

В.А.БОЛЬШАКОВ  
А.А.КУРГАНОВИЧ

---

# ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ И ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

МАЛЫХ  
ДОРОЖНЫХ  
СООРУЖЕНИЙ

---

*Допущено Министерством высшего  
и среднего специального образования УССР  
в качестве учебного пособия  
для студентов строительных  
специальностей вузов*

КИЕВ  
ГОЛОВНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ИЗДАТЕЛЬСКОГО ОБЪЕДИНЕНИЯ  
«ВИЩА ШКОЛА»  
1983

## Глава I. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСАДКОВ И БАССЕЙНА

### 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 гидросферу, 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, перепады, 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 натуральных 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 разме-

щается 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  $1386 \cdot 10^6$  км<sup>3</sup>, из них пресных вод всего  $35 \cdot 10^6$  км<sup>3</sup>, 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 км<sup>3</sup>. Суммарный сток рек СССР составляет 11,3 % мирового стока, равного 42 тыс. км<sup>3</sup>.

Эксплуатационные ресурсы пресных подземных вод в СССР составляют около 320 км<sup>3</sup>/год. В пределах СССР расположено 2854 тыс. озер, водохранилищ и прудов с общей площадью зеркала воды около 490 000 км<sup>2</sup>. Общий объем воды в пресных озерах составляет 27 400 км<sup>3</sup>. Из этого объема 23 088 км<sup>3</sup> 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 Казахстан 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 государственный 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 Основых водного законодательства уделяется охране вод от загрязнения и засорения. В статье 38 сказано: «Сброс в водные объекты производственных, бытовых и других видов отходов и отбросов 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. км<sup>3</sup> 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, выпавшие 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*  $\phi$  — 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*.

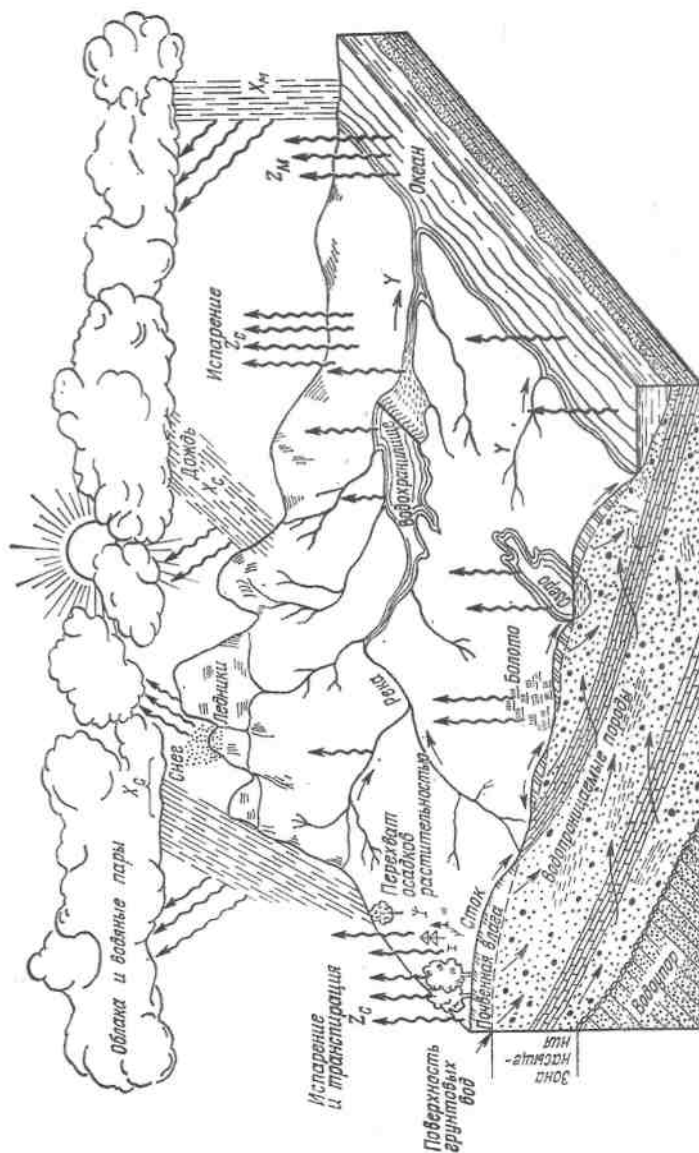


Рис. 1.1. *Круговорот воды — испарение, осадки, сток:  $Z_M$  и  $Z_C$  испарение с поверхности океанов и суши;  $X_M$  и  $X_C$  осадки на поверхности океанов и суши*

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

$$Z_M + Z_c = X_u + X_c. \quad (1-3)$$

В этих формулах  $Z_M$  — количество воды, испаряющейся за год с поверхности океанов и морей;  $X_M$  — количество осадков, выпадающих за год на поверхность 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 русле 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 (дождь), твердыми (град, снег) и смешанными (снег или град с дождем). Происхождение осадков

изучает метеорология. В гидрологии осадки рассматриваются 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 изогнет. *Изогнета* — линия равных осадков. С помощью изогнет 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 про-



должительность 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 условий. На территории СССР ливни проходят преимущественно летом, обложные дожди — осенью.

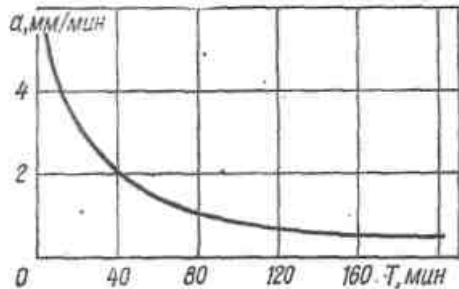


Рис.1.2 Зависимость интенсивности дождя от его продолжительности

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

$$a = \frac{A + B \lg n}{(1 + T)^{\frac{2}{3}}} \quad (1.5)$$

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 успеваеет 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 досто-

верного 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 км<sup>2</sup>, 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.  $d = \sigma/\sigma_v$ .

Значение  $d$  зависит от структуры снега и изменяется от 0,01 для свежеснегавшего 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 %

$$N = \frac{100}{P} \quad (1.7)$$

То же, при вероятности превышения более 50 %

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

Вероятность превышения наблюдаемых гидрологических величин, %, определяется по формуле

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

где  $t$  — 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
Повторяемость $N$ , лет	1:1000	1:300	1:100	1:50	1:25	1:10
Вероятность превышения $P$ , %	20	50	90	99	99,9	
Повторяемость $N$ , лет	1:5	1:2	1:0,1	1:0,01	1:0,001	

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):

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

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

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

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.

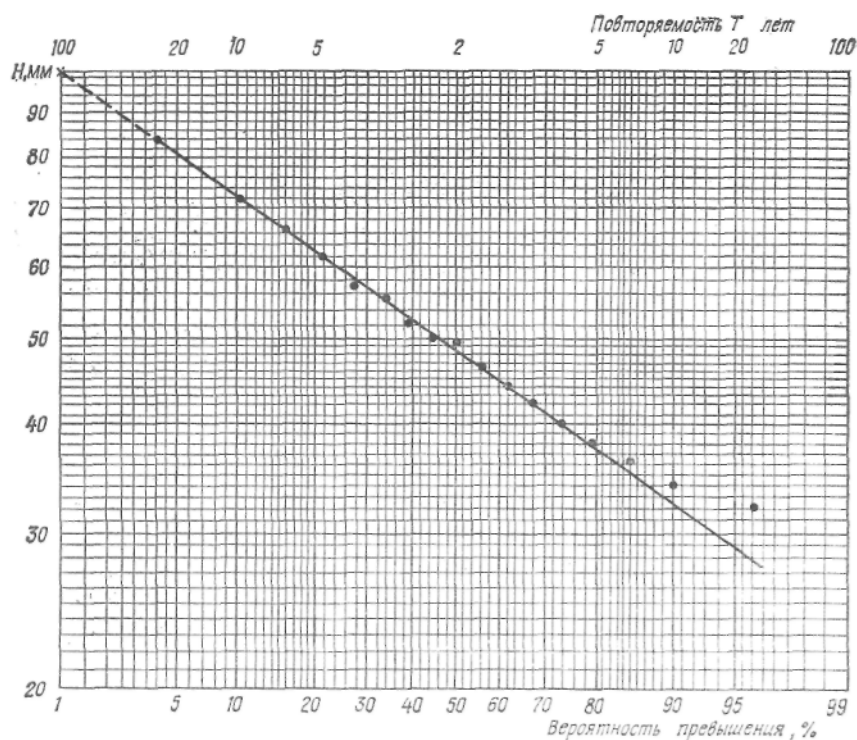


Рис. 1.3. Логарифмическая клетчатка с эмпирической кривой

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 плювиографических 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:

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

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 ряда 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

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

2. Среднее квадратичное отклонение членов ряда от среднего арифметического значения

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

где  $x_{1t}, x_{2t}, \dots, x_{nt}$  — наибольшие за  $n$  лет в году величины (слоя осадков, стока, уровня воды, расхода).

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

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

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

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

Для достаточно надежного определения коэффициента асимметрии требуется ряд наблюдений за 100...150 лет, который обычно получить не

удается. 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)  $C_s = 2C_U$ ; для зоны недостаточного увлажнения при наличии лет с почти полным отсутствием стока (сухостепной, пустынной)  $C_s = (1,5... 1,8)C_U$  (для наиболее засушливых районов  $C_s = 1,5C_U$ ); для расходов талых вод равнинных рек  $C_s = (2,0...2,5)C_U$ ; для дождевых расходов равнинных рек и горных рек с муссонным климатом  $C_s = (3...4)C_U$ ; для расходов воды горных рек  $C_s = 4C_U$ .

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  $C_U < 0,5$  применяют *метод моментов*, при  $C_U > 0,5$  — *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:

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

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

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

Материалы взяты с сайта [www.hydraulics.at.ua](http://www.hydraulics.at.ua)

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

По величинам  $\sigma_x$  и  $x_{cp}$  вычисляется коэффициент вариации

$$C_U = \frac{\sigma_x}{x_{cp}}. \quad (1.17)$$

По стандартным статистическим параметрам  $x_{cp}$ ,  $\sigma_x$  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  $CM H_5 = 80$  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:

$$C_s = 0,9; \Phi_{50} = -0,15; \Phi_5 - \Phi_{95} = 3,21; \Phi_1 = 2,96.$$

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)

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

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 сходимости 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, 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).

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

Род сооружения	Железные дороги		Род сооружения	Автомобильные и городские дороги		
	Категория дороги	ВП расходов, %		Категория дороги	ВП расчетных расходов, %	
Мосты и трубы		I, II	1			0,3
То же	III, IV	2	0,3	То же	IV V	2
То же	V	3	2	Трубы	I	1
То же	Внутренние подъездные пути	2	-		II,III	2
				То же и деревянные мосты и трубы	IV, V	3

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 ис-

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
	IV, V	3
Водоотводные каналы	I, II	2
	III	3
	IV, V	4

точниках. 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. БАСЕЙН И ЕГО ХАРАКТЕРИСТИКИ

Различают *геометрические* (морфометрические) и *физико-географические* характеристики бассейна. К геометрическим характеристикам относятся площадь бассейна, его конфигурация (длина и средняя ширина). 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  $100 \text{ км}^2$  следует пользоваться картами масштаба крупнее  $1 : 100\,000$ . При их отсутствии, а также при площадях бассейнов менее  $0,25 \text{ км}^2$  следует производить натурную съемку. При выборе масштаба карт следует стремиться к тому, чтобы бассейн изображался на них площадями не менее  $5 \text{ см}^2$ .

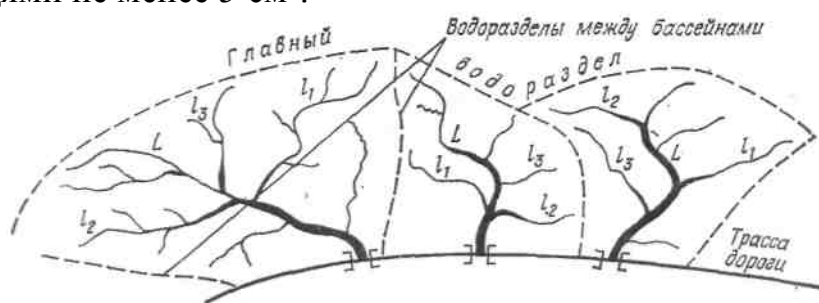


Рис. 1.4. План бассейнов у трассы дороги:  
 $L$  — длина главного лога;  $l_1, l_2, l_3$  — длины второстепенных логов

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 дм<sup>2</sup>. 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.

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 планиметра выбирается какая-либо правильная фигура (прямоугольник, квадрат, круг), которая обводится планиметром. Цена деления вычисляется по формуле

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

где А — площадь выбранной фигуры в масштабе карты; В — площадь этой же фигуры в единицах планиметра. 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 скло-

на бассейна  $V_l$ , км (для двускатных бассейнов  $V_l = F/2L$ ; для односкатных  $V_l = F/L$ ).

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 положению 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 умножать 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 среднеарифметическое из нескольких (четырёх — шести) определений уклонов. Более точно он вычисляется по формуле

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

где  $\Delta$  — 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).

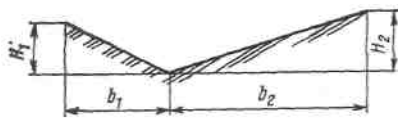


Рис. 1.5. Поперечное сечение лога

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 невпитывающая, на рисунке 1.6 не приведена. Слой стока  $h$  определяется совмещением кривой хода дождя за время  $T$  с кривой потерь на впитывание  $\Delta h$  (рис. 1.7). Точка касания этих кривых определяет начало времени водоотдачи  $t_B$ . Заштрихованная фигура выше точки касания кривых характеризует слой стока  $h$ .

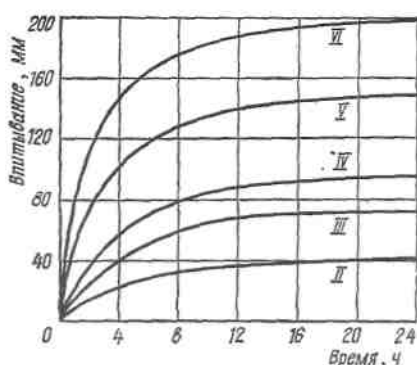


Рис. 1.6. Зависимость величины впитывания от времени для различных категорий: II — глина; III — суглинки; IV — чернозем; V — супесь; VI — песок

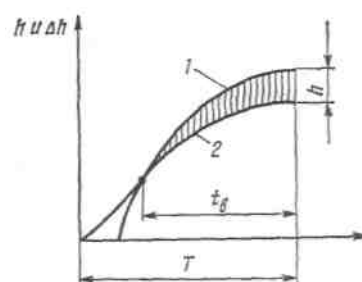


Рис. 1.7. Схема графического определения слоя стока: 1 — кривая хода дождя; 2 — кривая впитывания

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

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

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

Следует иметь в виду, что интенсивности  $a_I$ , соответствующие невпитывающим почвам I категории, выражают интенсивность осадков, а не водоотдачи. В нормах СН 435-72 слой осадков без учета потерь на впитывание соответствует  $\phi = 1$ .

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

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  $m_d$ , принятые в расчетах стока по нормам СН 435-75.

Значения коэффициента  $t_c$  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 почвы 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 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 водоохраные функции. Влияние леса на сток рассматривается с учетом его заболоченности.

Таблица 1.5. Характеристика почв и покрытий

Категория впитывания	Почвы и покрытия	Содержание песка в неплотных почвах и грунтах на поверхности, %
I	Асфальт, влажная промерзшая почва, лед, скала без трещин, бетон и т. п.	До 2
II	Глина, жирноглинистые почвы, такыры и такыровые почвы, мощные поверхности и т. п.	2,1...12
III	Суглинки, подзолы, подзолистые и серые лесные суглинки, тучные и суглинистые черноземы, сероземы, су глинистые 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, каменистые почвы рыхлые	84... 100

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  $O_3 + Б$  — 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

$$\delta_{6.0} = \delta_{6.0} O_3 - [\delta_{6.0} O_3 - \delta_{6.0} (O_3 + Б)] \frac{F - 10}{10}, \quad (1.23)$$

где  $\delta_{6.0} O_3$  и  $(O_3 + Б)$  — 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  $бб_0$  в расчеты не вводится.

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	Ш...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

Нормы СН 435-72 как при расчетах ливневого стока, так и при расчетах талых вод рекомендуют вводить коэффициент  $\delta_1$ , учитывающий снижение максимального расхода за счет зарегулирования бассейна проточными озерами:

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

где  $f_{oz}$  - 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  $\delta_2$ , определяемого по формуле

$$\delta_2 = 1 - 0.8 \lg(1 + 0.05f_{л} + 0.1f_{б}), \quad (1.25)$$

где  $f_{л}$  — степень залесенности бассейна, %;  $f_{б}$  — степень заболоченности бассейна, %.

Поправочные коэффициенты  $\delta_2$  в зависимости от  $\beta = 0,05f_{л} + 0,1f_{б} + 1$  имеют следующие значения:

$\beta$	1	2	3	4	5	6	7	8
$\delta_2$	1	0,76	0,62	0,52	0,44	0,38	0,32	0,28

При  $\beta > 8$  значение  $\delta_2$  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  $\delta_2$  может быть увеличен до 40%.

В зависимости от заболоченности бассейна и высоты мохоторфяного 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 Б, % 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  $\delta_{б.о}$

Расположение озер и болот по длине водосбора	$\delta_{б.о}$ 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

### 2.1. КРАТКАЯ ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА

Внезапность появления стока дождевых вод, редкая расчетная повторяемость таких паводков практически исключают возможность натуральных 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

$$Q = 16\alpha F, \quad (2.1)$$

где  $\alpha$  — 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 (2.1) за счет введения в нее поправочного коэффициента  $\beta$ , учитывающего уклон бассейна. Формула получила вид

$$Q = 16\alpha\beta F, \quad (2.2)$$

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:

$$Q = 16.7(a - \Delta)\varphi F, \quad (2.3)$$

где  $a$  - интенсивность выпадения осадков, мм/мин;  $\Delta$  - интенсивность впитывания воды в почвогрунты, мм/мин;  $\varphi$  - коэффициент стока; 16,7 - передовой коэффициент, учитывающий, что слой стока выражается в мм/мин,

---

площадь бассейна - в км<sup>2</sup>, а расход - в м<sup>3</sup>/с; так как 1 мм слоя стока с 1 км<sup>2</sup> дает 1000 м<sup>3</sup>/мин, то в секунду расход с 1 км<sup>2</sup> будет равен 16,7 м<sup>3</sup>.

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-ния, под которым подразумевается время, необходимое для добега-ния 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

$$Q = 16.7(aK - \Delta)\varphi F, \quad (2.4)$$

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 полно 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 сооружением;
- при водосборных бассейнах площадью до 100 км<sup>2</sup> 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 (2.67).

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 км<sup>2</sup> 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. Мен-кель, Д. Л. Соколовский, Н. Н. Чегодаев, А. И. Чеботарев и др.

## **2.2. 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 редуционные и объемные формулы, а также формулы предельной интенсивности.

Эмпирические редуционные формулы, основанные на наиболее характерных факторах стока, позволяют определить только максимальный расход. Они учитывают в явной форме редуцию 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 редуционных 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

$$Q = qF = \frac{q_0 F}{(F + C)^n}, \quad (2.5)$$

где  $q$  — максимальный модуль стока с  $1 \text{ км}^2$ , м<sup>3</sup>/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 редукии максимальных модулей стока.

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

$$Q = \frac{kH\alpha}{T} f, \quad (2.6)$$

где  $k$  - коэффициент размерности;  $H$  - слой осадков;  $\alpha$  - объемный коэффициент стока;  $T$  - продолжительность фазы паводка;  $f$  - 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 добегаания 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 добегаания, 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

$$Q = k\varphi\alpha F, \quad (2.7)$$

где  $\varphi$  - коэффициент стока;  $\alpha$  - 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 добегания по ординатам наблюдавшихся единичных гидрографов паводков, в настоящем пособии не излагается.

### **2.3. 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, интенсивно;<sup>TM</sup> 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 1.1)

$$a = \frac{K}{T^{\frac{2}{3}}}, \quad (2.8)$$

где  $K$  — региональный климатический коэффициент.

Слой осадков за время дождя может быть рассчитан по формуле

$$H = aT, \quad (2.9)$$

Подставив значения  $a$  из формулы (2.8), получим

$$H = \frac{KT}{T^{\frac{2}{3}}} = KT^{\frac{1}{3}}, \quad (2.10)$$

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

$$T = \tau = \frac{L}{V_n}, \quad (2.11)$$

где  $L$  - длина бассейна;  $V_n$  - скорость стекания;  $\tau$  - время добегания.

Подтверждением этого является то, что при мало меняющейся или постоянной скорости добегания 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  $T^{\frac{2}{3}}$ . Следовательно, произведение  $a F_0$ , т. е. расход воды, достигнет своего максимума при возможно большей продолжительности дождя в степени  $1/3$ :

$$F \sim T \quad \left| \quad aF_0 \sim \frac{T}{T^{\frac{2}{3}}} \sim T^{\frac{1}{3}}, \right.$$

Расход дождевого стока

$$Q = 16.7aF, \quad (2.12)$$

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

Подставляя в формулу (2.12) значение  $a$  из формулы (2.8), получим

$$Q = 16.7 \frac{KF}{T^{\frac{2}{3}}}, \quad (2.13)$$

а подставляя в формулу (2.13) значение  $T$  из формулы (2.11), получим

$$Q = 16.7 \frac{KFV_n^{\frac{2}{3}}}{L^{\frac{2}{3}}}, \quad (2.14)$$

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

$$V_n = C\sqrt{RI_n}, \quad (2.15)$$

Если принять, что  $C = \frac{1}{n_l} R^{\frac{1}{6}}$ , и допустить, что  $R \approx h_6$ , то получим

$$V_l = \frac{1}{n_l} h_6^{\frac{1}{6}} h_6^{\frac{1}{6}} I_l^{\frac{1}{2}} = m_l h_6^{\frac{2}{3}} I_l^{\frac{1}{2}}, \quad (2.16)$$

Заменим  $h_6$  на пропорциональную ему величину  $H$  и подставим ее значение из формулы (2.10)

$$V_l \sim m_l K^{\frac{2}{3}} T^{\frac{2}{9}} I_l^{\frac{1}{2}}. \quad (2.17)$$

Подставим значение  $T$  из формулы (2.11) в выражение (2.17)

$$V_l \sim m_l K^{\frac{2}{3}} \frac{L^{\frac{9}{2}}}{V^{\frac{1}{2}}} I_l^{\frac{1}{2}}. \quad (2.18)$$

Умножим левую и правую части выражения (2.18) на  $V_l^{\frac{2}{9}}$

$$V_l^{\frac{11}{9}} \sim m_l K^{\frac{2}{3}} L^{\frac{9}{2}} I_l^{\frac{1}{2}}. \quad (2.19)$$

Возведем обе стороны выражения (2.19) в степень 6/11:

$$V_l^{\frac{2}{3}} \sim m_l^{\frac{6}{11}} K^{\frac{4}{11}} L^{\frac{4}{33}} I_l^{\frac{3}{11}}. \quad (2.20)$$

Объединив выражения (2.14) и (2.20), получим

$$Q = 16.7 \frac{K F m_l^{\frac{6}{11}} K^{\frac{4}{11}} L^{\frac{4}{33}} I_l^{\frac{3}{11}}}{L^{\frac{2}{3}}},$$

или

$$Q = 16,7 K^{\frac{15}{11}} \left( \frac{m_l^{\frac{6}{11}} F I_l^{\frac{3}{11}}}{L^{\frac{6}{11}}} \right). \quad (2.21)$$

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

$$Q = R \left( \frac{m_l^{\frac{6}{11}} F I_l^{\frac{3}{11}}}{L^{\frac{6}{11}}} \right). \quad (2.22)$$

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  $\varphi_0$ .

В этом случае зависимость (2.22) будет иметь вид



$$Q = R\varphi_0 \left( \frac{m_{\text{л}}^{\frac{6}{11}} F I_{\text{л}}^{\frac{3}{11}}}{L^{\frac{6}{11}}} \right). \quad (2.23)$$

Пользуясь коэффициентом  $\varphi_0$ , можно объединить данные о натуральных расходах воды, сформировавшихся в бассейнах с различными почвами, приводя их к одному из видов почв.

Для упрощения расчетов по формуле (2.23) следует принимать знаменатель показателей степеней равным 12 и тогда

$$Q = R\varphi_0 \left( \frac{m_{\text{л}}^{\frac{1}{2}} F I_{\text{л}}^{\frac{1}{4}}}{L^{\frac{1}{2}}} \right). \quad (2.24)$$

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:

$$R = \frac{Q}{\varphi_0 f(m_{\text{л}}, F, L, I_{\text{л}})}. \quad (2.25)$$

Эмпирические формулы могут быть получены и другими способами, например способом корреляции, способом последовательного выявления доли воздействия действующих компонентов на взятую характеристику стока, принимаемую за функцию, способом подбора и др. Структура большинства эмпирических формул имеет вид

$$Q = AF^{(1-n)}, \quad (2.26)$$

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 (2.26) для условий стока в Карпатах и решая его относительно варьирующего параметра  $A = qF^n$ , 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  $C_{\text{va}}$  варьирующего параметра для всего ряда из  $m$  членов при нескольких значениях  $n$ . Затем по вычисленным  $C_{\text{v}}$  и соответствующим им значениям  $n$  строится график  $C_{\text{va}} = f(n)$ . Искомое значение параметра  $n$  на графике будет отвечать минимуму  $C_{\text{va}}$ . 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  $t$  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

$$\bar{Q} = R\sqrt{F}(BI)^{0,12}\left(\frac{H+2}{100}\right)^{1,1}, \quad (2.27)$$

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 (2.27) одним из факторов формирования стока в горных районах Карпат является рельеф местности, тогда как в случае применения для этого региона формулы (2.24) влияние этого фактора в скрытом виде скажется только в региональном коэффициенте  $R$ . Если же в формулу (2.24) 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.Бэфани, П.Ф.Вишневский, П.М.Люттик, 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.

#### **2.4. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ТЕОРИИ ДОЖДЕВОГО СТОКА**

Процесс поверхностного стока включает в себя два основных этапа: стекание со склонов (склоновое добегание); стекание по логу (русловое 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.Прото-  
 дяконова, 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 моделирова-  
 ния склонового стока с последующим переходом к русловому стоку на ос-  
 нове 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  $t_x$  после начала водоотдачи у замыкающего  
 створа бассейна собирается вода с элементарной площади  $f_1$ , непосредст-  
 венно прилегающей к этому створу и ограниченной с верхней стороны  
 изохорой 1—1 (рис. П.1).

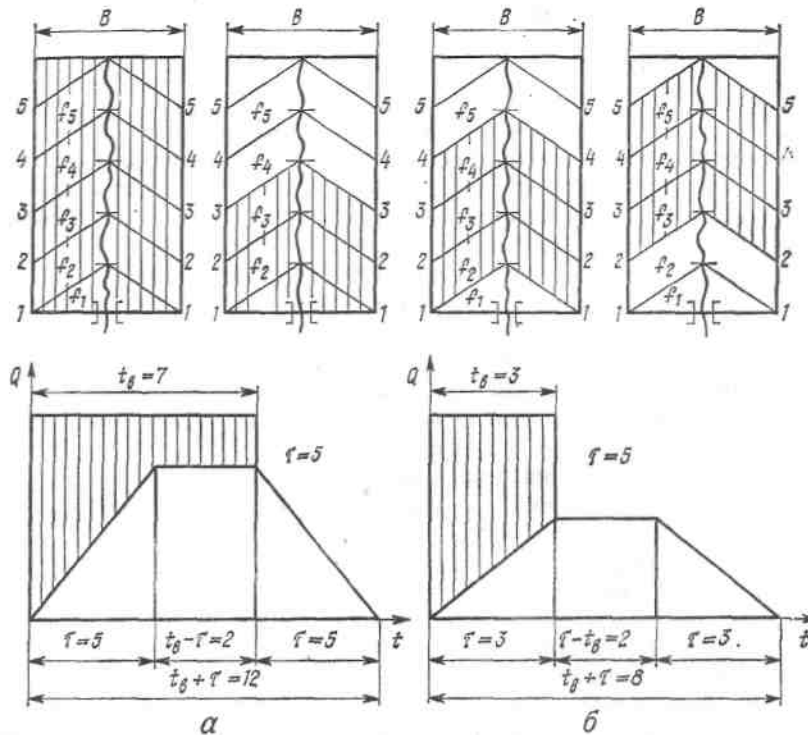


Рис. П. 1. Схемы формирования паводка в замыкающем створе бассейна для двух  
 случаев расчета: а — при  $t_B > \tau$ , б — при  $t_B < \tau$

Время, за которое этот объем воды соберется у створа, будет равно  
 одной единице времени добегания  $\tau = 1$ . Таким образом, к концу этого ин-  
 тервала 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 площадью  $f_2$ , ог-  
 раниченной с верхней стороны изохорой 2—2, одновременно подойдет к  
 замыкающему створу. При этом время добегания уже составит  $\tau = 2$ , а рас-  
 ход

$$Q_1 = f_1 h_1,$$

---

Принимая равномерность водоотдачи, т. е. считая, что  $h_1=h_2=h_3=h_4$ , где  $h$  — общий слой водоотдачи со всей площади бассейна, получим суммарный расход с бассейна

$$Q = (f_1 + f_2 + \dots + f_t)h = \left( \sum_1^t f \right) h,$$

а при  $\tau = 5$

$$Q = (f_1 + f_2 + \dots + f_5)h = \left( \sum_1^5 f \right) h,$$

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,  $t_6$  расход с бассейна будет иметь то же значение, что и к концу времени  $t_5$ , т. е. оставаться постоянным. То же будет и для  $t_7$ , и только при  $\tau > t_6 > 7$  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 площадью  $f_4+f_6$ , а к концу времени  $t_7$  — лишь с площадью  $f_5$ . К концу времени  $t_7$  сток с бассейна прекратится.

Таким образом, действующая площадь бассейна (на рис. I 1.1 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 не полным стоком со всего бассейна, а постоянством действующей площади одновременного стока.

В первом случае верхнее основание трапецеидального 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, продолжительность которой равна времени добегающего  $\tau$ . 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 добегающего воды с бассейна.

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

**Метод математического моделирования стока.** Как было отмечено в параграфе 1.5, 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. 11.2 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  $dh_1 = a dt_1$ . 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 описывается дифференциальным уравнением неразрывности

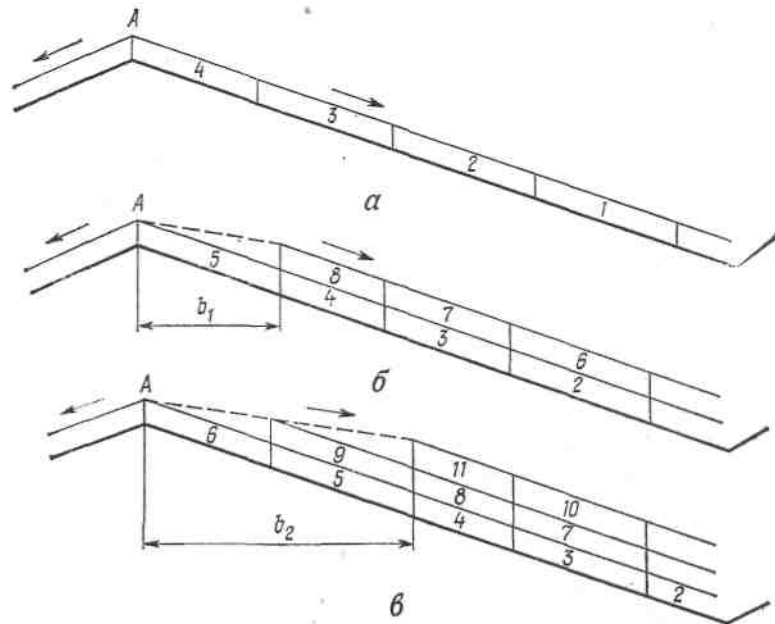


Рис. П.2. Схема формирования слоя стока на склоне бассейна:  
*a* — слой  $dh_1$  за время  $dt_1$  *б* — слой  $dh_2$  за время  $dt_2$ ; *в* — слой  $dh_t$  за время  $dt_t$ ; 1...11 - элементы стока

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = a_1, \quad (2.28)$$

или с учетом принятых размерностей

$$\frac{\partial h}{\partial t} \frac{1}{60 \cdot 1000} + \frac{\partial q}{\partial x} = a_1 \frac{1}{60 \cdot 1000}, \quad (2.29)$$

где  $h$  — высота стекающего слоя, мм;  $t$  — время, мин;  $q$  — расход склонового стока (на 1 м ширины склона), м<sup>3</sup>/с;  $x$  — длина склона, м;  $a_1$  — интенсивность водоотдачи, мм/мин.

Уравнение (2.28) 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 (2.28), 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 (2.28) примет вид

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{dh}{dt} = a_1, \quad (2.30)$$

откуда

$$h_t = \int_0^t a_1 dt + c. \quad (2.31)$$

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

$$h_t = a_1 t, \quad (2.32)$$

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

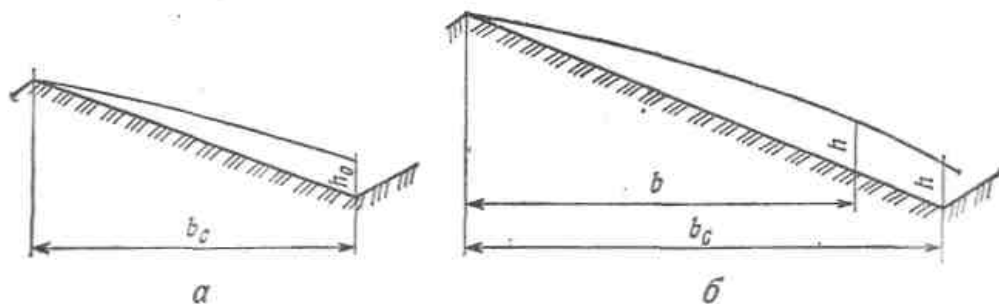


Рис. 11.3. Схема очертания поверхности воды на склонах различной длины: а — первый случай ( $b_c < b$ ;  $t_c < t_B$ ); б — второй случай ( $b_c > b$ ;  $t_c > t_B$ )

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 (2.28) в этом случае будет иметь вид

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{dq}{dx} = a_1, \quad (2.33)$$

Откуда

$$q_x = \int_0^x a_1 dx + C. \quad (2.34)$$

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

$$q_x = a_1 x. \quad (2.35)$$

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  $b_c > b$  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  $b_c > b$  или  $t_c > t_b$ .

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

для первого случая при  $t_c < t_b$



$$h = a_1 t_c; \quad (2.36)$$

для второго случая при  $t_c > t_b$

$$h = a_1 t_c; \quad (2.37)$$

Время водоотдачи  $t_b$  при расчетах задается, длина склона определяется по формуле (1.20).

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

$$q = \frac{V_c h_x}{1000} = \frac{x a_1}{60 \cdot 1000}. \quad (2.38)$$

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

$$V_c = A m_c h_x^{1.5} \varphi(I_c), \quad (2.39)$$

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

$$h_x^{2.5} = \frac{x a_1}{0.001896 m_c \varphi(I_c)}, \quad (2.40)$$

или

$$h_x = \left[ \frac{524,4 a_1}{m_c \varphi(I_c)} \right]^{0,4} x^{0,4} = A_1 x^{0,4}, \quad (2.41)$$

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 (11.36)

$$h_0 = a_1 t,$$

откуда, учитывая выражение (2.41), находим

$$t_c = \left[ \frac{524,4 b_c}{m_c \varphi(I_c) a_1^{1,5}} \right]^{0,4}, \quad (2.42)$$

или

$$t_c = \frac{b_c^{0,4}}{m_c^{0,4} a_1^{0,6} [\varphi(I_c)]^{0,4}} \cdot 12,27. \quad (2.43)$$

Обозначим первый сомножитель через А, а второй через Б. Тогда

$$t_c = AB.$$

(Для практических расчетов значения А и Б приведены в табл. III. 1 и III.2).

Теоретическая длина склонов  $b$ , на которой успевает установиться полный сток, определяется из формулы (2.43) подстановкой в нее вместо  $t_c$  времени  $t_b$ , соответствующего, как было показано, длине склона  $b$ :

$$b = \left( \frac{t_b a_1^{0,4} [\varphi(I_c)]^{0,4} m_c^{0,4}}{12,27} \right)^{2,5}; \quad (2.44)$$

раскрывая скобки, получим

$$b = t_b^{2,5} \frac{a_1^{1,5} \varphi(I_c) m_c}{186,6}. \quad (2.45)$$

На основании исследования дифференциального уравнения неразрывности (2.28) 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 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.

Приравняв 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

$$\left[ h(b_c - b) + \frac{hb}{1,4} - \frac{hb_c}{1,4} \right] \frac{1}{1000} = \frac{abt}{1000}, \quad (2.46)$$

или

$$h(b_c - b) \left( 1 - \frac{10}{14} \right) = abt', \quad (2.47)$$

откуда

$$t' = 0,29 t_n \left( \frac{b_c}{b} - 1 \right). \quad (2.48)$$

Длины склонов  $b_c$  и  $b$  в формуле (2.48) на основании уравнений (2.43) и (2.44) могут быть выражены также соответствующими значениями времени  $t_c$  и  $t_b$ .

Для этого разделим  $t_c$  на  $t_b$  и получим

$$\left(\frac{t_c}{t_b}\right) = \left(\frac{b_c}{b}\right)^{0,4} \quad \text{или} \quad \frac{b_c}{b} = \left(\frac{t_c}{t_b}\right)^{2,5}. \quad (2.49)$$

Тогда зависимость (2.48) приобретет вид

$$t' = 0,29t_b \left(\frac{b_c}{b} - 1\right). \quad (2.50)$$

Объем воды, накопившейся на склоне длиной  $x$  и шириной  $l$  м, в общем случае, может быть найден при использовании зависимости (2.41)

$$W_c = \frac{1}{1000} \int_0^x h_x dx, \quad (2.51)$$

или

$$W_c = \frac{1}{1000} \frac{A_1 x^{1,4}}{1,4}. \quad (2.52)$$

Из выражения (2.52) при  $x = b_c$  определяется средний слой стока на склоне

$$h_{cp} = \frac{Ab_c^{0,4}}{1,4} = 0,71h_0. \quad (2.53)$$

Объемы воды, тыс. м<sup>3</sup>, на склоне на конец рассматриваемых интервалов времени  $t_c$  и  $t_b$  определяются с использованием выражения (2.53).

Для первого случая расчета к концу времени  $t_c$

$$W_c = 0,71h_0F. \quad (2.54)$$

Для второго случая к концу времени  $t_b$

$$W_c = hF - 0,29hF \frac{b}{b_c} = hF \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_c}\right), \quad (2.55)$$

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. м<sup>3</sup>:

в первом случае

$$W_1 = a_1 t_c F = h_0 F; \quad (2.56)$$

во втором случае

$$W = a_1 t_b F = hF; \quad (2.57)$$

Тогда объем стока, который ушел со склонов за этот же промежуток времени, тыс. м<sup>3</sup>:

в первом случае к концу времени  $t_c$

$$W - W_c = h_0 F (1 - 0,71) = 0,29h_0 F; \quad (2.58)$$

и во втором случае к концу времени  $t_b$

$$W - W_c = hF - hF \left( 1 - 0,29 \frac{b}{b_c} \right); \quad (2.59)$$

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. П.4). Объем воды в логе, тыс. м<sup>3</sup>, зависит от бытовой глубины  $h_6$  в замыкающем створе и определяется по формуле

$$W_n = \frac{1}{3} \omega L \left( \frac{L + \sum l}{L} \right)^c; \quad (2.60)$$

где  $\omega$  — площадь поперечного сечения потока в замыкающем створе бассейна, которая, учитывая схематизацию поперечного сечения лога по треугольнику, может быть определена по формуле  $\omega = mh_6^2$ ;  $\frac{L + \sum l}{L}$  — поправочный множитель, учитывающий дополнительное количество воды в боковых логах;  $\sum l$  — сумма длин второстепенных логов;  $m$  — коэффициент формы лога;  $c$  — показатель степени, принимаемый для равнинных бассейнов  $1/6$ , для холмистых —  $1/4$ , для гористых —  $1/3$ .

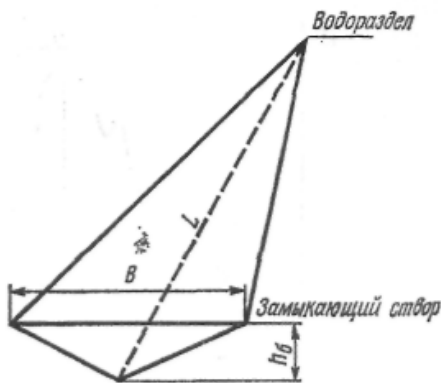


Рис. П.4. Модель главного лога бассейна

Принятой глубине воды  $h_6$  соответствует расход, м<sup>3</sup>/с,

$$Q = \omega V_n, \quad (2.61)$$

где средняя скорость, м/с, определяется по формуле Шези (2.15)

$$V_n = C \sqrt{RI_n}.$$

Отсюда скоростной множитель

$$C = \frac{1}{n_n} R^{\frac{1}{6}} \quad (2.62)$$

Гидравлический радиус, м,

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{mh_6^2}{2mh_6} = 0,5h_6, \quad (2.63)$$

где  $\chi \approx B$  (при пологих логах);  $B = 2mh_6$ .

Подставив в формулу (2.15) полученные значения и заменяя  $1/n_n = m_n$ , будем иметь преобразованную формулу Шези для скоростей воды в руслах треугольного поперечного сечения

$$V_n = m_n (0,5h_6)^{\frac{2}{3}} I_n^{\frac{1}{2}}, \quad (2.64)$$

где  $m_{\text{л}} = 1/n_{\text{л}}$  — коэффициент, учитывающий шероховатость главного лога ( $n_{\text{л}}$  — коэффициент шероховатости главного лога);  $I_{\text{л}}$  — средний уклон главного лога.

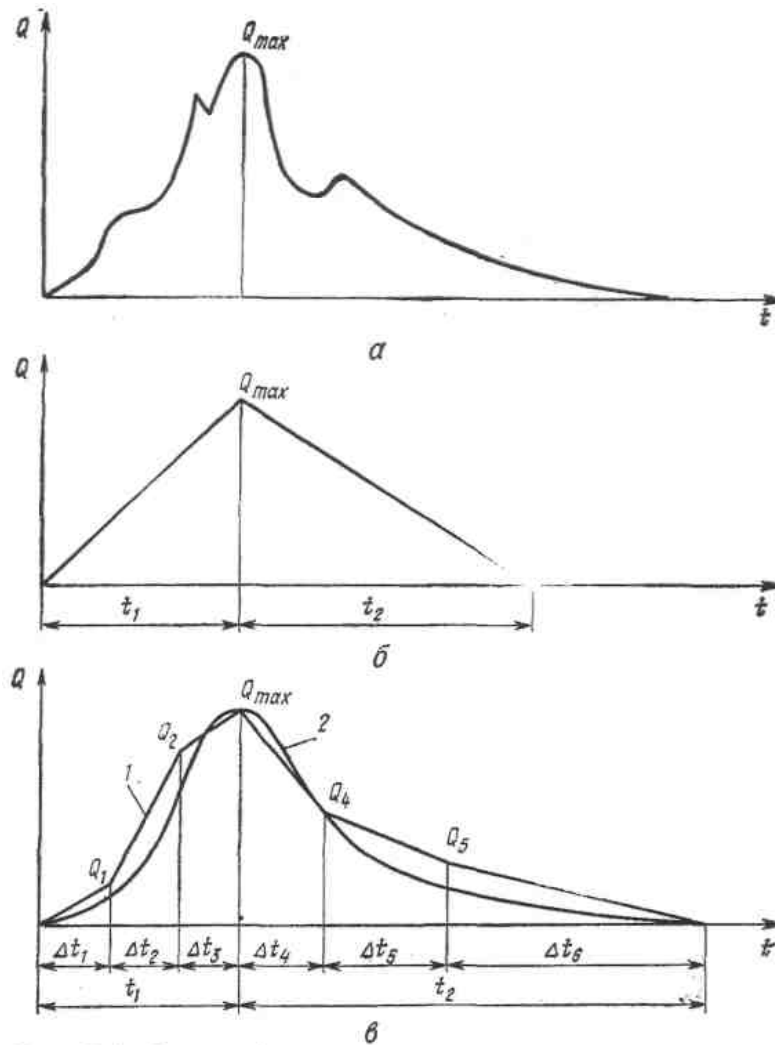


Рис. II.5. Гидрографы:  
*a* — натуральный; *б* — в виде треугольника; *в* — в виде многоугольника;  
*1* — при шести интервалах времени; *2* — при числе интервалов более шести

Значение расхода  $Q_n$  соответствует определенному моменту времени  $\Delta t_n$ , в который расход проходит через замыкающий створ бассейна. Объем воды, м<sup>3</sup>, в этом случае находится по формуле

$$W_Q = 60 \Delta t_n Q_{\text{ср}}, \quad (2.65)$$

или, тыс. м<sup>3</sup>,

$$W_Q = 0,06 \Delta t_n Q_{\text{ср}}, \quad (2.66)$$

где  $Q_{\text{ср}}$  — средний расход, м<sup>3</sup>/с:

$$Q_{\text{ср}} = \frac{1}{2} (Q_{n-1} + Q_n).$$

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  $W_{\text{л}}$  и в замыкающем створе  $W_Q$ , сумма которых на определенный

интервал времени должна быть равна общему объему воды, участвующему в стоке:

$$W = W_c + W_a + W_o. \quad (2.67)$$

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

Уравнение баланса объемов (2.67) 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  $t_B$  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. П.5, б) (Для построения гидрографа с двумя интервалами времени возможно применение упрощенного уравнения баланса, которое решается с меньшими затратами времени, чем уравнение (2.67).)\*.

Гидрограф в виде треугольника является приближением к действительным (натурным) формам гидрографов (рис. П.5, а), которые, как правило, имеют криволинейную форму.

Уравнение (2.67) позволяет построить гидрограф многоугольной формы, приближающийся (рис. П.5, в) при большом числе интервалов, на которые разбито это 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 удается 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 труб с учетом аккумуляции). В этих случаях, особенно при больших объемах накопления воды перед сооружением, сбросные расходы могут быть уменьшены до двух раз.

## **2.5. 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  $a$  используют отношения значений суточных максимумов за весенние (март — май) и летние (июнь — сентябрь) месяцы при повторяемости 1 раз в 2 года — коэффициент  $\beta$ .

Если произведение  $a\beta$  ( $a$  — интенсивность, соответствующая невпитывающей почве I категории) для различных значений времени водоотдачи окажется больше, чем интенсивность  $a$  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 их для соответствующих значений  $t_B$ , 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 наблюдений	Весенние	Летние	Год наблюдений	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	№ п/п	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  $a_1$

$t_B$ , мин	$a$	$a_1$	$a\beta$
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 П.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  $\beta$  выписываем из «Водного кадастра СССР» для района г. Коростень максимальные значения суточных максимумов за весенние и отдельно за летние месяцы по годам наблюдений (табл. П. 1) и записываем (ранжируем) значения максимумов в порядке убывания (табл. П.2).

Эмпирическая повторяемость  $N$  определяется из уравнений (1.7) и (1.10).

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  $\beta$  определится как отношение весеннего максимума к летнему повторяемостью 1 раз в 2 года, что соответствует 10-му члену ряда (табл. П.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  $\beta$  (табл. П.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);

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 км<sup>2</sup> 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 км<sup>2</sup>, а также при определении расходов талых вод независимо от площади бассейнов следует пользоваться Указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72).

### **3.1 РАСЧЕТЫ ДОЖДЕВОГО СТОКА МЕТОДАМИ, ОСНОВАННЫМИ НА ПРИМЕНЕНИИ УРАВНЕНИЯ БАЛАНСА ОБЪЕМОВ**

Уравнение баланса объемов (2.67) составляется на основании метода математического моделирования стока, изложенного в параграфе 2.4. Известны два метода решения этого уравнения: точный, по которому 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 (2.57) можно определить объем дождевого стока, стекающего с бассейна за все время водоотдачи, тыс. м<sup>3</sup>,

$$W = a_1 t_b F.$$

Транспортирование стока с бассейна рассчитывается по уравнению баланса объемов (2.67), которое можно записать в следующем виде:

$$W - W_c = W_n + W_o. \quad (3.1)$$

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 (2.60), расход  $Q$  — по (2.61), а объем воды, прошедшей за этот же промежуток времени через замыкающий створ, — по (2.66).

Задаваясь глубиной воды  $h_0$ , находят  $W_n$  и  $W_Q$ , а также их сумму  $W_n + W_Q$ . Если она будет равна левой (известной) части уравнения (3.1), то подсчет заканчивается. При этом получают расход, соответствующий концу интервала времени  $\Delta t$ . Если разница будет более 5 %, то задаются новым значением  $h_0$  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  $t_B$  принимается (приложение 2) равным 20, 30, 45 и 60 мин. Максимальное значение расхода расчетной повторяемости соответствует лишь одному значению  $t_B$ , которое устанавливается по расчету.

Время  $t_c$  определяется по формуле (2.43)

$$t_c = AB,$$

где параметры А и В 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. 1.12). Размеры дождевого 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  $\gamma$ , значения которого приведены в табл. III.3.

При построении гидрографа понижающие коэффициенты учитывают 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  $\gamma$ ; при этом соответственно уменьшается и объем стока.

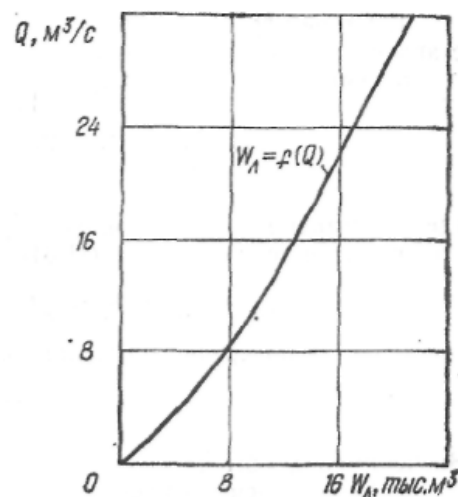


Рис. III.1. График зависимости  $W_n = f(Q)$

Таблица III.1. Значения параметра  $A = (b_c / m_c)^{0,4}$

$b_c$ , м	$m_c$					
	100	50	30	20	10	5
20	0,52	0,69	0,84	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

Таблица III.1. Значения параметра  $A = (b_c / m_c)^{0,4}$

$b_c, \text{ м}$	$m_c$					
	100	50	30	20	10	5
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	И
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  $B = \frac{12,27}{a_1^{0,6} [\varphi(I_c)]^{0,4}}$

$a_1,$ мм/ мин	$I_{cc}, \%$											
	2	5	10	20	30	40	50	70	100	160	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	16
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

Таблица III.2. Значения параметра $B = \frac{12,27}{a_1^{0,6} [\varphi(I_c)]^{0,4}}$												
$a_1$ , мм/ мин	$I_{cs}, ‰$											
	2	5	10	20	30	40	50	70	100	160	200	300
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	2,6	2,5	2,4	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

Таблица III.3. Коэффициент уменьшения дождевого стока  $\gamma$

$D$ , км	Дальний Восток, Карпаты, Черноморское побережье Кавказа	Сибирь, европейская часть СССР	Средняя Азия, Поволжье, Казахстан	$D$ , 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

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 ливневом подрайоне 1в.

**Исходные данные:** площадь бассейна  $F = 2 \text{ км}^2$ ; длина главного лога  $L = 2 \text{ км}$ ; сумма длин второстепенных логов  $\sum l = 1 \text{ км}$ ; средний уклон лога  $I_n = 0,008$ ; средний уклон склонов лога  $I_c = 0,01$ ; коэффициент формы лога  $m =$

35; коэффициенты, учитывающие гидравлическую шероховатость: русла  $m_n = 20$ , склонов  $m_c = 20$ ; наибольший линейный размер бассейна определен по карте и составляет  $D = 2$  км; коэффициент неравномерности осадков определяют по табл. III.1  $\gamma = 1$ ; коэффициент заболоченности озерности — по табл. 1.12  $\delta_{6,0} = 1$ ; лабораторными анализами установлено, что содержание песка в почвах бассейна колеблется в пределах 10... 15 %, что соответствует III категории впитывания; 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  $W_n = f(Q)$

$h_6$ , м	$h_6^{\frac{2}{3}}$	$\omega$ , м	$V_n$ , м/с	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$W_n$ , тыс.м
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	0,362	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

1. Строим график зависимости  $W_n = f(Q)$  (рис. III. I) по данным табл. III.4, составленной с использованием рабочих формул для определения: объема воды, аккумулированного в русловой системе,— уравнение (2.60):

$$W_n = \frac{1}{3} L \omega \left( \frac{L + \sum l}{L} \right)^c = \frac{1}{3} 2 \omega \left( \frac{2+1}{2} \right)^{\frac{1}{6}} = 0,715 \omega,$$

где множитель в скобках при  $c = 1/6$  определяется по табл. III.5; средняя скорость в логе вычисляется по формуле (2.64)

$$V_n = m_n \left( 0,5 h_6^{\frac{2}{3}} \right) I_n = 20 \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} h_6^{\frac{2}{3}} \sqrt{0,068} = 1,13 h_6^{\frac{2}{3}};$$

площади поперечного сечения лога, выражаемой через глубину  $h_6$ ,

$$\omega = m h_6^2.$$

Значениями  $h_6$  обычно задаются через 0,1...0,3 м (табл. III.4).

2. Определяем среднюю длину безрусловых склонов  $b_c$  по формуле (1.20)

$$b_c = \frac{1000F}{1.8(L + \sum l)} = \frac{1000 \cdot 2}{1.8(2+1)} = 370 \text{ м.}$$

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

Принимая первый интервал времени  $\Delta t_1 = 0,7t_c$ , 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  $t_1 = A \cdot B$ . 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  $W - W_c$ , т. е. определяется левая часть уравнения (3.1).

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. м<sup>3</sup>, определяется как площадь треугольника (в первом и последнем интервале) с использованием зависимости (2.66)

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

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 (3.1) 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  $\sum W_Q$ , общему, участвовавшему в стоке объему  $W$ .

Таблица III.6 Значения  $\left(1 + \frac{\sum l}{L}\right)^{\frac{1}{6}}$

$\frac{\sum l}{L}$	$\left(1 + \frac{\sum l}{L}\right)^{\frac{1}{6}}$	$\frac{\sum l}{L}$	$\left(1 + \frac{\sum l}{L}\right)^{\frac{1}{6}}$	$\frac{\sum l}{L}$	$\left(1 + \frac{\sum l}{L}\right)^{\frac{1}{6}}$
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  $t_b/t_c$

$t_b, \text{мин}$	$a1, \text{мм/мин}$	$A$ (по табл. III.1)	$B$ (по табл. III.2)	$t_c = AB, \text{мин}$	$\frac{t_b}{t_c}$	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 интервала времени

Случай расчета	$\frac{t_b}{t_c}$	$k_1$	$k_2$
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.5. Значения  $Q$  и  $W$ , вычисленные с помощью поправочных коэффициентов

$t_b, \text{мин}$	$Q, \text{м}^3/\text{с}$	$W, \text{тыс. м}^3$	$Q_{1\%} = Q\delta_{6,0,7}$	$W_{1\%} = W\gamma$
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:  $t_0 > t_c$ ;  $t_p =$

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока, тыс. м <sup>3</sup>	Объем воды на склонах $W_{c_i}$ , тыс. м <sup>3</sup>
Всего с начала водоотдачи	Интервал				
$t_1 = 0,7t_0 = 18$	$\Delta t_1 = 0,7t_c = 0,7 \cdot 25,6 = 18$	$A_1 = \frac{t_1}{B} = \frac{18}{8} = 2,24$	$b_1 = 155$	$W_1 = a_1 t_1 F = 1,39 \cdot 18 \cdot 2 = 50$	$W_{c_1} = W_1 \left( 1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c} \right) = 50 \left( 1 - 0,29 \frac{155}{370} \right) = 44$
$t_2 = t_0 = 25,6$	$\Delta t_2 = 0,3t_c = 0,3 \cdot 25,6 = 7,7$	—	$b_c = 370$	$W_2 = a_1 t_2 F = 1,39 \cdot 25,6 \times 2 = 71$	$W_{c_2} = 0,71 W_2 = 0,71 \times 71 = 50$
$t_3 = t_p = 30$	$\Delta t_3 = t_p - t_c = 30 - 25,6 = 4,4$	—	—	$W = a_1 t_p F = 1,39 \cdot 30,2 = 83$	$W_{c_3} = W_c = 50$
$t_4 = t_3 + \Delta t_4 = 30 + 6,5 = 36,5$	$\Delta t_4 = 0,25t_c = 0,25 \cdot 25,6 = 6,5$	—	—	$W = 83$	$W_{c_4} = 0,75 W_c = 0,75 \cdot 50 = 37,5$
$t_5 = t_4 + \Delta t_5 = 36,5 + 15,5 = 52$	$\Delta t_5 = 0,6t_c = 0,6 \cdot 25,6 = 15,5$	—	—	$W = 83$	$W_{c_5} = 0,5 W_c = 0,5 \cdot 50 = 25$
$t_6 = t_5 + \Delta t_6 = 52 + 92 = 144$	$\Delta t_6 = W - \sum_{i=1}^5 W_{c_i} = \frac{1}{0,03 \cdot Q_5} = \frac{83 - 46,3}{0,03 \cdot 15} = 82$	—	—	$W = 83$	$W_{c_6} = 0$



80;  $t_c = 25,6$ )      (формула II)

Левая часть уравнения $W - W_c - \sum W_Q$	$Q_i$ м <sup>3</sup> /с	$W_{Л_i}$ тыс. м <sup>3</sup>	$W_{Q_i}$ тыс. м <sup>3</sup>	Правая часть уравнения $W_{Л_i} + W_{Q_i}$ тыс. м <sup>3</sup>
$W_1 - W_{c_1} = 50 - 44 = 6$	$Q = 3,5$	$W_{Л_1} = 4,0$	$W_{Q_1} = 0,03\Delta t_1 Q_1 = 0,03 \cdot 18 \cdot 3,5 = 1,8$	$W_{Л_1} + W_{Q_1} = 4 + 1,8 = 5,8$
$W_2 - W_c - W_{Q_1} = 71 - 50 - 1,8 = 19,2$	$Q_2 = 18,5$	$W_{Л_2} = 14,4$	$W_{Q_2} = 0,03\Delta t_2 \times (Q_1 + Q_2) = 0,03 \cdot 7,7 \cdot (3,5 + 18,5) = 5,1$	$W_{Л_2} + W_{Q_2} = 14,4 + 5,1 = 19,5$
$W - W_c - \sum_1^2 W_{Q_i} = 83 - 50 - 6,9 = 26,1$	$Q_3 = 29$	$W_{Л_3} = 19,6$	$W_{Q_3} = 0,03\Delta t_3 \times (Q_2 + Q_3) = 0,03 \cdot 4,4 \times (18,5 + 29) = 6,3$	$W_{Л_3} + W_{Q_3} = 19,6 + 6,3 = 25,9$
$W - W_c - \sum_1^3 W_{Q_i} = 83 - 37,5 - 13,2 = 32,3$	$Q_4 = 31$	$W_{Л_4} = 20,8$	$W_{Q_4} = 0,03\Delta t_4 \times (Q_3 + Q_4) = 0,03 \cdot 65 \cdot (2,9 + 31) = 11,7$	$W_{Л_4} + W_{Q_4} = 20,8 + 11,7 = 32,5$
$W - W_c - \sum_1^4 W_{Q_i} = 83 - 25 - 24,9 = 33,1$	$Q_5 = 15$	$W_{Л_5} = 12$	$W_{Q_5} = 0,03\Delta t_5 \times (Q_4 - Q_5) = 0,03 \cdot 15,5 (31 + 15) = 21,4$	$W_{Л_5} + W_{Q_5} = 12 + 21,4 = 33,4$
$W - \sum_1^5 W_{Q_i} = 83 - 46,3 = 36,7$	0	0	$W_{Q_6} = 0,03\Delta t_6 Q_5 = 0,03 \cdot 82 \cdot 15 = 36,7$	$W = \sum_1^6 W_{Q_i} = 83$ $83 = 83$

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

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока W, тыс. м³	Объем воды на склонах W <sub>c</sub> , тыс. м³
Всего с начала водоотдачи	Интервал				
$t_1 = 0,7t_B = 14$	$\Delta t_1 = 0,7t_B = 0,7 \cdot 20 = 14$	$A_1 = \frac{t_1}{B} = \frac{14}{6,8} = 2,06$	$b_1 = 114$	$W_1 = a_1 t_1 F = 1,73 \cdot 14 \cdot 0,2 = 49$	$W_{c_1} = W_1 \times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right) = 44,6$
$t_2 = t_B = 20$	$\Delta t_2 = 0,3t_B = 0,3 \cdot 20 = 6$	$A = \frac{t_B}{B} = \frac{20}{6,8} = 2,95$	$b = 287$	$W = a_1 t_B F = 1,73 \cdot 20 \cdot 0,2 = 70$	$W_{c_2} = W \times \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_c}\right) = 70 \left(1 - 0,29 \frac{287}{370}\right) = 54,2$
$t_3 = t_B + \Delta t_3 = 20 + 1,7 = 21,7$	$\Delta t_3 = 0,29t_B \times \left(\frac{b_c}{b} - 1\right) = 0,29 \cdot 20 \times \left(\frac{370}{287} - 1\right) = 1,7$	—	—	$W = 70$	$W_{c_3} = 0,71W = 0,71 \times 70 = 49,7$
$t_4 = t_3 + \Delta t_4 = 21,7 + 6,1 = 27,8$	$\Delta t_4 = k_1 t_c = 0,28 \cdot 21,8 = 6,1$	—	—	$W = 70$	$W_{c_4} = 0,75W_c = 0,75 \cdot 49,7 = 37,4$
$t_5 = t_4 + \Delta t_5 = 27,8 + 14,8 = 42,8$	$\Delta t_5 = k_2 t_c = 0,68 \cdot 21,8 = 14,8$	—	—	$W = 70$	$W_{c_5} = 0,5W_c = 0,5 \cdot 49,7 = 24,8$

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

Левая часть уравнения $W - W_c - \sum W_Q$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	$W_{л}, \text{ тыс. м}^3$	$W_Q, \text{ тыс. м}^3$	Правая часть уравнения $W_{л} + W_Q, \text{ тыс. м}^3$
$W_1 - W_{c_1} = 49 - 44,6 = 4,4$	$Q = 2,6$	$W_{л_1} = 3,3$	$W_Q = 0,03 \Delta t_1 Q_1 = 0,03 \cdot 14 \cdot 2,6 = 1,1$	$W_{л_1} + W_{Q_1} = 3,3 + 1,1 = 4,4$
$W - W_{c_2} - W_Q = 70 - 54,2 - 1,1 = 14,7$	$Q_2 = 14,4$	$W_{л_2} = 11,8$	$W_{Q_2} = 0,03 \Delta t_2 (Q_1 + Q_2) = 0,03 \cdot 6 (2,6 + 14,4) = 3,1$	$W_{л_2} + W_{Q_2} = 11,8 + 3,1 = 14,9$
$\frac{W - W_c}{2} - \sum_1^2 W_Q = 70 - 49,7 - 4,2 = 16,1$	$Q_{л_3} = 19$	$W_{л_3} = 14,6$	$W_{Q_3} = 0,03 \Delta t_3 (Q_2 + Q_3) = 0,03 \cdot 1,7 \times (14,4 + 19) = 1,7$	$W_{л_3} + W_{Q_3} = 14,6 + 1,7 = 16,3$
$\frac{W - W_{c_1}}{3} - \sum_1^3 W_Q = 70 - 37,4 - 5,9 = 26,7$	$Q_4 = 26,6$	$W_{л_4} = 18,6$	$W_{Q_4} = 0,03 \Delta t_4 (Q_3 + Q_4) = 0,03 \cdot 6,1 \times (19 + 26,6) = 8,3$	$W_{л_4} + W_{Q_4} = 18,6 + 8,3 = 26,9$
$\frac{W - W_{c_3}}{4} - \sum_1^4 W_Q = 70 - 24,8 - 14,2 = 31$	$Q_5 = 17$	$W_{л_5} = 11,4$	$W_{Q_5} = 0,03 \Delta t_5 (Q_4 + Q_5) = 0,03 \cdot 14,8 \times (26,6 + 17) = 19,4$	$W_{л_5} + W_{Q_5} = 11,4 + 19,4 = 30,8$

Время, мин		A	b, м	Общий объем стока W, тыс. м³	Объем воды на склонах W <sub>сг</sub> , тыс. м³
Всего с начала водоотдачи	Интервал				
$t_6 = t_5 + \Delta t_6 =$ $= 42,6 +$ $+ 71,5 = 114,1$	$\Delta t_6 =$ $\frac{W - \sum_{i=1}^5 W_Q}{0,03 Q_B} =$ $\frac{70 - 33,6}{0,03 \cdot 17} =$ $= 71,5$	—	—	W = 70	W <sub>сг</sub> = 0

Таблица III.11. Значения коэффициентов K и P

$t_B/t_C$	K	P	$t_B/t_C$	K	P	$t_B/t_C$	K	P	$t_B/t_C$	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  $t_B/t_C > 4$ , коэффициенты K и P вычисляются по формулам

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

Таблица III.12. Упрощенное решение уравнения баланса

$t_B$ , мин	$t_C = AB$ , мин	$t_B/t_C$	$t_1 = t_B K$ , мин	$W = a_1 t_B F$ , тыс. м³
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	$60 \cdot 0,84 = 50,5$	$0,75 \cdot 60 \cdot 2 = 90$

Продолжение табл. III.10

Левая часть уравнения $W - W_c - \Sigma W_Q$	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$W_{л'}$ , тыс. м <sup>3</sup>	$W_Q$ , тыс. м <sup>3</sup>	Правая часть уравнения $W_{л'} + W_Q$ , тыс. м <sup>3</sup>
$W - \sum_1^5 W_Q =$ $= 70 - 33,6 =$ $= 36,4$	0	0	$W_{Q_5} = 0,03 \Delta t_5 Q_5 =$ $= 0,03 \cdot 71,5 \cdot 17 =$ $= 36,4$	$W = \sum_1^6 W_Q =$ $= 70 = 70$

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

Формулы баланса для случая II расчета ( $t_B=20$  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  $t_B/t_c$ , 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  $0,25W_c$ . Независимо от случая расчета значению  $k_1$  будет соответствовать объем воды, аккумулирующийся на склонах и равный  $0,75W$ , а коэффициенту  $k_2$  — объем  $0,5W_c$ .

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  $P=1\%$ )  $Q_{1\%}=31$  м<sup>3</sup>/с и соответствующий ему объем стока  $W_{1\%}=83$  тыс. м<sup>3</sup>.

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.

Левая часть уравнения $WP$ , тыс. м <sup>3</sup>	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$W_Q = 0,03 t_B KQ$ , тыс. м <sup>3</sup>	$W_{л'}$ , тыс. м <sup>3</sup>	Правая часть уравнения $W_Q + W_{л'}$
$69,2 \cdot 0,41 = 28,7$	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	$41 + 18,5 = 59,5$

**Упрощенный способ решения уравнения баланса.** Этот способ основан на некоторой схематизации баланса стока, в частности объема аккумулярованной и стекающей воды, находящейся на склонах бассейна, т. е. левой части уравнения (3.1).

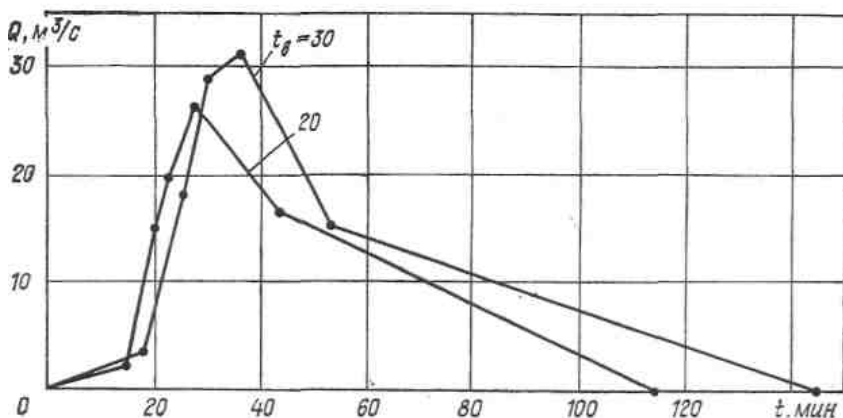


Рис. III.2. Гидрографы, построенные по данным уравнения (III.1)

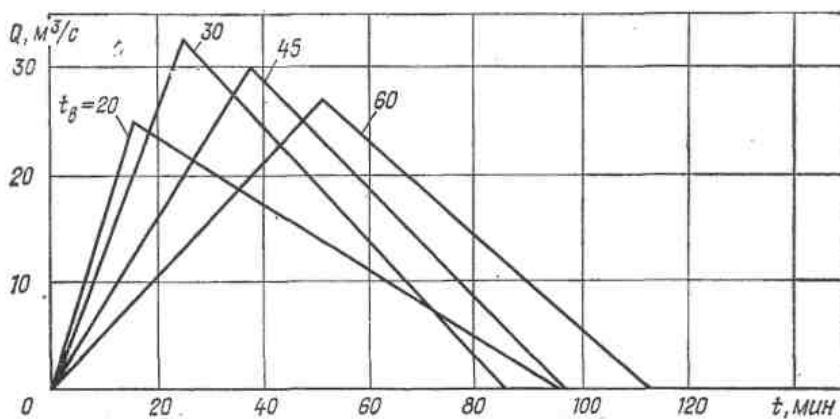


Рис. III.3. Гидрографы, построенные по данным уравнения (III.2)

Выражая этот объем как часть полного объема стока, уравнение (3.

1) можно представить

$$WP = W_n + W_Q, \quad (3.2)$$

где  $W$  — общий объем стока;  $W_n$  — объем воды, накопившейся в русловой системе;  $W_Q = 0,03t_B K Q$  — объем стока, прошедший через замыкающий створ;  $P$  и  $K$  — коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения  $t_B/t_C$  по табл. III.11.

Порядок решения уравнения (3.2) остается таким же, как и при точном способе. Задаваясь различными значениями  $Q$ , с помощью графической зависимости  $W_n = f(Q)$  находим  $W_n$  и вычисляем  $W_Q$ . Если равенство (3.2) 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  $Q = Q_{\max}$  до  $Q = 0$ ), мин,

$$t_1 = t_0 K \quad (3.3)$$

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

$$t_2 = \frac{W - W_0}{0,03Q_{\max}}. \quad (3.4)$$

**Пример III.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. III. 12).

Для построения гидрографов определим время спада  $t_2$  по уравнению (III.4):

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

Схемы гидрографов приведены на рис. III.3. Так же, как и в предыдущем примере, полученные значения  $Q$  и  $W$  корректируются поправочными коэффициентами  $\gamma$  и  $\delta_{6.0}$ .

Полученные значения максимальных расходов по точному и упрощенному способу близки ( $Q = 31$  и  $Q = 33$  м<sup>3</sup>/с), но могут иметь и значительные расхождения.

### **3.2. 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

$$Q = 16,7a_1 F \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \varphi_4 \varphi_5, \quad (3.5)$$

где  $\varphi_1$ ;  $\varphi_2$ ;  $\varphi_3$ ;  $\varphi_4$ ;  $\varphi_5$  - 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 (При расчетах отверстий искусственных сооружений с учетом аккумуляции в некоторых случаях расчетным может оказаться расход, соответствующий наибольшему объему 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].

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 (3.6) или по формуле предельной интенсивности стока (3.8). Границы применимости указанных формул в различных физико-географических зонах (В пособии приведены гидрологические характеристики лишь для европейской части территории СССР) приведены в табл. III. 13.

Эмпирическая редуцированная формула имеет вид

$$Q = q_{200} \left( \frac{200}{F} \right)^n \lambda_p \delta_1 \delta_2 F, \quad (3.6)$$

где  $q_{200}$  — модуль максимального расхода воды при вероятности превышения 1 %, приведенный к площади водосбора 200 км<sup>2</sup>, определяется

Таблица III.13. Границы применимости формул

Природная зона (приложение 3)	Площадь бассейна, км <sup>2</sup>	
	по формуле (III.8)	по формуле (III.6)
А. Равнинная территория: тундровая, лесная и лесостепная степная	< 50	50...30 000
	< 200	200...10 000
В. Горные районы (500 < H <sub>ср</sub> < 2000 м)	< 50	50...10 000

Таблица III.14. Значения коэффициента  $\lambda_p$

Район (приложение 6)	Площадь водосбора, км <sup>2</sup>	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
	> 0	1,45	1,25	1	0,87	0,69	0,55	0,36
	> 100	1,54	1,32	1	0,85	0,64	0,48	0,28
II	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



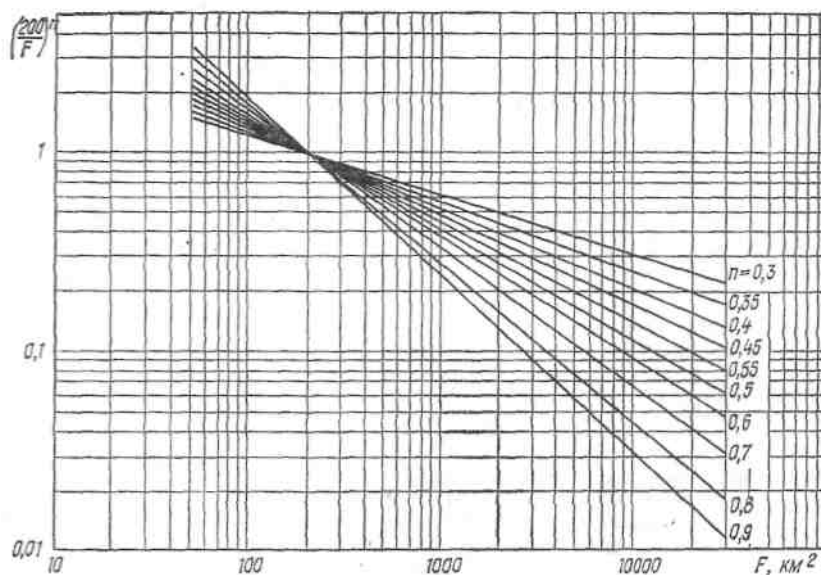


Рис. III.4. График степенной функции

по приложению 4;  $n$  — показатель степени редукции модуля максимального расхода, определяется по приложению 5;  $b_2$  — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода вследствие заболоченности, определяется по формуле (1.25) без учета степени залесенности:

$$\delta_2' = 1 - 0,8 \lg(1 + 0,1 f_0); \quad (3.7)$$

$\delta_1$  — коэффициент, учитывающий зарегулированность максимального расхода проточными озерами, рассчитывается по формуле (1.24);  $\lambda_p$  - 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. Ворскла (Полтавская область).

Исходные данные: площадь бассейна  $F = 350 \text{ км}^2$ ;  $I_{дл} = 9,7 \text{ ‰}$  заболоченности и озерности бассейна нет. Параметры формулы (3.6):  $q_{200} = 0,3 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{км}^2$  (см. приложение 4);  $n = 0,8$  (см. приложение б);  $\%p = 1$  (табл. III.14).

Максимальный расход при вероятности превышения  $P = 1 \text{ ‰}$  определяется по формуле

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

Формула предельной интенсивности стока имеет вид

$$Q = A_{1\%} \varphi H_1 \lambda_p \delta_1 F, \quad (3.8)$$

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

Таблица III.15. Значения коэффициента дождевого стока  $\psi$

Категория поверхности	Вид и характеристика поверхности	Суглистый слой осадков $H_1$ , мм	Площадь водосбора, км <sup>2</sup>				
			0,1	1	10	100	1000
I	Асфальт, скала без трещин, бетон	—	1	1	1	1	1
		≤80 81...150 151...200 >200	0,8 0,9 0,95 0,95	0,7 0,85 0,9 0,95	0,65 0,8 0,9 0,95	0,65 0,8 0,9 0,9	0,6 0,8 0,9 0,9
III	Суглинки, подзолы, подзолистые и серые лесные суглинки, сероземы тяжелосуглинистые, тундровые и болотные почвы	≤80	0,7	0,6	0,55	0,5	0,45
		81...100 101...150 151...200 >200	0,8 0,85 0,85 0,9	0,75 0,8 0,85 0,9	0,7 0,75 0,8 0,8	0,65 0,7 0,75 0,75	0,55 0,65 0,65 0,75
IV	Черноземы, светло-каштановые почвы, лесс, карбонатные почвы, темно-каштановые почвы	≤80	0,55	0,55	0,45	0,35	0,2
		81...150 151...200 >200	0,65 0,75 0,8	0,63 0,7 0,75	0,56 0,65 0,7	0,45 0,55 0,65	0,3 0,4 0,5
V	Супеси, бурые и серо-бурые пустынно-степные почвы, сероземы супесчаные и песчаные	≤80	0,35	0,28	0,2	0,2	0,15
		81...150 151...200 >200	0,45 0,55 0,6	0,35 0,45 0,55	0,25 0,4 0,5	0,25 0,35 0,45	0,2 0,3 0,4
VI	Песчаные, гравелистые, рахлые каменные почвы	—	0,25	0,2	0,15	0,1	0,1

Примечание. При значительной задернованности 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  $A_1$ , %

Типы кри- вых реду- ций осад- ков (при- ложения 8)	Продолжи- тельность склонового добега Т, с; мин	Гидрометрическая характеристика русла Фр											
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90
5: 5а	10	0,59	0,51	0,41	0,31	0,19	0,12	0,093	0,072	0,059	0,05	0,041	0,036
	30	0,35	0,33	0,26	0,21	0,14	0,1	0,08	0,064	0,053	0,045	0,038	0,034
	60	0,19	0,18	0,16	0,14	0,11	0,082	0,066	0,054	0,047	0,04	0,035	0,031
4: 4а	10	0,12	0,086	0,068	0,055	0,041	0,031	0,023	0,018	0,015	0,012	0,01	0,0085
	30	0,07	0,055	0,042	0,032	0,025	0,019	0,015	0,012	0,01	0,0091	0,0084	
	60	0,04	0,031	0,023	0,018	0,014	0,011	0,0094	0,0084	0,0083	0,0083	0,0083	
3: 3а: 23	10	0,45	0,42	0,32	0,25	0,15	0,1	0,083	0,064	0,055	0,045	0,038	0,033
	30	0,25	0,24	0,21	0,17	0,12	0,085	0,066	0,055	0,045	0,038	0,033	0,029
	60	0,16	0,15	0,14	0,12	0,09	0,074	0,062	0,052	0,044	0,038	0,033	0,027
1: 27	10	0,32	0,29	0,22	0,16	0,1	0,072	0,057	0,046	0,038	0,031	0,028	0,027
	30	0,16	0,15	0,14	0,12	0,09	0,074	0,062	0,052	0,044	0,038	0,033	0,027
	60	0,11	0,11	0,1	0,085	0,066	0,055	0,045	0,038	0,031	0,028	0,026	0,024
2	10	0,42	0,38	0,3	0,22	0,15	0,1	0,076	0,061	0,055	0,046	0,039	0,034
	30	0,23	0,22	0,18	0,15	0,11	0,079	0,064	0,055	0,047	0,038	0,033	0,027
	60	0,14	0,13	0,12	0,1	0,074	0,062	0,052	0,044	0,038	0,033	0,031	0,028
3: 3а: 23	10	0,082	0,068	0,055	0,042	0,032	0,025	0,019	0,015	0,012	0,01	0,0091	0,0084
	30	0,056	0,048	0,04	0,033	0,027	0,022	0,018	0,015	0,012	0,01	0,0091	0,0084
	60	0,036	0,033	0,027	0,022	0,018	0,015	0,012	0,01	0,0091	0,0084	0,0084	

Типы кривых редуций осадков (приложение 8)	Продолжительность склонового добегания $\tau_{ск}$ , мин	Гидроморфометрическая характеристика русла $\Phi_p$				
		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	0,016	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	0,0098	0,0079
	200	0,02	0,015	0,012	0,0096	0,0078

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

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

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

Гидроморфометрические характеристики склонов водосбора $\Phi_{ск}$	Тип кривых редуции 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

Гидроморфометрическая характеристика русла  $\Phi_p$  определяется

по формуле

$$\Phi_p = \frac{1000L}{m_l I_l^{\frac{1}{3}} F^{\frac{1}{4}} (\varphi H_{1\%})^{\frac{1}{4}}} \quad (3.9)$$

где  $m_l$  — коэффициент шероховатости русла (лога) и поймы, определяемый по табл. 1.8;  $L$  — длина реки (лога), км;  $I_l$  — средневзвешенный уклон реки (лога), ‰.

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

$$\Phi_{ск} = \frac{b_c^{\frac{1}{2}}}{m_c I_c^{\frac{1}{4}} (q H_{1\%})^{\frac{1}{2}}}, \quad (3.10)$$

где  $m_c$  — коэффициент шероховатости склонов водосбора, определяемый по табл. 1.9;  $I_{cp}$  — средний уклон склонов водосбора, ‰;  $b_c$  — средняя длина склонов водосбора, м, определяемая по формуле (1.20). Для водосборов площадью более 10 км<sup>2</sup> продолжительность склонового добега  $\tau_{ск}$  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 добега.

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

Таблица III.18. Поправочные коэффициенты к значениям слоя стока

Реки и притоки	Площадь водосбора, км <sup>2</sup>					
	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 Дон	1	1	0,72	0,55	0,38	0,25
Реки Крыма	1,5	1	0,75	0,72	—	—

Слой дождевого паводочного стока  $h_i$  % (без срезки грунтового питания) при вероятности превышения  $P = 1$  % для рек с площадью водосбора более  $50 \text{ км}^2$  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  $50 \text{ км}^2$  слой дождевого паводочного стока рассчитывается по уравнению

$$h_p = H_{1\%} \varphi \lambda_p. \quad (3.11)$$

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

Исходные данные:  $F = 1,2 \text{ км}^2$ ;  $L = 1,5 \text{ км}$ ;  $2l = 0$ ;  $I_{\text{ср}} = 20 \text{ ‰}$ ;  $t_c = 50 \text{ мин}$ ; Почвы-супеси (по табл. 1.5 относятся к V категории поверхности). Коэффициенты, учитывающие шероховатость лога и склонов,  $m_n = 11$ ;  $t_c = 0,25$  (табл. 1.4).

Порядок расчета. Максимальный расход определяем по формуле предельной интенсивности стока (III.8). Для определения продолжительности склонового добега вычисляем среднюю длину склона по формуле (1.20)

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

Гидроморфометрическая характеристика склонов

$$\Phi_{\text{ск}} = \frac{b_c^{1/2}}{m_n I_{\text{ср}}^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/2}} = \frac{445^{1/2}}{0,25 \cdot 20^{1/4} (0,25 \cdot 115)^{1/2}} = 6,$$

где значения  $\#_{10} = 115 \text{ мм}$  находим по приложению 7;  $\varphi = 0,25$  — по табл. III.15; тип кривой редукации осадков — 3а (приложение 8).

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

$$\Phi_p = \frac{1000 L}{m_n I_{\text{ср}}^{1/4} F^{1/4} (\varphi H_{1\%})^{1/4}} = \frac{1000 \cdot 1,5}{11 \cdot 20^{1/4} \cdot 1,2^{1/4} (0,25 \cdot 115)^{1/4}} = 20.$$

По значениям  $\Phi_p$  и  $t_{\text{ск}}$  определяем относительное значение модуля стока (табл. III. 16);  $\lambda_p = 0,088$ . Эту же величину можно определить по формуле

$$A_{1\%} = \frac{q_{1\%}}{\varphi H_{1\%}} = \frac{q_{1\%}}{0,25 \cdot 115} = 0,088,$$

откуда

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

Максимальный расход

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

### 3.3. 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.

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

$$Q = 16,7 a_p \alpha_p F \varphi k_l k_\phi, \quad (3.12)$$

где  $a_p$  — расчетная интенсивность осадков, соответствующая требуемой вероятности превышения, мм/мин, определяемая по формуле (3.13);

$\alpha_p$  — расчетный коэффициент склонового стока, определяемый по формуле (III. 14);

$F$  — площадь бассейна, км<sup>2</sup>;

$\varphi$  — коэффициент редукиции максимального дождевого стока (табл. III.19);

$k_l$  — коэффициент учета влияния крутизны водосборного бассейна (табл. III.20);

$k_\phi$  — коэффициент, учитывающий форму бассейна и определяемый по формуле (3.16).

Расчетная интенсивность осадков различной вероятности превышения

$$a_p = a_{\text{час}} k_l, \quad (3.13)$$

где  $a_{\text{час}}$  — максимальная часовая интенсивность дождя требуемой вероятности превышения, определяемая по табл. III.21 для заданного ливневого района (рис. III.5), мм/мин;  $k_l$  — коэффициент редукиции часовой интенсивности осадков в зависимости от времени формирования максимального расхода на малых бассейнах, принимаемый по табл. III.22.

Расчетный коэффициент склонового стока

$$a_p = a_0 \delta_e, \quad (3.14)$$

где  $a_0$  — коэффициент склонового стока при полном насыщении почвогрунтов водой, принимаемый по табл. III.23;  $\delta_e$  — коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию дождевого стока на поверхности водосборов в зависимости от различной залесенности и видов почвогрунтов:



Таблица III.19. Значения коэффициента  $\phi$

Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$\phi$	Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$\phi$
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.20. Значения коэффициента  $k_t$

Уклон главного лота $I_{гл}$ , ‰	Для бассейнов			с наличием русловой системы
	односкатных и безрусловых			
	асфальто-бетонные и цементобетонные покрытия	щебеночные и гравийные покрытия	естественные задернованные 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	—	—	1,56	—
600	—	—	1,63	—
700	—	—	1,68	—

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

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 <sup>2</sup>	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.23. Значения коэффициентов  $\alpha_0$ 

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  $\gamma_d$ 

Категория почвогрунтов	Характеристика склонов бассейна		Коэффициент $\gamma_d$
	Почвогрунты	Растительность	
I	Скальные, мерзлые и плохо проницаемые грунты	Дерн или отсутствие растительности	0,02
		Густой лес с кустарником и травой	0,02...0,04
II	Глины, суглинки Такыры	Чистый лес с кустарником и травой	0,06...0,15
		Отсутствие растительности	0,06...0,12
III	Супесчаные и песчаные грунты при естественной влажности	Дерн	0,1...0,15
		Густой лес с кустарником и травой	0,15...0,2
IV	Сухие грунты (пески и лессы) в засушливых и пустынных районах при недостаточной влажности	Слабая растительность	0,15...0,2
		Отсутствие растительности	0,2...0,25
V	Рыхлые грунты (осыпи, золотые пески) Скальные породы в горных условиях, сильно трещиноватые по поверхности	То же	0,25...0,35
		Слабая растительность Отсутствие растительности	0,15...0,2 0,2...0,3

Таблица III.25. Значения коэффициента  $\beta$ 

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 прониканию 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 П

Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	Ливневые районы			Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	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  $t_{\phi}$ 

Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$t_{\phi}$	Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$t_{\phi}$	Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$t_{\phi}$	Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	$t_{\phi}$
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		

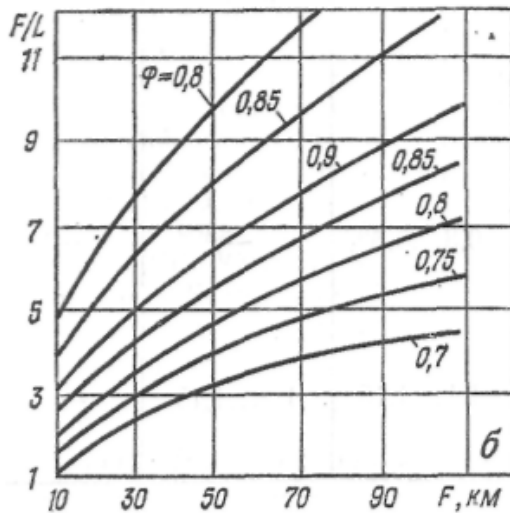
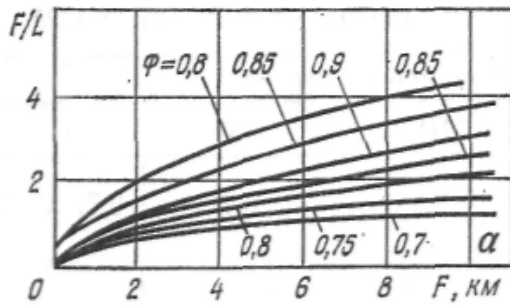


Рис. III.6. График зависимости  $\Phi = f(F/L)$   
 а — при  $F = 0...10$  км<sup>2</sup>; б — при 10...100 км<sup>2</sup>

$$\delta_e = 1 - \gamma_d \beta \Pi \quad (3.15)$$

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

Коэффициент  $k_\Phi$ , учитывающий форму бассейна, определяется по формуле

$$k_\Phi = \Phi + (1 - \Phi)c \quad (3.16)$$

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

Площадь бассейна $F$ , км <sup>2</sup>	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 км<sup>2</sup>, тыс. м<sup>3</sup>,

$$W = a_p \alpha_p F t_\Phi, \quad (3.17)$$

где  $t_\Phi$  — 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:  $F = 6,8$  км<sup>2</sup>;  $L = 3,2$  км;  $I_d = 10$  ‰

Почвогрунты — суглинки (II категория, табл. III.24) с оптимальной влажностью в естественных условиях. Склоны бассейна задернованы.

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

2. По формуле (3.13) определяем расчетную интенсивность осадков  $a_p$ , мм/мин, для чего находим:

по табл. III.19  $a_{\text{час}} = 1,01$ ;

по табл. III.22  $k_t = 1$ ;

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

Расчетный коэффициент склонового стока  $a_p$  находим по формуле (3.14). Для этого определяем

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

Значение  $\delta_e$  находим по формуле

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

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

Тогда

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

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

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

Коэффициент, учитывающий форму бассейна  $k_\phi$ , определяем по формуле (3.16). Для этого находим значение  $c=0,06$  и  $\Phi$  по графику (рис. III.6) при  $F/L = 6,8/3,2 = 2,1$ ;  $\Phi = 0,86$ .

Тогда

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

Максимальный расход определяем по формуле

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

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 км<sup>2</sup>. 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).

Расчетная формула имеет вид

$$Q = 16,7 a_{\text{час}} F \phi \phi_1 k_t, \quad (3.18)$$

где  $a_{\text{час}}$  — максимальная часовая интенсивность дождя, мм/мин, определяемая по табл. III.21;  $F$  — площадь бассейна, км<sup>2</sup>;  $\phi$  — коэффициент дождевого стока, определяемый по табл. III.15;  $\phi_1$  — 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.

Таблица III.28. Значения коэффициентов редукции  $\varphi_1$

$F, \text{ км}^2$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\varphi_1$	1	0,84	0,76	0,71	0,67	0,64	0,61	0,59	0,58	0,56
$F, \text{ км}^2$	1,5	2	2,5	3	4	5	6	8	10	12
$\varphi_1$	0,51	0,47	0,45	0,43	0,4	0,38	0,36	0,33	0,32	0,3
$F, \text{ км}^2$	14	16	20	25	30	40	50	60	80	100
$\varphi_1$	0,29	0,28	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,2	0,19	0,18

Значения  $k_t$  могут быть вычислены и по формуле

$$k_t = \left( \frac{60V_{\text{доб}}}{L} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{5,25}{L^{\frac{2}{3}}} I_L^{\frac{1}{6}} \quad (3.19)$$

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

$$V_{\text{доб}} = 3,5 I_L^{\frac{1}{4}} \quad (3.20)$$

для бассейнов с твердым гладким покрытием

$$V_{\text{доб}} = 10 I_L^{\frac{1}{4}} \quad (3.21)$$

Таблица III.29. Значения коэффициента  $k_t$

$L, \text{ км}$	$I_L, \text{ ‰}$							
	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 (3.19) или табл. III.29, но должно быть не более 5,24.

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

$$Q_n = 87,5 a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1, \quad (3.22)$$

Объем стока, тыс. м<sup>3</sup>,

$$W = 60 \frac{a_{\text{час}} F \varphi \varphi_1}{\sqrt{k_t}}, \quad (3.23)$$

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:  $F = 0,5$  км<sup>2</sup>;  $L = 0,8$  км;  $1J = 15$  ‰. 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 ср, 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

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

### 3.4. 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-11», 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 алгоритм и программа. В основу алгоритма положено решение уравнения баланса (2.67) при делении полного времени стока на шесть интервалов времени согласно табл. III.30.

Значения  $b_1$  вычисляются по зависимости (2.45). Для этого в нее вместо  $b$  и  $t_b$  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 3.1, 3.2 и 3.3 теоретические зависимости, часть которых с учетом специфики автоматического счета преобразована и дана в форме, удобной для программирования. Так, например, выражая правую часть уравнения (3.1) как функцию глубины воды  $H$  в замыкающем створе и обозначая левую часть уравнения через  $U$ , можно записать на конец интервала  $\Delta t_n$

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 ( $t_B > t_c$ )	$t_1 = 0,7t_c$	$\Delta t_1 = 0,7t_c$	$b_1$	$W_1 = at_1F$	$W_{c1} = W_1 \times$
	$t_2 = t_c$	$\Delta t_2 = 0,3t_c$	$b_c$	$W_2 = at_cF$	$\times \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \cdot 0,29\right)$
	$t_3 = t_B$	$\Delta t_3 = t_B - t_c$	—	$W_3 = W = at_B F$	$W_{c2} = 0,71W_2 = W_c$
	$t_4 = t_B + 0,25t_c$	$\Delta t_4 = 0,25t_c$	—	$W_4 = W$	$W_{c3} = W_c$
	$t_5 = t_c + 0,85t_c$	$\Delta t_5 = 0,6t_c$	—	$W_5 = W$	$W_{c4} = 0,75W_c$
	$t_6 = t_B + 0,85t_c + \Delta t_6$	$\Delta t_6 =$ $W - \sum W_Q$ $= \frac{30Q_5}{10^3}$	—	$W_6 = W$	$W_{c5} = 0,5W_c$ $W_{c6} = 0$
II ( $t_B < t_c$ )	$t_1 = 0,7t_B$	$\Delta t_1 = 0,7t_B$	$b_1$	$W_1 = at_1F$	$W_{c1} = W_1 \times$
	$t_2 = t_B$	$\Delta t_2 = 0,3t_B$	$b$	$W_2 = W = at_B F$	$\times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right)$
	$t_3 = t_B + \Delta t_3$	$\Delta t_3 =$ $= 0,29t_B \left(\frac{b_c}{b_1} - 1\right)$	—	$W_3 = W$	$W_{c2} = W \times$
	$t_4 = t_B + \Delta t_3 + \Delta t_4$	$\Delta t_4 = k_1 t_c$	—	$W_4 = W$	$\times \left(1 - 0,29 \frac{b_1}{b_c}\right)$
	$t_5 = t_B + \Delta t_3 + \Delta t_4 + \Delta t_5$	$\Delta t_5 = k_2 t_c$	—	$W_5 = W$	$W_{c3} = 0,71W = W_c$
	$t_6 = t_5 + \Delta t_6$	$\Delta t_6 =$ $W - \sum W_Q$ $= \frac{30Q_5}{10^3}$	—	$W_6 = W$	$W_{c4} = 0,75W_c$ $W_{c5} = 0,5W_c$ $W_{c6} = 0$

$$U_n = \frac{1}{3} Lm \left( 1 + \frac{\sum l}{L} \right)^c + H^2 + 0,03mm_n \Delta t_n (0,5)^{\frac{2}{3}} I_n^{\frac{1}{2}} H^{\frac{8}{3}}, \quad (3.24)$$

где

$$U_n = U - 0,03Q_{n-1} \Delta t_n, \quad (3.25)$$

Введем обозначения:

$$N_1 = \frac{1}{3} Lm \left( 1 + \frac{\sum l}{L} \right)^c; \quad (3.26)$$

$$N_2 = 0,03mm_n (0,5)^{\frac{2}{3}} I_n^{\frac{1}{2}} \quad (3.27)$$

Перенеся  $\underline{U}_n$  в правую часть, получим

$$N_2 = 0,03mm_n (0,5)^{\frac{2}{3}} I_n^{\frac{1}{2}}. \quad (3.28)$$

Таким образом, для решения уравнения (3.28) 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

$$H_{i+1} = H_i - \frac{f(H_i)}{f'(H_i)}; \quad (i = 1, 2, 3, \dots). \quad (3.29)$$

Вычисления производятся до выполнения условия

$$|H_{i+1} - H_i| < \varepsilon, \quad (3.30)$$

где  $\varepsilon$  — точность, с которой требуется найти  $H$ .

Следовательно, полученное значение  $H$  соответствует расходу  $Q_n$  на конец интервала времени  $\Delta t_n$ .

Расход  $Q_n$  вычисляется по формуле

$$Q_n = (mH^2) m_n (0,5H)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_n}. \quad (3.31)$$

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

$$k_1 = 2,37 - 4,28 \left( \frac{t_b}{t_c} \right) + 2,11 \left( \frac{t_b}{t_c} \right)^2; \quad (3.32)$$

$$k_2 = \frac{0,57}{\left( \frac{t_b}{t_c} \right)^{1,37}}. \quad (3.32)$$



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	

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

Последовательность расчета:

Определяется средняя длина склонов бассейна  $b_c$  по формуле (1.20).

Определяются значения  $N_1$  и  $N_2$  по формулам (3.26) и (3.27).

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

$$a_1 = \frac{h}{t_B}.$$

4. Время образования полного стока  $t_c$  определяется по формуле (2.43).

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

- при  $t_c < t_b$  — I;
- при  $t_c > t_b$  — II.

5а. В первом расчетном случае ( $t_c < t_b$ ) 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 (II 1.28) значений

$N_1, N_2, \Delta t$  и  $U_1$  находится глубина воды в логе в момент времени  $t_1$  а затем по формуле (3.31) — расход  $Q_1$  в этот же момент времени.

Затем решается уравнение (3.28) для момента времени  $t_2 = t_c$ . Здесь  $\Delta t_2 = 0,34$ ,  $U_2 = W_2 - W_{c2} - W_{Q1} - 30Q_1\Delta t_2$ , где  $W_{Q1} = 30Q_1\Delta t_1$ . После определения  $H$  в момент  $t_2$  находится  $Q_2$  и т. д.

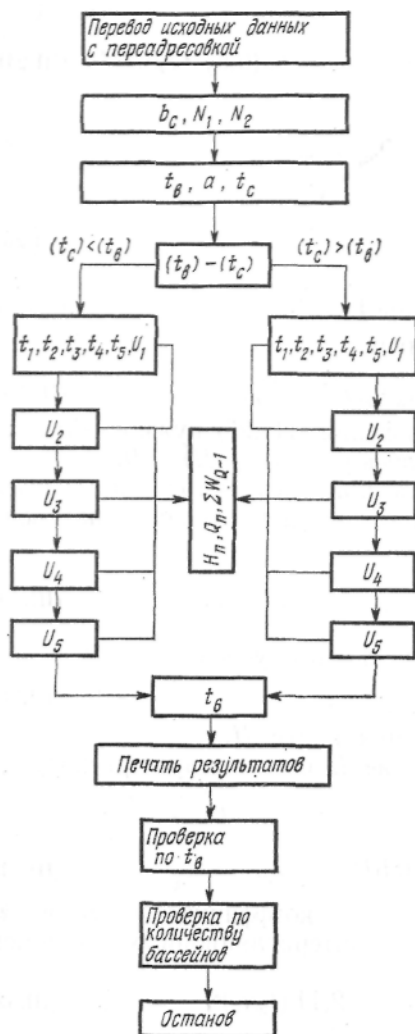


Рис. III.7. Блок-схема построения шестиинтервального гидрографа на ЭВМ

56. Во втором расчетном случае ( $t_c > t_b$ ) уравнение (3.28) решается для моментов времени, указанных в табл. III.30, причем для каждого из них сначала находится  $\Delta t_n$  и  $U_n$ , 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  $H$ ).

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

Таблица III.32. Обозначения исходных данных

Параметр	В по- собии	В про- грамме	Параметр	В по- собии	В про- грамме
Площадь бассейна, км <sup>2</sup>	$F$	$F$	Время водоотдачи, мин	$t_b$	ТВ
Длина главного лога, км	$L$	$L$	Время стока, мин	$t$	Т
Сумма длин второстепен- ных логов, км	$\Sigma l$	$K$	Расход воды, м <sup>3</sup> /с	$Q$	Q
Коэффициент формы лога	$m$	$A$	Объем стока, м <sup>3</sup>	$W$	W
Уклон главного лога	$I_{л}$	$IЛ$	Показатель степени в фор- муле для $W_{л}$	$c$	С
Функция уклона склонов	$\Phi(I_{л})$	$D$	Интенсивность водоотда- чи, мм/мин	$a_1$	И
Коэффициент, учитываю- щий шероховатость лога	$m_{л}$	МЛ	Коэффициент, учитываю- щий сток по промерзшей почве	$\beta$	Г
То же, шероховатость склонов	$m_c$	М			
Слой стока, мм	$h$	S			

Программа расчета максимального стока дождевых вод для ЭВМ ти-  
па «Мир» имеет вид:

«РАЗР» 6. «ВЫВ» [ИСХОДНЫЕ], «ПРОБ» 1, [ДАННЫЕ], «СТРО» 1, F, «ПРОБ» 3,  
L, «ПРОБ» 3, K, «ПРОБ» 3, IЛ, «ПРОБ» 3, МЛ, «ПРОБ» 3, М, «ПРОБ» 3, А, «ПРОБ»  
3, Д, «ПРОБ» 3, S, «ПРОБ» 3, S22 [3], «СТРО» 2, [РЕЗУЛЬТАТЫ], «ПРОБ» 1, [СЧЕ-  
ТА], «СТРО» 1; «ВЫВ» «ЗАГО» «ТАБЛ» 1, T, Q; «ВЫВ» «СТРО» 1, S, «ПРОБ» 5, ТВ;  
 $V = (1000 \times F) / (1.8 \times (L + K))$ ;  $N1 = 1/3 \times A \times L \times 1000 \times (1 + K/L) \uparrow C$ ;  
 $N2 = 30 \times A \times МЛ \times .5 \uparrow (2/3) \times IЛ \uparrow (1/2)$ ;  $Я = A \times МЛ \times .5 \uparrow (2/3) \times$   
 $\times IЛ \uparrow (1/2)$ ;  $KL = 0$ ;  $R9.И = (S/ТВ) \times Г$ ;  $TZ = ((S - Z)/S) \times ТВ$ ;  $ТС =$   
 $= 12.27/И \uparrow .6 \times (V / (М \times Д)) \uparrow .4$ ; «ЕСЛИ»  $TZ > ТС$  «ТО» («НА» L1) «ИНАЧЕ»  
 («НА» L2); L1.  $Й = 0$ ;  $T1 = .7 \times ТС$ ; L3.  $W1 = И \times T1 \times F \times 1000$ ;  $B1 =$   
 $= T1 \uparrow 2.5 \times (И \uparrow 1.5 \times Д \times М) / 527$ ;  $WC1 = W1 \times (1 - .29 \times (B1/V))$ ;  $P1 =$   
 $= W1 - WC1$ ;  $P = P1$ ;  $T = T1$ ;  $TA = T1$ ;  $U. N1 = 1$ ;  $B. H = N1 -$   
 $- (N1 \times N1 \uparrow 2 + TA \times T2 \times N1 \uparrow (8/3) - P) / (2 \times N1 \times N1 + (8/3) \times$   
 $\times TA \times N2 \times N1 \uparrow (5/3))$ ; «ЕСЛИ»  $ABS(N1 - H) > .01$  «ТО» ( $N1 = H$ ; «НА» B);  
 $Q = Я \times H \uparrow (8/3)$ ; «ВЫВ» «ТАБЛ» 1, T, Q; «ЕСЛИ»  $TZ > ТС$  «ТО» ( $Й = Й + 1$ ;  
«ЕСЛИ»  $Й = 1$  «ТО» («НА» Ц1) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ»  $Й = 2$  «ТО» («НА» Ц2) «ИНАЧЕ»  
 («ЕСЛИ»  $Й = 3$  «ТО» («НА» Ц3) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ»  $Й = 4$  «ТО» («НА» Ц4) «ИНАЧЕ»  
 («НА» Ц5) )))) «ИНАЧЕ» ( $Й = Й + 1$ ; «ЕСЛИ»  $Й = 6$  «ТО» («НА» Ц6) «ИНАЧЕ»  
 («ЕСЛИ»  $Й = 7$  «ТО» («НА» Ц7) «ИНАЧЕ» («ЕСЛИ»  $Й = 8$  «ТО» («НА» Ц8) «ИНАЧЕ»  
 («ЕСЛИ»  $Й = 9$  «ТО» («НА» Ц9) «ИНАЧЕ» («НА» Ц10) ))))»; Ц1.  $Q1 = Q$ ;  $WQ1 =$   
 $= 30 \times Q1 \times T1$ ;  $T2 = ТС$ ;  $W2 = И \times ТС \times F \times 1000$ ;  $WC2 = .71 \times W2$ ;  $P2 =$   
 $= W2 - WC2 - WQ1 - 30 \times Q1 \times (T2 - T1)$ ;  $T = T2$ ;  $TA = T2 - T1$ ; «НА»  
U; Ц2.  $Q2 = Q$ ;  $WQ2 = WQ1 + 30 \times (Q1 + Q2) \times (T2 - T1)$ ;  $T3 = TZ$ ;  $W3 =$   
 $= И \times TZ \times F \times 1000$ ;  $WC3 = WC2$ ;  $P3 = W3 - WC3 - WQ2 - 30 \times Q2 \times$   
 $\times (T3 - T2)$ ;  $T = T3$ ;  $P = P3$ ;  $TA = T3 - T2$ ; «НА» U; Ц3.  $Q3 = Q$ ;  $WQ3 =$   
 $= WQ2 + 30 \times (Q2 + Q3) \times (T3 - T2)$ ;  $T4 = TZ + .25 \times ТС$ ;  $W4 = W3$ ;  $WC4 =$   
 $= .75 \times WC2$ ;  $P4 = W4 - WC4 - WQ3 - 30 \times Q3 \times (T4 - T3)$ ;  $T = T4$ ;  $P =$   
 $= P4$ ;  $TA = T4 - T3$ ; «НА» U; Ц4.  $C4 = Q$ ;  $WQ4 = WQ3 + 30 \times (Q3 + Q4) \times$   
 $\times (T4 - T3)$ ;  $T5 = TZ + .85 \times ТС$ ;  $W5 = W3$ ;  $WC5 = .5 \times WC2$ ;  $P5 = WC5 -$   
 $- WQ4 - 30 \times Q4 \times (T5 - T4)$ ;  $T = T5$ ;  $P = P5$ ;  $TA = T5 - T4$ ; «НА» U; Ц5.  
 $Q5 = Q$ ;  $WQ5 = WQ4 + 30 \times (Q4 + Q5) \times (T5 - T4)$ ;  $T6 = TZ + 2.85 \times ТС +$   
 $+ (W5 - WQ5) / (30 \times 5)$ ;  $T = T6$ ; «ВЫВ» «СТРО» 1, T; «ВЫВ» «СТРО» 2, [W = I,  
W3; L4.  $KL = KL + 1$ ; «ЕСЛИ» «ВАР»  $\geq KL$  «ТО» ( $S = S22 [KL]$ ;  $ТВ = ТВ22$   
[KL]; «ВЫВ» «СТРО» 1, S, «ПРОБ» 5, ТВ; «НА» R9) «ИНАЧЕ» («СТОП»); L2.  $Й = 5$ ;

$T1 = .7 \times TZ$ ; «НА» L3; Ц6.  $Q1 = Q$ ;  $WQ1 = 30 \times Q1 \times T1$ ;  $T2 = TZ$ ;  $B2 = T2 \uparrow + 2.5 \times (H \uparrow 1.5 \times D \times M) / 527$ ;  $W = H \times TZ \times F \times 1000$ ;  $WC2 = W2 \times (1 - .29 \times (B2/B))B$ ;  $P2 = W2 - WC2 - WQ1 - 30 \times Q1 \times (T2 - T1)$ ;  $T = T2$ ;  $P = P2$ ;  $TA = T2 - T1$ ; «НА» U; Ц7.  $Q2 = Q$ ;  $WQ2 = WQ1 + 30 \times (Q1 + Q2) \times (T2 - T1)$ ;  $T3 = TZ + .29 \times TZ \times (B/B2 - 1)$ ;  $W3 = W2$ ;  $WC3 = .71 \times W3$ ;  $P3 = W3 - WC3 - WQ2 - 30 \times Q \times (T3 - T2)$ ;  $T = T3$ ;  $P = P3$ ;  $TA = T3 - T2$ ; «НА» U; Ц8.  $Q3 = Q$ ;  $WQ3 = WQ2 + 30 \times (Q2 + Q3) \times (T3 - T2)$ ;  $K1 = 2.37 - 4.28 \times (TB/TC) + 2.11 \times (TB/TC) \uparrow 2$ ;  $T4 = TZ + (T3 - T2) + K1 \times TC$ ;  $W4 = W2$ ;  $WC4 = .75 \times WC3$ ;  $P4 = W4 - WC4 - WQ3 - 30 \times Q3 \times (T4 - T3)$ ;  $T = T4$ ;  $P = P4$ ;  $TA = T4 - T3$ ; «НА» U; Ц9.  $Q4 = Q$ ;  $WQ4 = WQ3 + 30 \times (Q3 + Q4) \times (T4 - T3)$ ;  $K2 = .57 / (TB/TC) \uparrow 1.37$ ;  $T5 = TZ + (T3 - T2) + (T4 - T3) + K2 \times TC$ ;  $W5 = W2$ ;  $WC5 = .5 \times WC3$ ;  $P5 = W5 - WC5 - WQ4 - 30 \times Q4 \times (T5 - T4)$ ;  $T = T5$ ;  $P = P5$ ;  $TA = T5 - T4$ ; «НА» U; Ц10.  $Q5 = Q$ ;  $WQ5 = WQ4 + 30 \times (Q4 + Q5) \times (T5 - T4)$ ;  $T6 = TZ + (T3 - T2) + (T4 - T3) + (T5 - T4) + (W5 - WQ5) / (30 \times Q5)$ ;  $T = T6$ ; «ВЫВ» «СТРО» 1, T; «ВЫВ» «СТРО» 2, [W =], W3; «НА» L4 «ГДЕ» ◇

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:  $ВАР = 3$ ;  $K = 1$ ;  $A = 35$ ;  $C = 1/6$ ;  $МЛ = 20$ ;  $ПЛ = 0,008$ ;  $S = 34,6$ ;  $TВ = 20$ ;  $Z = 0$ ;  $M = 20$ ;  $D = 0,01$ ;  $\Gamma = 1$ ;  $F = 2$ ;  $L = 2$ ;  $S_{22} [3] = 41,7$ ;  $42,75$ ;  $45$ ;  $TВ_{22} [3] = 30$ ;  $45$ ;  $60$  «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 тока 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, м <sup>3</sup> /с
$S = .34600_{10^2}$	$TВ = 20$		
$.14000_{10^2}$	$.269526_{10^1}$	$t_b = 20$ мин	14
$.20000_{10^2}$	$.139398_{10^2}$	$W = 69\ 200$ м <sup>3</sup>	20
$.216763_{10^2}$	$.187587_{10^2}$		21,6
$.266717_{10^2}$	$.284021_{10^2}$		26
$.411831_{10^2}$	$.157836_{10^2}$		41,1
$.119589_{10^2}$			119
$W = .69200_{10^3}$			0
$S = .417000_{10^2}$	$TВ = 30$		
T	Q		
$.176752_{10^2}$	$.345112_{10^1}$		17,6
$.252503_{10^2}$	$.177407_{10^2}$	$t_b = 30$ мин	25,2
$.300000_{10^2}$	$.296638_{10^2}$	$W = 83\ 400$ м <sup>3</sup>	30
$.363125_{10^2}$	$.314245_{10^2}$		36,3
$.544627_{10^2}$	$.153049_{10^2}$		54,4
$.132465_{10^2}$			132
$W = .834000_{10^3}$			0
$S = .427500_{10^2}$	$TВ = 45$		
T	Q		
$.222096_{10^2}$	$.262644_{10^1}$		22,2
$.317281_{10^2}$	$.134522_{10^2}$	$t_b = 45$ мин	31,7
$.450000_{10^2}$	$.286013_{10^2}$	$W = 85\ 500$ м <sup>3</sup>	45
$.529320_{10^2}$	$.247728_{10^2}$		52,9
$.719688_{10^2}$	$.962580_{10^1}$		71,9
$.176094_{10^2}$			176
$W = .855000_{10^3}$			0

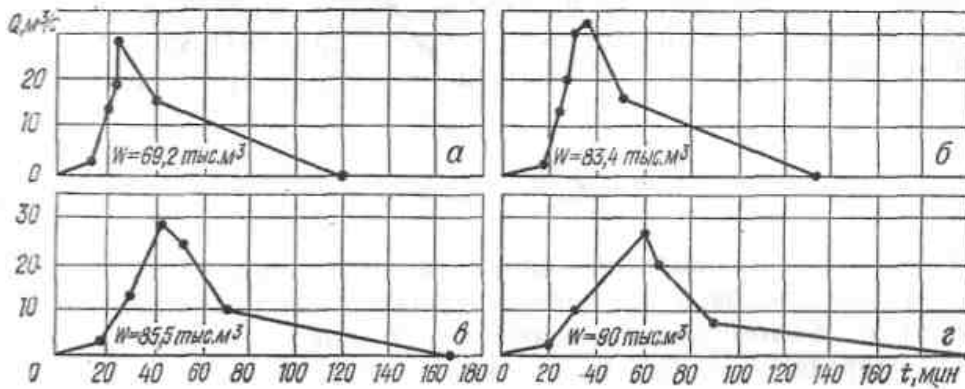


Рис. III.8. Гидрографы, построенные на ЭВМ.

S = 45	TB = 60	$t_B = 60$ мин		
T	Q	W = 90 000 м³	25,5	2,2
.255941 <sub>10<sup>2</sup></sub>	.220994 <sub>10<sup>1</sup></sub>		36,5	11,2
.365630 <sub>10<sup>2</sup></sub>	.112880 <sub>10<sup>2</sup></sub>		60	26,3
.600000 <sub>10<sup>2</sup></sub>	.263591 <sub>10<sup>2</sup></sub>		69,1	20,5
.691408 <sub>10<sup>2</sup></sub>	.205668 <sub>10<sup>2</sup></sub>		91	70,6
.910786 <sub>10<sup>2</sup></sub>	.706108 <sub>10<sup>1</sup></sub>		215	0
.215422 <sub>10<sup>2</sup></sub>				
W = .900000 <sub>10<sup>1</sup></sub>				

### 3.5. РАСЧЕТЫ ТАЛЫХ ВОД

Методы расчета максимальных расходов талых вод, рекомендуемые СН 435-72, применяются для бассейнов с площадями от элементарно малых (менее 1 км<sup>2</sup>) до 20 000 км<sup>2</sup> на европейской и до 50 000 км<sup>2</sup> 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

$$Q = qF = \frac{K_0 h_p \mu}{(F + 1)^n} \delta \delta_2 F, \quad (3.34)$$

где Q — расчетный мгновенный максимальный расход воды при вероятности превышения P, %, м<sup>3</sup>/с; q — модуль максимального расчетного расхода воды, м<sup>3</sup>/с • км<sup>2</sup>; K<sub>0</sub> — параметр, характеризующий одновременность половодья; h<sub>p</sub> — 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<sub>p</sub> в зависимости от площади водосбора; δ — коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды рек, зарегулированных озерами δ<sub>1</sub> и водохранилищами δ<sub>1</sub>' ; δ<sub>2</sub> — коэф-

фициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в залесенных и заболоченных бассейнах;  $F$  — площадь бассейна,  $\text{км}^2$ .

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

Категория рельефа, выраженная величиной  $\alpha_1$ , 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  $200 \text{ км}^2$  снимаются непосредственно с карты (приложение 11). Для бассейнов с площадью водосбора менее  $200 \text{ км}^2$  в снятые с карты значения вводят поправочный коэффициент:

Площадь водосбора, $\text{км}^2$	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 $\alpha_1$		
		$>1$	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

$$h_p = k_1 h_0, \quad (3.36)$$

где модульный коэффициент слоя стока заданной вероятности превышения  $k_1$  определяется по известным величинам  $C_v$  и  $C_s$  (приложение 12).

Значения коэффициента  $\mu$ , 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  $\delta_1$ , 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  $h_0 = 100 \dots 50$  мм  $c = 0,2 \dots 0,3$ ; при  $h_0 = 50 \dots 20$  мм  $c = 0,3 \dots 0,4$ ; при  $h_0 < 20$  мм  $c = 0,4$ .

Коэффициент  $\delta_2$  определяется по формуле (1.25).

Поправочный коэффициент  $\delta_1'$  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:  $F = 85$  км<sup>2</sup>;  $I_{\text{л}} = 15$  %;  $f_6 = 8$  %;  $f_{03} = 0$ . Рельеф бассейна характеризуется средневзвешенным уклоном главного лога  $I_{\text{л}} = 5^0/_{00}$

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

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

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

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  $\mu$

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 <sup>2</sup>	1,05	1	0,96	0,94	0,92	0,87
при $F < 200$ км <sup>2</sup>	1,1	1	0,93	0,87	0,79	0,64

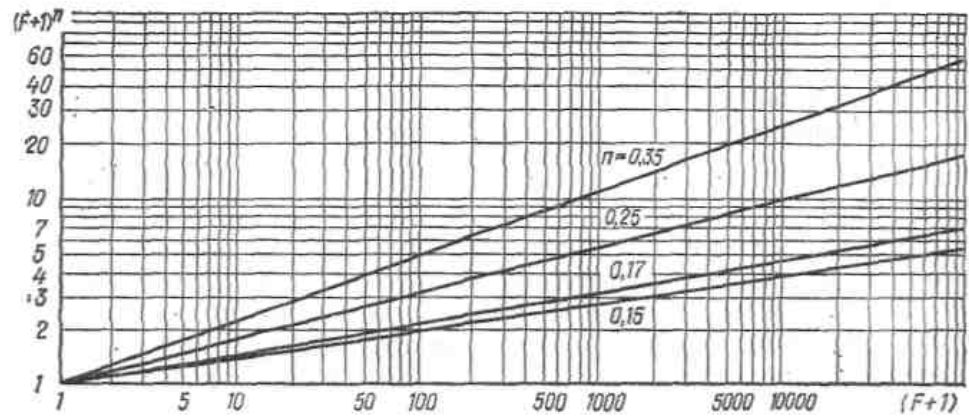


Рис. III.9. График степенной функции

2. Определяем коэффициент  $\alpha_1$  по формуле (3.35)

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

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  $p=1$ .

5. Значение коэффициента  $\delta_2$  определяем из характеристик бассейна ( $f_b = 8\%$  и  $f_n = 15\%$ ). По формуле (1.25) при значении  $P = 0,05f_n + 0,1f_b + 1 = 0,05 \cdot 55 + 4 - 0,1 \cdot 8 + 1 = 2,55$  находим, что  $\delta_2 = 0,68$  (параграф 1.6).

6. Находим расчетный расход по формуле (3.34)

$$Q_{1\%} = \frac{K_0 h p \mu}{(F+1)^n} \delta \delta_2 F = \frac{0,01 \cdot 202 \cdot 1}{(85+1)^{0,17}} 0,68 \cdot 85 = 55,5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для удобства вычисления величины  $(F+1)^n$  определяем по графику (рис. III.9).

### 3.6. 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 км<sup>2</sup>. Общая площадь водосборов рек Украинских Карпат составляет около 37,5 тыс. км<sup>2</sup>; 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 противопаводочные мероприятия, эффективность которых в первую очередь зависит от их правильного гидрологического 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. км<sup>2</sup>, по условиям рельефа делится на горную и равнинную части. Поверхностные воды полуострова представляют собой реки и периодически 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 (3.6) и (3.8). 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  $\lambda_p$

Районы	Вероятность превышения, %					
	0,3	1	2	5	10	25
Карпаты (бассейны Тиссы, 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  $\lambda_p$  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 предварительно 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 2.3). 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  $q_{1\%} = \frac{Q_{1\%}}{F} = f(F; L; B; I; H; f_{л})$ , 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 аккумулялирующее 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

$$Q = RF^{0,75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0,25} \lambda_p, \quad (3.37)$$

или, если принять, что  $B=F/L$ ,

$$Q = R\sqrt{FL}\lambda_p, \quad (3.38)$$

для рек бассейнов Днестра (исключая левобережные равнинные притоки), Прута и Серета

$$Q = RF^{0,75} I^{0,25} \lambda_p, \quad (3.39)$$

где  $R$  — региональный коэффициент, среднее значение которого для обеих формул равно 4,15.

Зависимости (3.37) и (3.39) применяются для площадей бассейнов более 50 км<sup>2</sup>.

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 переносят, исходя из условия равенства регионального коэффициента  $R$ , входящего в зависимости (3.37) и (3.39).

Тогда для рек бассейнов:

Тисы

$$Q_M = Q_B \left( \frac{F_M}{F_B} \right)^{0,75} \left( \frac{L_M}{L_B} \right)^{0,25} \left( \frac{B_B}{B_M} \right)^{0,25}; \quad (3.40)$$

Днестра, Прута и Серета

$$Q_M = Q_B \left( \frac{F_M}{F_B} \right)^{0,75} \left( \frac{L_M}{L_B} \right)^{0,25} \left( \frac{B_B}{B_M} \right)^{0,25}; \quad (3.41)$$

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

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left( \frac{F_1}{F_2} \right)^n \left( \frac{L_1}{L_2} \right)^{0,25} \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0,25}; \quad (3.42)$$

Днестра, Прута и Серета

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left( \frac{F_1}{F_2} \right)^n \left( \frac{I_1}{I_2} \right)^{0,25}. \quad (3.43)$$

Определив логарифмированием показатель степени  $n$ , из уравнения (3.42) или (3.43) можно найти уточненное значение регионального коэффициента  $R'$  для рассматриваемого участка реки:

для рек бассейна Тисы

$$R' = \frac{Q_1 B_1^{0,25}}{F_1^n L_1^{0,25}} = \frac{Q_2 B_2^{0,25}}{F_2^n L_2^{0,25}}; \quad (3.44)$$

для рек бассейнов Днестра, Прута и Серета

$$R' = \frac{Q_1}{F_2^n I_1^{0,25}} = \frac{Q_2}{F_2^n I_2^{0,25}}; \quad (3.45)$$

Тогда расход в створе мостового перехода, находящегося между водомерными постами, можно определить по формулам: для рек бассейна Тисы

$$Q_M = R' \frac{F_M^n L_M^{0,25}}{B_M^{0,25}}; \quad (3.46)$$

для рек бассейнов Днестра, Прута и Серета

$$Q_M = R' F_M^n I_M^{0,25}. \quad (3.47)$$

Пример III.9. Определить дождевой расход  $Q$ , у р. Рика у г. Хуст. Так как р. Рика относится к бассейну р. Тиса, используем формулу (3.37). Параметры формулы:  $R = 4,15$ ;  $kp = 1$  (остальные значения приведены в табл. III.36). Тогда

$$Q_{1\%} = RF^{0,75} (L/B)^{0,25} = 4,15 \cdot 1180^{0,75} (91/13)^{0,25} = 1351 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Пример III.10. Определить дождевой расход  $Q_I$  у 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 (3.42):

$$Q_1/Q_2 = (165/1180)^n (15/91)^{0,25} (13/11)^{0,25}; \quad n' = 0,79.$$

2. Уточненный для данной реки региональный коэффициент  $R'$  определим по зависимости (II 1.44):

$$R' = \frac{175 \cdot 11^{0,25}}{165^{0,79} \cdot 15^{0,25}} = \frac{1240 \cdot 13^{0,25}}{1180^{0,79} \cdot 91^{0,25}} = 2,84.$$

Таблица III.36. Исходные данные к примерам расчета III.9 и III.10

Пункт	$F, \text{ км}^2$	$L, \text{ км}$	$B, \text{ км}$	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  $Q_j$  „, 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 (3.37) 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 (3.37) 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:  $F = 781 \text{ км}^2$ ; озерность и заболоченность отсутствуют.

Так как бассейн р. Рика до рассматриваемого створа имеет площадь более  $200 \text{ км}^2$ , в качестве расчетной используем формулу (3.6).

Параметры формулы (3.6):  $q_{200} = 1,7 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{км}^2$  (приложение 13);  $n = 0,4$ ;  $\lambda = 1$ . 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 (3.6).

Максимальные расходы т а л ы х в о д для горных рек, согласно СН 435-72, рекомендуется определять по формуле

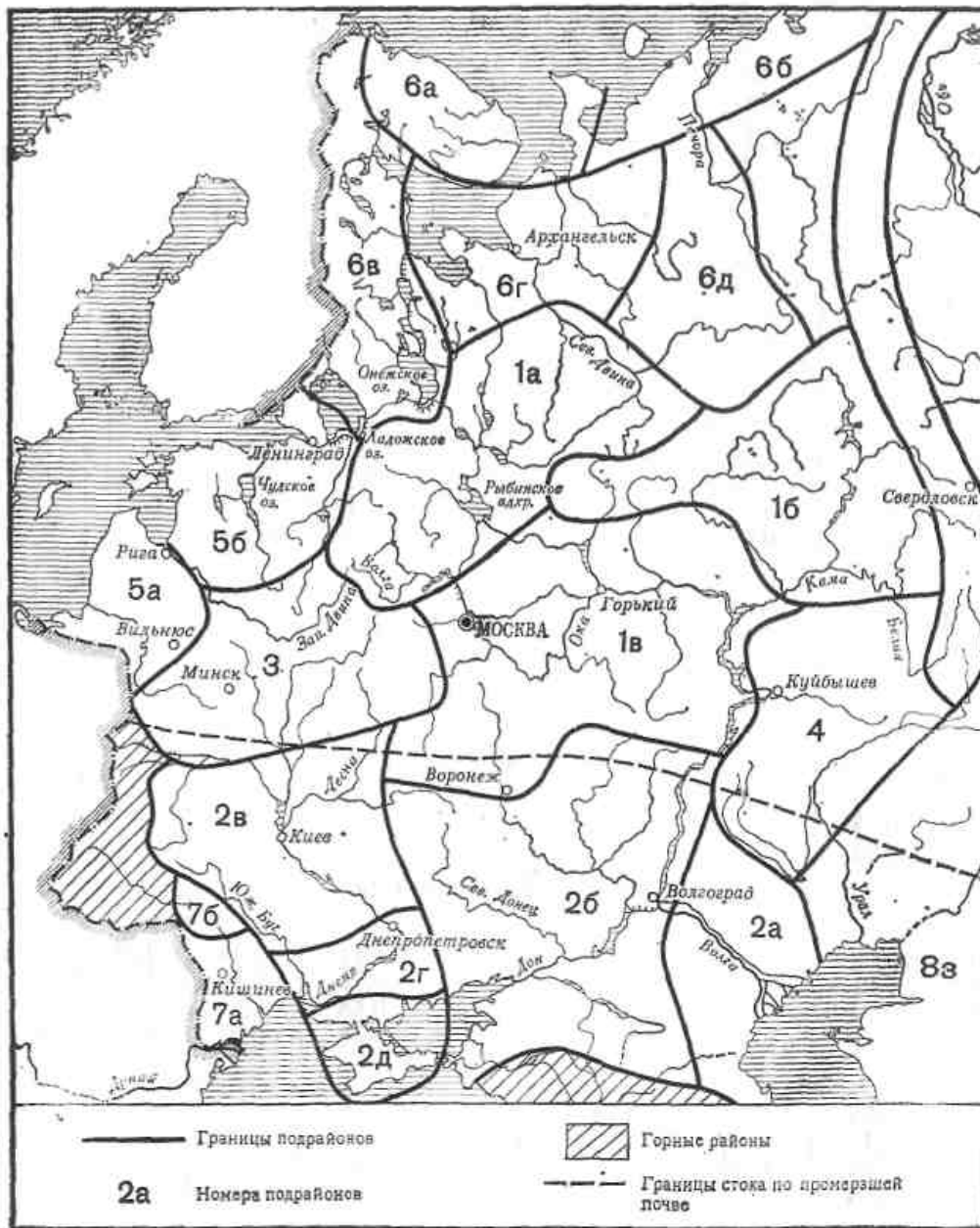
$$Q = \frac{K_0 h_0 \mu}{(F + 1)^{0,15}} \delta_1 F, \quad (3.48)$$

где параметр  $K_0$  для горных рек Карпат принимается равным 0,0045, а значение коэффициента  $\delta_1$  определяется по формуле (1.24).

**ПРИЛОЖЕНИЯ**

Приложение 1

Схема ливневых подрайонов



Приложение 2  
Таблицы интенсивности водоотдачи  $q$ , мм/мин, за время  $t_b$  мин, для различных периодов лет повторяемости  $N$  (к расчетам по уравнению баланса и таблицам КАДИ)

$t_b$	$N$							
	33	50	100	300	300			
<i>Ливневый подрайон 1a</i>								
I категория питания (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	0,75	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	—	—	—	—
IV категория питания (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
V 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	—	—	—	—
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 1b								
I 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	—	—	—	—
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
V к. в.								
20	1,53	1,56	1,73	1,95	—	—	—	—
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	—	—	—	—

Приложение 2

$t_b$	$N$							
	33	50	100	300	300			
<i>Ливневый подрайон 2a</i>								
III к. в.								
20	1,44	1,47	1,64	1,76	—	—	—	—
30	1,01	1,3	1,48	1,48	—	—	—	—
45	0,75	0,77	0,86	0,99	—	—	—	—
60	0,57	0,58	0,66	0,76	—	—	—	—
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
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	—	—	—	—
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 2b								
I 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.								
20	1,48	1,55	1,78	2,03	—	—	—	—
30	1,16	1,28	1,4	1,64	—	—	—	—
45	0,91	0,96	1,1	1,26	—	—	—	—
60	0,72	0,73	0,91	0,96	—	—	—	—
III 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	—	—	—	—
IV к. в.								
20	1,4	1,48	1,55	1,85	0,82	0,97	1,07	1,27
30	1,1	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 <sub>в</sub>	N						
	33	50	100	300	50	100	300
20	1,28	1,43	1,53	1,73	V к. в.		
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	—		
20	1,18	1,33	1,43	1,63	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 2г							
20	1,85	2,03	2,25	2,59	1,27	1,45	1,67
30	1,4	1,53	1,7	1,96	0,85	0,99	1,16
45	1,07	1,17	1,25	1,46	0,59	0,69	0,77
60	0,84	0,88	0,98	1,13	0,40	0,44	0,54
20	1,73	1,91	2,13	2,47	V к. в.		
30	1,28	1,41	1,58	1,84	—		
45	0,96	1,06	1,14	1,35	—		
60	0,73	0,77	0,87	1,02	—		
20	1,68	1,81	2,03	2,37	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 2д							
20	1,77	1,88	2,17	2,44	1,19	1,3	1,59
30	1,44	1,54	1,75	2,03	0,9	1,1	1,21
45	1,08	1,23	1,4	1,62	0,69	0,75	0,92
60	0,9	1,01	1,14	1,34	0,46	0,57	0,7
20	1,65	1,76	2,05	2,32	V к. в.		
30	1,32	1,42	1,63	1,91	—		
45	0,97	1,12	1,29	1,51	—		
60	0,79	0,9	1,03	1,23	—		
20	1,55	1,66	1,95	2,22	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 3							
20	1,46	1,55	1,7	1,96	0,83	0,97	1,12
30	1,11	1,16	1,28	1,49	0,57	0,62	0,74
45	0,82	0,86	0,95	1,09	0,34	0,38	0,47
60	0,67	0,71	0,78	0,9	0,23	0,27	0,34

t <sub>в</sub>	N						
	33	50	100	300	50	100	300
20	1,34	1,43	1,58	1,84	V к. в.		
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	—		
20	1,24	1,33	1,48	1,74	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 4							
20	1,23	1,33	1,48	1,7	0,69	0,79	0,94
30	0,91	0,99	1,1	1,26	0,41	0,49	0,6
45	0,66	0,72	0,8	0,92	0,2	0,26	0,34
60	0,52	0,57	0,63	0,72	0,1	0,15	0,21
20	1,11	1,21	1,35	1,58	V к. в.		
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	—		
20	1,02	1,12	1,27	1,49	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 5а							
20	1,36	1,46	1,58	1,78	0,78	0,88	1,2
30	1,02	1,09	1,2	1,37	0,48	0,55	0,66
45	0,73	0,78	0,86	0,98	0,25	0,3	0,38
60	0,57	0,61	0,67	0,76	0,13	0,17	0,23
20	1,24	1,34	1,48	1,66	V к. в.		
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	—		
20	1,14	1,24	1,38	1,56	VI к. в.		
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	—		
Линевый подрайон 5б							
20	1,26	1,34	1,5	1,68	0,68	0,76	0,92
30	0,92	0,98	1,1	1,23	0,38	0,44	0,56
45	0,67	0,76	0,85	0,99	0,19	0,28	0,37
60	0,55	0,59	0,66	0,74	0,11	0,15	0,22

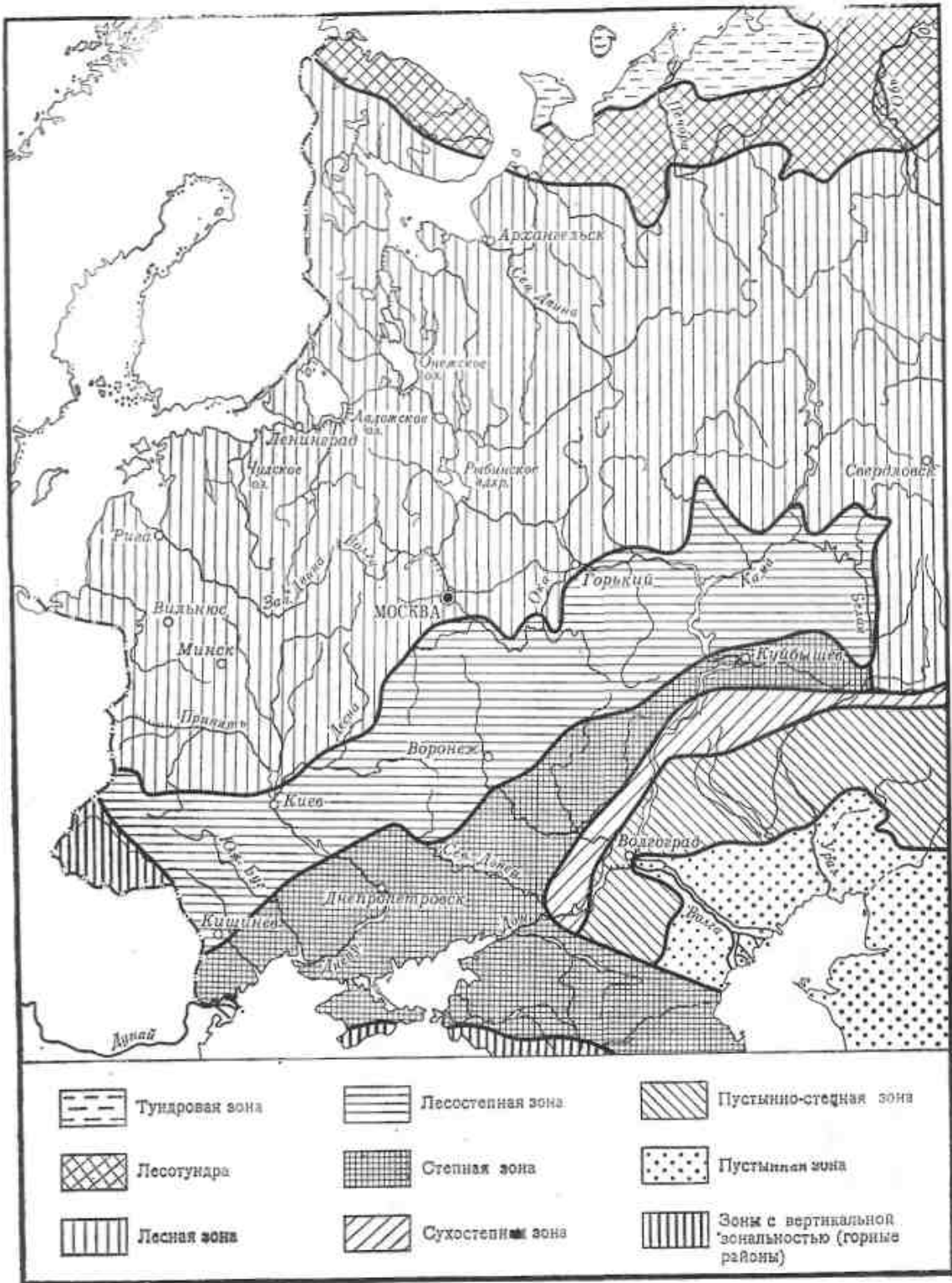


t <sub>н</sub>	N					
	33	50	100	300	50	300
<i>Лиственный подрайон 6а</i>						
20	0,98	1,08	1,2	1,38	0,4	IV к. в.
30	0,75	0,83	0,92	1,04	0,21	0,5
45	0,56	0,61	0,68	0,78	0,08	0,29
60	0,46	0,5	0,56	0,64	0,02	0,13
<i>V к. в.</i>						
20	0,86	0,96	1,08	1,26	—	—
30	0,63	0,71	0,8	0,92	—	—
45	0,45	0,5	0,57	0,67	—	—
60	0,35	0,39	0,45	0,53	—	—
<i>VI к. в.</i>						
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>Лиственный подрайон 6б</i>						
20	1,06	1,17	1,35	1,59	0,48	IV к. в.
30	0,81	0,86	0,99	1,17	0,27	0,59
45	0,63	0,67	0,77	0,86	0,15	0,32
60	0,5	0,53	0,61	0,72	0,06	0,45
<i>V к. в.</i>						
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	—	—
<i>VI к. в.</i>						
20	0,84	0,96	1,13	1,37	—	—
30	0,6	0,65	0,78	0,95	—	—
45	0,46	0,47	0,57	0,66	—	—
60	0,3	0,33	0,41	0,52	—	—
<i>Лиственный подрайон 6в</i>						
20	1,03	1,09	1,2	1,34	0,45	IV к. в.
30	0,81	0,86	0,94	1,03	0,27	0,51
45	0,59	0,63	0,69	0,8	0,11	0,32
60	0,49	0,52	0,57	0,64	0,05	0,15
<i>V к. в.</i>						
20	0,81	0,86	0,94	1,03	—	—
30	0,63	0,69	0,75	0,84	—	—
45	0,49	0,52	0,57	0,64	—	—
60	0,38	0,41	0,46	0,52	—	—

t <sub>в</sub>	N					
	33	50	100	300	50	300
<i>Лиственный подрайон 6а</i>						
20	1,14	1,22	1,38	1,56	—	V к. в.
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	—	—
<i>VI к. в.</i>						
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>Лиственный подрайон 6б</i>						
20	0,69	0,74	0,84	0,98	0,15	IV к. в.
30	0,53	0,57	0,65	0,76	0,03	0,2
45	0,43	0,46	0,52	0,61	—	0,3
60	0,35	0,38	0,43	0,5	—	0,15
<i>V к. в.</i>						
20	0,57	0,62	0,72	0,86	—	—
30	0,42	0,46	0,54	0,65	—	—
45	0,32	0,36	0,42	0,51	—	—
60	0,25	0,28	0,33	0,4	—	—
<i>VI к. в.</i>						
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>Лиственный подрайон 6в</i>						
20	0,69	0,81	1,07	1,36	0,11	IV к. в.
30	0,56	0,66	0,87	1,13	0,02	0,23
45	0,44	0,52	0,69	0,9	—	0,49
60	0,3	0,43	0,58	0,74	—	0,33
<i>V к. в.</i>						
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	—	—
<i>VI к. в.</i>						
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	—	—

$t_{\text{н}}$	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	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 7а</i>								
	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	—	—	—	—
<i>Ливневый подрайон 7б</i>								
	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

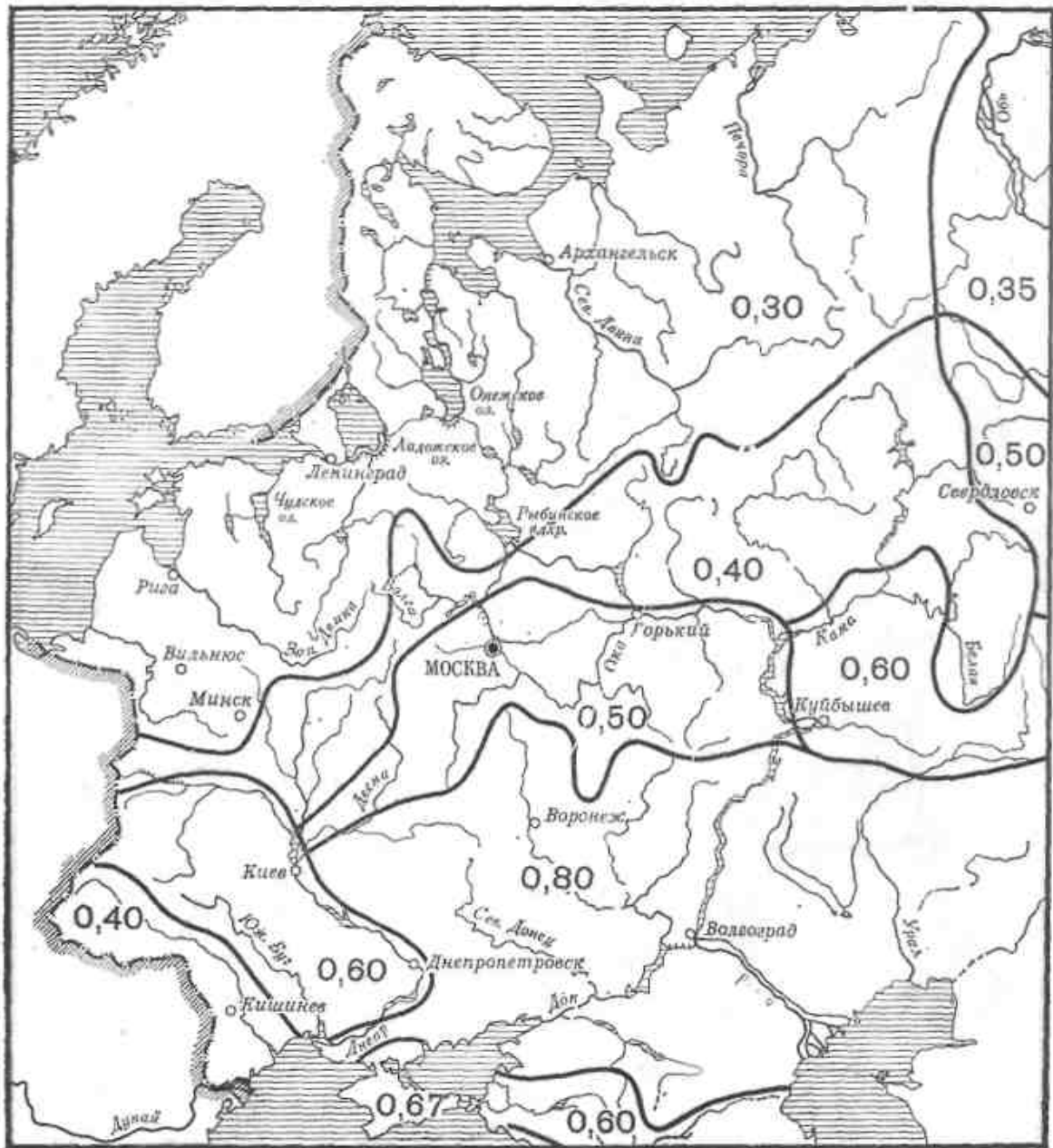
Карта физикс-географических зон



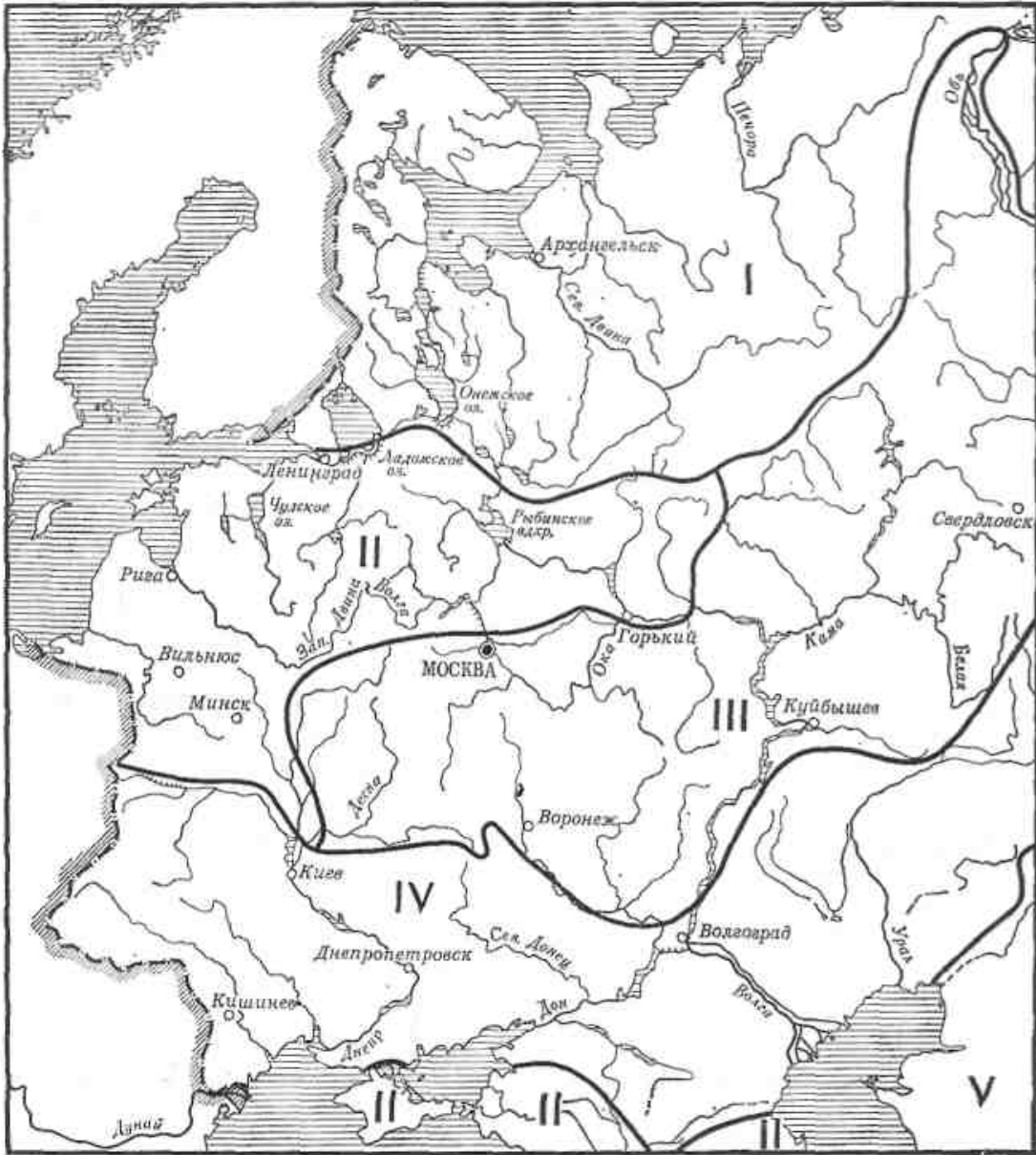
Карта максимальных модулей дождевого стока  $Q_{200}$



Карта показателей степени редукции максимального модуля дождевого стока  $n$



Карта переходного коэффициента  $\lambda_p$  от вероятности превышения  $P = 1\%$  к другой вероятности



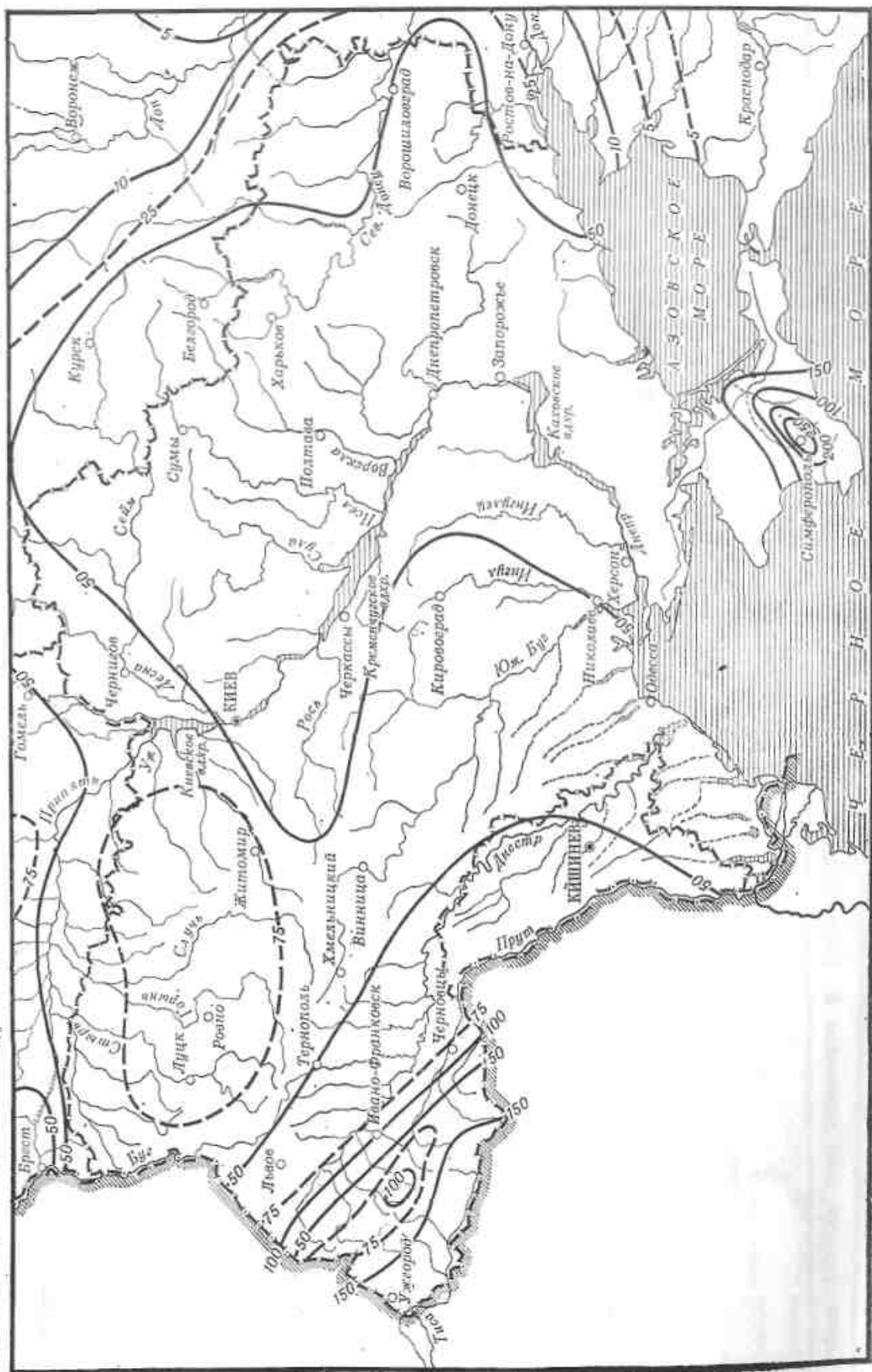
I, II, III, — зоны изменения коэффициента  $\lambda_p$



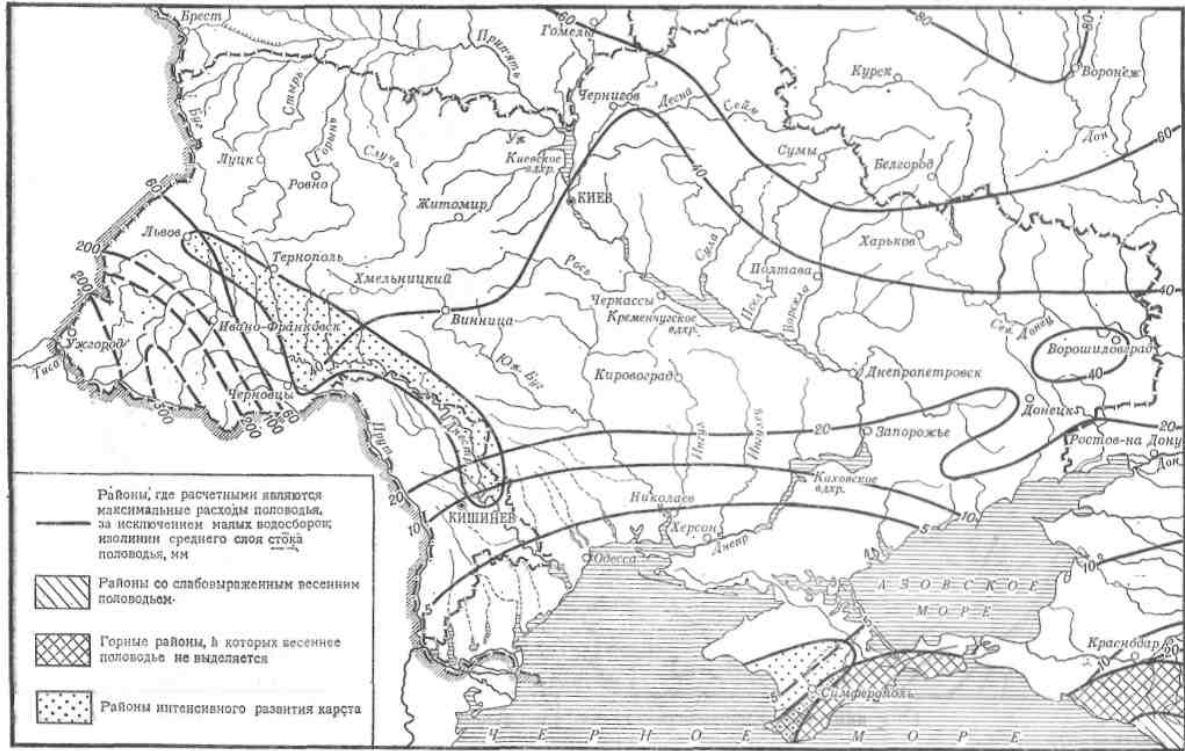




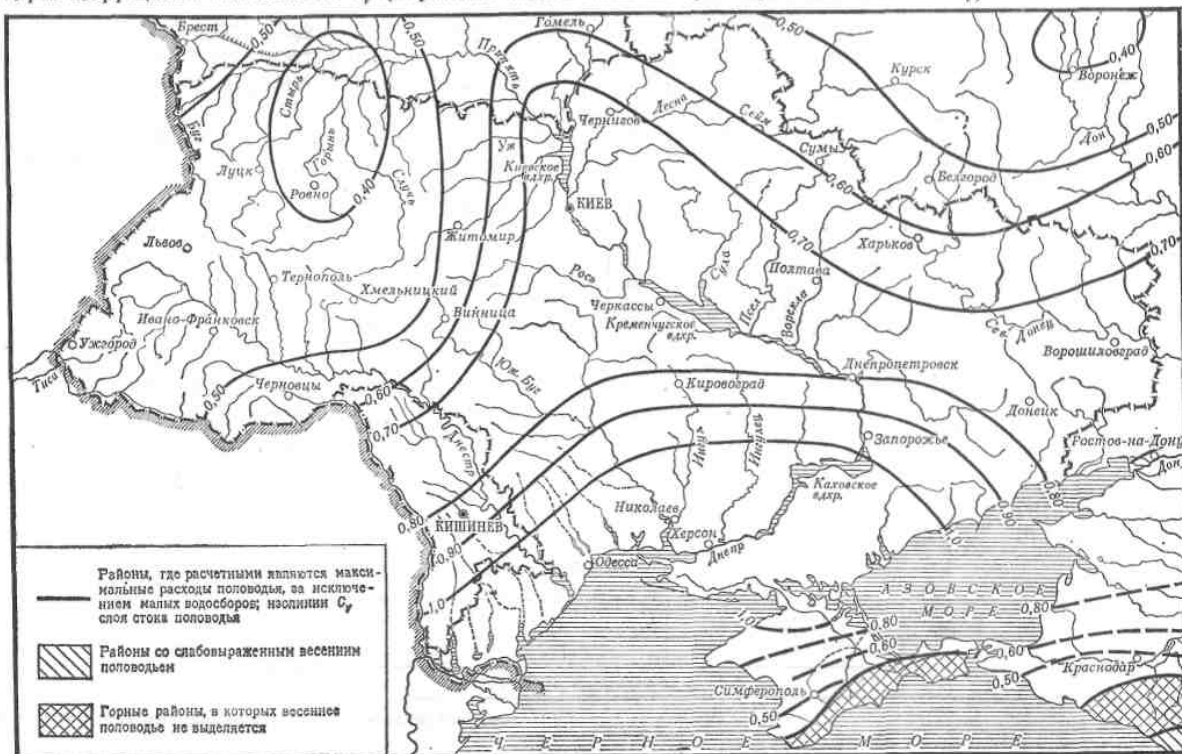
Карта слоя дождевого стока  $h_{10\%}$  (штриховой линией показаны ориентировочные значения  $h_{10\%}$ )



Карта среднего слоя половодья  $h_0$  (штриховой линией показаны ориентировочные значения  $h_0$ )



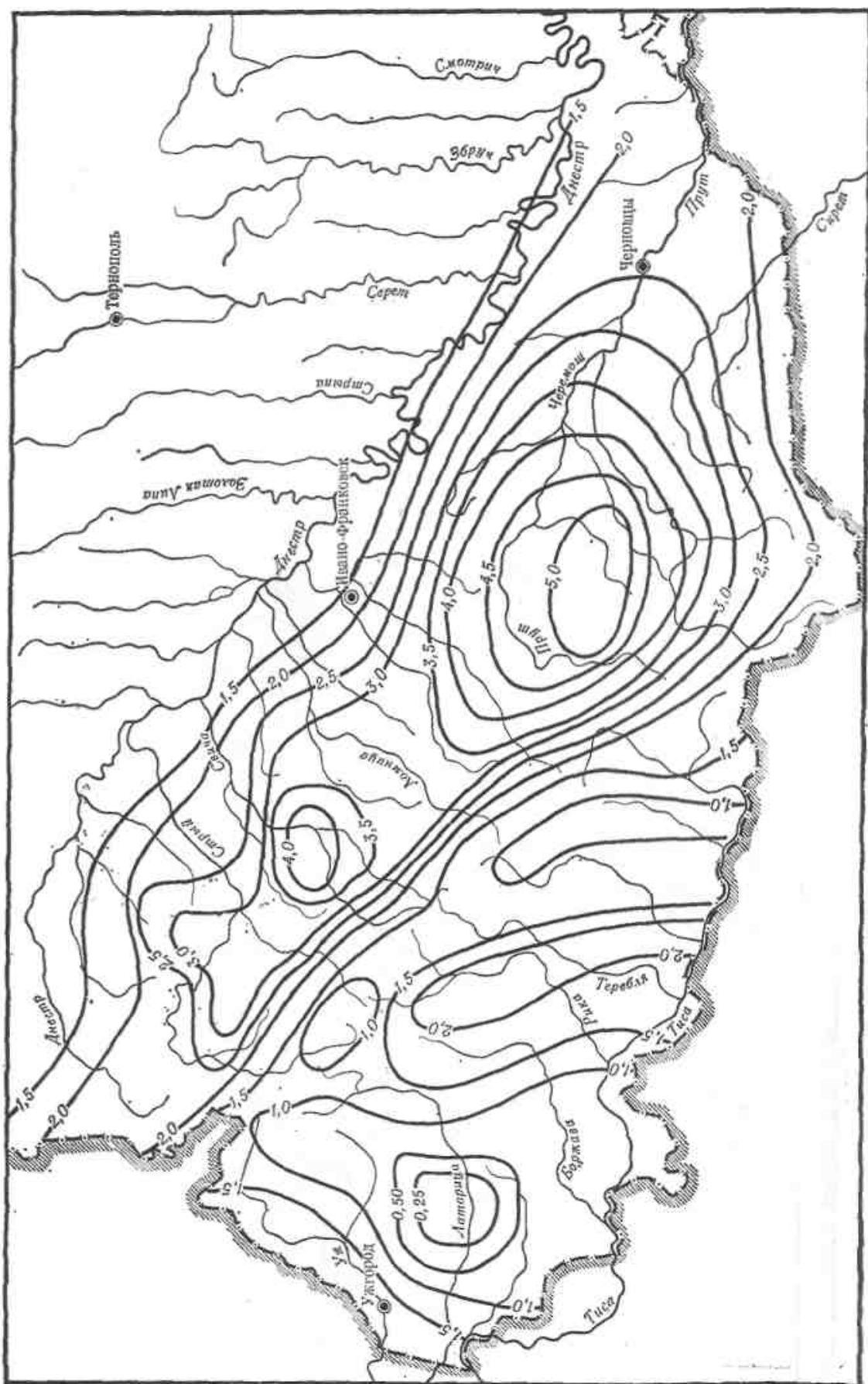
Карта коэффициента изменчивости  $C_V$  (штриховой линией показаны ориентировочные значения  $C_V$ )



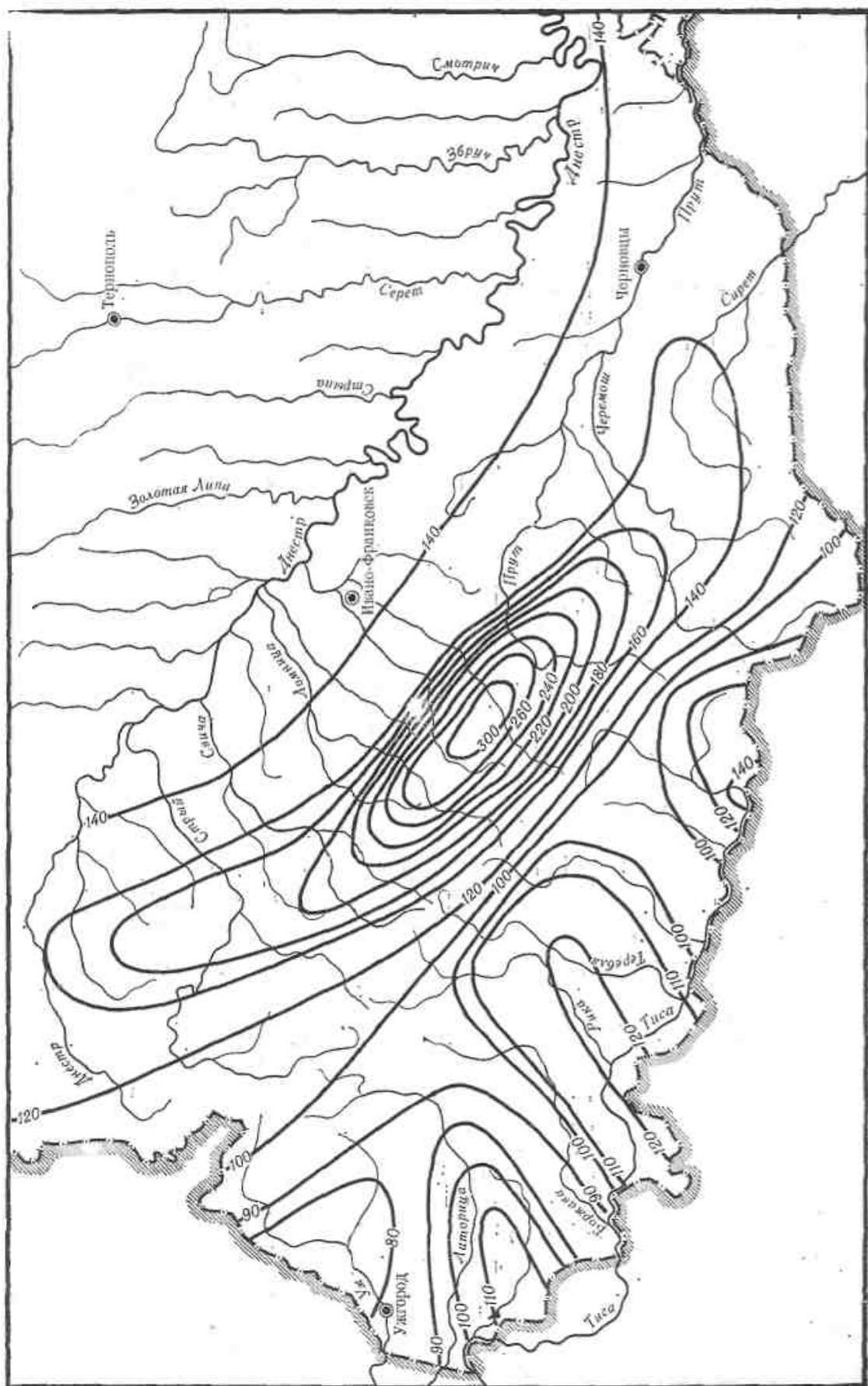
Продолжение приложения

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	$0,4 \times 10^{-3}$

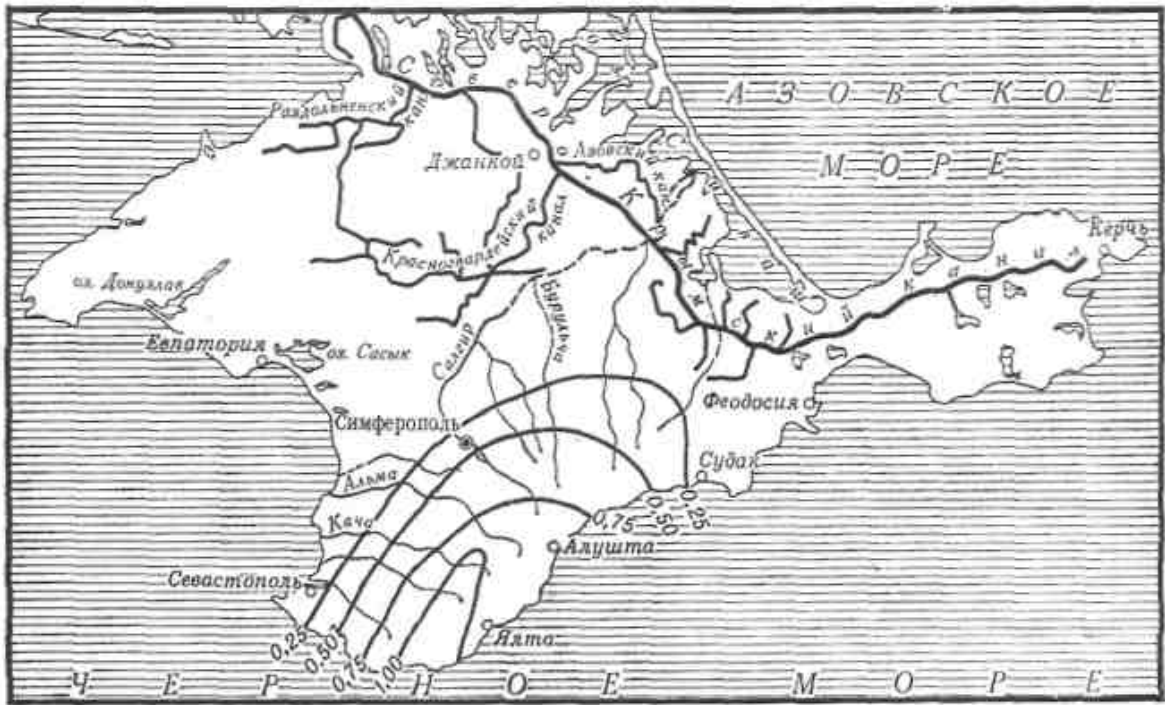
Карта максимальных модулей дождевого стока  $q_{200}$ , м<sup>3</sup>/с · км<sup>2</sup>, рек Карпат



Карта суточного дождевого слоя осадков  $P_{1\%}$ , мм, на территории Карпат



Карта максимальных модулей дождевого стока  $q_{200}$ ,  $\text{м}^3/\text{с} \cdot \text{км}^2$ , рек Крыма



Карта суточного слоя осадков  $H_{10\%}$ , мм, на территории Крыма



## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев Г.А. Расчеты паводочного стока рек СССР.— М.; Л.: Гидрометеиздат, 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., Гидрометеиздат, 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: Наукова 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.: Гидрометеиздат, 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., Луконин Е.М., Пилипенко 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. : Гидрометеиздат, 1973, с. 120—149.
19. Лучшева А. А. Практическая гидрология. М.; Л. : Гидрометеиздат, 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. Огиевский 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.: Гидрометеоздат, 1973.— 109 с.
24. Соколовский Д.И. Речной сток. М.;Л.: Гидрометеоздат, 1952.— 488 с.
25. Соломенцев Н.А., Львов А.М., Симиренко С,Л., Чекмарев В.А. Гидрология суши.— М.; Л.: Гидрометеоздат, 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.: Гидрометеоздат, 1975.— 544 с.
31. Чеботарев А.И. Гидрологический справочник.— М.; Л.: Гидрометеоздат, 1978.—307 с.
32. Чегодаев Н.Е. Расчет поверхностного стока с малых водосборов. Сообщение № 37.- М.: Трансжелдориздат, 1953.