	0,15	0,21	0,32
60	0,49	0,52	0,57	0,64	0,05	0,08	0,13	0,3

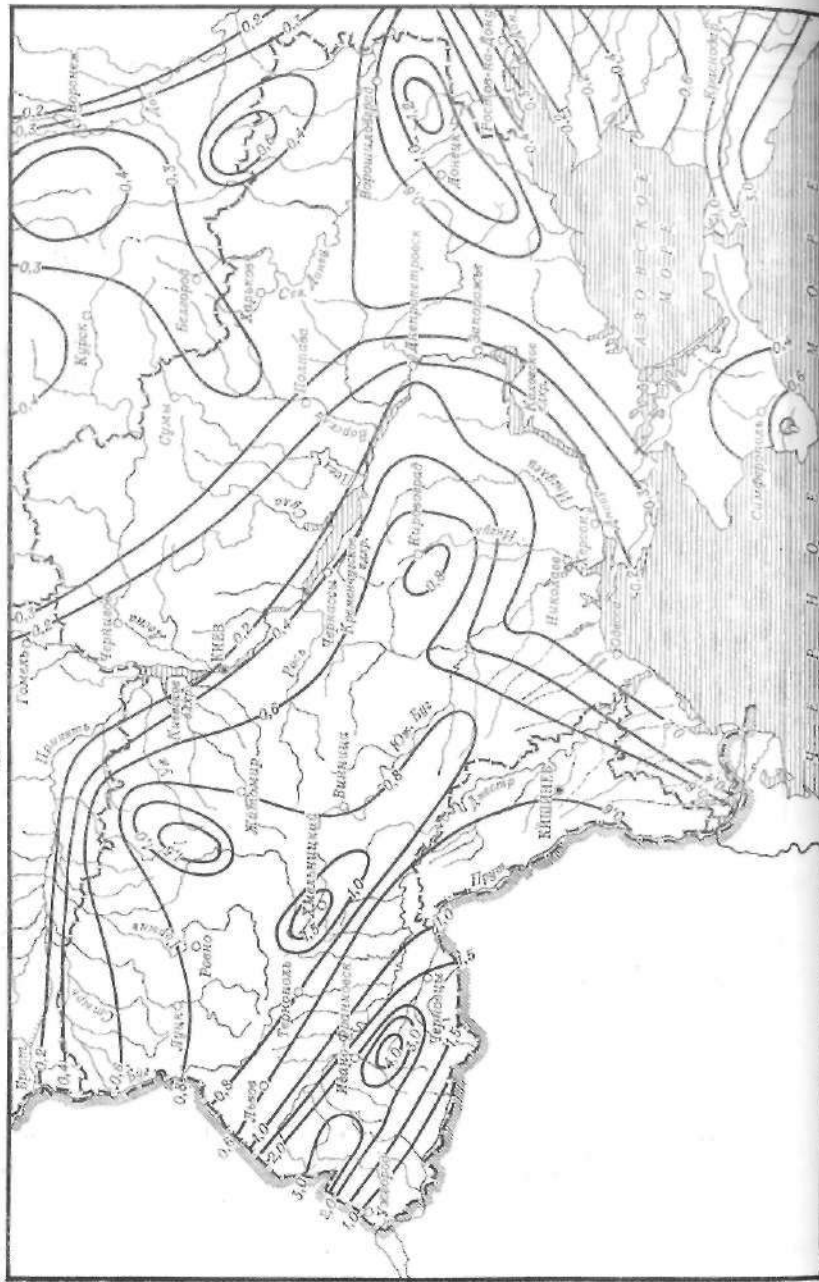
Продолжение приложения 2

t_n	N							
	33	50	100	300	33	50	100	300
II к. в.				V к. в.				
20	0,91	0,97	1,08	1,22	—	—	—	—
30	0,69	0,74	0,82	0,91	—	—	—	—
45	0,48	0,52	0,58	0,69	—	—	—	—
60	0,38	0,41	0,46	0,53	—	—	—	—
III к. в.				VI к. в.				
20	0,81	0,87	0,98	1,12	—	—	—	—
30	0,6	0,65	0,73	0,82	—	—	—	—
45	0,39	0,43	0,49	0,6	—	—	—	—
60	0,29	0,32	0,37	0,44	—	—	—	—
Ливневый подрайон 7а								
I к. в.				IV к. в.				
20	1,76	1,89	2,16	2,56	1,18	1,31	1,58	1,98
30	1,45	1,63	1,77	2,15	0,91	1,09	1,23	1,61
45	1,15	1,28	1,43	1,72	0,67	0,8	0,95	1,24
60	0,94	1,08	1,23	1,48	0,50	0,64	0,79	1,04
II к. в.				V к. в.				
20	1,64	1,77	2,04	2,44	—	—	0,08	0,48
30	1,33	1,51	1,65	2,03	—	—	—	0,31
45	1,04	1,17	1,32	1,61	—	—	—	0,18
60	0,83	0,97	1,12	1,37	—	—	—	0,16
III к. в.				VI к. в.				
20	1,54	1,67	1,94	2,34	—	—	—	—
30	1,24	1,42	1,56	1,94	—	—	—	—
45	0,95	1,08	1,23	1,28	—	—	—	—
60	0,74	0,88	1,03	1,28	—	—	—	—
Ливневый подрайон 7б								
I к. в.				III к. в.				
20	1,64	1,74	1,89	2,12	1,43	1,53	1,68	1,91
30	1,2	1,28	1,39	1,57	1	1,08	1,19	1,37
45	0,9	0,96	1,06	1,18	0,71	0,77	0,87	0,99
60	0,76	0,8	0,83	0,98	0,57	0,61	0,64	0,79
II к. в.				IV к. в.				
20	1,52	1,62	1,77	2	1,1	1,25	1,35	1,58
30	1,09	1,17	1,28	1,46	0,7	0,78	0,89	1,07
45	0,8	0,86	0,96	1,08	0,44	0,5	0,6	0,72
60	0,66	0,7	0,73	0,88	0,34	0,38	0,41	0,56

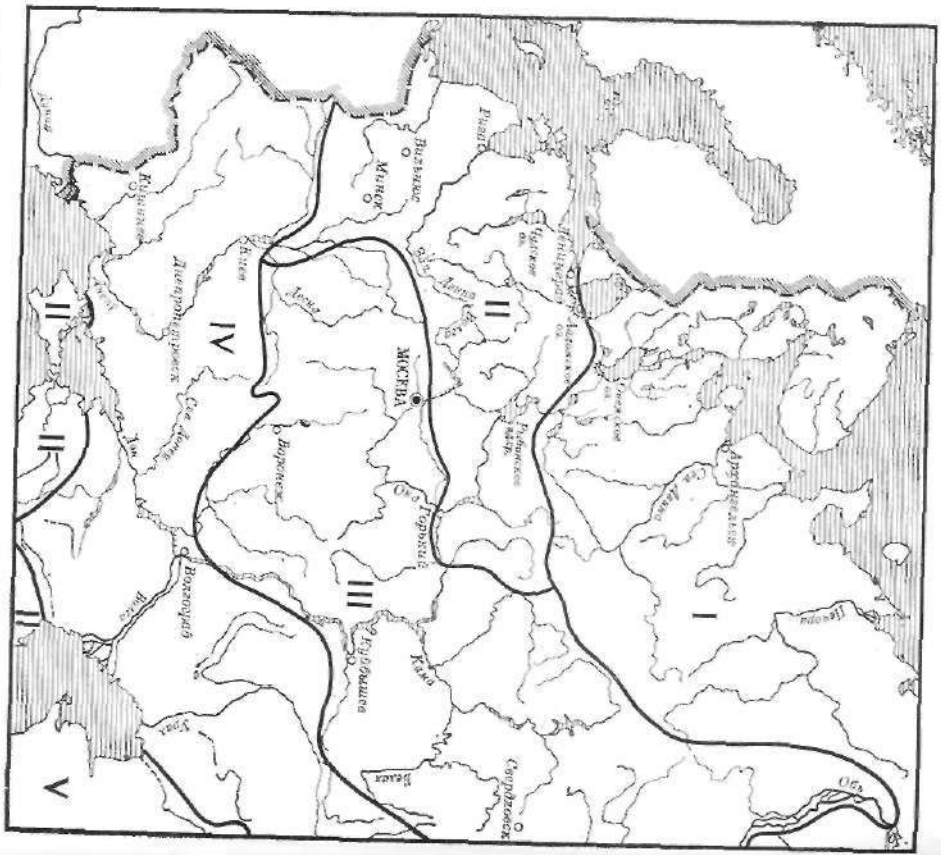
Карта физико-географических зон



Карта максимальных модулей дождевого стока q_{200}



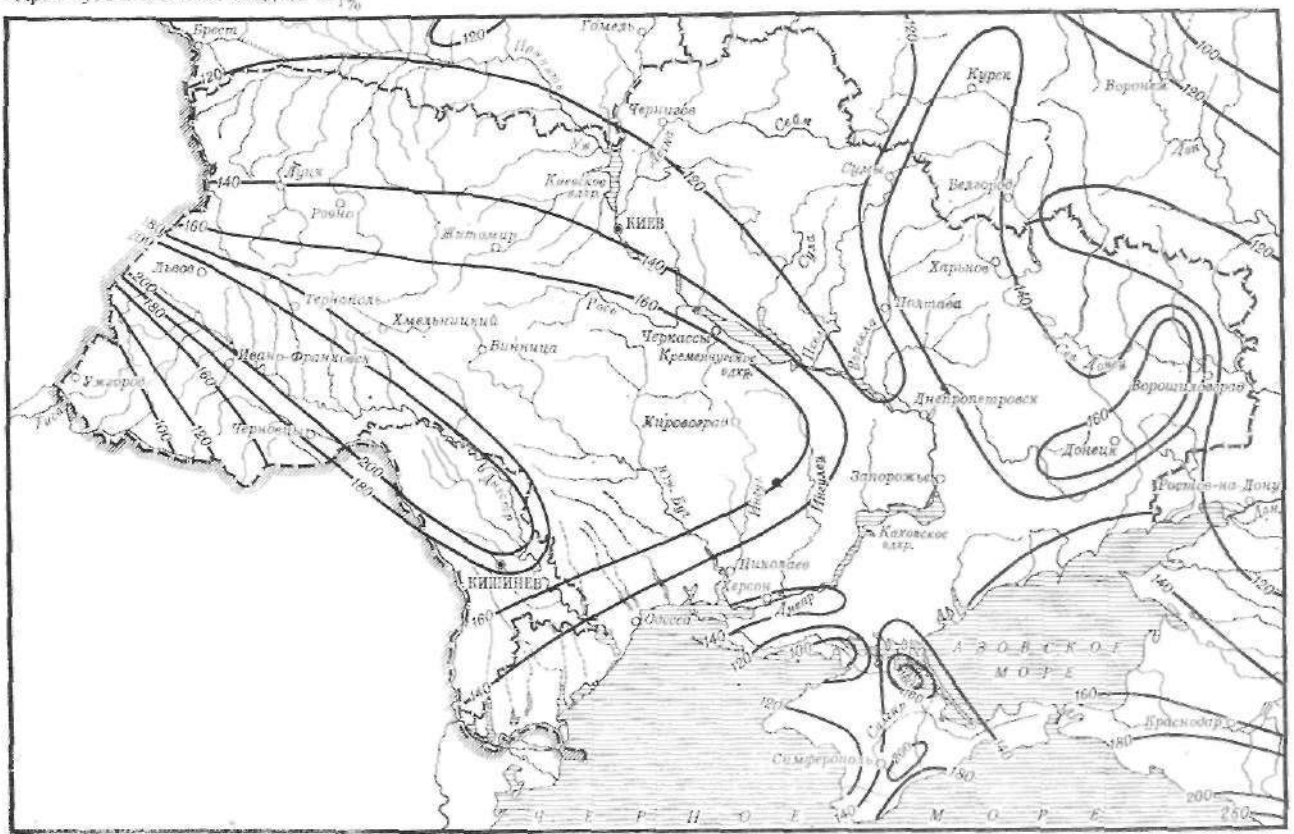
Приложение 6
Карта переходного коэффициента λ_p от вероятности превращения $P = 1\%$ к другой вероятности

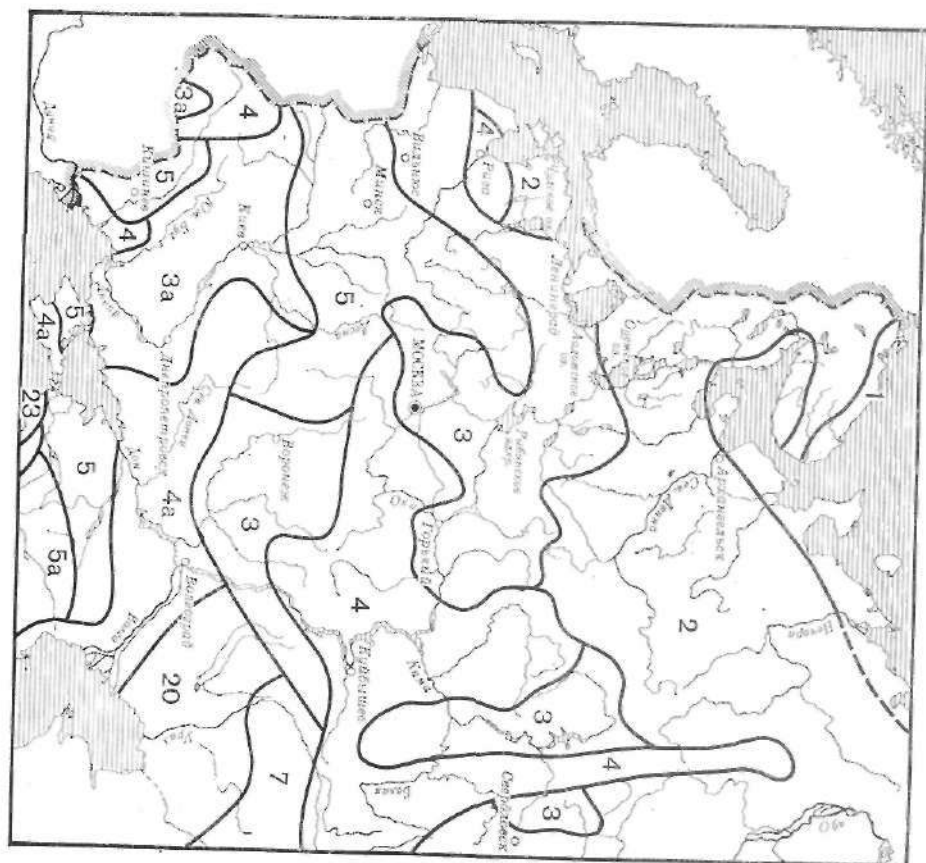


I, II, III, — зоны изменения коэффициента λ_p

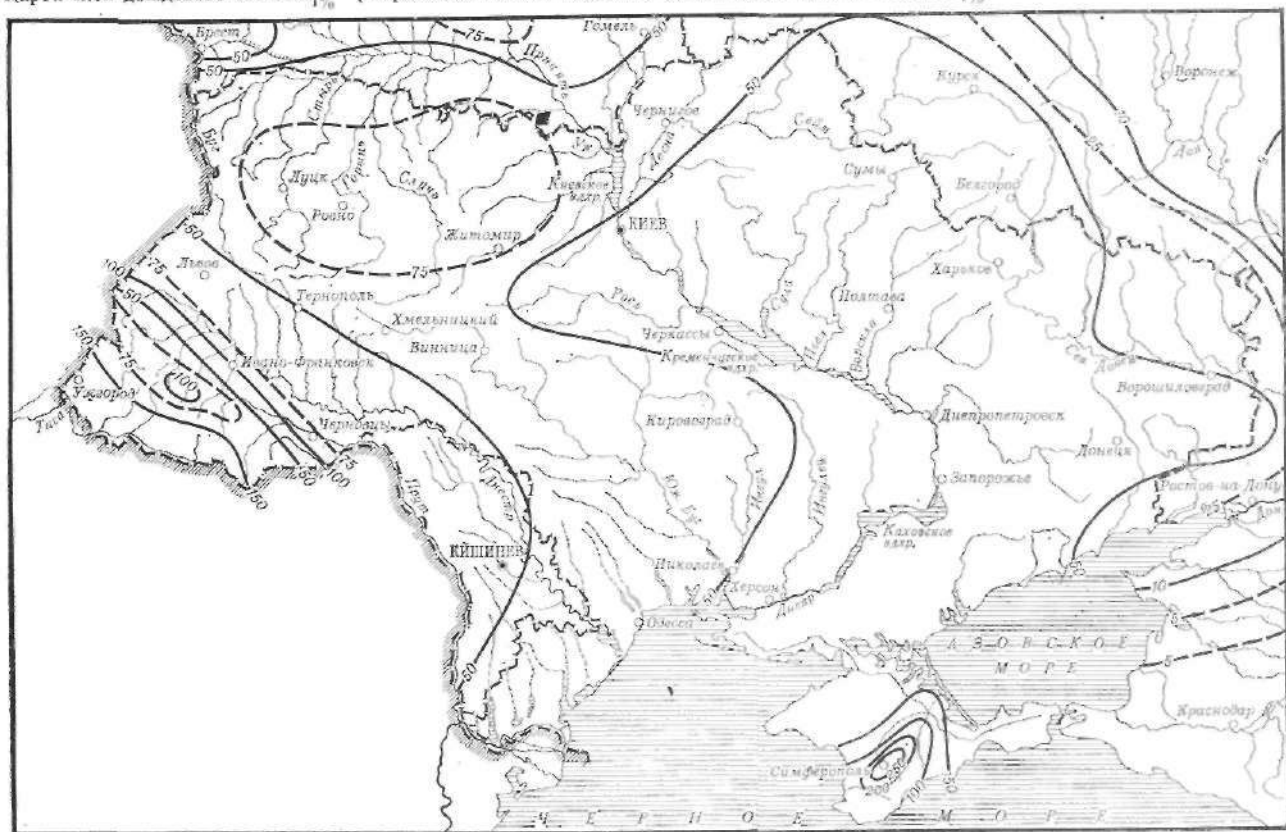
Приложение 7

Карта суточного слоя осадков $\Pi_{1\%}$

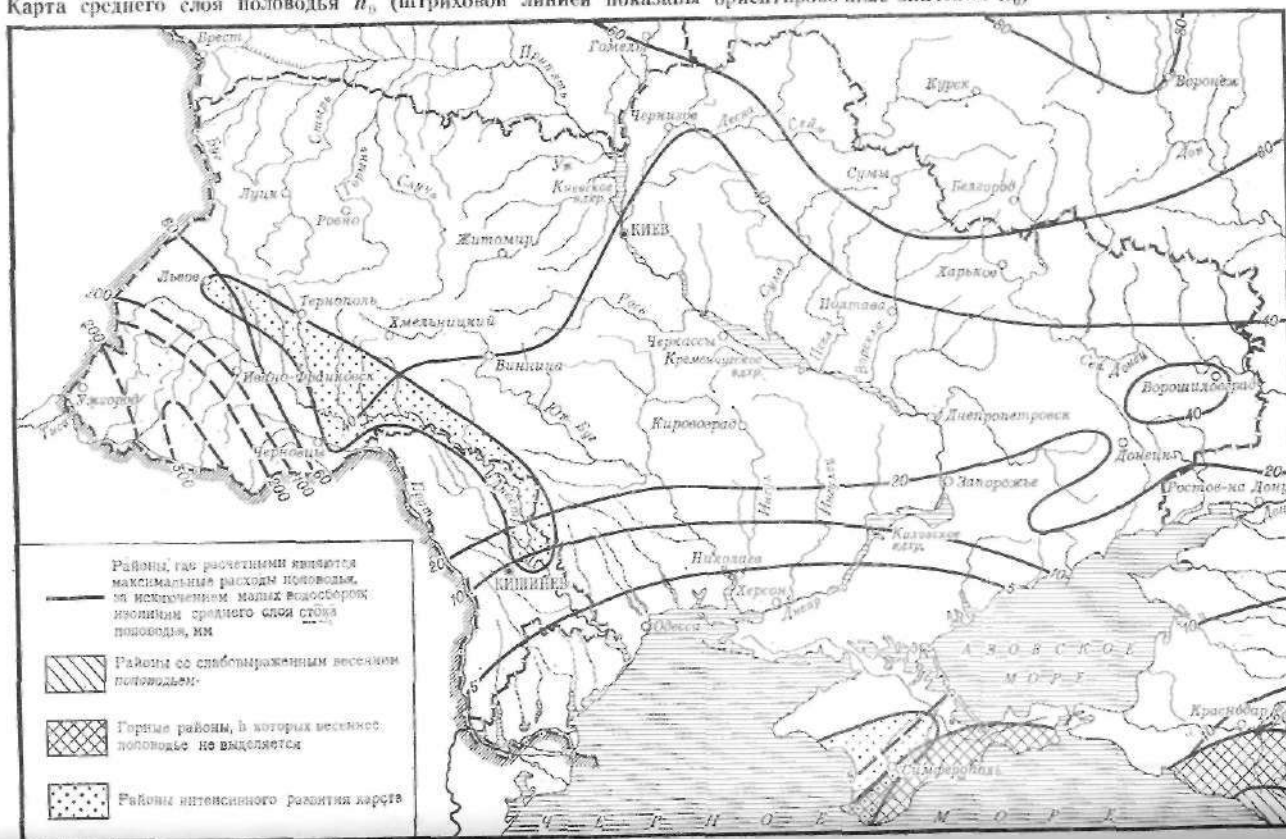




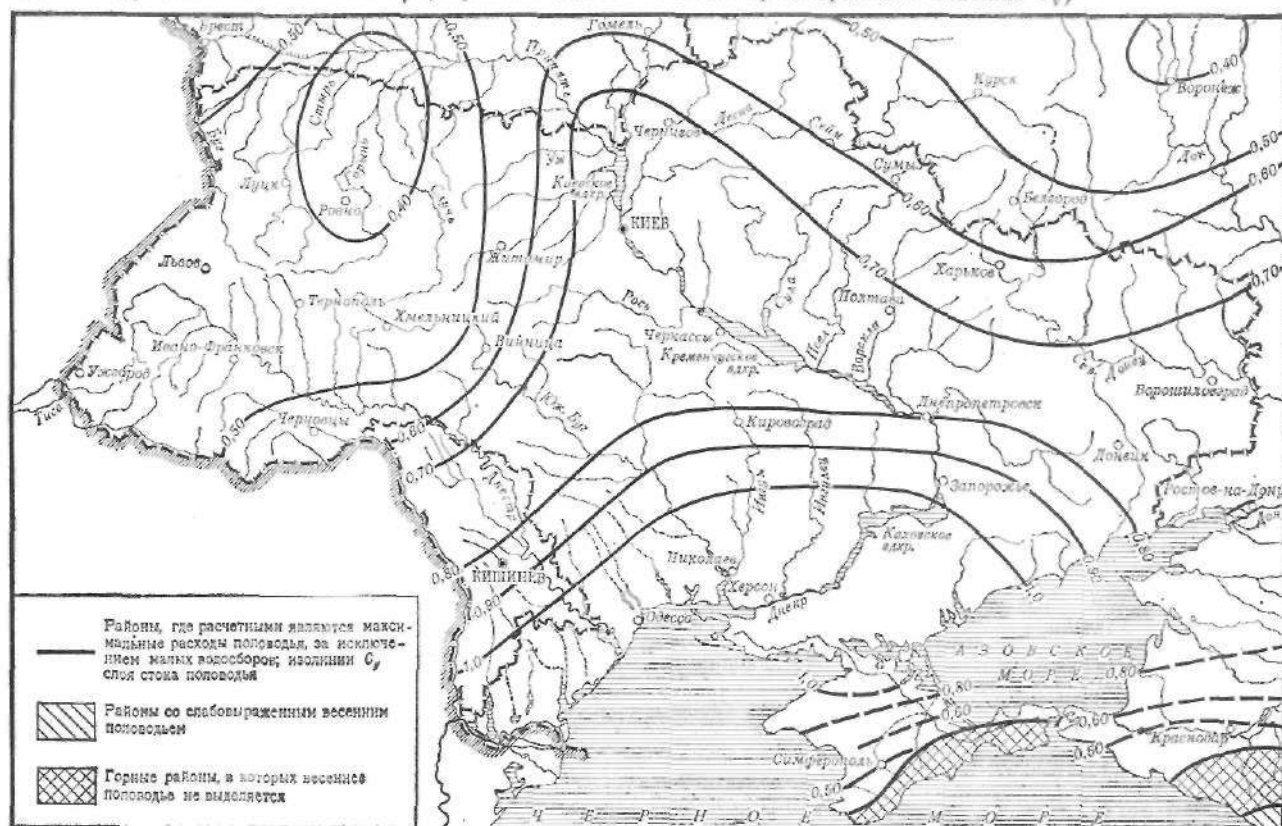
Карта слоя дождевого стока $h_{1\%}$ (штриховой линией показаны ориентировочные значения $h_{1\%}$)



Карта среднего слоя половодья h_0 (штриховой линией показаны ориентировочные значения h_0)



Карта коэффициента изменчивости C_V (штриховой линией показаны ориентировочные значения C_V)

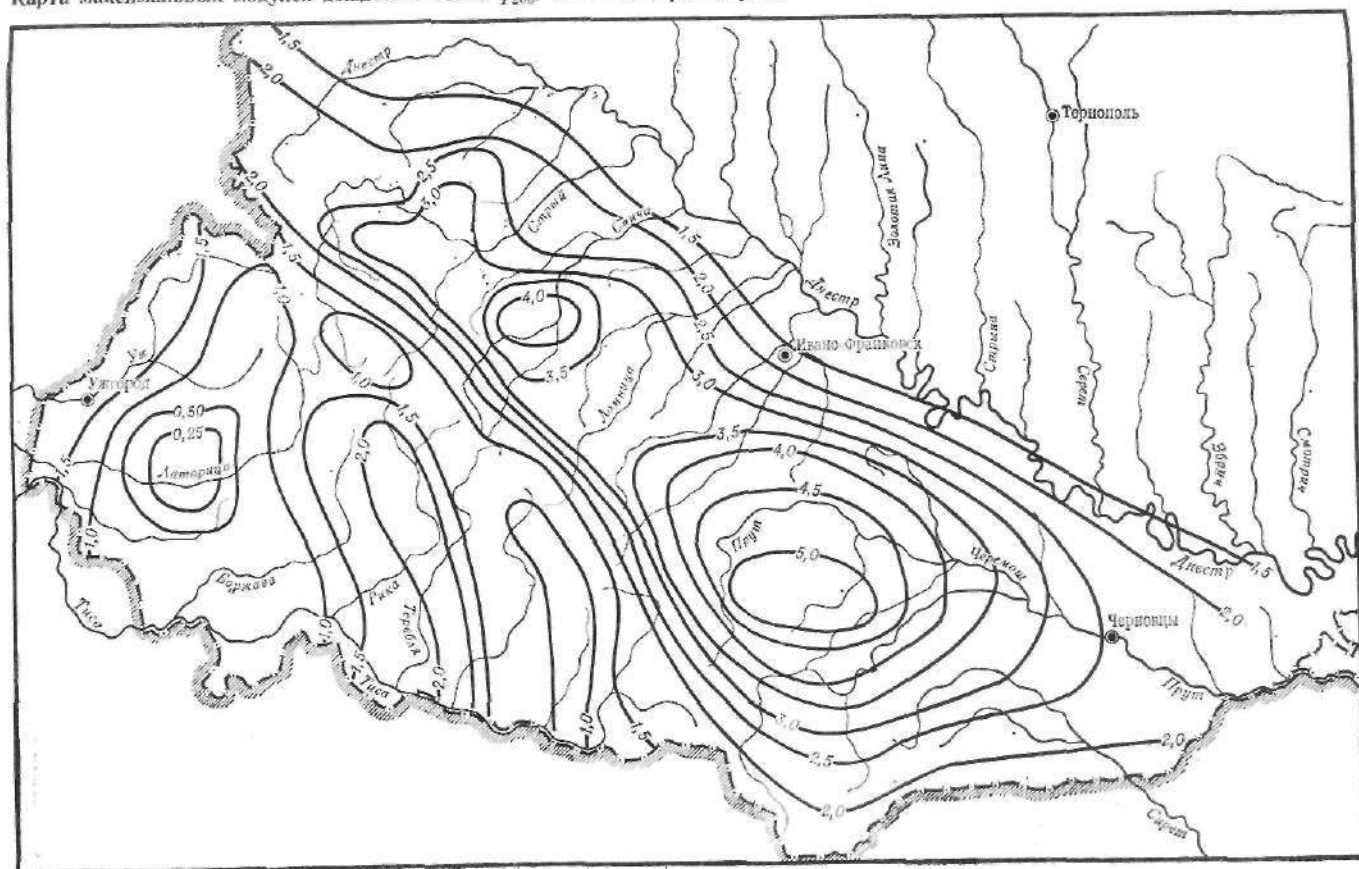


Ординаты кривых трехпараметрического гамма-распределения

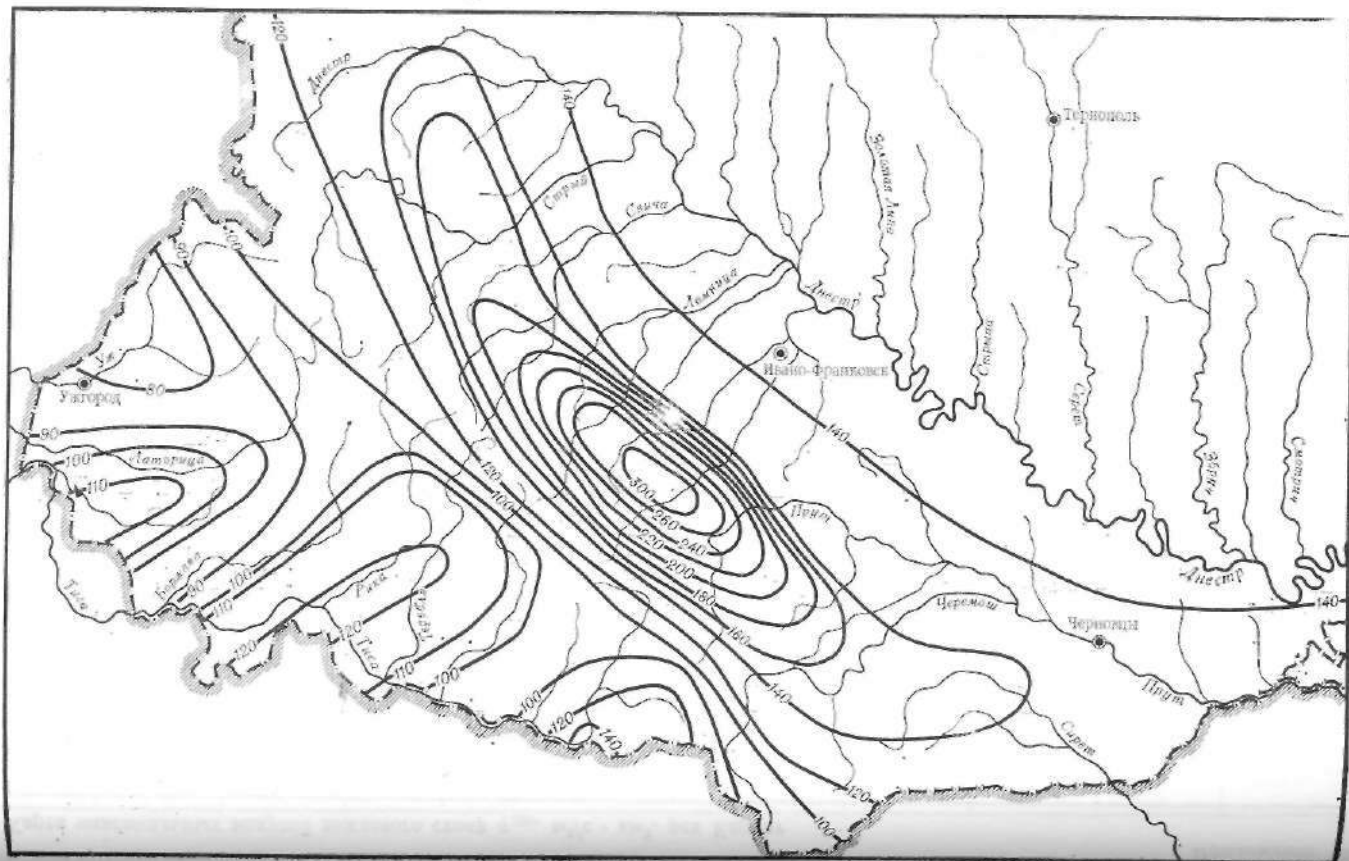
P, %	Коэффициент изменчивости C_V														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
При $C_S = C_V$															
0,001	1,49	2,09	2,82	3,68	4,67	5,78	7,03	8,4	9,89	11,5	13,2	15,1	17,2	19,3	21,6
0,01	1,42	1,92	2,52	3,2	3,98	4,85	5,81	6,85	7,98	9,21	10,5	11,8	13,2	14,7	16,4
0,03	1,38	1,83	2,36	2,96	3,64	4,39	5,22	6,11	7,08	8,11	9,2	10,3	11,6	12,9	14,3
0,05	1,36	1,79	2,29	2,85	3,48	4,18	4,95	5,77	6,66	7,6	8,61	9,65	10,8	11,9	13,1
0,1	1,34	1,75	2,19	2,7	3,27	3,87	4,56	5,3	6,08	6,91	7,75	8,65	9,6	10,6	11,6
0,3	1,3	1,64	2,02	2,45	2,91	3,42	3,96	4,55	5,16	5,81	6,47	7,1	7,98	8,7	9,5
0,5	1,28	1,59	1,94	2,32	2,74	3,2	3,68	4,19	4,74	5,3	5,9	6,5	7,13	7,8	8,42
1	1,25	1,52	1,82	2,16	2,51	2,89	3,29	3,71	4,15	4,6	5,05	5,53	6,02	6,55	7,08
3	1,2	1,41	1,64	1,87	2,13	2,39	2,66	2,94	3,21	3,51	3,8	4,12	4,42	4,71	4,98
5	1,17	1,35	1,54	1,74	1,94	2,15	2,36	2,57	2,78	3	3,22	3,4	3,6	3,8	3,96
10	1,13	1,26	1,4	1,54	1,67	1,8	1,94	2,06	2,19	2,3	2,4	2,5	2,57	2,64	2,7
20	1,08	1,16	1,24	1,31	1,38	1,44	1,5	1,54	1,58	1,61	1,62	1,63	1,62	1,61	1,59
25	1,06	1,13	1,18	1,23	1,28	1,31	1,34	1,37	1,38	1,39	1,39	1,35	1,33	1,31	1,28
30	1,05	1,09	1,13	1,16	1,19	1,21	1,22	1,22	1,22	1,2	1,18	1,14	1,11	1,08	1,04
40	1,02	1,04	1,05	1,05	1,04	1,03	1,01	0,984	0,955	0,916	0,87	0,83	0,77	0,725	0,67
50	0,997	0,986	0,97	0,948	0,918	0,886	0,846	0,8	0,748	0,693	0,64	0,58	0,52	0,46	0,405
60	0,972	0,938	0,898	0,852	0,803	0,748	0,692	0,632	0,568	0,511	0,45	0,39	0,334	0,283	0,234
70	0,945	0,886	0,823	0,76	0,691	0,622	0,552	0,488	0,424	0,357	0,300	0,25	0,203	0,155	0,12
75	0,931	0,858	0,784	0,708	0,634	0,556	0,489	0,416	0,352	0,288	0,241	0,193	0,146	0,106	0,077
80	0,915	0,83	0,745	0,656	0,574	0,496	0,419	0,352	0,28	0,223	0,175	0,13	0,094	0,065	0,046
90	0,874	0,754	0,64	0,532	0,436	0,352	0,272	0,208	0,154	0,105	0,074	0,049	0,03	0,016	0,009
95	0,842	0,696	0,565	0,448	0,342	0,256	0,181	0,12	0,082	0,051	0,03	0,016	0,009	0,004	0,002
97	0,821	0,66	0,517	0,392	0,288	0,202	0,139	0,088	0,046	0,03	0,016	0,008	0,004	0,002	0,001
99	0,782	0,594	0,436	0,304	0,206	0,13	0,076	0,04	0,019	0,01	0,005	0,002	0,001	$0,2 \times 10^{-3}$	$0,8 \times 10^{-4}$

P, %	Коэффициент изменчивости C_V									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
При $C_S = 3 C_V$										
0,001	1,54	2,29	3,32	4,63	6,24	8,14	10,3	12,7	15,4	18,2
0,01	1,46	2,05	2,83	3,8	4,94	6,26	7,7	9,3	11	12,8
0,03	1,41	1,93	2,59	3,42	4,35	5,39	6,58	7,85	9,19	10,6
0,05	1,39	1,88	2,49	3,24	4,09	5,04	6,08	7,21	8,4	9,65
0,1	1,36	1,81	2,35	3,01	3,74	4,56	5,44	6,38	7,37	8,41
0,3	1,31	1,69	2,12	2,65	3,21	3,82	4,48	5,17	5,88	6,61
0,5	1,28	1,63	2,03	2,48	2,97	3,5	4,06	4,64	5,24	5,84
1	1,25	1,55	1,9	2,26	2,66	3,07	3,5	3,96	4,41	4,87
3	1,2	1,42	1,66	1,91	2,17	2,43	2,69	2,95	3,21	3,47
5	1,17	1,36	1,55	1,75	1,95	2,14	2,34	2,52	2,7	2,88
10	1,13	1,26	1,4	1,52	1,65	1,76	1,87	1,97	2,06	2,15
20	1,08	1,16	1,23	1,29	1,34	1,38	1,42	1,45	1,47	1,49
25	1,07	1,12	1,17	1,21	1,24	1,26	1,28	1,28	1,29	1,29
30	1,05	1,09	1,12	1,14	1,15	1,16	1,16	1,15	1,14	1,13
40	1,02	1,03	1,03	1,03	1,01	0,995	0,972	0,946	0,915	0,883
50	0,997	0,981	0,959	0,93	0,898	0,862	0,823	0,783	0,741	0,699
60	0,972	0,933	0,89	0,843	0,794	0,745	0,695	0,646	0,597	0,549
70	0,945	0,884	0,822	0,758	0,696	0,636	0,578	0,523	0,471	0,422
75	0,931	0,858	0,786	0,715	0,647	0,583	0,522	0,465	0,412	0,363
80	0,915	0,83	0,748	0,669	0,596	0,528	0,465	0,407	0,354	0,306
90	0,876	0,761	0,656	0,563	0,479	0,406	0,341	0,284	0,235	0,193
95	0,844	0,708	0,588	0,487	0,4	0,326	0,263	0,21	0,166	0,129
97	0,825	0,675	0,548	0,443	0,355	0,282	0,221	0,171	0,131	0,099
99	0,786	0,618	0,484	0,369	0,283	0,213	0,158	0,116	0,083	0,058

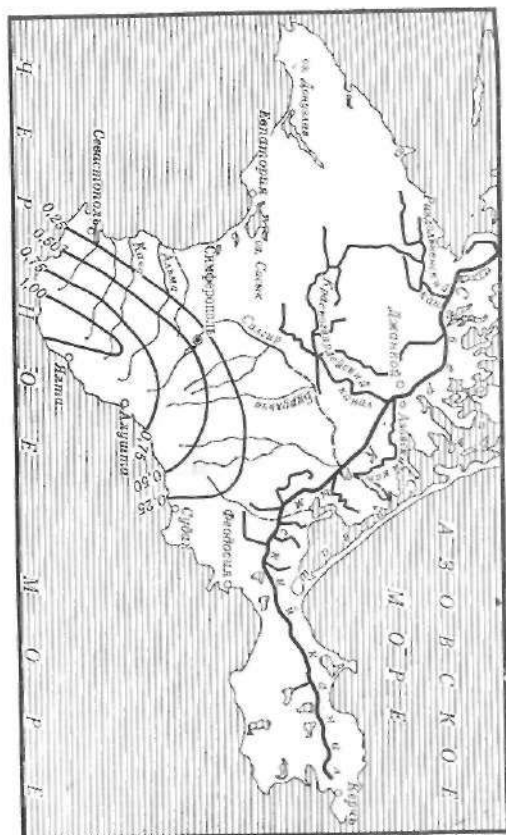
P, %	Коэффициент изменчивости C_V									
	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
При $C_S = 3 C_V$										
0,001	21,3	24,5	27,9	31,5	35,3	39,3	43,4	47,8	52,5	57,4
0,01	14,8	16,8	19	21,2	23,5	25,9	28,4	31	33,7	36,5
0,03	12,1	13,7	15,3	17,0	18,8	20,6	22,4	24,3	26,3	28,4
0,05	11	12,4	13,8	15,2	16,8	18,3	19,9	21,5	23,3	25,1
0,1	9,49	10,6	11,8	13	14,2	15,4	16,7	18	19,4	20,8
0,3	7,37	8,15	8,94	9,75	10,6	11,4	12,3	13,1	14	14,8
0,5	6,47	7,1	7,75	8,41	9,07	9,74	10,4	11,1	11,8	12,4
1	5,33	5,79	6,26	6,74	7,21	7,68	8,14	8,61	9,07	9,53
3	3,73	3,98	4,2	4,44	4,67	4,89	5,1	5,31	5,51	5,7
5	3,05	3,22	3,37	3,52	3,66	3,8	3,92	4,04	4,15	4,26
10	2,23	2,3	2,36	2,42	2,47	2,51	2,55	2,58	2,6	2,62
20	1,5	1,5	1,5	1,49	1,48	1,46	1,45	1,42	1,4	1,37
25	1,28	1,27	1,25	1,23	1,2	1,18	1,15	1,12	1,08	1,05
30	1,11	1,08	1,06	1,03	0,997	0,964	0,929	0,892	0,855	0,818
40	0,848	0,812	0,775	0,736	0,697	0,659	0,62	0,581	0,544	0,507
50	0,656	0,614	0,572	0,531	0,491	0,452	0,415	0,379	0,345	0,313
60	0,503	0,459	0,417	0,377	0,339	0,304	0,271	0,24	0,212	0,186
70	0,375	0,333	0,293	0,257	0,224	0,194	0,166	0,142	0,121	0,102
75	0,318	0,277	0,239	0,206	0,176	0,149	0,125	0,105	0,087	0,071
80	0,263	0,224	0,19	0,16	0,133	0,11	0,09	0,073	0,059	0,047
90	0,156	0,126	0,10	0,078	0,061	0,047	0,035	0,026	0,019	0,014
95	0,1	0,076	0,057	0,042	0,03	0,022	0,015	0,01	0,007	0,004
97	0,073	0,054	0,038	0,027	0,018	0,012	0,008	0,005	0,003	0,002
99	0,04	0,027	0,017	0,011	0,007	0,004	0,002	0,001	0,001	$0,4 \times 10^{-3}$

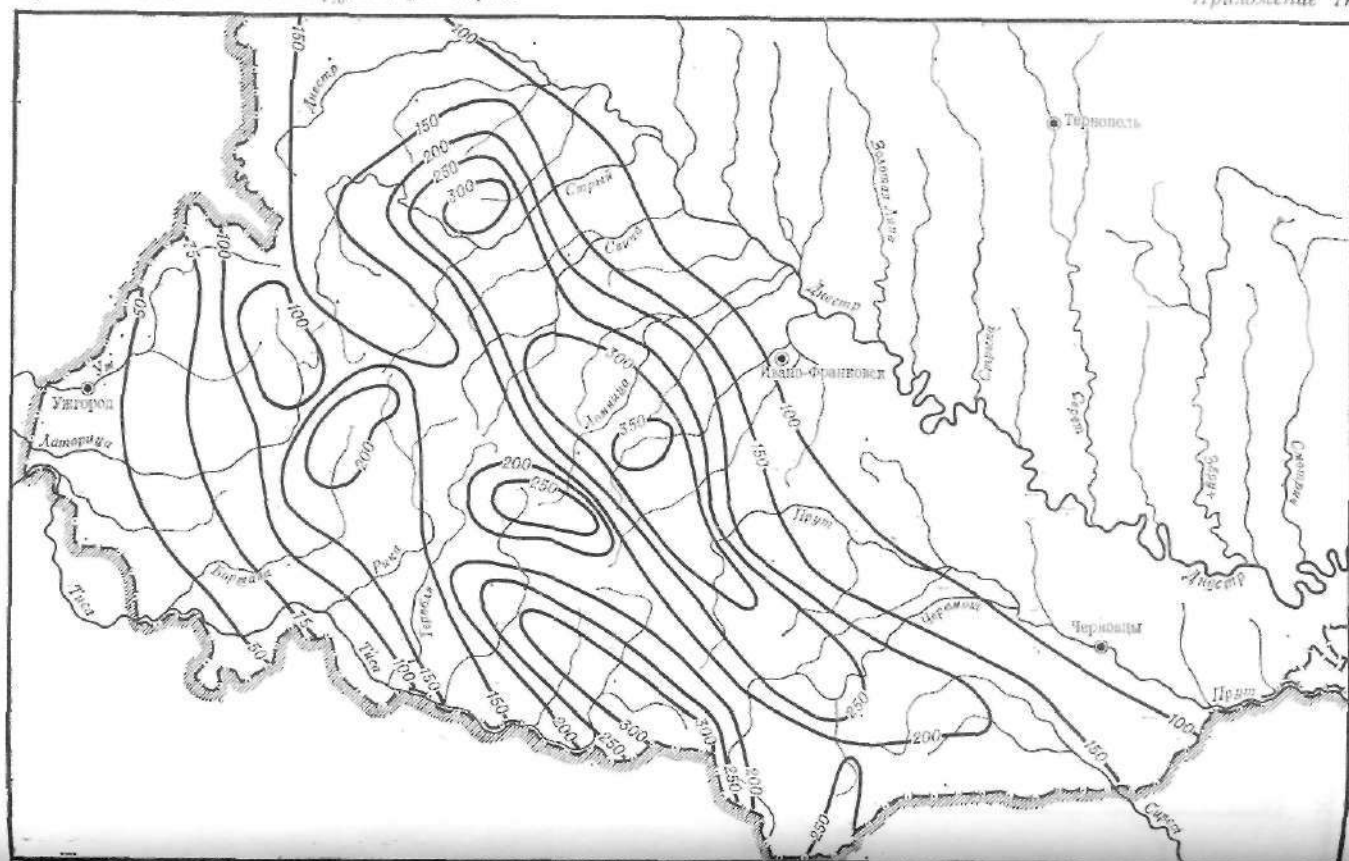
Карта максимальных модулей дождевого стока q_{200} , $\text{м}^3/\text{с} \cdot \text{км}^2$, рек Карпат

Карта суточного дождевого слоя осадков $\Pi_{1\%}$, мм, на территории Карпат



Приложение 15
Карта максимальных модулей дождевого стока $q_{20\%}$ м³/с · км², рек Крыма





Приложение 18

Карта дождевого
слоя $h_{1\%}$, мм,
рек Крыма



Приложение 19

Нормированные отклонения от среднего значения ординат биномиальной кривой обеспеченности $\frac{x_p - x}{\sigma} = \frac{K_p - 1}{C_V} = \Phi(P, C_s)$ при разных значениях вероятности превышения P и коэффициента асимметрии C_s или соответствующего ему коэффициента скошенности $S = f(C_s)$

Коэффициент асимметрии	Вероятность превышения P , %									Φ_s	Φ_{95}
	0,3	1	2	3	5	25	50	90	95		
0,1	2,95	2,4	2,11	1,92	1,67	0,66	-0,02	-1,27	-1,61	3,28	0,03
0,2	3,07	2,47	2,16	1,96	1,7	0,65	-0,03	-1,26	-1,58	3,28	0,06
0,3	3,19	2,54	2,21	2	1,72	0,64	-0,05	-1,24	-1,55	3,27	0,08
0,4	3,3	2,61	2,26	2,04	1,75	0,63	-0,07	-1,23	-1,52	3,27	0,11

Коэф- фициент асимметрии	Вероятность превышения P , %										Φ_{95}	Φ_{90}	Φ_{85}
	0,3	1	2	3	5	25	50	90	95				
0,5	3,43	2,68	2,31	2,08	1,77	0,62	-0,08	-1,22	-1,49	3,26	0,14		
0,6	3,55	2,75	2,35	2,12	1,8	0,61	-0,1	-1,2	-1,45	3,25	0,17		
0,7	3,66	2,82	2,4	2,15	1,82	0,51	-0,12	-1,18	-1,42	3,24	0,2		
0,8	3,78	2,89	2,45	2,18	1,84	0,58	-0,13	-1,17	-1,38	3,22	0,22		
0,9	3,89	2,96	2,5	2,22	1,86	0,57	-0,15	-1,15	-1,35	3,21	0,25		
1	4,01	3,02	2,54	2,25	1,88	0,55	-0,16	-1,13	-1,32	3,2	0,28		
1,2	4,23	3,15	2,62	2,31	1,92	0,52	-0,19	-1,08	-1,24	3,16	0,34		
1,4	4,45	3,27	2,71	2,37	1,95	0,49	-0,22	-1,04	-1,17	3,12	0,39		
1,6	4,68	3,39	2,78	2,42	1,97	0,46	-0,25	-0,99	-1,1	3,07	0,45		
1,8	4,9	3,5	2,85	2,46	1,99	0,42	-0,28	-0,94	-1,02	3,01	0,51		
2	5,11	3,6	2,91	2,51	2	0,39	-0,31	-0,9	-0,95	2,95	0,57		
2,2	5,3	3,68	2,95	2,54	2,02	0,35	-0,33	-0,842	-0,882	2,89	0,63		
2,4	5,48	3,78	3,02	2,6	2	0,29	-0,35	-0,792	-0,82	2,82	0,67		
2,6	5,62	3,86	3,08	2,63	2	0,25	-0,37	-0,746	-0,764	2,76	0,72		
2,8	5,86	3,96	3,12	2,65	2	0,22	-0,39	-0,703	-0,711	2,71	0,76		
3	6,02	4,05	3,14	2,66	1,97	0,19	-0,4	-0,661	-0,665	2,64	0,8		
3,2	6,21	4,11	3,14	2,66	1,96	0,15	-0,41	-0,621	-0,625	2,59	0,83		
3,4	6,36	4,18	3,15	2,66	1,94	0,11	-0,41	-0,585	-0,587	2,53	0,86		
3,6	6,5	4,24	3,17	2,66	1,93	0,064	-0,42	-0,555	-0,556	2,48	0,89		
3,8	6,69	4,29	3,18	2,65	1,9	0,032	-0,42	-0,526	-0,526	2,43	0,91		
4	6,83	4,34	3,2	2,65	1,9	0,01	-0,41	-0,5	-0,5	2,4	0,92		
4,2	6,99	4,39	3,24	2,64	1,88	-0,01	-0,41	-0,476	-0,476	2,36	0,94		
4,4	7,14	4,42	3,25	2,63	1,86	-0,032	-0,4	-0,455	-0,455	2,32	0,95		
4,6	7,29	4,46	3,27	2,62	1,81	-0,052	-0,4	-0,435	-0,435	2,28	0,97		
4,8	7,42	4,50	3,29	2,6	1,81	-0,075	-0,39	-0,416	-0,416	2,23	0,98		
5	7,53	4,54	3,32	2,6	1,78	-0,099	-0,38	-0,4	-0,4	2,18	0,98		
5,2	7,65	4,59	3,33	2,6	1,74	-0,12	-0,37	-0,385	-0,385	2,15	0,98		

Основные геометрические и гидравлические элементы труб круглого поперечного сечения при различном наполнении

$\Delta = h/r$	$B' = B/r$	$\omega' = \omega/r^2$	$X' = X/r$	$R' = R/r$	$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}}$	$\psi = \omega'^2 R'^{4/3}$
0,2	1,2	0,164	1,29	0,127	0,18	0,0017
0,25	1,32	0,227	1,45	0,157	0,28	0,0044
0,3	1,43	0,3	1,59	0,186	0,4	0,0092
0,35	1,52	0,369	1,73	0,214	0,54	0,0175
0,4	1,6	0,447	1,86	0,241	0,71	0,030
0,45	1,67	0,529	1,98	0,268	0,89	0,048
0,5	1,73	0,614	2,09	0,293	1,09	0,073
0,55	1,79	0,702	2,21	0,318	1,32	0,107
0,6	1,83	0,793	2,32	0,342	1,56	0,151
0,65	1,87	0,885	2,43	0,365	1,82	0,204
0,7	1,91	0,98	2,53	0,387	2,1	0,27
0,75	1,94	1,076	2,64	0,408	2,4	0,35
0,8	1,96	1,174	2,74	0,429	2,71	0,446
0,85	1,98	1,272	2,84	0,448	3,05	0,554
0,9	1,99	1,371	2,94	0,466	3,4	0,68
0,95	2	1,471	3,04	0,484	3,77	0,821
1	2	1,571	3,14	0,5	4,16	0,979
1,05	2	1,671	3,24	0,515	4,56	1,153
1,1	1,99	1,771	3,34	0,53	4,99	1,348
1,15	1,98	1,87	3,44	0,543	5,43	1,55
1,2	1,96	1,968	3,54	0,555	5,89	1,767
1,25	1,94	2,066	3,65	0,566	6,37	1,97
1,3	1,91	2,162	3,75	0,576	6,87	2,24
1,35	1,87	2,256	3,86	0,585	7,4	2,49
1,4	1,83	2,349	3,97	0,593	7,94	2,75
1,45	1,79	2,439	4,08	0,599	8,52	3
1,5	1,73	2,527	4,19	0,603	9,12	3,25
1,55	1,67	2,613	4,31	0,607	9,76	3,51
1,6	1,6	2,694	4,43	0,608	10,44	3,74
1,626	1,56	2,735	4,49	0,609	10,82	3,86
1,65	1,52	2,772	4,56	0,608	11,18	3,96
1,7	1,43	2,846	4,69	0,606	12	4,15
1,75	1,32	2,915	4,84	0,603	12,92	4,33
1,8	1,2	2,978	5	0,596	14,01	4,44
1,85	1,05	3,038	5,17	0,587	15,38	4,54
1,9	0,87	3,083	5,38	0,573	17,32	4,52
1,95	0,63	3,121	5,65	0,553	20,84	4,41
2	0	3,142	6,28	0,5	∞	3,91

Основные геометрические и гидравлические элементы труб оvoidального поперечного сечения при различном наполнении

$\Delta = h/r$	$B' = B/r$	$\omega' = \omega/r^2$	$X' = X/r$	$R' = R/r$	$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}}$	$\psi = \omega'^2 R'^{4/3}$
0,2	0,8	0,112	0,93	0,121	0,12	0,0007
0,3	0,94	0,199	1,17	0,17	0,27	0,0037
0,4	1,08	0,3	1,41	0,212	0,47	0,0114

Продолжение приложения 21

$\Delta = h/r$	$B' = B/r$	$\omega' = \omega/r^2$	$X' = X/r$	$R' = R/r$	$f(\Delta) = \frac{Q}{r^2 \sqrt{r}}$	$\psi = \omega' R'^{4/3}$
0,5	1,2	0,414	1,65	0,251	0,73	0,0272
0,6	1,31	0,539	1,88	0,287	1,03	0,0551
0,7	1,41	0,675	2,1	0,321	1,4	0,1004
0,8	1,5	0,82	2,32	0,354	1,81	0,169
0,9	1,58	0,974	2,54	0,384	2,28	0,265
1	1,66	1,136	2,75	0,413	2,81	0,397
1,2	1,78	1,481	3,17	0,467	4,03	0,796
1,4	1,88	1,848	3,58	0,516	5,47	1,413
1,6	1,95	2,231	3,99	0,56	7,13	2,296
1,8	1,99	2,624	4,39	0,598	9,01	3,46
2	2	3,023	4,79	0,631	11,1	4,95
2,2	1,96	3,421	5,19	0,659	13,50	6,27
2,4	1,83	3,801	5,61	0,677	16,35	8,58
2,5	1,73	3,98	5,84	0,682	18,02	9,52
2,564	1,65	4,088	5,99	0,683	19,21	10,05
2,6	1,6	4,146	6,08	0,682	19,89	10,33
2,65	1,52	4,225	6,20	0,681	21,04	10,71
2,7	1,43	4,298	6,34	0,678	22,21	11,02
2,75	1,32	4,367	6,48	0,674	23,67	11,29
2,8	1,2	4,431	6,64	0,667	25,42	11,44
2,85	1,05	4,49	6,82	0,658	27,67	11,52
2,9	0,87	4,535	7,03	0,645	30,86	11,46
2,95	0,63	4,573	7,29	0,627	36,96	11,23
3	0	4,594	7,93	0,58	∞	10,22

Приложение 22

Допускаемые неразмыывающие средние в сечении скорости течения $V_{доп}$, м/с

Наименование грунтов или тип укрепления	Глубина потока h , м			
	0,4	1	2	3
Пыль, ил, растительная земля	0,2	0,3	0,4	0,45
Песок, 0,25...1 мм	0,4	0,5	0,6	0,7
Гравий, 5...10 мм	0,8	0,9	1,1	1,2
Галька, 25...40 мм	1,3	1,6	1,8	2
Булыжник, 100...150 мм	2,8	3	3,5	3,8
Суглинки (среднеплотные)	0,7	0,85	0,95	1,1
Лессовидные грунты (плотные)	0,8	1	1,2	1,3
Конгломерат, мергель, сланцы	2	2,5	3	3,5
Пористый известняк, известняковый песчаник	3	3,5	4	4,5
Доломитовый песчаник, плотный известняк, мрамор	4	5	6	6,5
Граниты, базальты, кварциты	15	18	20	22
Одерновка плашмя на малосвязном основании	1,7	2	2,3	2,5
Одерновка плашмя на связном основании	1,9	2,2	2,5	2,7
Одерновка в стенку	2,2	2,5	2,8	3,2

Продолжение приложения 22

Наименование грунтов или тип укрепления	Глубина потока h , м			
	0,4	1	2	3
Грунты, стабилизированные битумом	2,3	2,7	3	3,3
Фанерные тюфяки	2,5	3	3,5	3,8
Мошение на мху (слой мха не менее 5 см):				
из булыжника размером 5 см	2	2,5	3	3,5
то же, 20 см	2,5	3	3,5	4
то же, 25 см	3	3,5	4	4,5
Мошение плашмя на слое глины 10...15 см и соломе (мху):				
камнем размером 13...14 см	2,3	2,9	3,4	3,8
то же, 14...16 см	2,5	3	3,5	4
» 16...18 см	2,8	3,3	3,8	4,3
Мошение на щебне (слой щебня не менее 10 см):				
из рваного камня размером 15 см	2,5	3	3,5	4
то же, 20 см	3	3,5	4	4,5
» 25 см	3,5	4	4,5	5
Мошение с подбором лица и грубым приколам на щебне (слой щебня не менее 10 см):				
камнем размером 20 см	3,5	4,5	5	5,5
то же, 25 см	4	4,5	5,5	5,5
» 30 см	4	5	6	6
Кладка из обыкновенного кирпича на цементном растворе	1,6	1,9	2,2	2,4
Бутовая кладка из средних пород	5,5	6,6	7,7	8,3
Кладка из клинкера	6,6	7,7	8,8	10
Облицовка из бетона и железобетона	6,6	8	9,2	10
Бетонные монолитные лотки с гладкой поверхностью	13	16	19	20
Деревянные лотки при надежном основании и течении вдоль волокон	10	12	14	16

Коэффициенты шероховатости русел n

Неукрепленные русла

Каналы в исключительно гладкой, хорошо разработанной скале	0,017
Большие земляные каналы в лессе или плотной земле, без наносов, покрытые толстым устойчивым илестым слоем	0,018

Большие земляные каналы в песчаных и супесчаных грунтах, содержащиеся в хороших условиях, каналы в плотном лессе, мелком гравии или земле, затянутые илистой пленкой при полностью планированном дне и откосах

Каналы, чисто высеченные в скале, каналы в плотном лессе, мелком песке или земле с частично подниженным дном и откосами после землеройной машины, большие земляные каналы в галечнике с песком

Каналы в плотном лесу, мелко гравий в песке, вырытые землеройными машинами без последующей дополнительной планировки; большие земляные каналы с местными обвалами откосов

Большие земляные каналы при неблагоприятных условиях содержания и ремонта; малые земляные каналы с полностью спланированным дном и откосами

Земляные каналы при сравнительно плохих условиях содержания, заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов, местами с водорослями, булыжниками или гравием по дну, малые земляные каналы с частичной планировкой дна и откосов

Каналы при весьма плохих условиях содержания с неправильным профилем, заметно засоренные камнями и водорослями, малые земляные каналы при производстве работ землеройными машинами без последующей планировки; периодические потоки (большие и малые) при очень хорошем состоянии поверхности и формы ложа

Каналы с исключительно плохими условиями содержания, со значительными промоянами и свалами, зарослями камыша, густыми корнями, крупными камнями по дну

Русла с искусственным креплением

Исключительно гладкие, покрытые эмалью или глазурью поверхности	0,009
---	-------

Чистые (новые) гончарные, чугунные и стальные трубы, хорошо уложенные и соединенные; хорошо остроганные доски

Бесыма хорашая бетоніровка; неостроганные, хорашо пригнаные продольно располжыенныя доски; деревянный желоб из клепок; водопроводныя трубы в нормальных условиях; бесыма чыстыя водосточныя трубы;

водные трубы в нормальных условиях; весьма чистые водосточные трубы; поверхности из чистого цемента и гладкие, неокрашенные металлические. Хорошая кирпичная и клинкерная кладка; водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы; поверхности, оштукатуренные цементным раствором и гладкие, окрашенные, металлические

Бетонировка каналов при средних условиях содержания; загрязненные водопроводные и водосточные трубы

Кирпичная кладка и облицовка среднего качества из тесаного кирпича; значительно загрязненные водотоки; брезент по деревянным рейкам

Сравнительно грубая бетонировка; хорошая бутовая кладка; старая (рас-
строшенная) кирпичная кладка

Грунты пропитанные битумом или дегтем

Булыжная мостовая; габионная кладка

Бутовая кладка на цементном растворе

Хорошая сухая кладка; фаншинные туюфяки и тяжелые фаншины; каменная наброска в илетнях; ржавые шероховатые металлические поверхности

Скоростные характеристики W , м/с, при различных значениях коэффициента шероховатости R_a — коэффициент шероховатости и

R _г м	Коэффициент шероховатости R _г													
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,02	0,025	0,0275	0,03	0,035	0,04	
0,08	16,38	14,72	13,33	12,15	11,14	9,5	8,83	7,71	6,60	5,74	5,05	4,48	3,62	3
0,1	21,3	19	17,2	15,6	14,2	12	11,2	9,67	8,22	7,09	6,19	5,46	4,35	3,56
0,12	23,9	21,4	19,3	17,6	16,1	13,7	12,7	11	9,41	8,15	7,14	6,32	5,07	4,18
0,14	26,3	23,6	21,4	19,5	17,9	15,2	14,1	12,3	10,5	9,17	8,06	7,16	5,77	4,78
0,16	28,6	25,7	23,3	21,3	19,5	16,7	15,5	13,6	11,7	10,2	8,95	7,97	6,45	5,36
0,18	30,8	27,8	25,2	23	21,2	18,1	16,9	14,8	12,7	11,1	9,81	8,75	7,12	5,94
0,2	33	29,7	27	24,7	22,7	19,5	18,2	16	13,8	12	10,7	9,52	7,78	6,5
0,22	35	31,6	28,7	26,3	24,2	20,8	19,4	17,1	14,8	12,9	11,5	10,3	8,42	7,05
0,24	37	33,4	30,4	27,5	25,7	22,1	20,7	18,2	15,8	13,8	12,3	11	9,05	7,61
0,26	38,9	35,2	32,1	29,4	27,1	23,4	21,9	19,3	16,7	14,7	13,1	11,7	9,67	8,15
0,28	40,8	36,9	33,7	30,9	28,5	24,6	23	20,3	17,7	15,6	14,6	13,1	10,9	8,69
0,3	42,6	38,6	35,2	32,3	29,9	25,8	24,2	21,4	18,6	16,4	15	13,5	11,2	9,48
0,32	43,5	39,4	36	33,1	30,5	26,4	24,7	21,9	19	16,8	16,1	14,5	12,1	10,3
0,34	46,1	41,8	38,2	35,1	32,5	28,1	26,4	23,4	20,4	18	16,8	15,2	12,6	10,8
0,36	47,8	43,4	39,6	36,5	33,8	29,3	27,5	24,3	21,2	18,8	17,5	15,8	13,2	11,3
0,38	49,4	44,9	41,1	37,8	35	30,4	28,5	25,3	22,1	19,6	18,2	16,5	13,8	11,8
0,4	51,1	46,4	42,5	39,1	36,2	31,5	29,5	26,2	22,9	20,3	20	18,1	15,2	13
0,45	55	50	45,9	42,3	39,2	34,1	32,1	28,5	25	22,2	21,6	19,6	16,5	14,2
0,5	58,8	53,5	49,1	45,3	42,1	36,7	34,5	30,7	27	24	23,2	21,1	17,8	15,4
0,55	62,4	58,9	52,2	48,3	44,8	39,2	36,9	32,9	28,9	25,8	23,2	21,1	17,8	15,4

Коэффициент шероховатости, n

R_n , м	Коэффициент шероховатости, n							
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,02
0,6	65,9	60,2	55,3	51,1	47,5	41,6	39,1	35
0,65	69,3	63,3	58,2	53,9	50,1	43,9	41,4	37
0,7	72,6	66,4	61,1	56,6	52,6	46,2	43,5	39
0,75	75,8	69,4	63,9	59,2	55,1	48,4	45	40,9
0,8	79	72,3	66,5	61,7	57,5	50,6	47,7	42,8
0,85	82,1	75,1	69,3	64,2	59,9	52,7	49,7	44,7
0,9	85,1	77,9	71,9	66,7	62,2	54,8	51,7	46,5
0,95	88	80,6	74,4	69,1	64,4	56,8	53,7	48,3
1	90,9	83,3	76,9	71,4	66,7	58,8	55,6	50
1,1	96,5	88,5	81,8	76	71	62,7	59,3	53,4
1,2	102	93,6	86,5	80,4	75,2	66,5	62,9	56,7
1,3	107	98,5	91,1	84,7	79,2	70,1	66,3	59,9
1,4	112	103	95,5	88,9	83,1	73,7	69,7	63,3
1,5	117	108	99,8	92,9	87	77,1	73	66
1,6	122	112	104	96,9	90,7	80,5	76,2	69
1,7	127	117	108	101	94,3	83,8	79,4	71,8
1,8	131	121	112	106	97,9	87	82,4	74,6
1,9	136	125	116	108	101	90,1	85,4	77,4
2	140	129	120	112	105	93,2	88,4	80,1
2,2	149	137	127	119	111	99,1	94	85,3
2,4	157	145	135	126	118	105	99,5	90,3
2,6	165	152	142	132	124	110	105	95,2
2,8	173	160	148	138	130	116	110	99,8
3,0	181	167	155	145	136	121	115	104
0,04	16,5	19,1	22,6	24,8	27,5	30,8	35	38,8
0,05	17,6	20,4	24	26,4	29,2	32,7	37	40,9
0,06	18,7	21,6	25,4	27,9	30,8	34,5	39	42,8
0,07	19,8	22,8	26,7	29,4	32,4	36,2	40,9	44,7
0,08	20,9	24	28,2	30,8	34,8	37,9	42,8	46,5
0,09	21,9	25,2	29,5	32,2	35,6	39,6	44,7	48,3
0,1	23	26,3	30,8	33,6	37,1	41,2	46,5	50
0,12	24	27,5	32,1	35	38,5	42,9	48,3	53,4
0,15	25	28,6	33,3	36,4	40	44,4	50	56,7
0,18	27	30,7	35,8	39	42,8	47,5	53,4	60,3
0,2	28,9	32,9	38,2	41,5	45,6	50,5	56,7	63,3
0,25	30,7	34,9	40,5	44	48,3	53,4	59,9	66
0,3	32,5	36,9	42,7	46,4	50,9	56,3	63,3	69
0,35	34,3	38,8	44,9	48,8	53,4	59	66	71,8
0,4	36	40,7	47,1	51,1	55,9	61,7	69	74,6
0,45	37,7	42,6	49,1	53,3	58,3	64,3	71,8	77,4
0,5	39,3	44,4	51,2	55,5	60,6	66,9	74,6	80,1
0,6	40,9	46,2	53,2	57,6	62,9	69,3	77,4	85,4
0,7	42,5	47,9	55,1	59,7	65,1	71,8	80,1	88,4
0,8	45,5	51,2	58,9	63,7	69,5	76,5	85,3	94
0,9	48,4	54,4	62,5	67,6	73,7	81,1	90,3	99,5
1	51,1	57,5	66	71,3	77,7	85,5	95,2	105
1,2	53,8	60,5	69,3	74,9	81,6	89,7	99,8	110
1,5	56,4	63,3	72,5	78,4	85,3	93,8	104	115

Значение функций акад. Н. Н. Павловского для русел с прямым уклоном дна ($i > 0$)

Π	$\Phi(\Pi)$	Π	$\Phi(\Pi)$	Π	$\Phi(\Pi)$	Π	$\Phi(\Pi)$
0,001	0,001	0,95	1,83	1,0015	3,6	1,35	0,952
0,01	0,01	0,955	1,89	1,002	3,45	1,4	0,896
0,05	0,051	0,960	1,95	1,0025	3,34	1,45	0,847
0,1	0,1	0,965	2,01	1,003	3,25	1,5	0,805
0,15	0,151	0,97	2,09	1,004	3,11	1,6	0,733
0,2	0,203	0,975	2,18	1,005	3	1,7	0,675
0,25	0,255	0,98	2,3	1,006	2,91	1,8	0,626
0,3	0,309	0,982	2,35	1,007	2,83	1,9	0,585
0,35	0,365	0,984	2,41	1,008	2,76	2	0,549
0,4	0,424	0,986	2,48	1,009	2,7	2,2	0,49
0,45	0,485	0,988	2,55	1,01	2,65	2,4	0,444
0,5	0,549	0,99	2,65	1,015	2,45	2,6	0,405
0,55	0,618	0,991	2,7	1,02	2,31	2,8	0,374
0,6	0,693	0,992	2,76	1,025	2,2	3	0,347
0,65	0,775	0,993	2,83	1,03	2,11	3,5	0,294
0,7	0,867	0,994	2,9	1,035	2,03	4	0,255
0,75	0,973	0,995	2,99	1,04	1,97	4,5	0,226
0,8	1,1	0,996	3,11	1,05	1,86	5	0,203
0,82	1,16	0,997	3,25	1,06	1,77	6	0,168
0,84	1,22	0,9975	3,34	1,07	1,69	7	0,144
0,86	1,29	0,998	3,45	1,08	1,63	8	0,126
0,88	1,38	0,9985	3,6	1,09	1,57	9	0,112
0,9	1,47	0,999	3,8	1,1	1,52	10	0,1
0,91	1,53	0,9995	4,15	1,15	1,32	15	0,067
0,92	1,59	1	∞	1,2	1,2	25	0,04
0,93	1,66	1,0005	4,15	1,25	1,1	50	0,02
0,94	1,74	1,001	3,8	1,3	1,02	100	0,01

Значения функций акад. Н. Н. Павловского для горизонтальных русел ($i = 0$)

Π_K	$\Phi(\Pi_K)$	Π_K	$\Phi(\Pi_K)$	Π_K	$\Phi(\Pi_K)$	Π	$\Phi(\Pi_K)$
0,01	0,01	0,6	0,528	1,65	0,153	2,6	-3,2
0,02	0,02	0,65	0,558	1,7	0,062	2,65	-3,55
0,03	0,03	0,7	0,586	1,71	0,043	2,7	-3,86
0,04	0,04	0,75	0,609	1,72	0,024	2,75	-4,18
0,05	0,05	0,8	0,629	1,73	0,004	2,8	-4,52
0,06	0,06	0,85	0,645	1,74	0,016	2,85	-4,87
0,07	0,07	0,9	0,657	1,75	0,036	2,9	-5,23
0,08	0,08	0,95	0,664	1,8	0,144	2,95	-5,61
0,09	0,09	0,99	0,667	1,85	0,26	3	-6
0,1	0,1	1	0,667	1,9	-0,386	3,5	-10,8
0,12	0,12	1,01	0,667	1,95	-0,522	4	-17,8

Максимальный гидравлический радиус, соответствующий руслу гидравлически
наивыгоднейшего профиля

$R_{\max}$ м	$R_{\max}^2$ м ²	Значения $\frac{K_{\Delta R}}{\Psi_{\Gamma H}}$ при z			$R_{\max}$ м	$R_{\max}^2$ м ²	Значения $\frac{K_{\Delta R}}{\Psi_{\Gamma H}}$ при z		
		0,65	0,7	0,75			0,65	0,7	0,75
0,1	0,01	0,0022	0,002	0,0018	0,85	0,72	0,65	0,64	0,64
0,12	0,0144	0,0036	0,0033	0,0029	0,9	0,81	0,76	0,75	0,75
0,14	0,0196	0,0054	0,0049	0,0045	0,95	0,9	0,87	0,87	0,87
0,16	0,0256	0,0078	0,0071	0,0065	1	1	1	1	1
0,18	0,0324	0,0107	0,0097	0,009	1,1	1,21	1,29	1,29	1,3
0,2	0,04	0,0123	0,0129	0,0104	1,2	1,44	1,62	1,63	1,65
0,22	0,0484	0,0162	0,0167	0,0137	1,3	1,69	2	2,03	2,05
0,24	0,0576	0,023	0,021	0,02	1,4	1,96	2,43	2,48	2,52
0,26	0,0676	0,028	0,026	0,025	1,5	2,25	2,9	2,99	3,05
0,28	0,0784	0,034	0,032	0,03	1,6	2,56	3,47	3,56	3,64
0,3	0,09	0,041	0,039	0,037	1,7	2,89	4,07	4,19	4,3
0,32	0,1024	0,049	0,046	0,044	1,8	3,24	4,74	4,9	5,02
0,34	0,1156	0,057	0,054	0,052	1,9	3,61	5,48	5,65	5,83
0,36	0,1296	0,067	0,063	0,06	2	4	6,28	6,5	6,73
0,38	0,1444	0,077	0,074	0,07	2,1	4,41	7,14	7,41	7,69
0,4	0,16	0,088	0,084	0,08	2,2	4,84	8,07	8,42	8,71
0,45	0,2025	0,12	0,116	0,111	2,3	5,29	9,09	9,48	9,88
0,5	0,25	0,159	0,154	0,149	2,4	5,76	10,16	10,62	11,07
0,55	0,3025	0,205	0,199	0,193	2,5	6,25	11,34	11,87	12,43
0,6	0,36	0,258	0,252	0,246	2,6	6,76	12,59	13,13	13,87
0,65	0,4225	0,319	0,313	0,306	2,7	7,29	13,9	14,61	15,36
0,7	0,49	0,388	0,381	0,375	2,8	7,84	15,31	16,11	16,98
0,75	0,5625	0,467	0,459	0,453	2,9	8,41	16,8	17,72	18,69
0,8	0,64	0,554	0,547	0,541	3	9	18,38	19,42	20,52

Основные геометрические соотношения для русел трапецидального сечения при
 $z = 0,7$

$\frac{R}{R_{\max}}$	$\frac{h}{R_{\max}}$	$\frac{\omega}{\Psi_{\Gamma H} R_{\max}^2}$	$\frac{1}{R_{\max}}$ при значениях m					
			0	0,5	1	1,5	2	2,5
0,5	0,52	1,63	25	21,47	22,35	25,6	29,88	34,8
0,55	0,58	1,52	21	17,97	18,54	21,29	24,81	28,69
0,58	0,62	1,47	18,98	16,17	16,74	19,07	22,23	25,84
0,6	0,64	1,43	17,91	15,13	15,62	17,78	20,67	24,04
0,63	0,68	1,37	16,12	13,65	14,05	15,94	18,55	21,54
0,65	0,71	1,35	15,23	12,86	13,21	14,98	17,38	20,18
0,66	0,73	1,33	14,6	12,31	12,61	14,28	16,59	19,24
0,7	0,78	1,28	13,12	11,01	12,22	12,65	14,65	16,97
0,71	0,81	1,26	12,48	10,43	10,58	11,91	13,78	15,95
0,75	0,86	1,22	11,33	9,43	9,52	10,66	12,25	14,21
0,78	0,92	1,18	10,27	8,45	8,46	9,43	10,84	12,5
0,8	0,96	1,17	9,8	8	7,98	8,88	10,17	11,71
0,823	1	1,15	9,24	7,42	7,34	8,1	9,27	10,65
0,85	1,06	1,12	8,43	6,77	6,64	7,26	8,27	9,48
0,88	1,15	1,1	7,63	6,05	5,83	6,32	7,14	8,15
0,9	1,2	1,08	7,16	5,62	5,35	5,75	6,46	7,34
0,92	1,27	1,06	6,67	5,15	4,83	5,13	5,7	6,49
Область гидравлически выгодных сечений	0,94	1,35	1,044	6,2	4,65	4,31	4,5	4,95
	0,96	1,44	1,029	5,7	4,23	3,77	3,83	4,16
	0,98	1,6	1,014	5,07	3,61	3,04	2,95	3,07
	0,99	1,7	1,007	4,74	3,26	2,63	2,44	2,46
	0,995	1,77	1,003	4,53	3,05	2,37	2,1	2,06
	0,998	1,87	1,001	4,3	2,8	2,07	1,72	1,58
	0,999	2,1	1,001	3,8	2,24	1,37	0,84	0,54
Суженные сечения	0,998	2,15	1,001	3,72	2,17	1,25	0,69	0,34
	0,997	2,19	1,002	3,65	2,07	1,15	0,56	0,13
	0,995	2,25	1,003	3,55	1,96	0,99	0,37	—
	0,99	2,37	1,007	3,39	1,77	0,74	0,07	—
	0,98	2,53	1,014	3,21	1,53	0,42	—	—
	0,97	2,7	1,021	3,03	1,29	0,08	—	—
	0,96	2,87	1,029	2,87	1,06	—	—	—
	0,95	2,97	1,037	2,8	0,94	—	—	—
	0,94	3,09	1,044	2,7	0,8	—	—	—
	0,92	3,34	1,06	2,54	0,53	—	—	—
	0,9	3,58	1,08	2,4	0,26	—	—	—
	0,88	3,83	1,1	2,29	0,08	—	—	—
	0,85	4,21	1,12	2,13	—	—	—	—

Параметры для расчета малых мостов по затопленной схеме

n	m = 0,32					m = 0,33					m = 0,34				
	σ_s	k_{II}	Ψ^2	θ	θ_1	σ_s	k_{II}	Ψ^2	θ	θ_1	σ_s	k_{II}	Ψ^2	θ	θ_1
0,81											1	0,61	1	1,23	7,3
0,82											0,98	0,63	1,1	1,2	6,3
0,83						1	0,6	1,1	1,2	7,1	0,96	0,65	1,2	1,17	5,5
0,84	1	0,59	1	1,19	6,9	0,98	0,62	1,25	1,17	6,1	0,94	0,67	1,31	1,14	4,73
0,86	0,96	0,64	1,26	1,13	4,8	0,93	0,67	1,5	1,11	4,3	0,9	0,71	1,56	1,08	3,6
0,88	0,9	0,69	1,57	1,07	3,4	0,88	0,72	1,8	1,05	3	0,85	0,75	1,88	1,02	2,6
0,9	0,84	0,74	2,04	1	2,25	0,82	0,76	2,08	0,97	2,1	0,79	0,8	2,35	0,95	1,75
0,92	0,76	0,8	2,65	0,92	1,4	0,75	0,81	2,68	0,9	1,35	0,72	0,84	2,9	0,88	1,15
0,94	0,67	0,85	3,52	0,82	0,8	0,66	0,86	3,57	0,81	0,80	0,64	0,88	3,3	0,78	0,7
0,96	0,56	0,9	5	0,71	0,4	0,55	0,91	5,2	0,70	0,35	0,53	0,92	5,3	0,68	0,35
0,98	0,4	0,95	8,6	0,55	0,1	0,39	0,95	8,65	0,54	0,1	0,38	0,96	8,65	0,53	0,1
0,99	0,28	0,97	15	0,43	0,05	0,28	0,98	15	0,43	0,05	0,27	0,98	15	0,42	0,05

Продолжение приложения 28

n	m = 0,35					m = 0,36				
	σ_s	k_{II}	Ψ^2	θ	θ_1	σ_s	k_{II}	Ψ^2	θ	θ_1
0,78						1	0,64	1	1,28	8,05
0,8	1	0,63	1	1,25	7,75	0,97	0,67	1,14	1,23	6,5
0,82	0,97	0,67	1,18	1,19	6	0,94	0,71	1,34	1,17	5,1
0,84	0,93	0,7	1,36	1,13	4,6	0,91	0,74	1,54	1,11	4,05
0,86	0,89	0,74	1,61	1,07	3,6	0,86	0,77	1,77	1,05	3,05
0,88	0,84	0,78	1,94	1,01	2,55	0,81	0,81	2,11	0,99	2,25
0,9	0,78	0,82	2,36	0,94	1,8	0,75	0,84	2,53	0,92	1,55
0,92	0,71	0,85	2,9	0,86	1,15	0,69	0,87	3,05	0,85	1,05
0,94	0,62	0,89	3,8	0,77	0,65	0,6	0,9	3,9	0,76	0,6
0,96	0,52	0,93	5,2	0,67	0,35	0,51	0,93	5,2	0,67	0,35
0,98	0,37	0,96	8,65	0,53	0,1	0,36	0,97	8,7	0,52	0,1
0,99	0,27	0,98	15	0,42	0,05	0,26	0,98	15	0,41	0,05

Таблицы пропускной способности круглых железобетонных труб

Q, м³/с	Диаметры труб d, м																				Q, м³/с
	0,75				1				1,25				1,5				2				
	Тип входного оголовка																				
	I		II		I		II		I		II		I		II		I		II		
	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	
0,4	0,61	1,7	0,56	1,7	0,55	1,6	0,51	1,6	0,51	1,5	0,47	1,5	0,47	1,5	0,42	1,5	0,42	1,5	0,38	1,5	0,4
0,6	0,79	1,9	0,72	1,9	0,7	1,8	0,64	1,8	0,62	1,7	0,57	1,7	0,6	1,7	0,56	1,7	0,55	1,6	0,49	1,6	0,6
0,8	1	2,9	0,85	2,1	0,82	2	0,76	2	0,73	1,8	0,67	1,8	0,69	1,8	0,64	1,8	0,67	1,7	0,61	1,7	0,8
0,9	1,17	3,1	0,92	2,2	0,88	2	0,81	2	0,76	1,9	0,71	1,9	0,74	1,8	0,68	1,8	0,69	1,8	0,65	1,8	0,9
1	1,33	3,5	0,99	2,3	0,94	2,1	0,86	2,1	0,82	1,9	0,75	1,9	0,78	1,9	0,72	1,9	0,73	1,8	0,68	1,8	1
1,1	1,51	3,8	1,07	2,4	1	2,2	0,91	2,2	0,86	2	0,79	2	0,82	1,9	0,76	1,9	0,72	1,9	0,72	1,9	1,1
1,2	1,72	4,2	1,14	2,6	1,06	2,3	0,96	2,3	0,91	2,1	0,84	2,1	0,87	2	0,8	2	0,81	1,9	0,75	1,9	1,2
1,4	2,19	4,9	1,28	3	1,17	2,5	1,06	2,5	1	2,2	0,92	2,2	0,93	2,1	0,87	2,1	0,89	2	0,82	2	1,4
1,6	2,69	5,6	1,44	3,5	1,37	3,4	1,14	2,6	1,09	2,3	1	2,3	1	2,2	0,93	2,2	0,93	2,1	0,87	2,1	1,6
1,8			1,63	3,9	1,59	3,7	1,23	2,6	1,16	2,4	1,07	2,4	1,08	2,2	1	2,2	0,99	2,1	0,92	2,1	1,8
2			1,84	4,3	1,8	4,1	1,32	2,7	1,26	2,5	1,13	2,5	1,15	2,3	1,07	2,3	1,05	2,2	0,97	2,2	2
2,2			2,07	4,7	2,04	4,6	1,47	2,8	1,33	2,6	1,21	2,6	1,21	2,4	1,12	2,4	1,11	2,2	1,02	2,2	2,2
2,5			2,42	5,4	2,47	5,1	1,58	3,2	1,43	2,8	1,31	2,8	1,3	2,5	1,2	2,5	1,19	2,3	1,1	2,3	2,5
3							1,82	3,8	1,86	3,8	1,45	2,9	1,47	2,7	1,33	2,7	1,3	2,4	1,21	2,4	3
3,5							2,14	4,5	2,24	4,6	1,6	3,1	1,63	2,9	1,48	2,9	1,41	2,6	1,31	2,6	3,5
4							2,47	5,1	2,66	5,2	1,84	3,2	1,75	3,1	1,6	3,1	1,53	2,7	1,43	2,7	4

4,5						2,87	5,7	3,26	5,9	1,98	3,7	2,07	4,2	1,71	3,2	1,65	2,8	1,53	2,8	4,5
5										2,17	4	2,38	4,6	1,83	3,3	1,75	2,9	1,61	2,9	5
5,5										2,37	4,5	2,67	5	1,95	3,4	1,86	3	1,71	3	5,5
6										2,58	4,8	2,99	5,5	2,09	3,6	1,97	3,1	1,79	3,1	6
6,5										2,82	5,2	3,32	5,9	2,27	3,7	2,06	3,2	1,88	3,2	6,5
7										3,09	5,7			2,4	4	2,16	3,3	1,97	3,3	7
7,5										3,34	6,1			2,52	4,2	2,26	3,4	2,07	3,4	7,5
8														2,64	4,5	2,34	3,6	2,08	3,6	8
8,5														2,79	4,8	2,38	3,6	2,18	3,6	8,5
9														2,93	5,1	2,66	4,6	2,29	3,7	9
9,5														3,1	5,4	2,86	4,9	2,36	3,7	9,5
10														3,29	5,6	3,07	5,1	2,44	3,8	10
11														3,68	6,2	3,46	5,6	2,62	3,9	11
12																3,83	6,1	2,74	4	12
13																		2,96	4,1	13
14																		3,1	4,4	14
15																		3,28	4,7	15
16																		3,4	5	16
17																		3,6	5,4	17
18																		3,8	5,7	18
19																		4,04	6	19

Примечание. I — необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбные); $\xi = 0,4$; $\varphi = 0,85$; $e_n = 0,6$; $e = 0,65$; $i_0 \geq i_k$; $i_{тр} > i_f$; при $H \leq 1,2d$ трубы работают как безнапорные; а при $H > 1,2$ — как полупнапорные; II — обтекаемые оголовки: $i_0 = 0,1$; $\varphi = 0,95$; $i_0 \geq i_k$; $i_{тр} < i_f$; $e = e_n \approx 1$; $i = i_{вх}$; при $H < 1,4d$ трубы работают как безнапорные, а при $H > 1,4d$ — как напорные.

Таблицы пропускной способности прямоугольных труб (при откосных крыльях с разворотом 1:2; Н, м; V, м/с)

Расход q , м ³ /с	Высота труб $h_{тр}$																			
	1				1,5				2				2,5				3			
	Тип оголовка																			
	I		II		I		II		I		II		I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
0,4	0,44	1,6	0,4	1,6	0,44	1,6	0,4	1,6	0,44	1,6	0,4	1,6	0,44	1,6	0,4	1,6	0,44	1,6	0,40	1,6
0,6	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8
0,8	0,7	2	0,64	2	0,7	2	0,64	2	0,7	2	0,64	2	0,7	2	0,64	2	0,7	2	0,64	2
1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1
1,2	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3
1,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4
1,6	1,11	2,5	1	2,5	1,11	2,5	1	2,5	1,11	2,5	1	2,5	1,11	2,5	1	2,5	1,11	2,5	1	2,5
1,8	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6
2	1,35	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7
2,5	1,76	4	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9
3	2,27	4,8	1,51	3	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1
3,5	2,88	5,6	1,69	3,5	1,93	3,8	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3
4	3,56	6,4	1,9	4	2,23	4,3	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4
4,5	4,24	7,2	2,14	4,5	2,59	4,8	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5
5			2,41	5	2,97	5,4	2,13	3,6	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7
5,5			2,71	5,5	3,4	5,9	2,25	3,7	2,54	4,4	2,3	3,8	2,54	3,8	2,3	3,8	2,54	3,8	2,3	3,8
6			3,03	6	3,87	6,4	2,4	4	2,89	4,8	2,44	3,9	2,7	3,9	2,44	3,9	2,7	3,9	2,44	3,9
6,5			3,39	6,5	4,38	7	2,56	4,3	3,18	5,2	2,58	4	2,86	4	2,58	4	2,86	4	2,58	4
7			3,77	7			2,73	4,7	3,5	5,6	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1
7,5							2,91	5	3,81	6	2,85	4,2	3,2	4,8	2,85	4,2	3,16	4,2	2,85	4,2
8							3,11	5,3	4,18	6,4	2,9	4,3	3,43	5,2	2,98	4,2	3,3	4,2	2,98	4,2
9							3,55	6	4,97	7,2	3,11	4,5	3,95	5,8	3,22	4,4	3,56	4,4	3,22	4,4
10							4,01	6,7			3,41	5	4,48	6,4	3,46	4,6	3,9	5,4	3,46	4,6
11							4,55	7,3			3,71	5,5	5,11	7,1	3,68	4,7	4,35	5,9	3,68	4,7
12											4,03	6			3,8	4,8	4,8	6,4	3,88	4,9
13											4,39	6,5			4,02	5,2	5,31	7	4,1	5
14											4,75	7			4,28	5,6			4,24	5,1

15															4,53	6			4,41	5,2
16															4,82	6,4			4,61	5,3
17															5,11	6,8			4,81	5,7
18															5,44	7,2			5,03	6,0
19																			5,26	6,3
20																			5,51	6,7
21																			5,77	7

Продолжение приложения 30

Расход q , м ³ /с	Высота труб $h_{тр}$, м							
	3,5				4			
	Тип оголовка							
	I		II		I		II	
	H	V	H	V	H	V	H	V
0,4	0,44	1,6	0,4	1,6	0,44	1,6	0,4	1,6
0,6	0,58	1,8	0,52	1,8	0,58	1,8	0,52	1,8
0,8	0,7	2	0,64	2	0,7	2	0,64	2
1	0,82	2,1	0,74	2,1	0,82	2,1	0,74	2,1
1,2	0,93	2,3	0,84	2,3	0,93	2,3	0,84	2,3
1,4	1,02	2,4	0,92	2,4	1,02	2,4	0,92	2,4
1,6	1,11	2,5	1	2,5	1,11	2,5	1	2,5
1,8	1,21	2,6	1,09	2,6	1,21	2,6	1,09	2,6
2	1,31	2,7	1,17	2,7	1,31	2,7	1,17	2,7
2,5	1,51	2,9	1,36	2,9	1,51	2,9	1,36	2,9
3	1,68	3,1	1,52	3,1	1,68	3,1	1,52	3,1
3,5	1,88	3,3	1,69	3,3	1,88	3,3	1,69	3,3
4	2,05	3,4	1,85	3,4	2,05	3,4	1,85	3,4
4,5	2,23	3,5	2,01	3,5	2,23	3,5	2,01	3,5
5	2,39	3,7	2,15	3,7	2,39	3,7	2,15	3,7
5,5	2,54	3,8	2,3	3,8	2,54	3,8	2,3	3,8
6	2,7	3,9	2,44	3,9	2,7	3,9	2,44	3,9
6,5	2,86	4	2,58	2	2,86	4	2,58	4

Расход q , м ³ /с	Высота труб $h_{тр}$, м		Тип оголовка					
	3,5		4					
			Тип оголовка					
			I		II		I	
	H	V	H	V	H	V	H	V
7	3,02	4,1	2,73	4,1	3,02	4,1	2,73	4,1
7,5	3,16	4,2	2,85	4,2	3,16	4,2	2,85	4,2
8	3,3	4,2	2,98	4,2	3,3	4,2	2,98	4,2
9	3,56	4,4	3,22	4,4	3,56	4,4	3,22	4,4
10	3,83	4,6	3,46	4,6	3,83	4,6	3,46	4,6
11	4,07	4,7	3,68	4,7	4,07	4,7	3,68	4,7
12	4,34	5,5	3,88	4,9	4,3	5	3,88	4,9
13	4,72	6	4,1	5	4,55	5	4,1	5
14	5,12	6,5	4,3	5,1	4,78	5,1	4,3	5,1
15	5,55	6,9	4,52	5,3	5,05	5,3	4,52	5,3
16	6,04	7,4	4,7	5,4	5,42	5,4	4,7	5,4
17			4,9	5,5	5,79	5,5	4,9	5,5
18			5	5,5	6,18	5,5	5,09	5,6
19			5,17	5,6		5,6	5,29	5,7
20			5,33	5,7		5,7	5,46	5,8
21			5,53	6		6	5,62	5,9
22			5,73	6,3		6,3	5,71	5,9
23			6,02	6,6		6,6	5,87	5,9
24			6,15	6,8		6,8	6,03	6
25							6,2	6,2
26							6,39	6,5
27							6,58	6,7
28							6,77	7

Примечание: I — тип необтекаемые оголовки (портальные, воротниковые, раструбы); $h_{ох} = 0,4$, $\varphi = 0,85$, при $H \leq 1,2 h_{тр}$ трубы работают как безнапорные при $H > 1,2 h_{тр}$ как полупнапорные; II — тип обтекаемые оголовки: $h_{ох} = 0,1$, $\varphi = 95$, при $H \leq 1,4 h_{тр}$ трубы работают как безнапорные, а при $H > 1,4 h_{тр}$ как напорные.

Таблица для расчета круглых дорожных труб

h , м	ω , м ²	$K = \frac{Q}{\sqrt{H}}$, м ³ /с			$h_{\text{BHX}} = 0,7 h$, м	ω_{BHX} , м ²	Q_K , м ³ /с
		$n = 0,012$	$n = 0,014$	$n = 0,016$			
$d = 1$ м							
0,18	0,09	1,97	1,62	1,36	0,13	0,06	0,1
0,22	0,13	2,93	2,42	2,04	0,15	0,08	0,15
0,26	0,16	4,07	3,37	2,84	0,18	0,1	0,21
0,3	0,2	5,39	4,59	3,78	0,21	0,12	0,28
0,34	0,24	6,79	5,64	4,79	0,24	0,14	0,35
0,38	0,28	8,34	6,94	5,91	0,27	0,17	0,44
0,42	0,31	10	8,33	7,1	0,29	0,19	0,53
0,46	0,35	11,7	9,79	8,35	0,32	0,22	0,63
0,5	0,39	13,5	11,3	9,65	0,35	0,24	0,74
0,54	0,43	15,4	12,8	11	0,38	0,27	0,85
0,58	0,47	17,2	14,4	12,3	0,41	0,3	0,98
0,62	0,51	19	15,9	13,6	0,43	0,33	1,11
0,66	0,55	20,8	17,4	14,9	0,46	0,36	1,25
0,7	0,59	22,5	18,9	16,2	0,49	0,38	1,4
0,74	0,62	24,1	20,2	17,3	0,52	0,41	1,57
0,76	0,64	24,9	20,9	17,9	0,53	0,43	1,66
0,78	0,66	25,6	21,5	18,4	0,55	0,44	1,75
0,8	0,67	26,3	22	18,9	0,56	0,45	1,85
0,82	0,69	26,9	22,5	19,3	0,57	0,47	1,95
0,84	0,71	27,4	23	19,7	0,59	0,48	2,06
0,86	0,72	27,9	23,4	20,1	0,6	0,49	2,18
0,88	0,73	28,4	23,8	20,4	0,62	0,51	2,32
0,9	0,75	28,6	24	20,6	0,63	0,52	2,48
0,92	0,76	28,9	24,2	20,7	0,64	0,53	2,67
0,94	0,77	28,9	24,2	20,8	0,66	0,55	2,91
0,96	0,78	28,8	24,1	20,7	0,67	0,56	3,25
0,98	0,78	28,5	23,8	20,4	0,69	0,57	3,9
1	0,79	27	22,6	19,3	0,7	0,59	
$d = 1,25$ м							
0,2	0,13	2,76	2,27	1,91	0,14	0,08	0,14
0,3	0,23	6,22	5,16	4,37	0,21	0,14	0,31
0,4	0,34	10,9	9,06	7,71	0,28	0,21	0,54
0,5	0,46	16,4	13,9	11,8	0,35	0,28	0,84
0,55	0,52	19,5	16,3	14	0,39	0,32	1,01
0,6	0,58	22,7	19	16,3	0,42	0,36	1,19
0,65	0,64	25,9	20,5	18,7	0,46	0,4	1,38
0,7	0,71	29,2	24,6	21,1	0,49	0,45	1,59
0,75	0,77	32,5	27,4	23,5	0,53	0,49	1,82
0,8	0,83	35,8	30,1	25,9	0,56	0,53	2,06
0,85	0,89	39	32,8	28,2	0,60	0,58	2,32
0,9	0,95	42	35,4	30,4	0,63	0,62	2,59
0,94	0,99	44,2	37,3	32,1	0,66	0,66	2,83
0,96	1,01	45,3	38,2	32,8	0,67	0,67	2,96
0,98	1,03	46,3	39	33,6	0,69	0,69	3,09
1	1,05	47,3	39,8	34,3	0,7	0,71	3,22
1,02	1,07	48,2	40,6	34,9	0,71	0,72	3,37

$h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}, \text{ м}^2/\text{с}$			$h_{\text{ВМХ}} = 0,7 h, \text{ м}$	$\omega_{\text{ВМХ}}, \text{ м}^2$	$Q_K, \text{ м}^2/\text{с}$
		$n = 0,012$	$n = 0,014$	$n = 0,016$			
1,04	1,09	49,1	41,3	35,5	0,73	0,74	3,52
1,06	1,11	49,8	41,9	36,1	0,74	0,76	3,68
1,08	1,13	50,4	42,5	36,6	0,76	0,78	3,86
1,1	1,14	51	43	37	0,77	0,79	4,05
1,12	1,16	51,5	43,3	37,3	0,78	0,81	4,27
1,14	1,17	51,8	43,6	37,5	0,80	0,83	4,51
1,16	1,19	52	43,6	37,5	0,81	0,84	4,81
1,18	1,2	52	43,8	37,7	0,83	0,86	5,18
1,2	1,21	51,9	43,6	37,6	0,84	0,88	5,69
1,22	1,22	51,4	43,2	37,1	0,85	0,89	6,5
1,25	1,23	48,6	40,8	35	0,88	0,92	∞

 $d = 1,5 \text{ м}$

0,2	0,14	3,1	2,5	2,1	0,14	0,08	0,15
0,3	0,25	7	5,8	4,9	0,21	0,15	0,36
0,4	0,38	12,5	10,4	8,8	0,28	0,23	0,59
0,5	0,52	19,2	16,1	13,7	0,35	0,31	0,91
0,55	0,58	22,4	18,7	16,7	0,39	0,37	1,1
0,6	0,66	26,6	22,3	19,1	0,42	0,4	1,3
0,65	0,73	30,5	25,6	21,9	0,46	0,46	1,51
0,7	0,81	35	29,4	25,4	0,49	0,51	1,74
0,75	0,89	39,7	33,3	28,9	0,53	0,56	2
0,8	0,96	43,8	36,8	31,9	0,56	0,6	2,25
0,85	1,03	48,1	40,5	35,1	0,6	0,66	2,52
0,9	1,11	52,7	44,4	38,6	0,63	0,7	2,83
0,95	1,18	57,1	48,1	41,8	0,67	0,76	3,13
1	1,25	61,4	51,7	44,9	0,7	0,81	3,45
1,04	1,31	65	54,7	47,5	0,73	0,86	3,73
1,08	1,36	67,8	57,2	49,6	0,76	0,9	4,03
1,12	1,43	71,7	60,5	52,5	0,78	0,93	4,35
1,16	1,47	74	62,5	54,2	0,81	0,97	4,66
1,2	1,51	76,3	64,3	55,9	0,84	1,02	5,01
1,24	1,57	79,3	66,8	58,1	0,87	1,06	5,4
1,28	1,61	81	68,4	59,4	0,9	1,11	5,81
1,32	1,65	82,6	69,6	60,5	0,92	1,14	6,3
1,36	1,69	83,9	70,7	61,4	0,95	1,18	6,88
1,4	1,72	84,6	71,3	61,8	0,98	1,22	7,64
1,44	1,75	84,3	71	61,7	1,01	1,27	8,84
1,48	1,76	82,1	69,2	60	1,04	1,31	11,7
1,5	1,77	78,7	66,2	57	1,05	1,32	∞

 $d = 2 \text{ м}$

0,4	0,45	15	12,5	10,7	0,28	0,27	0,7
0,5	0,61	23,3	19,6	16,8	0,35	0,37	1,1
0,6	0,79	33,3	28	24	0,42	0,48	1,6
0,7	0,98	44,5	37,5	32,3	0,49	0,6	2,1
0,8	1,17	56,9	48,1	41,3	0,56	0,72	2,7
0,9	1,37	70,2	59,3	51,3	0,63	0,85	3,4
1	1,57	84,1	71,2	61,6	0,7	0,98	4,2
1,06	1,69	92,6	78,5	67,9	0,74	1,07	4,6

$h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}, \text{ м}^2/\text{с}$			$h_{\text{ВМХ}} = 0,7 h, \text{ м}$	$\omega_{\text{ВМХ}}, \text{ м}^2$	$Q_K, \text{ м}^2/\text{с}$
		$n = 0,012$	$n = 0,014$	$n = 0,016$			
1,12	1,81	101,2	85,8	74,3	0,78	1,14	5,2
1,18	1,93	109,9	92,3	80,8	0,83	1,22	5,7
1,24	2,05	118,3	100,4	87,1	0,87	1,31	6,3
1,3	2,16	126,7	107,6	93,3	0,91	1,35	6,9
1,36	2,28	134,9	114,6	99,5	0,95	1,47	7,5
1,42	2,39	142,7	121,2	105,2	0,99	1,56	8,2
1,48	2,49	150,3	127,7	110,8	1,04	1,64	8,9
1,52	2,56	154,9	131,7	114,3	1,06	1,7	9,4
1,56	2,63	159,3	135,4	117,5	1,09	1,75	9,9
1,6	2,69	163,4	138,9	120,6	1,12	1,81	10,4
1,64	2,76	167,4	142,3	123,5	1,15	1,87	11
1,68	2,82	170,9	145,2	126,1	1,18	1,92	11,7
1,72	2,87	173,8	147,7	128,2	1,2	1,98	12,3
1,76	2,93	176,5	150	130,2	1,23	2,03	13,1
1,8	2,98	178,4	151,5	131,5	1,26	2,09	14
1,84	3,02	179,7	152,7	132,5	1,29	2,14	15,1
1,88	3,07	180,2	153	132,7	1,32	2,19	16,4
1,92	3,1	179,6	152,7	132,2	1,34	2,25	18,4
1,96	3,13	177,3	150,4	130,3	1,37	2,3	22,1
2	3,14	168,1	142,5	123,2	1,4	2,35	∞

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

К первой части

1. Алексеев Г. А. Расчеты паводочного стока рек СССР.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1955.— 168 с.
2. Андреев О. В. Мостовые переходы на автомобильных дорогах.— М., 1975, вып. 93, с. 1—10.
3. Андреев О. В., Журавлев М. М., Рассказов О. А. Вопросы мостовой гидравлики и гидрологии.— М.: Транспорт, 1967.— 200 с.
4. Бабков В. Ф., Андреев О. В. Проектирование автомобильных дорог, в 2-х ч.— М.: Транспорт, 1979.— 568 с.
5. Бефани А. Н. Основы теории ливневого стока.— Труды ОГМИ. Л., Гидрометеониздат, 1958, вып. 14.— 156 с.
6. Болдаков В. В. Переходы через водотоки.— М.: Транспорт, 1965.— 422 с.
7. Большаков В. А., Курганович А. А. Расчеты стока и отверстий малых мостов и дорожных труб.— К.: Будівельник, 1966.— 146 с.
8. Вишневский П. Ф. Ливни и ливневой сток на Украине.— Киев: Наук. думка, 1964.— 112 с.
9. ГОСТ 19179—73. Гидрология суши. Термины и определения.— М.: Изд-во стандартов, 1973.— 34 с.
10. Железняк И. А. Регулирование паводочного стока.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1965.— 328 с.
11. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрологии.— М.; Л.: Изд-во АН СССР, 1950.— 186 с.
12. Железняков Г. В. Гидрология и гидрометрия.— М.: Высш. школа, 1981.— 262 с.
13. Инструкция по расчету ливневого стока воды с малых бассейнов (ВСН 63-76).— М.: Оргтрансстрой Минтрансстрой СССР, 1976.— 101 с.
14. Константинов Н. М. Гидрология и гидрометрия.— М.: Высш. школа, 1980.— 195 с.
15. Кузник П. А., Луковин Е. М., Филипенко В. Я. Гидрология и гидрометрия.— М.: Колос, 1968.— 381 с.
16. Курганович А. А., Лютик П. М. Гидрологическое обоснование проектирования мостовых переходов.— К.: Межвузовское полиграфическое предприятие, 1977.— 129 с.
17. Леви И. И. Инженерная гидрология.— М.: Высш. школа, 1968.— 227 с.
18. Логвинов К. Т., Раевский А. И., Айзенберг М. М. Опасные гидрометеорологические явления в Украинских Карпатах. Разд. «Паводки». М.; Л.: Гидрометеониздат, 1973, с. 120—149.
19. Лучшева А. А. Практическая гидрология. М.; Л.: Гидрометеониздат, 1976.— 438 с.
20. Лютик П. М. Определение максимальных расходов дождевых паводков на реках Карпат при отсутствии наблюдений. — Тр. УкрНИГМИ, 1974, вып. 107, с. 88—100.
21. Огневский А. В. Гидрология суши.— М.: Сельхозгиз, 1951.— 500 с.
22. Перевозников Б. Ф. Расчеты максимального стока при проектировании дорожных сооружений.— М.: Транспорт, 1975.— 296 с.

23. Руководство по определению расчетных гидрологических характеристик.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1973.— 109 с.
24. Соколовский Д. И. Речной сток. М.; Л.: Гидрометеониздат, 1952.— 488 с.
25. Соломенцев Н. А., Львов А. М., Симиренко С. Л., Чехмарев В. А. Гидрология суши.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1976.— 425 с.
26. Таблицы для расчета ливневого стока с малых бассейнов.— М.: Транспорт, 1969.— 203 с.
27. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72).— М.: Госстройиздат, 1972.— 17 с.
28. Указания по расчету дождевых паводков.— М.: Союздорпроект, 1973.— 38 с.
29. Федосеев И. А. Развитие гидрологии суши в России.— М.: Изд-во АН СССР, 1960.— 288 с.
30. Чеботарев А. И. Общая гидрология.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1975.— 544 с.
31. Чеботарев А. И. Гидрологический справочник.— М.; Л.: Гидрометеониздат, 1978.— 307 с.
32. Чегодаев Н. Е. Расчет поверхностного стока с малых водосборов. Сообщение № 37.— М.: Трансжелдориздат, 1953.

Ко второй части

33. Альбом водоотводных устройств на железных и автомобильных дорогах общей сети Союза СССР, ч. 1. Минтрансстрой СССР. Проектирование, конструкции водоотводных устройств и их крепление.— М., 1971.— 194 с.
34. Бегам Л. Г., Волченков Г. Я. Водопропускная способность мостов и труб.— М.: Транспорт, 1973.— 193 с.
35. Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика.— 2-е изд.— М.: Стройиздат, 1972.— 648 с.
36. Большаков В. А. Гидротехнические сооружения на автомобильных дорогах.— М.: Транспорт, 1965.— 325 с.
37. Константинов Ю. М. Гидравлика.— К.: Вища школа, 1981.— 357 с.
38. Круцык М. Д., Большаков В. А., Букраба Н. М. Защита выходных участков водопропускных труб.— Автомобильные дороги, 1979, № 6, с. 18—20.
39. Муромов В. С., Лившиц М. Х. Косогорные водопропускные трубы.— М.: Транспорт, 1975.— 144 с.
40. Примеры гидравлических расчетов / Под ред. А. И. Богомолова.— 2-е изд.— М.: Транспорт, 1977.— 526 с.
41. Проект сборных бетонных и железобетонных оvoidальных водопропускных труб отверстием 0,75...2 м для железных и автомобильных дорог. Для опытного строительства / Минтрансстрой СССР, Главтрансстрой. Ленгипротрансстрой.— Л., 1975.— 132 с.
42. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений / Под ред. Г. Я. Волченкова.— М.: Транспорт, 1974 г.— 295 с.
43. Сборник задач по гидравлике. / Под ред. В. А. Большакова.— 4-е изд.— К.: Вища школа. Головное изд-во, 1979.— 335 с.
44. Справочник инженера-дорожника. Изыскания и проектирование автомобильных дорог / Под ред. О. В. Андреева.— 3-е изд.— М.: Транспорт, 1977.
45. Справочник по гидравлике / Под ред. В. А. Большакова.— К.: Вища школа. Головное изд-во, 1977—312 с.
46. Справочник по гидравлическим расчетам / Под ред. П. Г. Киселева.— 4-е изд.— М.: Энергия, 1972.— 239 с.
47. Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. Пер. с англ.— М.: Стройиздат, 1969.— 464 с.
48. Чугаев Р. Р. Гидравлика.— 4-е изд.— М.; Л.: Энергоиздат, 1982.— 672 с.
49. Угличус А. А., Чугаева Е. А. Гидравлика.— М.: Стройиздат, 1971.— 256 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Часть первая. Гидрологические расчеты	5
Глава I. Основные расчетные характеристики осадков и бассейна	5
I.1. Общие сведения	5
I.2. Водные ресурсы Земли	7
I.3. Круговорот воды в природе	8
I.4. Осадки	10
I.5. Основы статистических расчетов	13
I.6. Бассейн и его характеристики	20
Глава II. Формирование и транспортирование дождевого стока на бассейне	28
II.1. Краткая историческая справка	28
II.2. Типы расчетных зависимостей для определения максимальных расходов воды	30
II.3. Структура эмпирических формул	32
II.4. Основные положения теории дождевого стока	36
II.5. Определение интенсивности водостдачи от весеннего дождя по промерзшей почве [13]	48
Глава III. Расчеты максимальных расходов воды	49
III.1. Расчеты дождевого стока методами, основанными на применении уравнения баланса объемов	49
III.2. Расчеты дождевого стока при помощи таблиц КАДИ и по СН 435-72	63
III.3. Расчеты дождевого стока методами Союздорлпроекта и МАДИ	70
III.4. Расчеты дождевого стока на ЭВМ	79
III.5. Расчеты талых вод	85
III.6. Расчет максимальных расходов воды горных рек Украинской ССР	88
Часть вторая. Гидравлические расчеты	94
Глава IV. Расчеты элементов потока при равномерном и неравномерном движении	94
IV.1. Элементы потока и его характеристики	94
IV.2. Определение элементов живого сечения и допускаемых средних скоростей движения жидкости	95
IV.3. Определение нормальной (бытовой) и средней глубины в сечения скорости потока	99
IV.4. Определение критической глубины, критического уклона и установление состояния потока	104
IV.5. Исследование и построение кривых свободной поверхности потока в открытых руслах	109
IV.6. Гидравлический прыжок и сопряжение бьефов	113
IV.7. Применение ЭВМ для расчета элементов потока при равномерном и неравномерном движении	121
Глава V. Расчеты открытых русел и водоотводных сооружений	128
V.1. Открытые русла при равномерном движении	128
V.2. Быстротоки	135
V.3. Перепады	147
V.4. Гасители энергии	154
V.5. Применение ЭВМ для расчета открытых русел и водоотводных сооружений	169
Глава VI. Расчеты малых водопропускных сооружений	177
VI.1. Малые мосты	177
VI.2. Дорожные трубы	187
VI.3. Расчет отверстий малых мостов и дорожных труб с учетом аккумуляции	196
VI.4. Расчеты мостов-водосбросов и шахтных водосбросов	204
VI.5. Расчеты выходных участков за малыми водопропускными сооружениями	218
VI.6. Применение ЭВМ для расчета малых водопропускных сооружений	226
Приложения	233
Список литературы	278