

106
Т78

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РСФСР

ЛЕНИНГРАДСКИЙ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

ТРУДЫ, ВЫПУСК 23

ВОПРОСЫ МЕТОДИКИ РАСЧЕТОВ И ПРОГНОЗОВ СТОКА

196085

БИБЛИОТЕКА
Ленинградского
Гидрометеорологического
Института

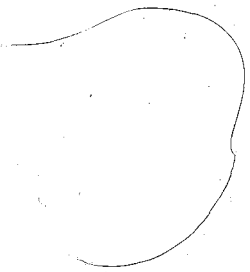
ЛЕНИНГРАД
1965

Сборник посвящен вопросам методики расчетов и прогнозов стока. Ряд статей посвящен вопросам методики расчетов максимального дождевого стока и проектирования гидрографов паводков на реках Дальнего Востока и Сахалина на основе анализа и обобщения стационарных материалов и экспедиционных исследований ЛГМИ за ряд лет, а также с применением электронных моделирующих устройств.

Другие статьи посвящаются вопросам методики долгосрочных прогнозов стока на основе применения теории вероятностных процессов и множественной корреляции (с применением электронных счетных машин).

Сборник представляет интерес для широких кругов гидрологов и гидротехников, а также для студентов и аспирантов гидрометеорологических вузов и гидрологических специальностей университетов.

Отв. редактор проф. док. техн. наук *Д. Л. Соколовский*



Д. Л. СОКОЛОВСКИЙ, В. Г. ОРЛОВ

РАСЧЕТНЫЕ НОРМЫ МАКСИМАЛЬНОГО ДОЖДЕВОГО СТОКА НА РЕКАХ САХАЛИНА

ВВЕДЕНИЕ

Излагаемая в настоящей работе методика расчета максимального дождевого стока разработана на кафедре инженерной гидрологии Ленинградского гидрометеорологического института на основе экспедиционных исследований и теоретического анализа и предназначена для расчетов максимального дождевого стока при проектировании и строительстве мостовых дорожных переходов, плотин и других гидротехнических сооружений на реках с площадью водосбора от 5 до 1000 км².

При этих исследованиях было определено в течение 1961—1963 гг. на водотоках различных районов Сахалина по меткам высоких вод и гидравлическим характеристикам русла свыше 200 расходов.

Кроме того, были обработаны и использованы данные стационарных наблюдений на 23 гидрометрических створах на реках с площадью водосбора от 11 до 3650 км² с периодом наблюдений от 4 до 23 лет.

Для определения расчетных осадков были обработаны и обобщены данные наблюдений над осадками по 22 метеостанциям и постам Сахалинского УГМС с периодом наблюдений от 10 до 62 лет, всего 619 годостанций.

Методика полевых исследований, их обработка и обобщения излагаются ниже.

В проведении полевых исследований, их обработке и обобщении принимали участие кандидаты наук Ю. М. Георгиевский, А. А. Самохин, ст. инженер лаборатории расчетов стока В. Г. Орлов и студенты гидрологического факультета ЛГМИ.

Рекомендуемые на основе этой методики расчетные нормы максимального дождевого стока рек Сахалина являются первым опытом составления районных расчетных норм максимального

стока, которые после обсуждения могут служить полезным образцом при составлении расчетных норм максимального стока для других районов СССР.

I. МЕТОДИКА ПОЛЕВЫХ И КАМЕРАЛЬНЫХ РАБОТ

В состав полевых работ по определению максимальных расходов воды на неизученных реках входило:

- 1) выбор участка реки;
- 2) определение горизонтов высоких вод;
- 3) измерение уклона водной поверхности;
- 4) съемка поперечных профилей;
- 5) измерение расхода воды и назначение коэффициента шероховатости;
- 6) камеральная обработка.

1. Выбор участка реки

Основным требованием, определяющим возможность проведения полевых работ на данном участке, является близость населенного пункта или железной (шоссейной) дороги, что дает возможность установить горизонт высоких вод по опросу жителей и точно определить местоположение участка на карте, а также в первом приближении вероятность максимумов, определенных по следам.

Другие требования методического характера обусловлены применимостью к данному участку реки уравнения равномерного движения, т. е. формулы Шези. К этим требованиям относятся:

- 1) отсутствие переменного подпора и деформаций русла;
- 2) наличие прямолинейного русла без резких изменений глубин и форм живого сечения;
- 3) наименьшая ширина поймы и при возможности с однородной подстилающей поверхностью;
- 4) отсутствие островов и отмелей;
- 5) более или менее параллельное направление течения в пойме и русле;
- 6) удаленность от гидротехнических сооружений и мостовых переходов;
- 7) отсутствие сгонно-нагонных явлений и приливно-отливных течений.

2. Определение горизонта высоких вод (ГВВ)

Отметки горизонта высоких вод необходимы при определении площади живого сечения и уклона водной поверхности для расчета максимального расхода воды. Горизонты высоких вод устанавливаются по меткам на местности и по опросу старожилов.

К меткам на местности относятся:

1) оставшийся наносник (пучки травы, мелкие сучья, ил, солома, обломки тростника и т. п.) на стволах деревьев, кустах, берегах;

2) отложения наносов реки на мостовых устоях, деревьях, берегах;

3) подмыв крутых берегов водой;

4) линия смачивания оштукатуренных и деревянных стен прибрежных сооружений.

Сведения о ГВВ по меткам и опросу жителей желательно получить вдоль всего выбранного участка реки. Полученные сведения о датах прохождения наивысших расходов в дальнейшем должны быть сопоставлены с датами выпадения наибольших осадков.

3. Измерение уклона водной поверхности

Уклон водной поверхности определялся по урезу воды на момент производства работ, по меткам горизонта высоких вод (при их наличии) и по показаниям старожилов. Протяженность участка съемки продольного профиля реки должна обеспечить падение на равнинных реках не менее 0,5 м, на горных — 1,0—1,5 м.

Урезные точки назначаются в начале, середине или конце плесов и перекатов. На участке съемки уклона должно быть не менее двух плесов и двух перекатов. Первая и последняя урезные точки должны относиться к однотипным русловым образованиям.

При установлении уклона возможны два варианта. В первом случае учитывается определенный уклон на некотором участке вверх и вниз по течению от выбранного створа, во втором — используется только осредненный уклон для всего участка реки. Тот или иной вариант применяется в зависимости от местных условий.

4. Съемка поперечных профилей

Поперечные створы разбивались с целью определения площади живого сечения для установленного горизонта высоких вод. Количество поперечных створов должно быть не менее двух. Створы назначаются строго перпендикулярно к направлению потока, либо к направлению долины реки. Съемка проводилась техническим нивелированием на 1 м выше установленного горизонта высоких вод. При съемке учитывались все переломные точки и выделялись характерные участки с различной шероховатостью и определением их протяженности.

5. Измерение расхода воды и назначение коэффициента шероховатости

Для назначения коэффициента шероховатости на выбранном участке производилось определение расхода воды и уклона водной поверхности.

Коэффициент шероховатости для русла реки определяется по измеренному расходу и уклону водной поверхности, исходя из формулы Шези-Павловского,

$$Q = \omega \frac{1}{n} h_{\text{ср}}^x \sqrt{h_{\text{ср}} i}, \quad (1)$$

где Q — измеренный расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$; ω — площадь живого сечения в м^2 ; h — средняя глубина сечения в м ; i — продольный уклон потока; x — показатель степени при средней глубине.

Формула (1) может быть записана в виде

$$Q = \omega A \sqrt{i}, \quad (2)$$

где

$$A = \frac{1}{n} \cdot h_{\text{ср}}^x \cdot \sqrt{h_{\text{ср}}}. \quad (3)$$

Значения A , $\frac{1}{n}$ и x определяются по таблицам, приложенным к методическим указаниям ГГИ [7].

В случае отсутствия измеренных расходов на пойме, коэффициент шероховатости для нее назначается по таблицам М. Ф. Срибного. При наличии нескольких створов коэффициент шероховатости определяется по осредненным данным.

6. Камеральная обработка

Камеральная обработка заключалась в построении продольных и поперечных профилей, назначении уклонов при ГВВ, разделении поперечного профиля на «отсеки» по морфометрическим признакам.

Расход вычислялся по формуле (2) для каждой части отдельно, а общий расход определялся как сумма расходов всех отсеков.

При назначении величины уклона водной поверхности возможны два случая:

1. При наличии данных об уклоне горизонта высоких вод для всего участка определяется его средневзвешенное значение как уклон прямой линии, выравнивающей продольный профиль ГВВ из условия равенства площадей профиля, отсекаемых линией средневзвешенного уклона.

2. При отсутствии уклона для горизонта высоких вод принимается средневзвешенный уклон, установленный для меженного горизонта.

На основании исследований ГГИ [8] можно предполагать, что влияние плесово-перекатного характера русла на неравномерность режима движения потока при паводочном состоянии су-

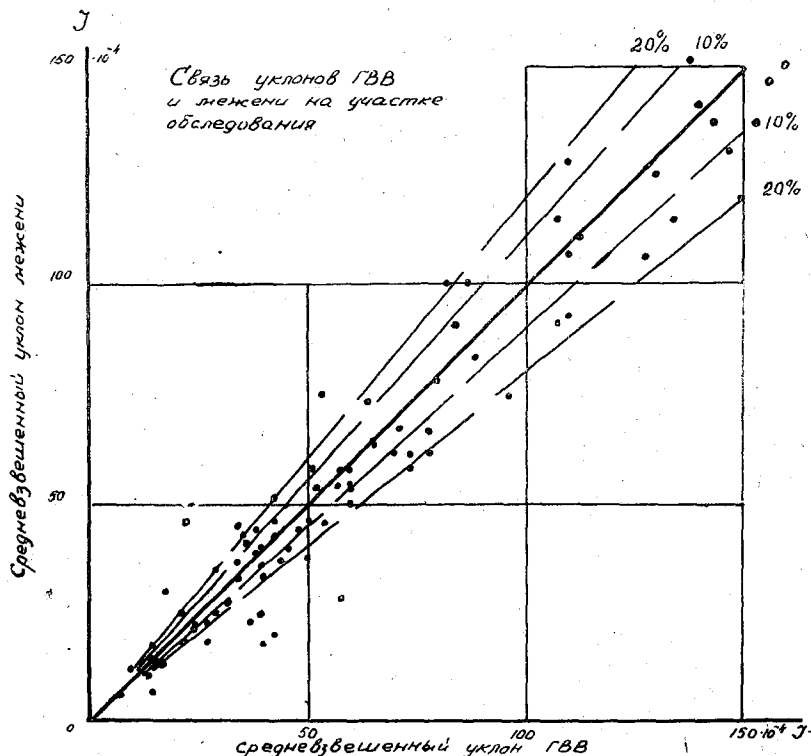


Рис. 1. Связь уклонов ГВВ и межени на участке обследования.

щественно уменьшается: продольный профиль свободной поверхности воды выравнивается и принимает на участках значительно протяжения более или менее одинаковый уклон, равный среднему уклону дна на данном участке.

Для проверки этого положения были сопоставлены уклоны ГВВ и средневзвешенные уклоны межени (рис. 1). Анализ показал, что отклонения не превышают ± 15 —20% от средней линии. Отклонения точек больше 20% объясняются неправильным выбором створов только на плесовых или перекатных участках реки.

Таким образом, произведенные исследования показали возможность использования меженного уклона для определения расхода при ГВВ.

II. МЕТОДИКА ОБРАБОТКИ И АНАЛИЗ ДАННЫХ ПО МАКСИМАЛЬНОМУ СТОКУ

Максимальные расходы, определенные по указанной методике, а также морфометрические характеристики обследованных рек приводятся в приложении.

Как видно из таблицы, на территории Сахалина обследовано 209 рек, из которых 147 рек расположены на трассе Южно-Сахалинской ж. д., 25 рек характеризуют район Северного Сахалина.

Кроме того, использованы многолетние данные наблюдений на 23 постах гидрометслужбы, обработанные методами математической статистики и приведенные к 1%-ной обеспеченности, а также данные измерений максимальных расходов, произведенные на Сахалине Дальгипротрансом в 1951 г. и Мосстраспроект в 1959 г.

Всего, таким образом, было использовано для построения связи максимальных модулей стока от площади водосбора 242 расхода.

Графики связи $M_{max} = f(F)$ для трех районов Сахалина приводятся на рис. 2а, 2б, 2в.

Как видно из этих рисунков, убывание максимальных модулей стока с ростом водосборной площади намечается довольно отчетливо, но наблюдается значительный разброс точек, что обусловлено следующими причинами:

1. Неодинаковой обеспеченностью определенных максимумов, которая колеблется для различных рек и пунктов от 10—20% и даже 50% до 1%. Трудность определения истинной вероятности превышения многих максимумов усугубляется малой населенностью и отсутствием старожилов.

2. Различием физико-географических условий, обусловивших формирование максимального стока на водосборах, с различным по характеру рельефом и уклоном, степенью заболоченности и облесенности и др.

3. Неодинаковой точностью определения максимумов различными организациями, в частности Дальгипротрансом и Мосстраспроект.

Поэтому первой задачей обработки и обобщения данных по максимальному стоку было произвести их тщательный анализ для получения более отчетливых связей $M_{max} = f(F)$, которые дали бы возможность уточнения параметров принятых расчетных формул максимального стока.

Приведение максимумов к одной обеспеченности, что является самой трудной задачей при натурных определениях максимальных расходов по следам паводков, было облегчено путем

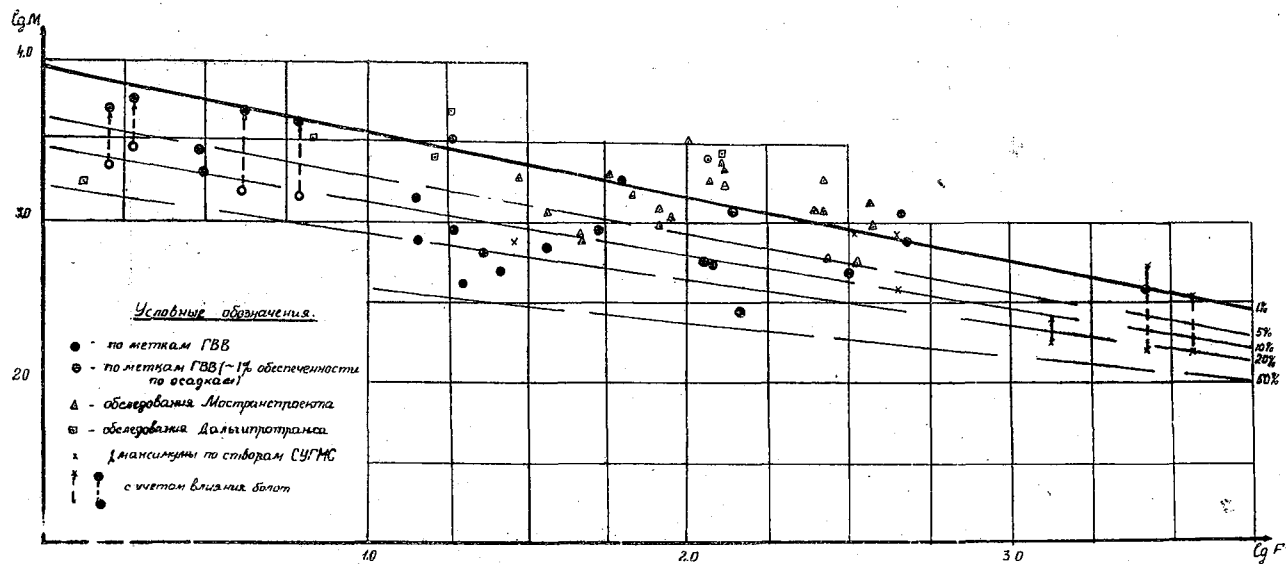


Рис. 2а. Зависимость максимальных модулей дождевого стока от площади водосбора для центральной части Сахалина на участке Адо-Тымово — Победино — Поронайск (без приведения к одной обеспеченности и без учета различной заболаченности).

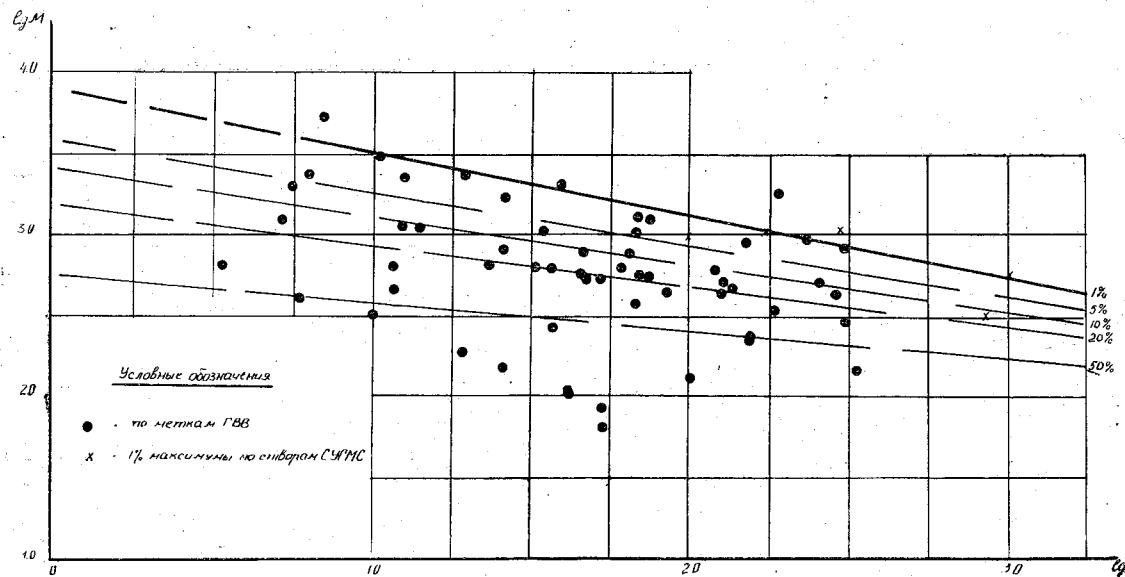


Рис. 26. То же для западного побережья на участке Александровск-Сахалинский — Холмск — Невельск.

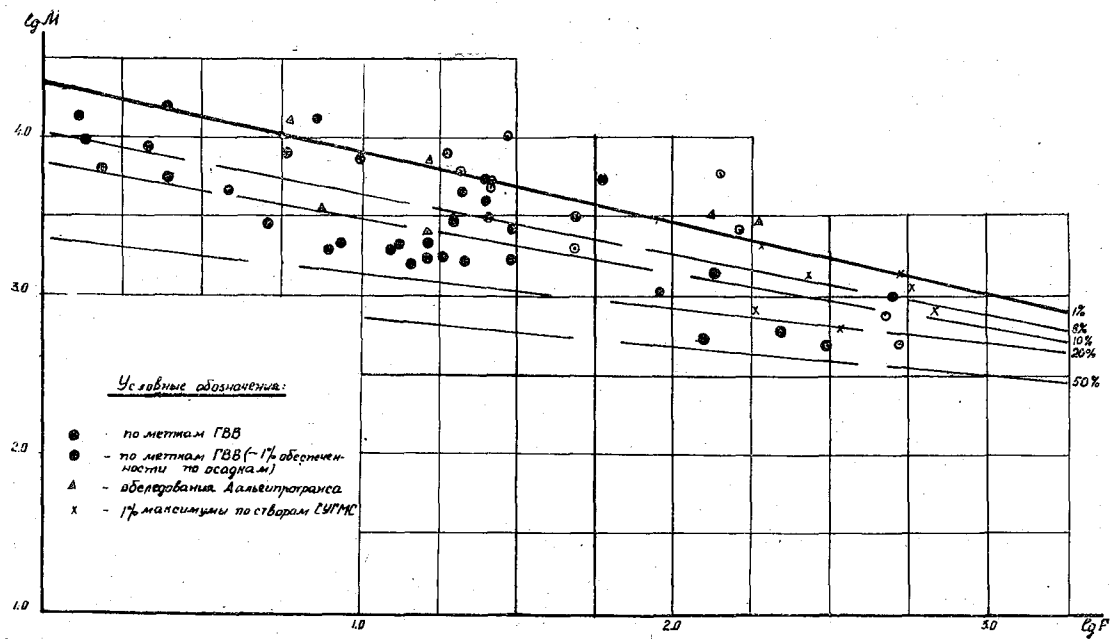


Рис. 2в. То же для восточного побережья на участке Поронайск — Ю-Сахалинск — Корсаков.

использования многолетних данных наблюдений на опорных постах гидрометслужбы. При анализе этих данных оказалось, что на некоторых створах не всегда измерялись расходы в период высоких вод и поперечные сечения не были занивелированы до наивысших горизонтов (рр. Горянка, Леонидовка, Матросовка, Нитуй). Неучет пойменных расходов, естественно, вызвал снижение максимального расхода реки.

Для проверки точности этих расходов по ряду створов, опубликованных в «Ежегодниках», произведены расчеты по описанной выше методике (раздел I). Эти расчеты показали, что в случае отсутствия или незначительных размеров поймы, а также при отсутствии сгонно-нагонных явлений на постах ГМС, вычисленные расходы близки к расходам, опубликованным в «Ежегодниках». При наличии поймы расхождение существенно и в отдельных случаях равно величине расхода, проходящего по пойме.

Результаты этого анализа для некоторых створов ГМС приведены в табл. 1.

В настоящее время детальный анализ материалов Ежегодника проводится в Сахалинском управлении ГМС.

В связи с указанными соображениями часть данных ГМС пришлось забраковать ввиду неучета пойменных расходов. Остальные данные, признанные достоверными, были обработаны методами математической статистики и определены максимальные модули 1%-ной обеспеченности, которые дали возможность более уверенного определения наклона кривой зависимости $M_{\max} = f[\lg(F+1)]$ и ее экстраполяции.

Многолетние данные наблюдений на постах ГМС дали также возможность определить значение C_v и установить зависимость $C_v = f(F)$ (рис. 2). На основании этой связи были определены переходные коэффициенты от обеспеченности натуральных расходов, определенной по данным об осадках и опросам старожилов, к 1%-ной обеспеченности для всех максимумов. При этом принималось $C_v = 4C_v$.

Для учета местных факторов был произведен анализ зависимостей $M_{\max} = f(H)$, $M_{\max} = f(I)$, где H — средняя высота бассейна, I — средневзвешенный уклон. Этот анализ показал отсутствие явно выраженной связи между ними.

Учет различной степени облесенности не мог быть произведен, ввиду наличия значительных вырубок и отсутствия данных об облесенности водосборов к моменту производства обследований. Анализ влияния заболоченности на величину максимального стока показал существенное снижение максимальных расходов на реках со значительной заболоченностью их водосборов. Ввиду недостаточности данных для количественного учета влияния болот на величину максимального стока в условиях Сахалина, была использована формула [3], полученная для рек

Таблица 1

Сопоставление вычисленных расходов воды по меткам ГВВ
и по данным гидрометслужбы для некоторых рек Сахалина

Река, пункт	F км ²	Заболоченность, %	Залесенность, %	i	Год	Площадь, м ²		Вычисленный расход, м ³ /сек.		Измеренный расход по данным ГМС
						русло	пойма	в русле	с поймой	
Александровка**, п. Корсаков	171	—	91,6	0,0043	1944	107	1126	350	811	95,5
					1942	94	253,5	300	362	70,4
					1955	91,5	198,8	290	333	68,0
Утасу	100	—	80,0	0,0027	1951	16,7	18,3	38,0	65,4	38,5
					1956	13,0	12,2	26,5	40,8	19,1
					1957	26,7	33,2	74,5	152,0	74,9
Холмская плодово-ягодная станция	11,8	—	43,0	0,0086	1956	1,52	1,57	1,95	2,64	2,16
					1952	2,12	3,11	3,42	5,66	3,41
Костроминка, с. Костромское	233	—	80	0,00098	1956	51,0	—	91,4	—	35,6
					1957	77,2	—	157,0	—	69,3
Онорка,* с. Онор . . .	371	2	94,3	0,041	1949			370	522	168
					1947			220	224	88,6
					1958			660	870	
Фирсовка, п. Фирсово	191	—	95,0	0,0025	1955	22,4	0,4	54,0	54,0	59,7
					1959	105	—	24,5	24,5	25,6
					1956	37,0	150	330	375,0	—
Леонидовка, п. Леонидово	456	7,3	30,0	0,0059	1955	39,6	1500	45,3	102,4	87,7
					1959	63,6	3000	109,2	456,6	230,0
Нитуй, с. Новое	535	1,0	80	0,0018	1955	67,0	—	124,0	—	117
					1957	123,0	31,0	360,0	390	379
					1959	140,0	63,8	440,0	477	412

* Расчетные данные даны как средние из двух створов. Площадь поймы составляет 75% площади русла.

** Расходы р. Александровки, вычисленные по гидравлическим характеристикам русла, преувеличены вследствие влияния нагонов.

Европейской части СССР, $\delta = 1,0 - 0,60 \lg(1 + 0,2f\delta)$, и давшая достаточно хорошие результаты при проверке на реках Приморского края.

Что касается неодинаковой точности максимумов, определенных различными организациями, то надо учесть, что часть максимумов, определенных Дальгипротрансом и Мостранспроектотом, отклонилась выше линии связи $M_{max_{1\%}} = f(F)$, определенной по данным опорных пунктов ГМС, что, по-видимому, обусловлено влиянием подпорных уровней в верхних бьефах мостовых переходов, где эти максимумы преимущественно определялись. Поэтому эти максимумы, как заведомо преувеличенные, не учитывались при окончательном проведении линии связи $\lg M_{max_{1\%}} = f[\lg(F+1)]$

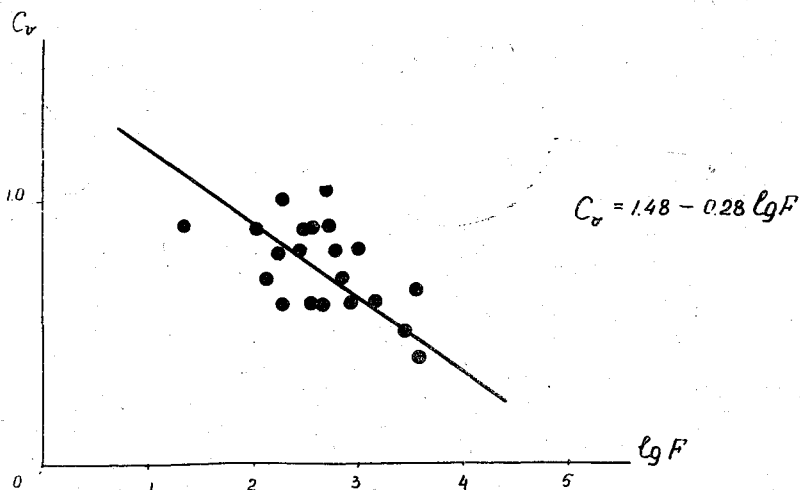


Рис. 2. Связь коэффициента вариации максимального дождевого стока с площадью водосбора.

После приведения всех максимумов к 1%-ной обеспеченности и к одинаковой степени заболоченности связи $\lg \frac{M_{max}}{\sigma} = f[\lg(F+1)]$ для трех районов Сахалина оказались вполне отчетливыми с небольшим разбросом точек (рис. 3). Тангенс угла наклона кривых связи оказался равным 0,40 для западного побережья и центральной части острова и 0,45 для восточного побережья и юга. Следовательно, коэффициент редукции для рек Сахалина может быть принят равным для этих районов $\varphi = \frac{1}{(F+1)^{0,40}}$ и

$$\varphi = \frac{1}{(F+1)^{0,45}}.$$

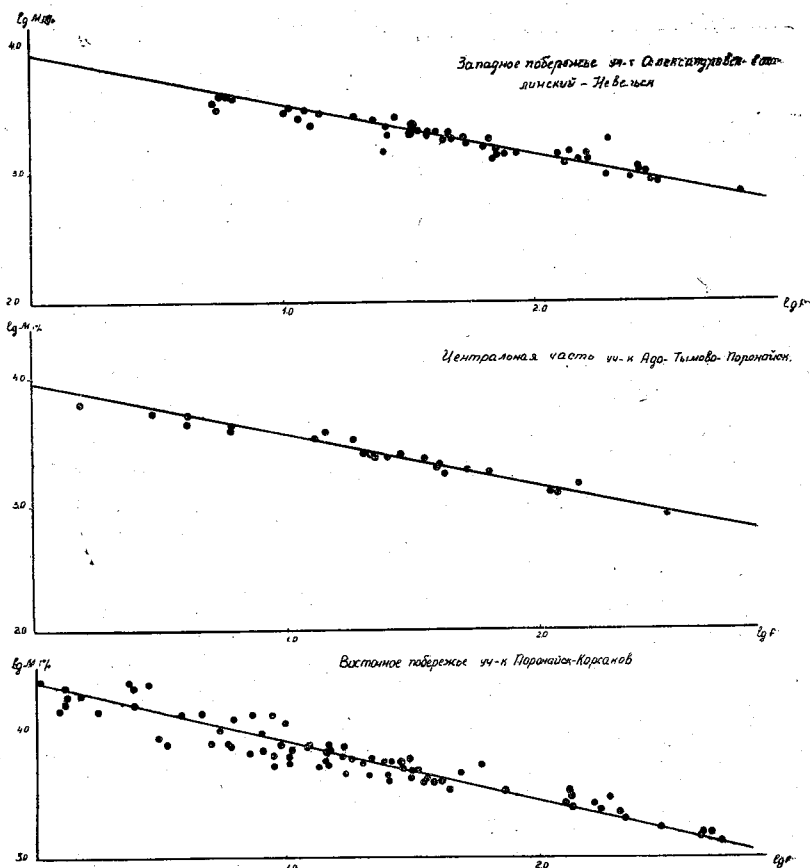


Рис. 3. Зависимость приведенных 1%-ых модулей дождевого стока от площади водосбора.

III. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ОСАДКОВ ДЛЯ ТЕРРИТОРИИ САХАЛИНА

Для определения расчетных величин осадков использованы материалы наблюдений по 22 станциям и постам Сахалинского управления гидрометслужбы с периодом наблюдений от 10 до 62 лет. Всего обработано 619 годостанций.

Анализ этих данных наблюдений показал, что основным недостатком их является:

1) неравномерное распределение пунктов наблюдений по территории острова, которые, как правило, расположены на побережье или на низменности, в долинах и отсутствуют в горных районах;

2) записи хода дождя начаты в основном после 1950 г. и велись с перерывом.

Среднегодовая сумма осадков, согласно данным наблюдений, возрастает от 450 мм на крайнем северо-западе до 1000 мм в юго-восточной части острова. В центральной части, на западном побережье и крайнем юге годовая сумма осадков составляет 600—700 мм.

Наибольшие суточные слои осадков также возрастают с севера на юг. В северной половине острова они составляют 70—80 мм, а в южной доходят до 100 мм.

Наиболее высокие значения суточных сумм осадков наблюдаются на юго-восточном побережье, где они могут достигать 200 мм (табл. 2).

Таблица 2

Наблюдаемые суточные максимумы

№ п/п.	Станция	Период наблюдений	Число лет	Максимальный суточный слой, мм	Год
1	Оха	1932—1950, 1953—1961	28	59,7	1939
2	Ноглики	1930—1961	32	82,7	1946
3	Москальво	1936—1961	26	60,1	1952
4	Погиби	1936—1961	26	87,3	1944
5	Адо-Тымово	1948—1961	14	70,8	1961
6	Пограничное	1936—1960	25	127,6	1951
7	М. Терпения	1950—1959	10	78,0	1951
8	Поронайск	1908—1945, 1947—1961	53	134,5	1924
9	Александровск-Сахалинский	1898—1920, 1925—1961	62	77,0	1935
10	Агнево	1949—1960	12	96,2	1954
11	Возвращение	1923—1944	22	73,3	1937
12	Углегорск	1939—1945, 1948—1961	21	94,5	1956
13	Красногорск	1947—1961	15	70,4	1959
14	Ильинск	1947—1960	14	66,0	1953
15	Холмск	1908—1944, 1947—1960	51	136,6	1920
16	Невельск	1920—1945, 1947—1960	40	114,0	1943
17	Пятиречье	1947—1960	14	80,1	1958
18	Взморье	1950—1959	10	89,6	1959
19	Долинск	1908—1945, 1947—1961	53	221,0	1947
20	Быково	1949—1960	12	97,2	1958
21	Ю-Сахалинск	1929—1931, 1935—1944, 1946—1960	26	107,0	1947
22	Корсаков	1906—1938, 1940—1944, 1946—1947, 1949—1961	53	85,8	1955

Дождливые периоды продолжаются 2—3 и более суток, а количество осадков за это время в среднем составляет 120—150% от суточной величины (табл. 3).

Таблица 3

Наблюденные двухсуточные и трехсуточные максимальные суммы осадков

№ п/п.	Станция	Наблюденный 2-суточный максимум		Наблюденный 3-суточный максимум	
		мм	год	мм	год
1	Оха	72,0	1957	84,7	1957
2	Ноглики	105,3	1941	105,3	1941
3	Москальво	76,2	1957	83,9	1957
4	Погиби	118,5	1957	132,9	1957
5	Адо-Тымово	75,8	1961	86,8	1949
6	Пограничное	203,8	1951	215,3	1951
7	М. Терпения	79,0	1954	91,1	1951
8	Поронайск	235,0	1924	249,0	1924
9	Александровск-Сахалинский	127,6	1915	132,9	1915
10	Агнево	140,3	1954	154,0	1954
11	Возвращение	97,8	1939	97,9	1939
12	Углегорск	97,1	1961	120,8	1944
13	Красногорск	82,0	1958	105,0	1950
14	Ильинск	73,5	1959	81,0	1950
15	Холмск	138,7	1920	141,0	1920
16	Невельск	357,0	1943	357,0	1943
17	Пятиречье	101,4	1952	114,4	1952
18	Взморье	96,3	1959	96,3	1959
19	Долинск	250,9	1947	272,0	1947
20	Быково	125,9	1958	128,4	1958
21	Ю.-Сахалинск	130,5	1955	131,1	1955
22	Корсаков	124,4	1915	129,3	1915

Знание суточных величин осадков позволяет установить площадь одновременного орошения дождем, которая необходима для анализа формирования максимального дождевого стока.

С этой целью были построены схематические карты изогий наиболее выдающихся ливней по данным осадкомеров. Результаты обработки зависимостей $H_{\text{ср ввз}} = f(F)$ и $K_F = f(F)$ для значения верхней огибающей приведены в табл. 4.

Таблица 4

Значения средневзвешенных слоев осадков (мм) и коэффициента редукции в зависимости от площади орошения дождем для верхней огибающей

	П л о щ а д ь, км ²								
	центр	1000	2000	5000	10 000	20 000	30 000	40 000	50 000
Слой осадков, мм	110	105	99	86	70	53	42	35	30
Коэффициент редукции	1,0	0,99	0,97	0,91	0,80	0,67	0,58	0,50	0,45

Как видно из таблицы, на площади до 1000—2000 км² слои осадков мало отличаются от осадков в центре. Это значит, что для большинства рек Сахалина, которые имеют площади водосбора менее 1000—2000 км², нет необходимости вводить поправочные коэффициенты для перехода от осадков в центре к осадкам на определяемой площади. Для учета же снижения величины осадков от площади установлены коэффициенты редукции (K_F) осадков, определенные по соотношению

$$K_F = \frac{H_{\text{ср взв } i}}{H_0}, \quad (4)$$

где $H_{\text{ср взв } i}$ — средневзвешенный слой осадков по площади F в мм; H_0 — слой осадков в центре дождя в мм.

На рис. 4 представлена зависимость коэффициента редукции от площади орошения для условий Сахалина.

Полученные значения коэффициента редукции близки к значениям K_F , полученным для района Верхнего и Среднего Амура до площади 1000 км² [9]. При увеличении площади орошения коэффициент редукции для условий Сахалина изменяется более интенсивно, чем в бассейне р. Амур, что обусловлено несколько отличными метеорологическими условиями выпадения осадков на Сахалине.

Для исследования зависимости максимальной интенсивности осадков (в мм/мин) от продолжительности использованы материалы самописцев с записью хода дождя и данные осадкомеров. Обработка проводилась по рекомендациям ГГИ [11] с выделением дополнительных интервалов времени. Всего использованы среднемаксимальные интенсивности за интервалы 1.

2, 3, 5, 10, 20, 30, 40, 60 мин.; 3, 6, 12 часов и 1, 2 и 3 суток. На основании полученных по результатам статистической обработки значений интенсивности $P\%$ -ной обеспеченности были построены зависимости $a_T = f(T)$.

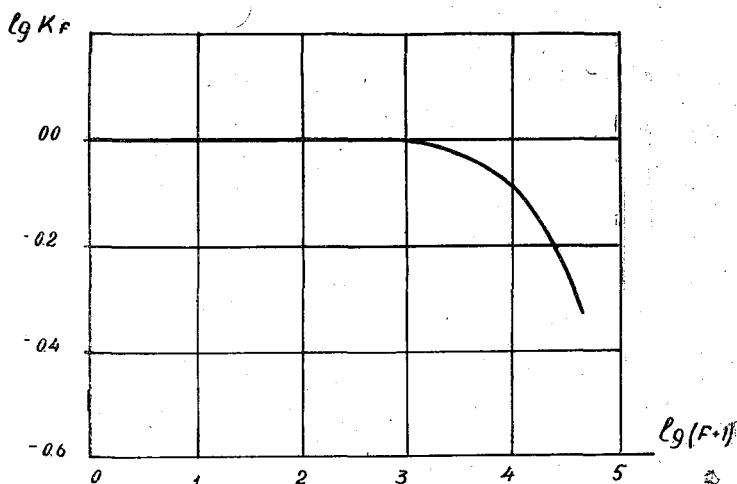


Рис. 4. Зависимость коэффициента редукции осадков от площади орошения.

На рис. 5 в качестве примера представлена связь $\lg a_T = f[\lg(T)]$ для метеостанции Южно-Сахалинск. Анализ полученных зависимостей показал, что связь интенсивности с продолжительностью для интервала времени от 1 часа до 3 суток является линейной, что дает возможность, имея только наблюдения по осадкомерам, т. е. значения a и H за 24 часа, получить значения интенсивности для интервала в 1 час путем линейной экстраполяции связи

$$\lg a_T = f[\lg T].$$

Общий вид связи $\lg a_T = f[\lg T]$ показывает, что снижение значения интенсивности с увеличением продолжительности происходит неравномерно. Так, показатель степени редукции в интервале от 1 до 60 мин. изменяется в пределах 0,25—0,50, а при продолжительности более часа эта величина изменяется сравнительно мало, в пределах 0,60—0,76, оставаясь постоянной для каждой станции.

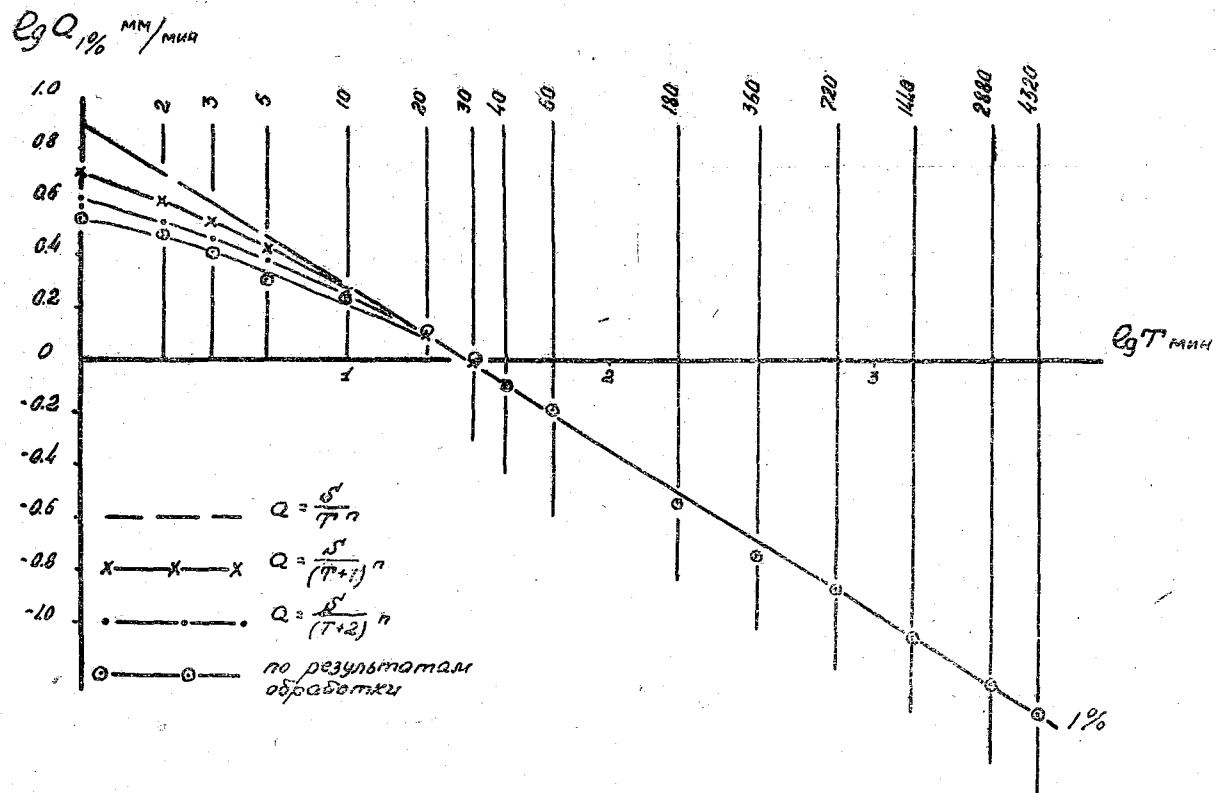


Рис. 5. Зависимость интенсивности дождя от продолжительности для метеостанции Южно-Сахалинск.

Зависимость $a_T = f(T)$ может быть выражена известной формулой ГГИ

$$a_T = \frac{S}{(T + C)^n}, \quad (5)$$

где коэффициент C учитывает нелинейность логарифмической кривой $a_T = f(T)$ в зоне малых продолжительностей. Для условий Сахалина значение поправки C равно от 2 до 5 для $T < 1$ часа и $C = 1,0$ для $T > 1$ часа.

Таким образом, расчетная интенсивность может быть определена по формуле

$$a_T = \frac{S}{(T + 1)^n} \quad \text{для } T > 1 \text{ часа}$$

и

$$a_T = \frac{S}{(T + 2)^n} \quad \text{для } T < 1 \text{ часа.} \quad (6)$$

Для определения величины S мм/мин использованы слои осадков $P\%$ -ной обеспеченности за 1, 2 и 3 суток. Вычисленные коэффициенты вариации для суточных слоев изменяются сравнительно в небольших пределах, 0,40—0,50, что указывает на однородные условия в формировании осадков. При построении теоретических кривых обеспеченности значение коэффициента асимметрии, на основании сопоставления с эмпирическими кривыми, для всех пунктов принято равным $4C_v$. Величины осадков $P\%$ -ной обеспеченности приведены в табл. 5. Для определения S мм/мин $P\%$ -ной обеспеченности по формуле $S = A + B \lg N$ вычислены значения ливневых параметров A и B (табл. 6).

Значение показателя редукции n в формуле (6) неодинаково для всей территории острова Сахалина. Анализ исходных материалов позволил дифференцировать его значение по территории от $n = 0,62$ в северной части острова до 0,65 на западном побережье от г. Александровск-Сахалинского до широты п. Возвращения, южнее значение n возрастает и принимается равным 0,72. В центральной части (район Тымь-Поронайской низменности) значение n равно 0,68, а на восточном побережье и юге оно изменяется от 0,73 на участке Поронайск — Взморье до 0,65.

При расчетах максимального дождевого стока и, в частности, для определения потенциально возможной интенсивности водоотдачи при максимальной интенсивности дождя необходимо знание часового слоя [7, 8, 9]. Величина часового слоя определяется по зависимости (6) для часового интервала времени ($T = 60$ мин.). В табл. 7 приведены значения часовых сумм осадков различной повторяемости.

Таблица обеспеченных сумм осадков

Таблица 5

№ п/п.	Станция	Расчетная продолжительность, сутки	Параметры кри- вой обеспечен- ности			Осадки P %-ной обеспеченности					Наблюдаемый максимум, мм
			$H_{ср}$	C_v	C_s	1	2	5	10	20	
1	О х а	1	32	0,45	$4 C_v$	81	73	58	50	41	60
		2	42	0,45	$4 C_v$	108	97	78	66	54	72
		3	48	0,45	$4 C_v$	124	112	89	76	62	85
2	Ноглики	1	41	0,50	$4 C_v$	114	102	89	66	54	83
		2	52	0,45	$4 C_v$	132	120	96	81	67	105
		3	57	0,40	$4 C_v$	133	121	100	86	72	105
3	Москальво	1	34	0,40	$4 C_v$	80	72	60	51	42	60
		2	43	0,40	$4 C_v$	100	90	75	65	54	76
		3	48	0,35	$4 C_v$	103	91	79	69	60	84
4	Погиби	1	40	0,50	$4 C_v$	111	99	77	64	54	87
		2	54	0,50	$4 C_v$	150	133	104	87	71	118
		3	62	0,50	$4 C_v$	172	153	120	100	81	133
5	Адо-Тымово	1	40	0,40	$4 C_v$	94	85	70	60	50	71
		2	49	0,35	$4 C_v$	105	92	81	71	61	76
		3	56	0,35	$4 C_v$	120	105	92	81	70	87
6	Пограничное	1	54	0,60	$4 C_v$	171	152	114	93	72	128
		2	68	0,60	$4 C_v$	216	191	144	117	91	204
		3	78	0,60	$4 C_v$	247	219	164	134	104	215
7	М. Терпения	1	43	0,35	$4 C_v$	93	85	72	63	53	78
		2	54	0,35	$4 C_v$	116	106	90	79	67	79
		3	61	0,35	$4 C_v$	131	115	101	88	75	91
8	Поронайск	1	60	0,55	$4 C_v$	178	158	121	100	80	134
		2	78	0,50	$4 C_v$	216	192	150	126	102	235
		3	87	0,55	$4 C_v$	256	230	176	144	115	249

№ п/п.	Станция	Расчетная продолжительность, сутки	Параметры кри- вой обеспечен- ности			Осадки P %-ной обеспечен- ности					Наблюдаемый максимум, мм
			H_{cp}	C_v	C_s	1	2	5	10	20	
9	Александровск- Сахалинский	1	38	0,50	$4 C_v$	105	94	73	61	50	77
		2	50	0,50	$4 C_v$	138	123	96	80	65	128
		3	55	0,45	$4 C_v$	140	126	101	86	71	133
10	Агнево	1	58	0,40	$4 C_v$	136	124	101	88	73	96
		2	76	0,40	$4 C_v$	178	162	133	115	96	140
		3	86	0,40	$4 C_v$	201	183	150	130	108	154
11	Возвращение	1	49	0,30	$4 C_v$	95	88	76	68	59	73
		2	60	0,30	$4 C_v$	117	108	93	83	73	98
		3	66	0,30	$4 C_v$	128	119	102	91	80	98
12	Углегорск	1	41	0,55	$4 C_v$	122	108	83	68	54	94
		2	50	0,50	$4 C_v$	138	124	96	80	66	97
		3	54	0,50	$4 C_v$	150	133	104	87	71	121
13	Красногорск	1	41	0,40	$4 C_v$	96	87	72	62	52	70
		2	49	0,40	$4 C_v$	115	104	86	74	62	82
		3	53	0,40	$4 C_v$	124	113	93	80	67	105
14	Ильинск	1	40	0,40	$4 C_v$	94	85	70	60	50	66
		2	50	0,30	$4 C_v$	97	90	78	69	60	74
		3	56	0,30	$4 C_v$	109	101	87	77	68	81
15	Холмск	1	51	0,50	$4 C_v$	141	126	98	82	67	137
		2	65	0,40	$4 C_v$	152	138	114	98	82	139
		3	74	0,40	$4 C_v$	173	158	129	112	93	141
16	Невельск	1	53	0,45	$4 C_v$	135	122	98	83	68	114
		2	67	0,45	$4 C_v$	171	154	123	104	86	139
		3	73	0,45	$4 C_v$	186	168	134	114	94	171

№ п/п.	Станция	Расчетная продолжительность, сутки	Параметры кривой обеспеченности			Осадки P % ной-обеспеченности					Наблюдаемый максимум, мм
			$H_{ср}$	C_v	C_s	1	2	5	10	20	
17	Пятиречье	1	50	0,40	$4 C_v$	117	106	88	75	63	80
		2	65	0,40	$4 C_v$	152	138	114	98	82	101
		3	74	0,35	$4 C_v$	158	139	122	106	92	114
18	Взморье	1	52	0,40	$4 C_v$	121	111	91	78	66	90
		2	68	0,30	$4 C_v$	132	122	105	94	82	96
		3	76	0,30	$4 C_v$	148	137	118	105	92	96
19	Долинск	1	67	0,55	$4 C_v$	199	176	135	112	89	222
		2	86	0,50	$4 C_v$	238	212	166	138	112	251
		3	93	0,50	$4 C_v$	258	230	180	150	122	272
20	Быково	1	56	0,50	$4 C_v$	155	138	108	90	73	97
		2	78	0,40	$4 C_v$	182	166	136	118	98	126
		3	84	0,40	$4 C_v$	196	179	147	127	106	128
21	Ю.-Сахалинск	1	48	0,50	$4 C_v$	133	119	94	77	63	107
		2	63	0,55	$4 C_v$	189	168	128	105	84	130
		3	71	0,50	$4 C_v$	197	176	137	115	93	131
22	Корсаков	1	48	0,40	$4 C_v$	112	102	84	72	60	86
		2	62	0,40	$4 C_v$	145	132	108	94	78	124
		3	68	0,40	$4 C_v$	159	145	119	103	86	129

Таблица 6

№ п/п.	Станция	Предельные интенсивности S в мм/мин обеспеченностью P %				Расчетные интенсивности a_T в мм/мин обеспеченностью P %				Ливневые параметры	
		1	5	10	50	1	5	10	50	A	B
1	О х а	4,7	2,9	2,0	1,1	2,8	1,7	1,2	0,6	0,40	2,0
2	Ноглики	11,8	7,6	6,0	3,0	5,5	3,6	2,8	1,4	0,30	5,8
3	Адо-Тымово	9,1	6,6	5,2	2,7	4,3	3,1	2,5	1,3	1,6	3,8
4	Пограничное	11,0	6,9	5,8	3,2	5,5	3,4	2,9	1,6	1,6	4,5
5	М. Терпения	7,6	5,5	4,8	3,2	3,6	2,6	2,3	1,5	2,4	2,6
6	Поронайск	20,0	14,1	11,5	6,3	9,1	6,4	5,2	2,9	3,7	8,0
7	Взморье	28,0	16,6	11,5	5,5	12,5	7,4	5,1	2,5	0,8	13,1
8	Долинск	16,6	10,7	9,1	4,4	7,9	5,1	4,3	2,1	2,0	7,2
9	Ю.-Сахалинск	7,2	5,0	4,2	2,2	3,7	2,6	2,1	1,1	1,4	2,8
10	Быково	9,5	6,3	5,0	3,0	4,7	3,1	2,5	1,5	1,4	4,0
11	Корсаков	10,0	7,6	6,4	3,9	4,8	3,6	3,1	1,9	2,8	3,6
12	Москальво	9,6	6,8	5,5	3,5	4,5	3,2	2,6	1,6	2,0	3,7
13	Погиби	4,2	2,8	2,3	1,1	2,3	1,6	1,3	0,6	0,5	2,0
14	Александровск-Сахалинский	8,3	5,8	4,8	2,7	4,1	2,8	2,3	1,3	1,5	3,4
15	Агнево	9,5	6,9	5,8	3,6	4,6	3,4	2,8	1,8	2,3	3,6
16	Возвращение	9,1	6,9	5,8	3,8	4,3	3,3	2,8	1,8	2,8	3,2
17	Углегорск	17,4	11,0	8,7	4,3	7,8	4,9	3,9	1,9	1,3	8,1
18	Красногорск	14,5	11,5	8,7	5,3	6,3	5,1	3,9	2,4	4,0	5,1
19	Ильинск	21,9	15,1	12,0	7,2	9,2	6,3	5,0	3,0	4,0	8,8
20	Холмск	19,0	13,8	11,5	6,0	8,3	6,0	5,0	2,6	3,6	7,7
21	Невельск	10,2	7,6	6,0	3,3	4,9	3,6	2,9	1,6	2,0	4,1
22	Пятиречье	10,2	8,3	6,6	3,8	4,9	3,9	3,1	1,8	3,1	3,7

Таблица часовых сумм осадков различной обеспеченности

№ п/п.	Станция	Часовые суммы в мм/час обеспеченностью Р %				Средние показатели редукции n
		1	5	10	50	
1	О х а	24,0	15,6	12,0	7,2	0,57
2	Ноглики	41,4	28,6	22,7	12,0	0,68
3	Адо-Тымово	33,0	24,0	19,8	14,4	0,67
4	Пограничное	52,0	33,0	27,0	14,4	0,62
5	М. Терпения	30,4	22,8	19,8	12,6	0,66
6	Поронайск	69,0	47,5	37,8	21,0	0,70
7	Взморье	63,0	44,0	34,2	19,2	0,73
8	Долинск	66,0	44,0	36,0	18,0	0,66
9	Ю.-Сахалинск	38,0	26,4	21,6	11,4	0,60
10	Быково	45,5	30,0	25,2	15,0	0,62
11	Корсаков	41,5	30,0	25,0	15,0	0,66
12	Москальво	31,2	22,8	19,2	12,6	0,68
13	Погрби	26,4	18,0	14,4	8,4	0,55
14	Александровск-Сахалин- ский	34,8	25,2	21,0	18,0	0,64
15	Агнево	44,0	31,2	26,4	16,8	0,64
16	Возвращение	35,0	27,0	22,8	15,0	0,67
17	Углегорск	50,0	34,8	27,6	15,0	0,72
18	Красногорск	42,0	32,2	25,2	15,6	0,73
19	Ильинск	50,0	35,4	29,0	19,2	0,79
20	Холмск	57,5	41,5	36,0	19,8	0,74
21	Невельск	44,0	31,0	26,5	14,4	0,66
22	Пятиречье	40,5	31,3	26,5	15,6	0,67

В связи с тем, что в отдельных районах острова имеются данные наблюдений только за суточными осадками, то для перехода к слою осадков в 1 час установлено соотношение равнообеспеченных осадков в 1 час и 1 сутки.

$$K_{\text{час}} = \frac{H_p \text{ час}}{H_p \text{ сут}} = \frac{S_p \cdot (60)^{1-n}}{24^{1-n} \cdot S_p \cdot (60)^{1-n}}$$

Подставляя значения n , получаем $K_{\text{час}} = 0,33 \div 0,44$. Откуда часовая слой осадков может быть определен по формуле

$$H_{\text{час}} = K_{\text{час}} \cdot H_{\text{сут}} \text{ мм}, \quad (8)$$

где $K_{\text{час}}$ — отношение часового слоя дождя к суточному.

Полученные уравнения (7), (8) представляют практический интерес, так как позволяя определить часовую слой осадков по значению суточного слоя ($H_{\text{сут}}$).

Значение суточного и часового слоя дождя 1%-ной обеспеченности может быть определено по прилагаемым схематическим картам (рис. 6 и 7).

IV. ПРИНЯТАЯ РАСЧЕТНАЯ ФОРМУЛА И ЕЕ ОБОСНОВАНИЕ

Ввиду сложности и многообразия факторов максимального стока, изменяющихся в пространстве и во времени, наиболее рациональными формулами, которые могут быть положены в основу разработки практически применимых расчетных норм максимального стока, являются полуэмпирические формулы, учитывающие основные факторы стока и содержащие небольшое число физически обоснованных параметров, легко определяемых по материалам стационарных наблюдений или экспедиционных исследований. Из этих формул теоретически наиболее обоснованы однофазовые формулы, основанные на теории изохрон и учитывающие максимальную интенсивность дождя во время добегаания τ , общего вида

$$Q_{\text{max}} = K_p \cdot a_\tau \cdot \alpha \cdot F, \quad (9)$$

а также объемные формулы общего вида:

$$Q_{\text{max}} = \frac{K_p \cdot (H_T - H_0) \cdot \alpha F}{T_n} \cdot K_\phi \quad (10)$$

или

$$Q_{\text{max}} = \frac{K_p \cdot (H_T - H_0) \cdot \alpha F}{t_n} \cdot K'_\phi, \quad (10a)$$

где Q_{max} — максимальный расход в $\text{м}^3/\text{сек}$; K_p — коэффициент размерности; a_τ — максимальная интенсивность дождя за время добегаания τ ; α — коэффициент стока; F — площадь водосбора в км^2 ; H_T — расчетный слой осадков за время T ; H_0 — первоначальный слой осадков, идущий на увлажнение почвы и смачивание; T_n , t_n — продолжительность паводка (T_n) и время подъема (t_n); K_ϕ , K'_ϕ — коэффициенты формы паводка.

Оба типа расчетных формул имеют свои достоинства и недостатки. Объемные формулы типа (10) или (10a) отличаются простотой, наглядностью структуры и учетом основных элементов паводка, что дает важное преимущество возможности расчета по этим элементам не только максимума, но и всего хода паводка.

Недостатком их является трудность определения для неизученных малых водосборов основных параметров формулы, а именно расчетной продолжительности и слоя осадков H_T , продолжительности паводка T_n или подъема t_n , значения которых изменяются с изменением величины бассейна и поэтому не могут быть определены с приемлемой точностью по данным изученных больших и средних водосборов.

Поэтому они для малых неизученных водосборов дают меньшую точность, чем формулы вида (9), параметры которых могут быть непосредственно определены или уточнены по материалам экспедиционных исследований или стационарных наблюдений.

Кроме того, теоретический анализ [4, 6] показывает, что объемные формулы лучше применимы к элементарным или единичным паводкам, формирующимся в условиях, когда время добегаания значительно превышает продолжительность вызывающих их дождей, что характерно в условиях муссонного климата с продолжительными дождями для больших и средних водосборов со значительным временем добегаания.

К малым же водосборам в этих условиях объемные формулы менее применимы, чем формулы вида (9).

Однако формулы вида (9) также имеют существенный недостаток, заключающийся в неопределенности и, вследствие этого, неточности определения их основных параметров, а именно времени добегаания τ , а следовательно, и расчетной интенсивности дождя a_τ и коэффициента стока a_τ за время добегаания τ . Поэтому формулы вида (9) рационально преобразовать в формулу вида:

$$Q_{max} = K_p \cdot a_{max} \cdot \varphi_1 \cdot a_0 \cdot F, \quad (11)$$

где $a_{max} = \frac{a_\tau}{\varphi_1}$ — представляет собой максимальную (предельную) интенсивность дождя для единичного интервала времени T_0 , принимаемого равным 1 часу; K_p — коэффициент размерности, принимаемый при отнесении Q_{max} к $T=1$ час, равным 0,28; φ_1 — коэффициент редукции $<1,0$, равный отношению $\frac{a_\tau}{a_{max}}$ и учитывающий редукцию интенсивности дождя или снеготаяния с увеличением времени добегаания, а также редукцию максимального стока по площади; a_0 — коэффициент склонового стока или элементарный коэффициент стока, изменяющийся в зоне достаточного увлажнения при больших паводках и значительном насыщении почвы влагой в относительно небольших пределах 0,6 ÷ 1,0.

Значение коэффициента редукции φ более точно определяется не по теоретическому выражению [4]

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{\tau}{T_B}}, \quad (12)$$

а по эмпирической формуле

$$\varphi = \frac{1}{(F + C)^n}, \quad (12a)$$

где F — площадь водосбора в км^2 ; n — тангенс угла наклона линий связи $\lg M_{\max} = f[\lg(F+1)]$; C — параметр, учитывающий нелинейность опытных кривых $\lg M_{\max} = f[\lg(F+1)]$ в зоне малых площадей и равный в большинстве случаев от 1 до 10. При отсутствии достоверных данных для уточнения значение C принимается равным 1, что дает некоторый запас для малых водосборов.

С учетом выражения (12a) уточненная формула (9) может быть записана в виде

$$q_{\max} = \frac{0,28 \cdot a_{\max} a_0}{(F + C)^n} \delta. \quad (13)$$

Формула (13) и была принята в основу составления расчетных норм максимального стока для условий Сахалина при значении показателя редукции $n=0,40$ и $0,45$, определенного на основании натурных исследований и построенной эмпирической связи $\lg M = f[\lg(F+1)]$ (рис. 2 а, 2 б, 2 в). Значение коэффициента редукции при $n=0,40$ и $0,45$ приводится в зависимости от величины водосбора в табл. 8.

Таблица 8.

Значение коэффициента редукции в зависимости от величины водосбора

F	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40
$\varphi = 0,40$	0,49	0,46	0,44	0,42	0,40	0,38	0,33	0,30	0,25	0,23
$\varphi = 0,45$	0,45	0,42	0,39	0,37	0,36	0,34	0,29	0,25	0,21	0,19

F	50	100	150	200	300	400	500	600	800	1000
$\varphi = 0,40$	0,21	0,16	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
$\varphi = 0,45$	0,17	0,13	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04

Значения максимальной интенсивности (слоя) дождя за 1 час 1 %-ной обеспеченности ($a_{\max 1\%}$) изменяются в основном, как видно из табл. 7, от 30 до 69 мм/час .

При этом значения $a_{\max}$ для южной горной части Сахалина оказались несколько заниженными, так как, как уже отмечалось, метеостанции расположены в долинах рек и устьевых участках.

Величина $a_{\max 1\%}$ может быть определена по карте изолиний часового слоя дождя 1 %-ной обеспеченности, построенной для условий Сахалина (рис. 7) с учетом коэффициента 1,2—1,3 для районов с $a > 40 \text{ мм}$.

Значение элементарного коэффициента стока α_0 , изменяющегося в условиях Сахалина, как и всего Приморского края, в пределах 0,6—1,0, было приближенно дифференцировано в зависимости от обеспеченности максимума и ливнеопасности района. Эти данные приведены в табл. 9.

Таблица 9

Р а й о н	Значение α_0 для обеспеченности Р %		
	≤ 1	1—2	3—5
Западное побережье	1,0	0,9—0,8	0,7—0,6
Центральная часть	1,0	0,9—0,8	0,7—0,6
Восточное побережье и юг	1,0	1,0—0,9	0,8—0,7

V. СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ МАКСИМУМОВ ПО РАЗЛИЧНЫМ ФОРМУЛАМ И МЕТОДАМ С НАБЛЮДЕННЫМИ ДАННЫМИ ПО МАЛЫМ ВОДОТОКАМ

В целях проверки применимости наиболее распространенных расчетных формул максимального дождевого стока к условиям Сахалина произведены расчеты максимальных расходов 1%-ной обеспеченности для всех обследованных водотоков.

Расчеты производились по методам ГГИ (Г. А. Алексеева) [1] и (Д. Л. Соколовского) [3], Министерства транспортного строительства [2], Союздорнии [5] и предлагаемой методике ЛГМИ.

Формула Г. А. Алексеева

Основная расчетная формула получена Г. А. Алексеевым в результате упрощения схемы изохрон стока и анализа связи между главными элементами паводочного стока и притока в русловую сеть водосбора [1].

Формула имеет вид

$$q_{max} = \frac{Q_m}{F} = \frac{r \cdot P_m}{1 + \frac{P_m \cdot L}{h \cdot v}}, \quad (14)$$

где Q_m — максимальный расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$; F — площадь водосбора в км^2 ; q_{max} — максимальный модуль стока в $\text{м}^3/\text{сек}$ с 1 км^2 ; r — коэффициент зарегулирования (снижения) максимального расхода озерами и водохранилищами; P_m — максимальный

модуль (или интенсивность) притока в русловую сеть со склонов водосбора в $\text{м}^3/\text{сек}$ с 1 км^2 ; h —слой паводочного стока в мм ; L —длина реки (главного водотока) до расчетного створа в км ; v —максимальное значение средней скорости добегания воды по длине реки в $\text{м}/\text{сек}$, определяемое в зависимости от искомого максимального расхода воды Q_m и уклона выравненного продольного профиля реки $I^\circ/\text{‰}$.

Расчеты проводились по последней рекомендации автора с помощью номограмм, не прибегая к способу последовательных приближений и к непосредственным вычислениям по формулам, содержащим дробные показатели степени [1].

Результаты сопоставления с величинами приведенных модулей стока (раздел II) приведены в табл. 10 и на рис. 8.

Формула Д. Л. Соколовского

Формула является объемной, так как основана на учете объемного коэффициента стока и учитывает не только фазу максимума, но и всю форму паводка.

Общий вид формулы:

$$Q_{\max} = \frac{K \cdot (H_T - H_0)^\alpha F}{t_n} f \cdot \delta \cdot \delta' + Q_{\text{гр}}, \quad (15)$$

где $Q_{\max}$ —максимальный расход в $\text{м}^3/\text{сек}$; K —коэффициент размерности, равный 0,28 при исчислении в часах и 0,0116—в сутках; H_T —расчетный слой осадков (в мм) продолжительностью T часов, определяется по формуле $H_T = S \cdot (60 \cdot T)^{0,33}$, где наибольшая мгновенная интенсивность ливня S $\text{мм}/\text{мин}$ определяется по уравнению $S = A + B \lg N$ (A и B —ливневые параметры). Расчетную продолжительность дождя T автор рекомендует определять в зависимости от времени добегания пика паводка τ , которое принимается равным продолжительности подъема t_n [3]; f —коэффициент формы паводка; δ —коэффициент, учитывающий снижение максимального стока за счет озерно-болотной аккумуляции; δ' —коэффициент, учитывающий влияние леса и песчаных почв, для Дальнего Востока δ' принимается равным 1,0; $Q_{\text{гр}}$ —расход предшествующего грунтового питания, ввиду малых значений в расчетах не учитывался; α и H_0 —коэффициент стока и начальный слой осадков принимается согласно рекомендациям [3] в зависимости от обеспеченности и района.

Результаты сопоставления также приведены в табл. 10 и на рис. 9.

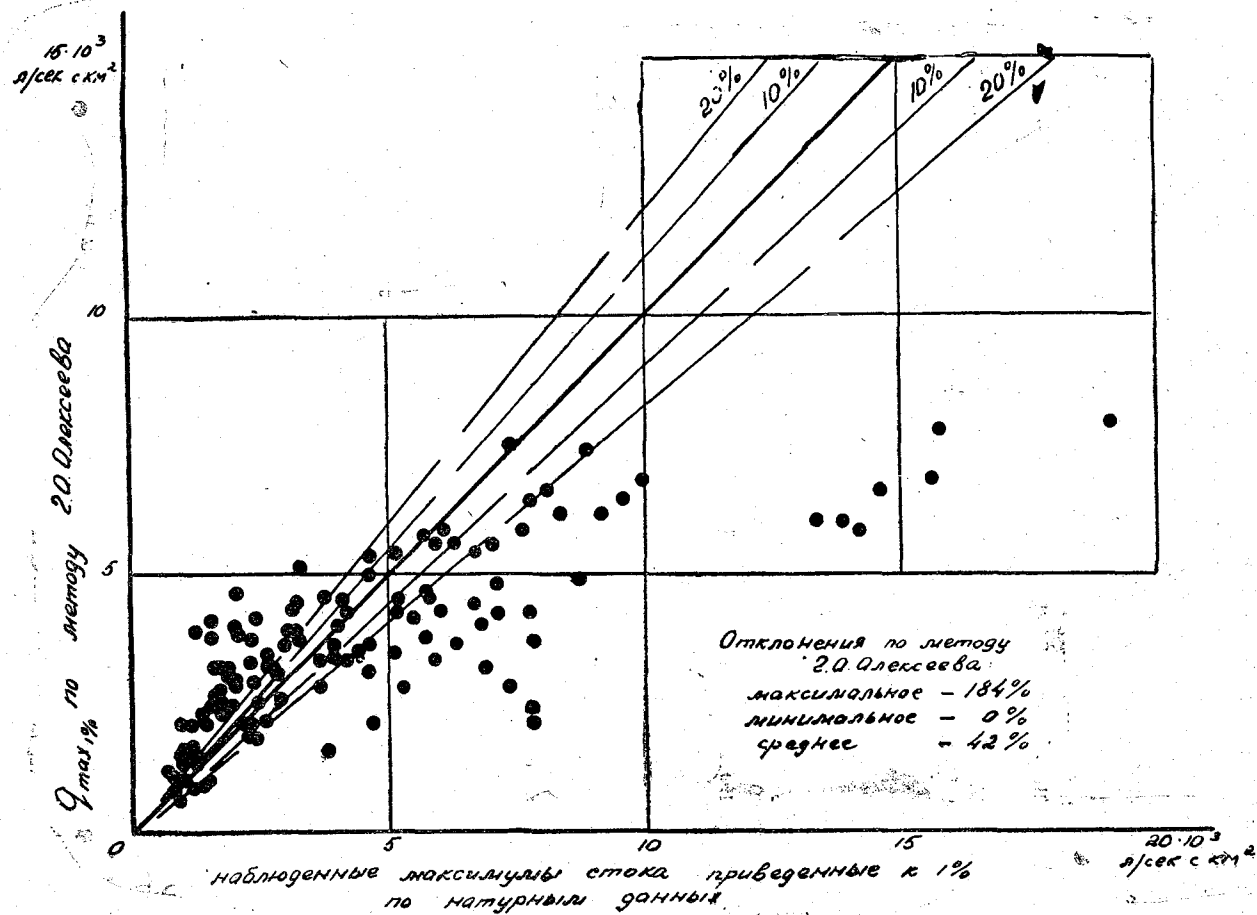


Рис. 8. График сопоставления результатов расчета максимальных модулей стока по формуле Г. А. Алексеева с натурными данными из рек Сахалина.

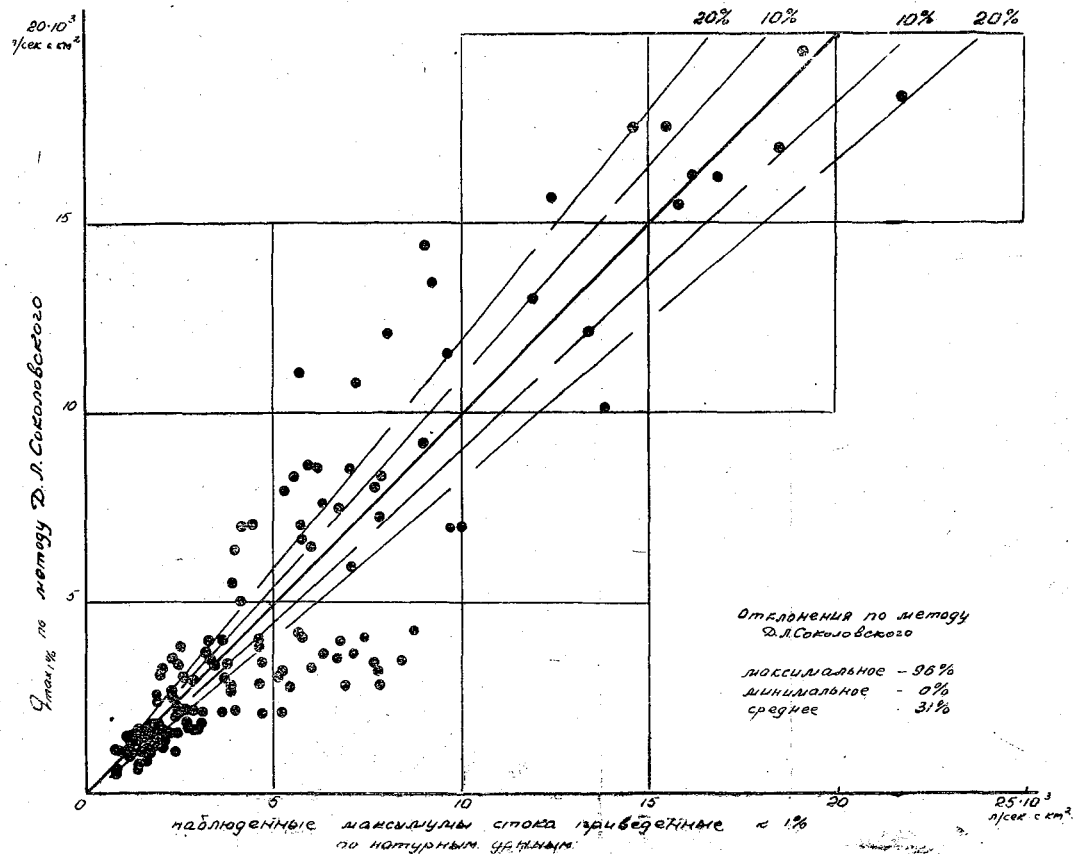


Рис. 9. График сопоставления результатов расчета максимальных модулей стока по формуле Д. Л. Соколовского с натурными данными на реках Сахалина.

Метод Министерства транспортного строительства (МТС ВСН-63-61)

Исходная расчетная формула максимального расхода ливневого стока имеет вид

$$Q = 16,7 a_1 \varphi F \gamma \delta_{об}, \quad (16)$$

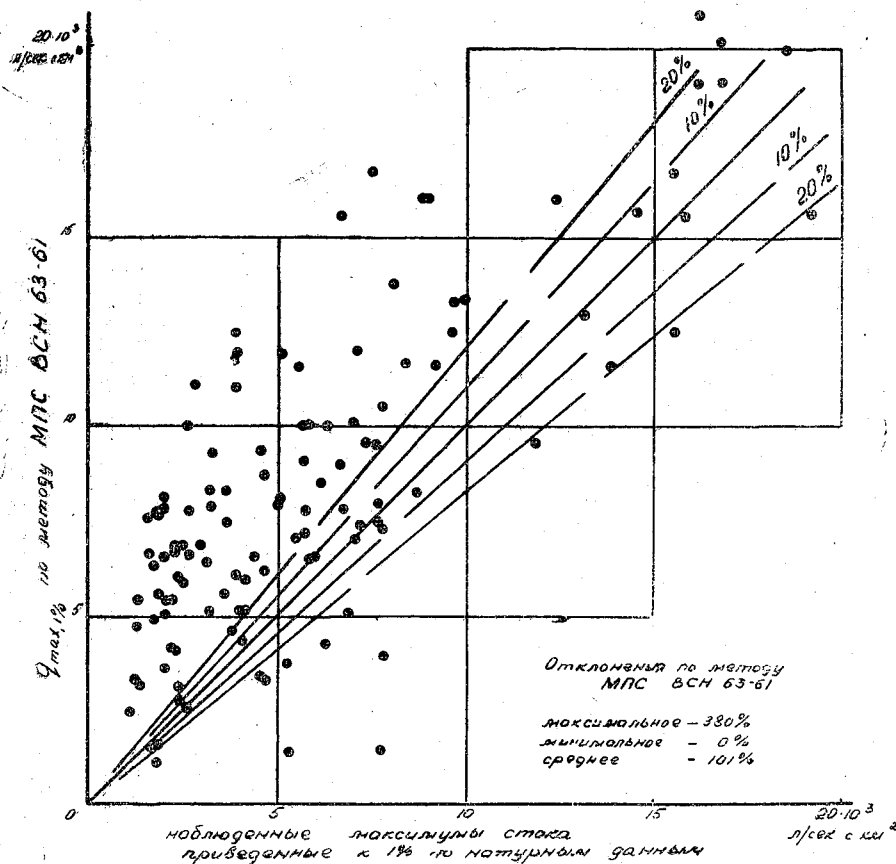


Рис. 10. График сопоставления результатов расчета максимальных модулей стока по методу МТС ВСН 63—61 с натурными данными на реках Сахалина.

где Q — максимальный расход в $\text{м}^3/\text{сек}$; 16,7 — коэффициент размерности; a_1 — расчетная интенсивность водоотдачи в $\text{мм}/\text{мин}$, соответствующая заданной вероятности превышения расхода; φ — коэффициент полноты стока; F — площадь водосбора в км^2 ; γ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения осадков по площади; $\delta'_{об}$ — коэффициент озерности и заболоченности.

Указанная методика [2] рекомендуется для расчета максимальных расходов для водотоков с площадью до 100 км², основные расчетные характеристики водосборов определялись по крупномасштабным картам, по таблицам и номограммам, приведенным в инструкции [2].

Полученные результаты сравнивались с модулями стока, приведенными к 1%-ной обеспеченности (табл. 10, рис. 10).

Метод Союздорнии, упрощенная формула 1963 г.

Предложена формула вида

$$Q = \psi (h - z)^m F^n K \beta \gamma \delta, \quad (17)$$

где Q — максимальный расход в м³/сек; ψ — коэффициент, учитывающий средний уклон лога в ‰; h — слой водоотдачи в мм; z — слой потерь в мм; F — площадь водосбора в км²; K — коэффициент, учитывающий шероховатость лога и склонов; β — коэффициент, учитывающий форму водосбора и отношение уклона склонов и лога; γ — коэффициент неравномерности распределения осадков; δ — коэффициент, учитывающий озерность бассейна.

Все основные характеристики определяются по таблицам, приведенным в работе Союздорнии [5], с учетом особенностей водосборов и последних рекомендаций.

Сопоставительные результаты приведены в табл. 10 и на рис. 11.

Таблица 10

Результаты сопоставления расчетов по различным методикам и формулам

Расчетный метод	Отклонение в %	
	среднее	максимальное
ГГИ (Г. А. Алексеев)	42	184
ГГИ (Д. Л. Соколовский)	31	96
МТС ВСН 63—61	100	380
Союздорнии, 1963	360	795
ЛГМИ	20	60

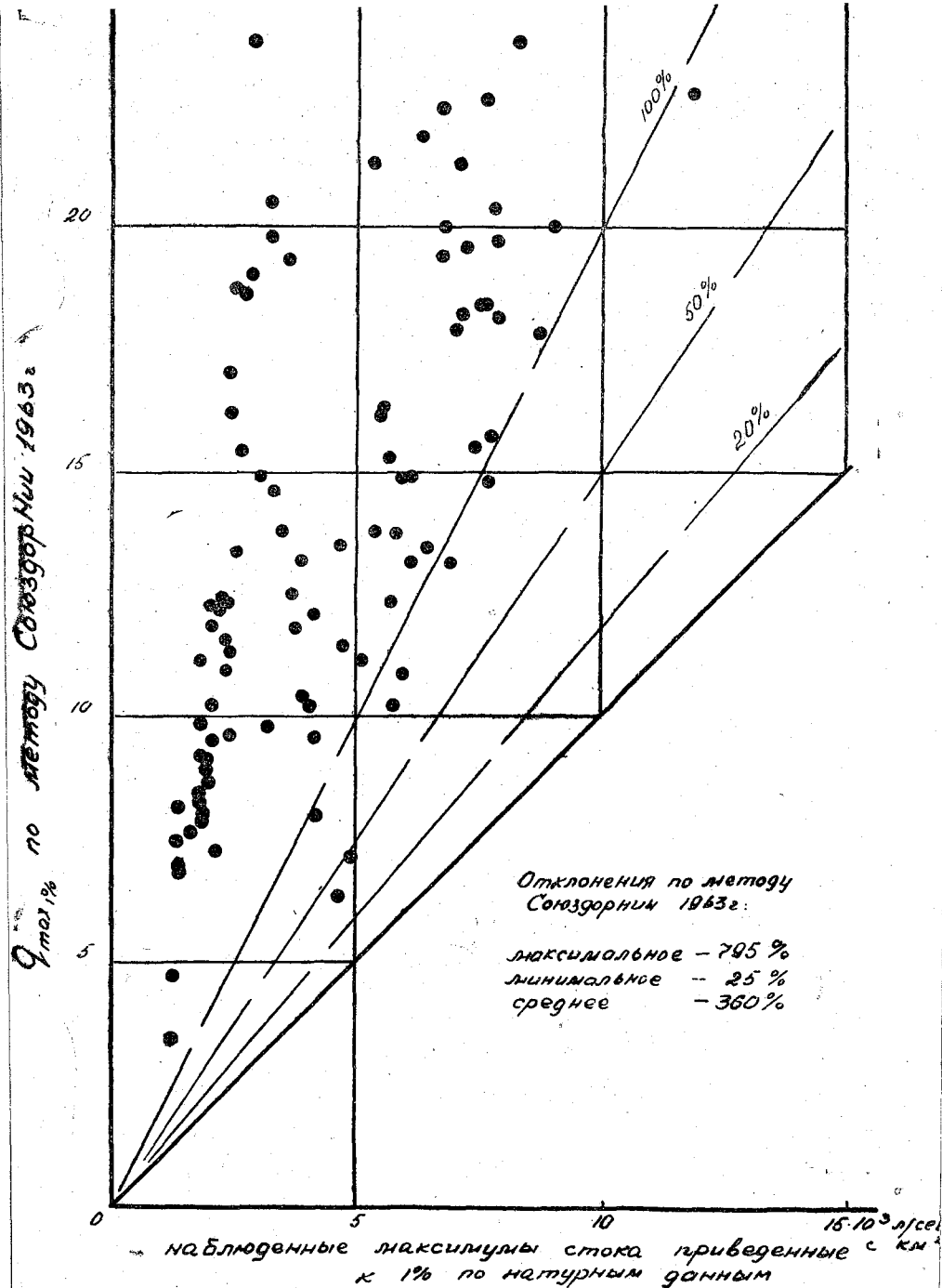


Рис. 11. График сопоставления результатов расчета максимальных модулей стока по методу СоюздорНИИ 1963 г. с натурными данными на реках Сахалина.

Как видно из таблицы, предлагаемый метод ЛГМИ (рис. 12), в основу которого положена формула редукционного вида с параметрами, уточненными на основании натурных исследований, дает наилучшие результаты и поэтому может быть рекомендован к практическому использованию.

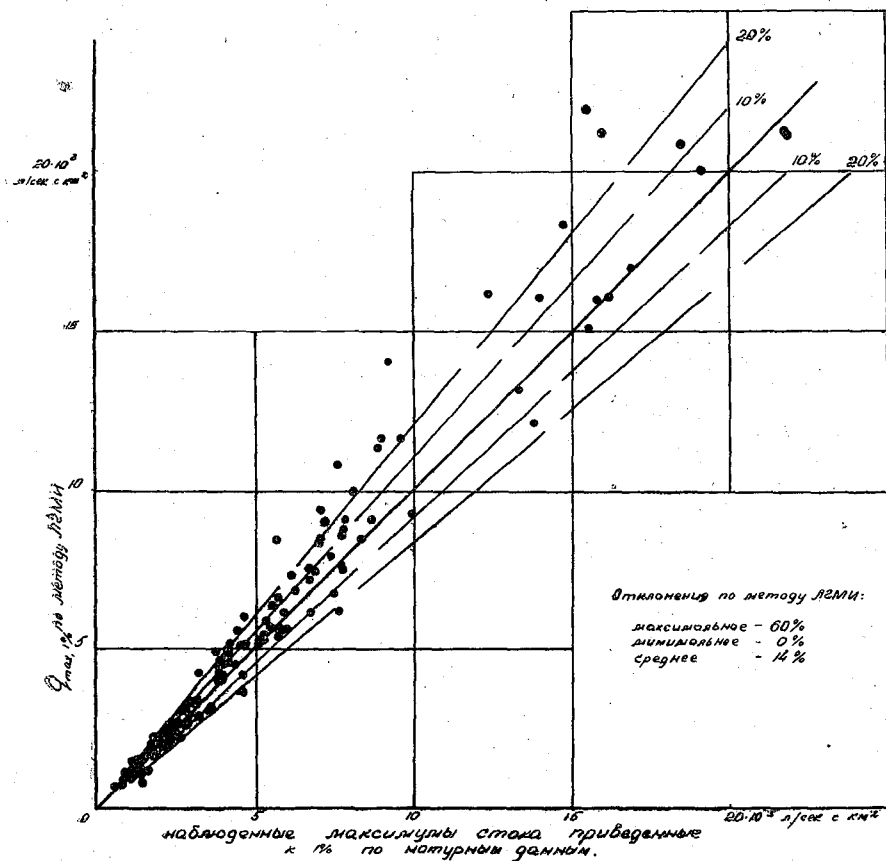


Рис. 12. График сопоставления результатов расчета максимальных модулей стока по формуле (13) с натурными данными на реках Сахалина.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев Г. А. Расчет максимальных расходов воды с помощью номограмм при отсутствии гидрометрических наблюдений. Труды ГГИ, вып. 99, 1962.
 2. Инструкция по расчету стока с малых бассейнов ВСН 63—61, Минтрансстрой СССР, Трансжелдориздат, М., 1962.
 3. Соколовский Д. Л. Речной сток. Гидрометеиздат, Л., 1959.
 4. Соколовский Д. Л. Методика оценки физически возможных наибольших расходов воды на основе географических параметров формулы максимального стока. Труды ГГИ, вып. 79, 1960.
 5. Болдаков Е. В. и др. Нормы стока и инструкция по расчету стока и отверстий малых мостов и труб. СоюздорНИИ, 1954.
 6. Соколовский Д. Л. О потенциальных максимумах стока и методике их определения. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
 7. Методические указания ГГИ, № 49. Гидрометеиздат, Л., 1960.
 8. Скородумов Д. Е. Гидравлические основы экстраполяции кривых расходов до высоких уровней. Труды ГГИ, вып. 77, 1960.
 9. Соловьева Н. Н. Формула расчета максимальных расходов дождевого стока. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
 10. Метеорологические данные за отдельные годы по станциям Сахалинского УГМС, вып. 34. Ливневые дожди и суточные количества осадков за 1936—1959 гг. Гидрометеиздат, Л., 1962.
 11. Методические рекомендации к составлению справочника по водным ресурсам СССР, вып. 7, ч. III. Гидрометеиздат, Л., 1962.
 12. Георгиевский Ю. М., Орлов В. Г. Максимальный дождевой сток рек Сахалина. Труды ЛГМИ, вып. 13, 1962.
 13. Горошков И. Ф. Приближенная схема расчета максимального дождевого стока на реках Дальнего Востока. Труды ЛГМИ, вып. 13, 1962.
-

ОБ ОБЩИХ (СВОДНЫХ) КОРРЕЛЯЦИОННЫХ ФУНКЦИЯХ ЕСТЕСТВЕННЫХ МАКРОПРОЦЕССОВ (НА ПРИМЕРЕ МНОГОЛЕТНИХ РЯДОВ ГОДОВОГО СТОКА)

На практике стала уже довольно известной [1, 3] так называемая корреляционная функция естественного временного ряда $q(t)$:

$$R(\tau) = \frac{1}{\sigma^2} M | q(t) q(t-\tau) |, \quad (1)$$

описывающая распределение скоррелированности этого ряда по сдвигу τ между его членами. В данной статье обращается внимание на целесообразность введения в практику еще одной функции, производной от $R(\tau)$, которую можно назвать общей или сводной корреляционной функцией ряда $q(t)$. Обосновать это можно следующим.

Известно, что одним из основных (если не главным) назначений функции $R(\tau)$ является определение функции экстраполирования $\kappa(\tau)$ при решении задачи статистического прогнозирования $q(t)$ по равенству

$$\begin{aligned} q(t) &= \kappa_1 q_{t-1} + \kappa_2 q_{t-2} + \dots + \kappa_n q_{t-n} = \\ &= \sum_{\tau=1}^n \kappa(\tau) q(t-\tau). \end{aligned} \quad (2)$$

В конечном счете $\kappa(\tau) = f[R(\tau)]$ и поэтому решение указанной задачи требует прежде всего определения функции $R(\tau)$ прогнозируемого ряда $q(t)$. Отдавая в этом отношении должное функции $R(\tau)$, нельзя в то же время не заметить существенного ее недостатка: она не может заблаговременно информировать исследователя о теоретически возможной эффективности экстраполирования по (2). Ответ на этот существенный вопрос может быть получен лишь по окончании довольно трудоемкой работы по вычислению $\kappa(\tau)$ и выпуску поверочных прогнозов по (2) за достаточно длительный период времени. Собственно, для устранения этого недостатка и предназначена указанная выше функ-

ция: она позволит заранее определить теоретически возможную эффективность равенства (2) при данном числе слагаемых n в его правой части.

Общей корреляционной функцией $\tilde{R}(n)$ ряда $q(t)$ мы называем функцию распределения общих коэффициентов корреляции уравнения регрессии (2) по числу его слагаемых n . Теория подобной функции в принципе представляет собой часть теории множественной линейной корреляции, изложенной во многих курсах (например, [2]). Однако, имея в виду специфические отличия объектов исследования линейной корреляции и линейного экстраполирования вероятностных процессов, следует коротко остановиться здесь на этом вопросе.

Начнем с определения $\kappa(\tau)$ в уравнении (2) методом наименьших квадратов, который сводится к отысканию минимума средней величины квадрата ошибки

$$\varepsilon_m^2 = M \left| q(t) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m(\tau) q(t-\tau) \right|^2, \quad (3)$$

т. е. к решению системы уравнений

$$\begin{aligned} -\frac{1}{2} \frac{d \varepsilon_m}{d k_p} &= M \left\{ q(t-p) \left[q(t) - \sum_{\tau=1}^n k_m(\tau) q(t-\tau) \right] \right\} = \\ &= M \left| q(t-p) q(t) - \sum_{\tau=1}^n k_m(\tau) q(t-p) q(t-\tau) \right| = 0, \quad (4) \\ p &= 1, \dots, n, \end{aligned}$$

или, учитывая (1),

$$\begin{aligned} -\frac{1}{2} \frac{d \varepsilon_m}{d k_p} &= R(p) - \sum_{\tau=1}^n k_m R(p-\tau) = 0, \quad (5) \\ p &= 1, \dots, n. \end{aligned}$$

Определение κ_m в уравнении (5) возможно двумя путями. Во-первых, путем аппроксимации $R(p+m)$ и $R(p-\tau)$ так называемым интегралом Хинчина (см., например, [1]) с формальным переходом к пределу $n \rightarrow \infty$; это составляет, как известно, характерную особенность теории вероятностных процессов. Во-вторых, путем введения теории определителей; это путь классической линейной корреляции множеств.

Первое из этих направлений было рассмотрено, в частности, в работе [1]. Второе направление сводится к следующему. Если ввести определитель

$$D = \begin{vmatrix} 1 & \dots & R_1 & \dots & R_2 & \dots & R_n \\ R_1 & \dots & 1 & \dots & R_1 & \dots & R_{n-1} \\ R_2 & \dots & R_1 & \dots & 1 & \dots & R_{n-2} \\ \hline R_n & \dots & R_{n-1} & \dots & R_{n-2} & \dots & 1 \end{vmatrix} \quad (6)$$

где $R_1 \dots R_n$ — значение $R(\tau)$ при $\tau=1, \dots, n$ [n — число слагаемых в (2)], и обозначить через $D_{от}$ миноры этого определителя ($\tau=0, 1 \dots, n$), то при условии $D_{00} \neq 0$ система (5) будет иметь единственное решение

$$k(\tau) = -\frac{D_0 \tau}{D_{00}}, \quad (7)$$

подставляя которое в (2), получим

$$q(t) = - \sum_{\tau=1}^n \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} q(t - \tau). \quad (8)$$

Определим общий коэффициент корреляции $\widetilde{R}(n)$ этого равенства или, что то же самое, коэффициент корреляции двух переменных

$$\left. \begin{aligned} q(t) &= au(t) \\ u(t) &= - \sum_{\tau=1}^n \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} q(t-\tau) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Аналогично равенствам (3) и (4) имеем:

$$\varepsilon^2 = M \|q(t) - au(t)\|^2, \quad (10)$$

$$-\frac{1}{2} \frac{d\varepsilon}{dR} M\{u(t)[q(t) - au(t)]\} = M[u(t)q(t) - au^2(t)] = 0, \quad (11)$$

$$M \mid u(t)q(t) \mid = M \mid au^2(t) \mid . \quad (12)$$

Подставляя сюда равенства (9) и (1), имеем:

$$M | u(t) q(t) = -M | q(t) \Sigma \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} q(t-\tau) | = \quad (13)$$

$$= -\Sigma \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} M | q(t) q(t-\tau) | = -\Sigma \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} R(\tau) \sigma_q^2,$$

$$\tau = 1, \dots, n,$$

а в свою очередь из (12) и (13) следует, при условии $M | a | = 1$

$$\sigma_u^2 = - \sum_{\tau} \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} R(\tau) \sigma_q^2, \quad (14)$$

где $\sigma_u^2 = M | u^2(t) |$ — среднеквадратичное ряда $u(t)$.

Разложим теперь определитель (6) по элементам первой строки

$$D = D_{00} + \sum_{\tau} D_{0\tau} R_{\tau}, \quad (15)$$

откуда

$$- \sum_{\tau} \frac{D_{0\tau}}{D_{00}} R(\tau) = 1 - \frac{D}{D_{00}}. \quad (16)$$

Подставляя это равенство в (13) и (14), получим уравнения

$$M | u(t) q(t) | = \sigma_q^2 \left(1 - \frac{D}{D_{00}} \right) \quad (17)$$

и

$$\sigma_u^2 = \sigma_q^2 \left(1 - \frac{D}{D_{00}} \right), \quad (18)$$

устанавливающие зависимость коэффициента корреляции $\tilde{R}$, переменных u и q от определителя (6). Подставляя в свою очередь это равенство в выражение для указанного коэффициента корреляции

$$\tilde{R} = \frac{1}{\sigma_q \sigma_u} M | u(t) q(t) |, \quad (19)$$

получим

$$\tilde{R} = \sqrt{1 - \frac{D}{D_{00}}} \quad (20)$$

или в более общем виде, точнее в виде, приспособленном для вычисления общего коэффициента корреляции равенства (2) с n членами в правой его части,

$$\tilde{R}(n) = \sqrt{1 - \frac{D_n}{D_{n-1}}}, \quad (21)$$

где $\tilde{R}(n)$ — искомый общий коэффициент корреляции, а D_n и D_{n-1} — величины определителей, образованных соответственно последовательностями из n и $(n-1)$ значений функции $R(\tau)$ ($\tau = 1, 2, \dots$).

Таким образом, для вычисления последовательности $\tilde{R}(n)$ необходимо располагать последовательностью определителей D_n , $n = 1, 2, \dots$, как это показано по схеме:

	D_1	D_2	D_3	D_4	
1	R_1	R_2	R_3	R_4	$\dots$
R_1	1	R_1	R_2	R_3	$\dots$
R_2	R_1	1	R_1	R_2	$\dots$
R_3	R_2	R_1	1	R_1	$\dots$
R_4	R_3	R_2	R_1	1	$\dots$

Так как каждое последующее D_n в этой схеме должно быть меньше предыдущего, то в интервале $1 \geq D_n \geq 0$ значения $\tilde{R}(n)$ по (21) всегда вещественны. Что касается интенсивности увеличения $\tilde{R}(n)$ с ростом n , то она может быть весьма различной и переменной при разных n в зависимости от величин и распределения ординат функции $R(\tau)$ на отрезке $\tau \leq n$. Для конкретного суждения по этому вопросу приводится рис. 1 с функциями $R(\tau)$

и $\tilde{R}(n)$ для шести рек ЕТС. Вычисления функций выполнялись на электронно-счетной машине БЭСМ-2 в Вычислительном центре Математического института АН СССР (Ленинградское отделение). Вычисления производились в два этапа: во-первых, по данным среднегодовых расходов за период 1882—1960 гг. производилось вычисление коэффициентов корреляции для значений $\tau=1, 2, \dots, 30$ и, во-вторых, по этим коэффициентам вычислялись серии детерминантов D_n для значений $n=1, 2, \dots, 30$. Затем определялись функции $\tilde{R}(n)$, $n=1, \dots, 30$, по (21).

Внизу на каждом графике рис. 1 показаны точками вычисленные значения коэффициентов корреляции и корреляционные функции $R(\tau)$ (как средние в поле расчетных точек), а сверху — общие корреляционные функции $\tilde{R}(n)$; первые их значения естественно совпадают с первыми ординатами функций $R(\tau)$.

Так как общая характеристика корреляционных функций на рассматриваемых реках уже изложена в работе [1], остановимся лишь на функциях $\tilde{R}(n)$. Легко видеть, что на всех реках они в общем возрастают с увеличением n , т. е. равенства (2) во всех случаях действительно должны становиться более эффективными с увеличением числа входящих в них членов.

Однако интенсивность возрастания весьма различна на разных реках и при различных n . Наиболее интенсивно $\tilde{R}(n)$ возрастает при $n=1-6$ и $16-20$; при $n>25$ возрастание, как правило, резко уменьшается, а при $n\geq 30$, видимо, вообще прекращается.

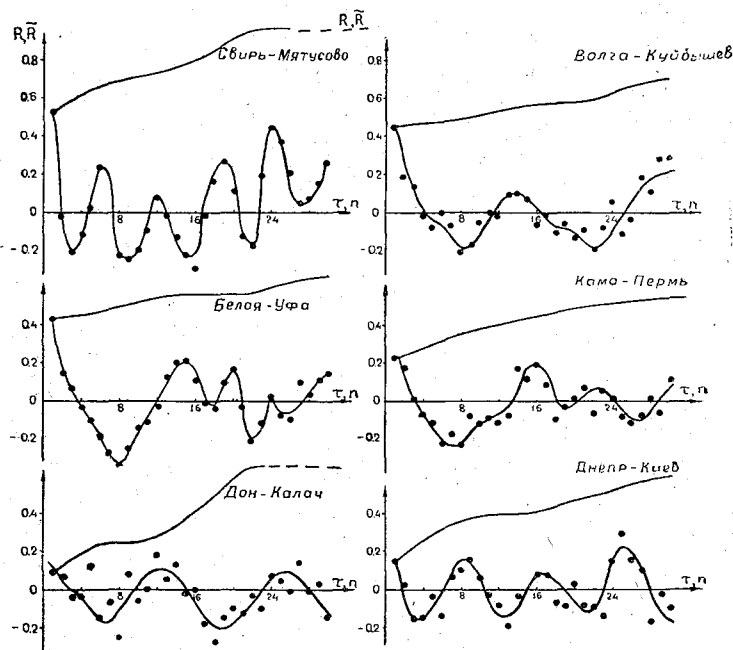


Рис. 1. Функции $R(\tau)$ и $\tilde{R}(n)$ годового стока.

Общее возрастание $\tilde{R}(n)$ при $n=30$ (разность конечных ординат) оказалось во всех случаях сравнительно небольшим: от 0,25 для р. Волги — Куйбышев до 0,56 на р. Дон — Калач; поэтому величины конечных ординат $\tilde{R}(30)$ в значительной мере зависят от величин $R(1)$. В среднем, $\tilde{R}(30)$ равняется 0,65—0,70, но в отдельных случаях (р. Свирь — Мятусово) достигает 0,90 и более. В целом, эти цифры подтверждают обоснованность и практическую реальность равенства (2), но вместе с тем свидетельствуют о том, что на некоторых реках (например, Дон — Калач) эффективные прогнозы по этому равенству, видимо, невозможны.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алехин Ю. М. Статистические прогнозы в геофизике. Из-во ЛГУ, Л., 1963.
 2. Романовский В. И. Курс математической статистики. Гостехиздат, М., 1938.
 3. Дружинин И. П., Коноваленко З. П., Хамьянова И. В. Изучение связи стока соседних лет на реках Азиатской части СССР с помощью электронной вычислительной машины. Изв. Сибирского отделения АН СССР, 10, серия техн. наук, вып. 3, 1963.
-

МНОГОЛЕТНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ р. АМУРА

Амур к настоящему времени исследован достаточно подробно и основные особенности его гидрологического режима вырисовываются вполне отчетливо. Однако ряд вопросов еще не получил необходимого в литературе освещения, в частности о многолетних изменениях водоносности.

В этой последней области много сделано советскими исследователями, но в основном по отношению к рекам Европейской части СССР.

Отдельные работы, как, например, М. С. Жукова [1], Л. К. Давыдова [2], П. С. Кузина [3], Т. Н. Качуковой [4] и др., касались и Азиатской части СССР, но только рек, находящихся в сфере переносов влаги с Атлантического океана.

Река Амур на всем своем протяжении расположена в области влияния тихоокеанских муссонов, протекает в общем с запада на восток из областей с относительно невысоким увлажнением в районы с большей обеспеченностью осадками, что и определило ряд особенностей ее режима и изменений водоносности.

Горные поднятия на территории бассейна представляют значительные препятствия для идущих с Тихого океана влагонесущих воздушных масс и оказываются местами наибольшего увлажнения.

Система вытянутых в северо-восточном направлении горных хребтов, расположенных по восточной периферии бассейна, совместно с Северо-Корейскими горами, является первым барьером для непосредственного проникновения с океана влажных воздушных масс в пределы бассейна р. Амура.

Хребет Большой Хинган представляет порог, играющий защитную от них роль для верховий реки, а Малый Хинган имеет то же значение для средней левобережной части бассейна от воздушных потоков, идущих с Северо-Китайской низменности.

В летний сезон в бассейне р. Амура преобладают переносы юго-восточного направления, приносящие основные запасы влаги в течение июня — августа, когда и наблюдается наибольшая водоносность рек.

В случаях развития западных ветвей этих переносов значительные запасы влаги заносятся и в верхнюю часть бассейна реки. Именно этот последний случай синоптических условий и имел место в 1958 г., когда бассейн верхнего течения р. Амура оказался в состоянии наивысшего увлажнения, обусловившего прохождение катастрофически высокого паводка.

Выпадение обильных осадков явилось следствием прохождения серии циклонов из Монголии и Северо-Восточного Китая, некоторые из них при выходе на территорию бассейна Верхнего Амура сливались в одну депрессию. При выходе воздушных масс с юга осадки в большей части выпадают в повышенных районах Среднего Амура — бассейнах рек Зеи и Буреи, — как это, например, было в 1928, 1938, 1953 гг.

Кроме того, часто зонами повышенного выпадения осадков оказываются только правобережные части бассейна р. Амура, как, например, в 1957 г., когда по Нижней Сунгари прошел рекордный высоты паводок, определивший на Нижнем Амуре наибольшую величины расход воды.

Продолжительность одного синоптического цикла, как отмечает Н. Н. Соловьева [5], в среднем пять — семь дней, а охватываемая дождями площадь доходит до 20% площади бассейна р. Амура.

Количество осадков, выпадающих за синоптический цикл в верхней части бассейна реки, обычно меньше 150 мм, а ниже в среднем может превышать 250 мм.

В холодную часть года бассейн, как известно, находится в сфере влияния сибирского антициклона и за зиму выпадает весьма небольшое количество осадков, образующих маломощный снежный покров. В связи с этим весеннее половодье на реках бассейна, хотя и ясно выражено, но все же не является доминирующей фазой режима реки.

Наибольшая частота выпадения осадков наблюдается, как это отмечает Н. Н. Соловьева [5] и А. В. Стоценко [7], в июне — августе и реже в сентябре. Поэтому в это время обычно проходят наиболее высокие паводки.

В табл. 1 приведены данные о числе годовых максимумов расходов воды, наблюдавшихся у створов водомерных постов Кумара и Хабаровск, т. е. внизу участка верхнего течения реки и в начале нижнего.

Как следует из данных табл. 1, на верхнем посту (в/п Кумара) наибольшее число наблюдаемых максимумов расходов воды приходится на июнь — июль — 67%, на август — 20%, у в/п Хабаровск наибольшее число падает на август — сентябрь — 75%, а на июль только 14% и наибольший из них у первого створа наблюдался в июле, а у второго — в сентябре.

Объяснение этому находится в характере распределения выпадающих осадков по территории бассейна.

Частота максимумов расходов воды.
Период наблюдений 1899—1958 гг. р. Амур, в/п Кумара

Месяц	Число максимумов за период	Характерные величины $Q_{\text{макс}}$ м ³ /сек	
		наибольший из максимумов и год	наименьший из максимумов и год
Июнь	19	$\frac{1150}{1955}$	$\frac{3740}{1918}$
Июль	21	$\frac{22500}{1958}$	$\frac{4860}{1926}$
Август	12	$\frac{11900}{1931}$	$\frac{4120}{1911}$
Сентябрь	7	$\frac{11200}{1951}$	$\frac{2540}{1905}$
Октябрь	1	$\frac{4730}{1909}$	—

в/п Хабаровск
Период наблюдений 1896—1957 гг.

Июнь	5	$\frac{39000}{1902}$	$\frac{1700}{1919}$
Июль	8	$\frac{28700}{1910}$	$\frac{15600}{1905}$
Август	22	$\frac{35400}{1911}$	$\frac{16200}{1913}$
Сентябрь	21	$\frac{41200}{1897}$	$\frac{13100}{1954}$
Октябрь	1	$\frac{12400}{1926}$	—

В июле на всем бассейне выпадают наибольшие количества осадков, а за период с мая по июль — 55—60% всего сезона. Большая продолжительность добегания паводочных вод по реке определяет подход гребней июльских паводков верховий р. Амура и его правого притока р. Сунгари к створу у в/п Хабаровск только в августе и соответственно августовских в сентябре.

Так как зонами одновременного интенсивного выпадения осадков охватываются территории не более 20% общей площади бассейна, то трудно ожидать случая, при котором их распределение по длине реки во времени оказалось бы совпадающим с движением идущей с верховьев паводочной волны. В распреде-

лении паводкообразующих осадков можно выделить три характерных случая: выпадение в верховьях реки, в левобережной части среднего течения — бассейнах рек Зеи и Буреи — и в правобережной части — бассейнах рек Сунгари и Уссури. Водосбор нижнего течения р. Амура с точки зрения его влияния на формирование паводка не представляет интереса, а потому он и оставлен без исследования.

Ниже приводится описание характера транзита паводочных волн по р. Амуру в результате выпадения осадков в отмеченных трех частях ее водосбора.

Составленные карты-схемы движения паводочных волн построены по данным наблюдений на гидростворах, причем за показатель максимальной водоносности принята характеристика, предложенная Л. К. Давыдовым [2], для среднегодовой интенсивности водоносности и соответствующим образом видоизмененная. Коэффициент максимальной водоносности с указанными изменениями оказывается равен

$$K = \frac{Q_{i \text{ макс}} - Q_{\text{макс наим}}}{Q_{\text{макс наиб}} - Q_{\text{макс наим}}},$$

где $Q_{i \text{ макс}}$ — максимальный за летний сезон расход данного года, $Q_{\text{макс наим}}$ — наименьший из максимальных расходов за многолетний ряд наблюдений, $Q_{\text{макс наиб}}$ — наибольший из максимальных расходов за многолетний ряд наблюдений.

По этой формуле, если все расходы $Q_{i \text{ макс}}$ окажутся меньшей величины, чем $Q_{\text{макс наим}}$ (а это может быть в том случае, если расчет коэффициента водоносности применяется к паводку меньшей высоты, чем максимальный за данный год), то коэффициент водоносности будет с отрицательным знаком.

К первому случаю формирования паводка от дождей, выпавших в верховьях реки, относится паводок 1958 г.

В этом году осадки в бассейне Верхнего Амура выпали в значительных суммах еще в июне и в отдельных местах превышали слой в 100 мм.

По данным Н. Н. Соловьевой [5], предельные значения коэффициентов стока здесь невелики (0,2—0,3), а размеры начальных потерь значительны (20—25 мм), поэтому роль предварительного увлажнения в паводкообразовательном процессе весьма важна. В самом начале июля выпавшие осадки не были особенно интенсивными (10—15 мм) и лишь поддерживался общий влажный фон. 7-го июля вся эта часть бассейна реки оказалась охваченной интенсивными дождями, суточная сумма которых, например на Нерчинском хребте, превысила 100 мм. По карте осадков за 7 июля видно, что большие суммы осадков выпали в бассейнах рек Аргуни, Шилки, и только верховья рек Онона и Ингоды оказались мало увлажненными. В последующие два дня сильные дожди продолжались, но затем до 16 июля шли с перерывами и меньшей силы.

За период с 7 по 16 июля на значительную часть площади бассейнов рек Шилки и Аргуни выпало свыше 250 мм осадков и примерно 70% площади оказалось в зоне свыше 100 мм. В этот период левобережная часть среднего течения р. Амура — бассейн рек Зеи и Буреи — была значительно меньше увлажнена.

В результате этих дождей по всему верхнему течению р. Амура прошел паводок с расходами, наибольшими за многолетний ряд наблюдений.

Коэффициент водоносности этого паводка по всему протяжению верхнего участка течения реки имел наивысшее значение ($K=1,00$). В это время р. Зея в верховьях имела водоносность, определяемую в 0,33, а Селемджа — 0,60. В связи с малой высотой паводка р. Зея ниже ее впадения на р. Амуре коэффициент водоносности уменьшился до 0,79 (рис. 1а).

В 1928 г. верхнее течение реки, если не считать некоторого повышения в нижней его трети (в/п Кумара), находилось в состоянии низкой водности в то время, как по рекам левобережной части бассейна среднего течения — рек Зее и Бурее — в конце июля прошел паводок. На р. Зее он был наиболее высоким из всего ряда наблюдений ($K=1,00$), а на р. Бурее — средней высоты. Поэтому ниже их впадения водоносность р. Амура резко увеличилась ($K=0,97$), почти до предельного состояния.

По-видимому, реки Сунгари и Уссури не несли в это время больших расходов воды, в связи с чем ниже их устьев на р. Амуре водоносность несколько снизилась (рис. 1б).

В этом году в верховьях р. Зеи и отчасти Буреи паводкообразующие осадки выпали в суммах более 300 мм, а вся остальная часть территории бассейна р. Амура находилась в состоянии более или менее обычного увлажнения.

В 1957 г. по р. Амуре в сентябре прошел паводок от обильных дождей, выпавших в правобережной части — бассейне р. Сунгари. По верхнему Амуре и левобережным притокам среднего течения — рекам Зее и Бурее — в это время проходил паводок, но небольшой высоты, и выше устья р. Сунгари водоносность р. Амура не превышала 0,35. Паводок р. Сунгари повысил водоносность р. Амура до 0,80, а к створу Комсомольск-на-Амуре она увеличилась до 0,96, т. е. почти до предельной высоты (рис. 1в).

Обращает на себя внимание малая скорость добегания паводочной волны на участке г. Хабаровск — г. Комсомольск-на-Амуре, всего 0,32 м/сек.

Выше по течению скорость добегания гребней паводочных волн значительно больше, но на много меньше, чем наблюдаемые максимальные скорости течения в соответствующих створах (табл. 2).

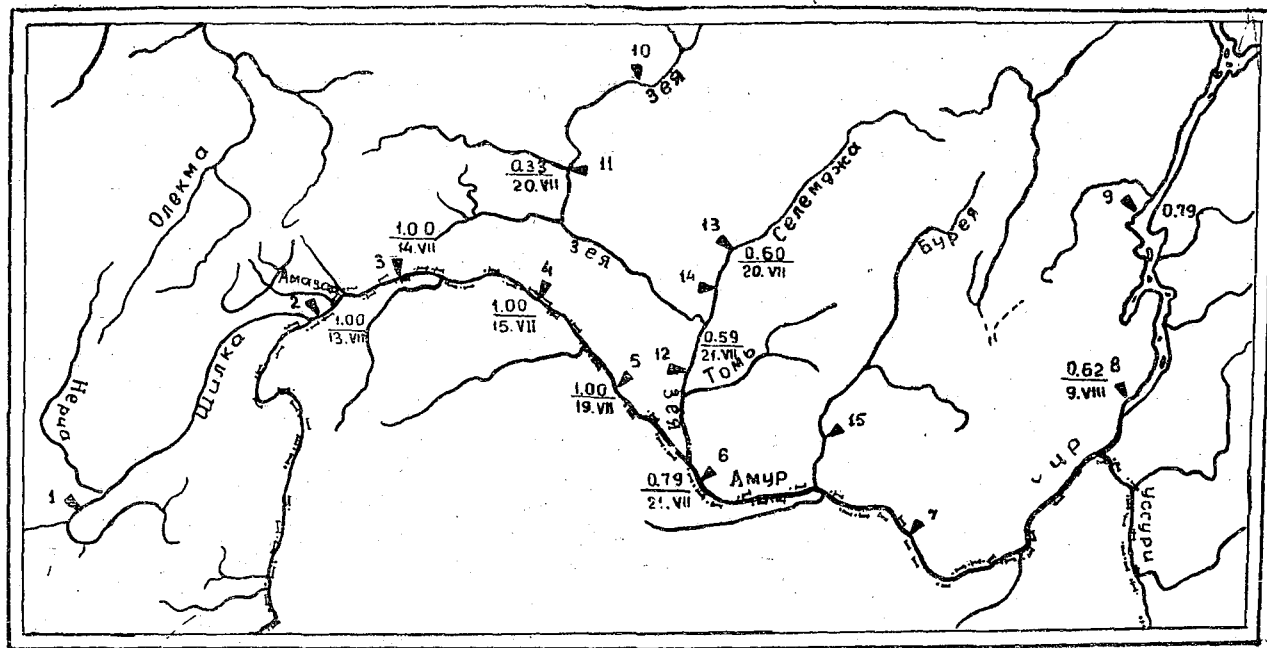


Рис. 1а. Карта-схема распределения водоносности р. Амура в 1958 г. Номера и названия створов и их расстояния от устья в км: 1 — р. Шилка, в/п Шилка; 2 — р. Амур, в/п Покровка, 2842; 3 — р. Амур, в/п Джалинды, 2638; 4 — р. Амур, в/п Черняево, 2401; 5 — р. Амур, в/п Кумара, 2178; 6 — р. Амур, в/п Гродеково, 1930; 7 — р. Амур, в/п Помпеевка, 1448; 8 — р. Амур, в/п Хабаровск, 945; 9 — р. Амур, в/п Комсомольск-на-Амуре, 583; 10 — р. Зея, в/п Бомнак, 953; 11 — р. Зея, в/п Зейские Ворота, 652; 12 — р. Зея, в/п Малая Сазанка, 149; 13 — р. Селемджа, в/п Усть-Норск, 139; 14 — р. Селемджа, в/п Усть-Ульяма, 41; 15 — р. Бурей, в/п Каменка, 80.

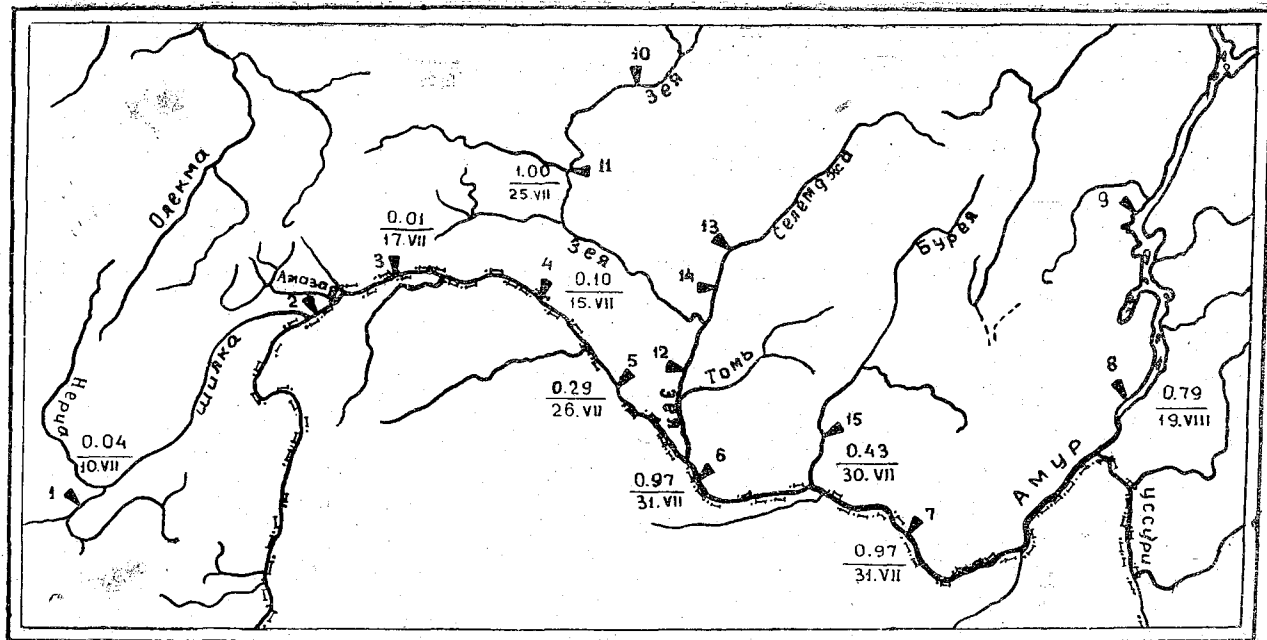


Рис. 16. Карта-схема распределения водоносности р. Амура в 1928 г. Условные обозначения см. рис. 1а.

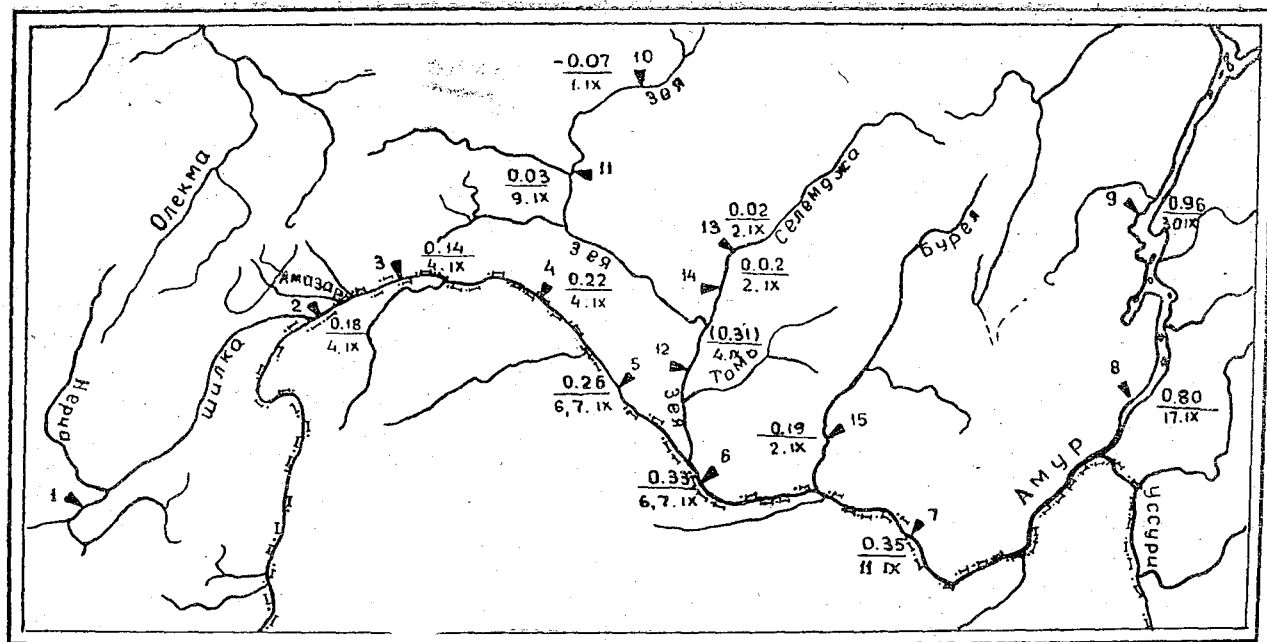


Рис. 1в. Карта-схема распределения водоносности р. Амура в 1957 г. Условные обозначения см. рис. 1а.

Таблица 2

**Скорости течения и добегания паводочных волн
на р. Амуре в 1958 г.**

Название створа	Расстояние от устья, км	Расстояние между створами, км	Максимальная скорость течения, м/сек	Скорость добегания гребня паводка, м/сек	Преоблад. уклон водной поверхности, ‰
Покровка	2842	204	2,52	2,36	0,25
Джалинды	2638	237	5,12	1,37	9,24
Еремино	2401	223	2,29	0,86	0,14—0,20
Кумара	2178	248	3,94	1,43	0,15—0,18
Гродеково	1930	482	—	0,60	
Помпеевка	1448	503	—		
Хабаровск	945	362	—		
Комсомольск-на-Амуре	583		—		0,32—0,36 ¹

¹ Паводки 1956—57 гг.

Как видно из табл. 2, скорость добегания паводочной волны, в общем, закономерно уменьшается вниз по течению. Общая протяженность добегания паводков от верховий реки к ее низовьям достигает почти двух месяцев, т. е. охватывает такой период, за который в бассейне выпадает 50—70% осадков летнего сезона.

Поэтому, несмотря на неодновременность выпадения в различных частях бассейна стокоформирующих осадков различной интенсивности, фон той или иной степени увлажненности, свойственной данному году, оказывается более или менее одинаковым для всего бассейна.

Вследствие указанного выравнивания в годы с повышенной увлажненностью бассейна наблюдаются и большей величины максимальные расходы воды.

На рис. 2 показана связь между модульными коэффициентами среднегодовых и максимальных расходов воды р. Амуре у г. Хабаровска, оказавшаяся, как и предполагалось, весьма тесной, коэффициент корреляции связи равен 0,83.

Закономерность существования связи между этими гидрологическими характеристиками подтверждается и более или менее одинаковой степенью рассеивания рядов наблюдаемых данных.

Для створа у г. Хабаровска коэффициент вариации для среднегодовых расходов равен 0,27, а для максимальных — 0,30. В верховьях реки значения этого коэффициента несколько больше и для р. Шилки у г. Сретенска он соответственно равен 0,29.

и 0,32. Следует отметить, что в использованный по этому створу для расчетов короткий восемнадцатилетний продолжительности ряд (1940—1957 гг.) не вошел катастрофически высокий паводок 1958 г., вследствие чего вычисленный коэффициент оказался преуменьшенным.

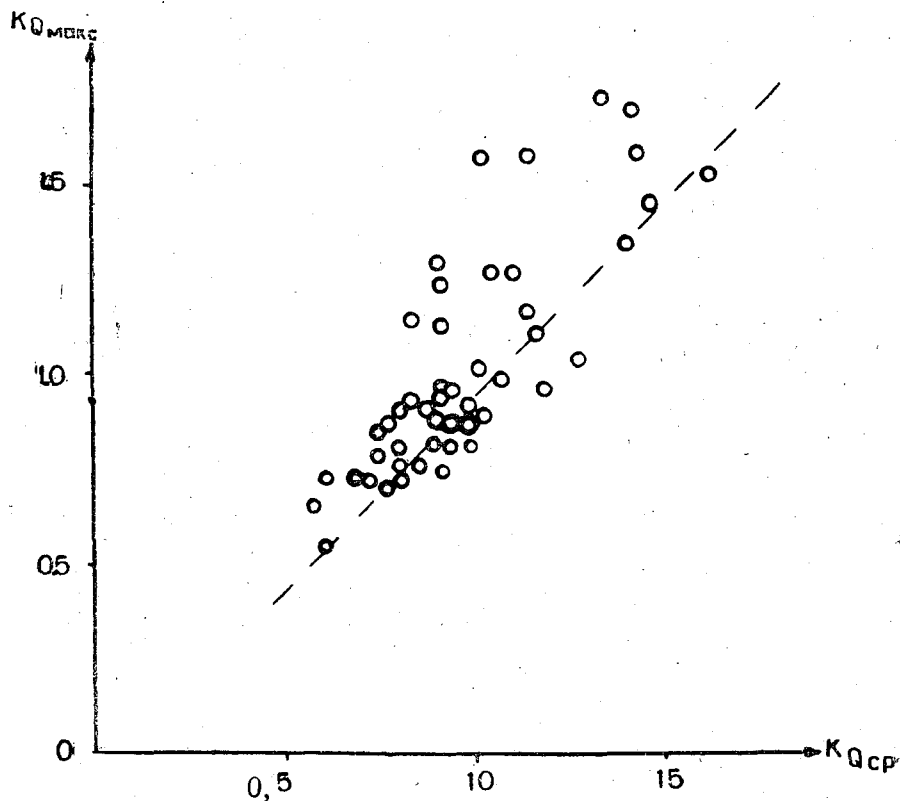


Рис. 2. График связи модульных коэффициентов максимальных и среднего-довых расходов воды р. Амура, в/п Хабаровск.

Ниже по течению, в створе у с. Джалинды, где ряд наблюдений имеет шестидесятилетнюю продолжительность, коэффициент вариации максимальных расходов равен 0,40.

Совмещенные календарные графики максимальных расходов воды по характерным створам р. Амура, а также по рекам Зее и Сунгари по ходу оказываются весьма похожими друг на друга, но с заметными отличиями на створах нижнего течения. На этих графиках выделяется несколько циклов изменений максимальных расходов воды: с 1898 по 1927, с 1928 по 1944 и с 1945 по 1954 гг., с 1955 г. начался новый, еще не закончившийся цикл.

Интегральные разностные графики максимальных расходов воды дают хотя и сглаженное, но более целостное представление о их многолетних изменениях (рис. 3). Для сравнения на тот же рисунок нанесен и интегральный разностный график среднегодовых расходов воды (у в/п Хабаровск), который, как

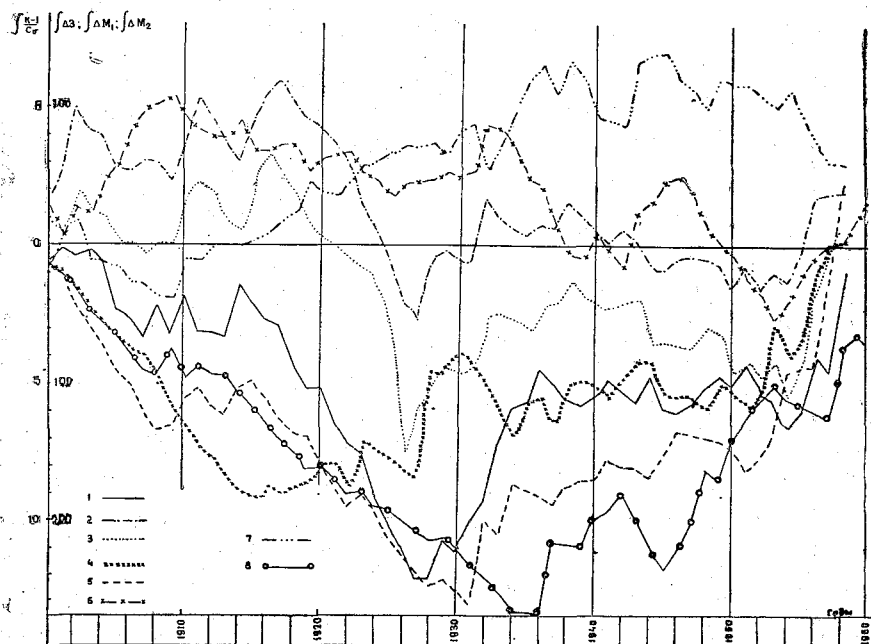


Рис. 3. Совмещенные разностные графики максимальных и среднегодовых расходов воды и интегральные разностные графики атмосферной циркуляции. 1 — график максимальных расходов р. Амур у в/п Кумара (от устья 2178 км), 2 — то же у в/п Хабаровск (от устья 945 км); 3 — график среднегодовых расходов р. Амур у в/п Хабаровск; 4 — график максимальных расходов р. Зея, в/п Зейские Ворота (от устья 652 км); 5 — график максимальных расходов воды р. Сунгари; 6 — график зональной формы атмосферной циркуляции — 3 за период июнь—август; 7 — график меридианальной формы атмосферной циркуляции первого типа — M_1 за период июнь—август; 8 — то же, второго типа — M_2 за период июнь—август.

и следовало ожидать, оказался вполне идентичным с графиком максимальных расходов. Из этих графиков видно, что в период с 1900 по 1914 г. на р. Амуре максимальные расходы относительно мало изменялись, а затем до 1927 г., в общем, интенсивно снижались, что в верхнем течении началось несколько позже (с 1917 г.). Период последующего увеличения максимальных расходов ниже по течению реки выявился более резко, чем на верхнем участке, был продолжительнее и с 1936 г. расходы здесь несколько снижались.

Изменение расходов р. Зеи имеет другой характер, что в значительной мере объясняется орографическими свойствами бассейна, выше створа в/п Зейские Ворота он горного типа, где зачастую весенние половодья бывают выше летних дождевых паводков. Именно в тот период, когда для р. Амура отмечалось снижение максимальных расходов воды (1917—1926 г.), случаи превышения весенних половодий на р. Зее над летними паводками и были наиболее частыми. Изменение расходов на р. Сунгари наиболее выражено: плавное понижение к 1931 г. и повышение до конца исследуемого периода. Распределение во времени и по территории осадков определяется циркуляционными процессами в атмосфере и по данным А. С. Шкляева [6] одна и та же форма циркуляции вызывает неодинаковый эффект в речном стоке. Кроме того, наибольшая и наименьшая водоносность рек наступает в конце той эпохи изменений атмосферной циркуляции, которая создает наиболее благоприятные для них условия формирования. Поэтому представляет интерес рассмотреть многолетние изменения стока р. Амура в сопоставлении с изменениями атмосферной циркуляции. Рассматривая описанные выше графики многолетних изменений максимальных и среднегодовых расходов воды р. Амура в сопоставлении с интегральными разностными графиками годовых значений основных форм атмосферной циркуляции, для первого сектора Северного полушария по Г. Я. Вангенгейму [8, 9], для второго по А. А. Гирсу [10—12], можно отметить следующее. С 1895 по 1927 г. особой интенсивностью отличались атмосферные переносы западной формы и соответственно этому в бассейне р. Амура были ослаблены воздействия восточных форм, а среднегодовой и максимальный сток за это время здесь, в общем, снижался.

С 1917 г. стали интенсифицироваться переносы восточных форм, еще ранее прекращения роста западных форм, а с 1927 г. произошло резкое падение интенсивности западных и такое же резкое увеличение восточных форм. Видимо, смена циркуляций и определила в этот последний год смену знаков тенденций в изменениях максимальных и среднегодовых расходов воды с отрицательной на положительную. Интенсивный рост величин расходов воды на Верхнем Амуре (створ у в/п Кумара) происходил до 1936 г., а на Нижнем (створ у в/п Хабаровск) до 1932 г.

Во втором секторе северного полушария с 1927 до 1939 г. за летние месяцы росла интенсивность зональных переносов — 3, сменившаяся в 1940 г. резким падением, которое сопровождалось и падением циркуляции меридиональной формы первого типа — M_1 (рис. 3) [12].

По-видимому, ослабевание этих двух форм циркуляции в какой-то мере компенсировалось увеличением интенсивности меридиональной формы второго типа — M_2 , и водность реки на

последующий период, вплоть до 1954 г., относительно стабилизировалась.

С 1955 г. появилась вновь тенденция к увеличению расходов воды, не закончившаяся и к 1960 г., что, по всей вероятности, связано со значительным оживлением переносов зональной формы.

По А. А. Гирсу на широте исследуемого бассейна в западной части Тихого океана, при развитии атмосферных процессов зональной формы — Z , располагается область высокого давления с интенсивными процессами антициклогенеза, что и определяет активное вторжение океанических масс воздуха на территорию водосбора р. Амура, вызывая многоводность рек.

Меридиональные формы циркуляции имеют ряд модификаций в зависимости от ориентировки осей высотных гребней и ложбин и особенностей географического положения. Поэтому их влияние на протекание синоптических процессов над территорией бассейна р. Амура неодинаково.

Все же при меридиональной форме первого типа — M_1 , по данным А. А. Гирса, переносы на материк ослаблены, а при форме второго типа — M_2 значительно интенсифицированы.

Подчеркнутая особенность этих двух типов меридиональной формы циркуляции второго сектора определила весьма сложный ход гидрологических процессов, как об этом можно судить по интегральным разностным графикам стока в период преобладания атмосферных переносов этого вида. При этом следует отметить, что в южной части бассейна — в водосборе р. Сунгари — влияние на водоносность реки второго типа меридиональной формы — M_2 прослеживается особо отчетливо.

Циркуляция зональной формы типа M_2 за июль — август, начиная с 1909 до 1953 г., имела общую тенденцию к снижению с частными максимумами в 1932, 1946 и 1960 гг.

Ветви подъемов первого и последнего из этих максимумов довольно хорошо отражаются синхронными участками графика максимальных расходов воды р. Амура и в меньшей мере р. Зеи, что находит свое объяснение в некоторой неоднородности расходов воды.

График расходов воды р. Амура у нижнего створа — в/п Хабаровск — в общем, хорошо отражает как общую тенденцию к снижению зональной формы циркуляции, так и частные ее колебания. В период падения интенсивности переносов зональной формы — Z с 1933 по 1939 г. подъемы графика расходов воды происходили под влиянием развивавшейся в это время меридиональной формы первого типа — M_1 .

График расходов воды Верхнего Амура (в/п Кумара), хотя и отражает основную депрессию 1925 г. в ходе зональной формы циркуляции — Z , все же имеет больше сходных черт с графиком меридиональной формы второго типа — M_2 и, соответственно, с 1936 г. расходы у этого створа мало изменялись. С 1954 г. по

всем пунктам наблюдений расходов воды наметилось их значительное увеличение в полном соответствии с интенсификацией зональной формы циркуляции — 3.

В заключение рассмотрения многолетних изменений водоносности р. Амура и форм атмосферной циркуляции, можно отметить, что с начала текущего столетия наблюдалась более или менее закономерная тенденция понижения стока к 1927—1931 гг. и последующее повышение к 1960 г.

Период снижения стока совпадает с эпохой развития атмосферных переносов западной формы, а повышения — с эпохой восточной, проявляющихся во втором секторе развитием преимущественно зональной и меридиональной форм.

Наибольшее влияние на водоносность р. Амура оказывает зональная — 3 и меридиональная второго типа — M_2 формы циркуляции. Последнего вида циркуляция особо большое влияние оказывает на р. Сунгари.

Как отмечает А. А. Гирс [12], в ближайшие годы можно ожидать смены эпохи развития восточной формы на западную, а это; как следует из описанных выше сопоставлений графика стока и атмосферной циркуляции, поведет к появлению тенденции к снижению водоносности рек бассейна р. Амура, т. е. к повторению описанного, почти шестидесятилетней продолжительности, цикла.

Представляет интерес в подтверждение выявленных связей изменений водоносности р. Амура с формами атмосферной циркуляции рассмотреть их и для других рек СССР. Интегральные разностные графики для рек Европейской территории СССР имеют согласованный ход с графиком атмосферной циркуляции западной формы, как это показано в предыдущей работе автора [13] и иллюстрируется рис. 4.

Для рек Азиатской территории СССР (Оби, Енисея, Лены) рассматриваемого рода связи несколько иного характера, а именно: в периоды роста западной формы атмосферной циркуляции проявляется и рост максимальных расходов воды, но только до развития восточной формы переносов. При этом оказывается, что проявления влияния восточной формы циркуляции раньше всего сказываются на р. Лене, позже на р. Енисее и еще позже на р. Оби (рис. 5).

р. Лена с 1916 г.
р. Енисей с 1925 г.
р. Обь с 1930 г.

К этому ряду можно прибавить и р. Амур, для которой можно полагать, что циркуляция восточной формы оказывает влияние на водоносность с самого начала своего развития, т. е. с 1900 г. На рис. 5б показана связь между географическим положением реки, определяемого средним меридианом бассейна, взятого

выше створа определения расходов воды, с указанными датами начала проявления влияния восточной формы циркуляции.

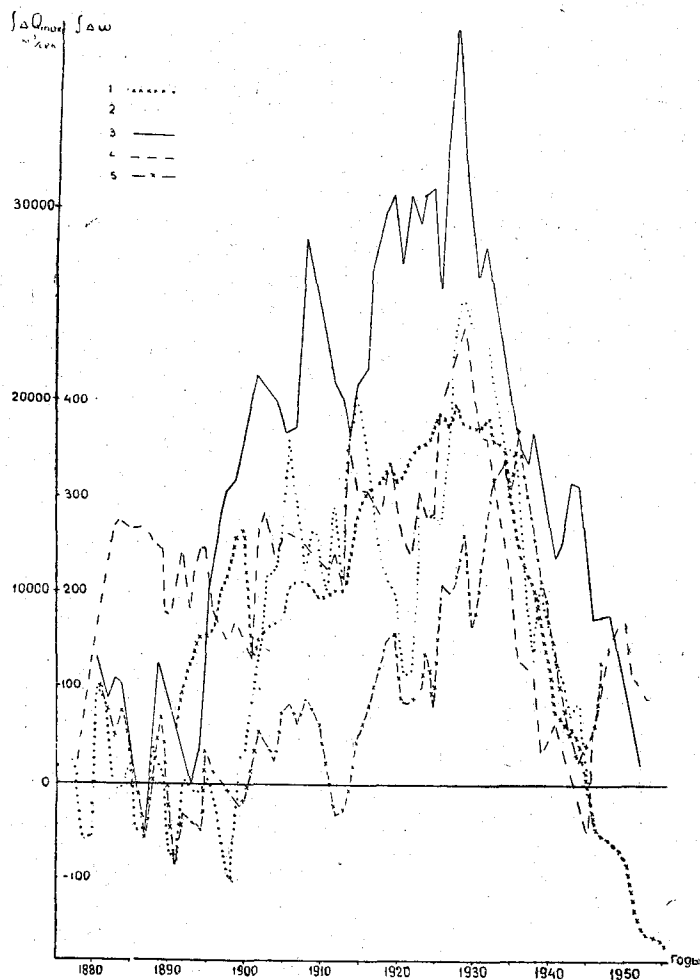


Рис. 4. Интегральные разностные графики максимальных расходов воды некоторых рек Европейской территории СССР и интегральный разностный график атмосферной циркуляции западной формы.

1 — график атмосферной циркуляции западной формы — W ;
2 — график максимальных расходов р. Северной Двины, в/п
Абрамково, 3 — то же р. Оки, в/п Кашира; 4 — то же р. Камы,
в/п Пермь; 5 — то же р. Волги, в/п Чкаловск.

Закономерность получившейся связи подтверждается распределением барических полей при западной и восточной формах циркуляции. По А. А. Гирсу [13], при первой форме над оз.

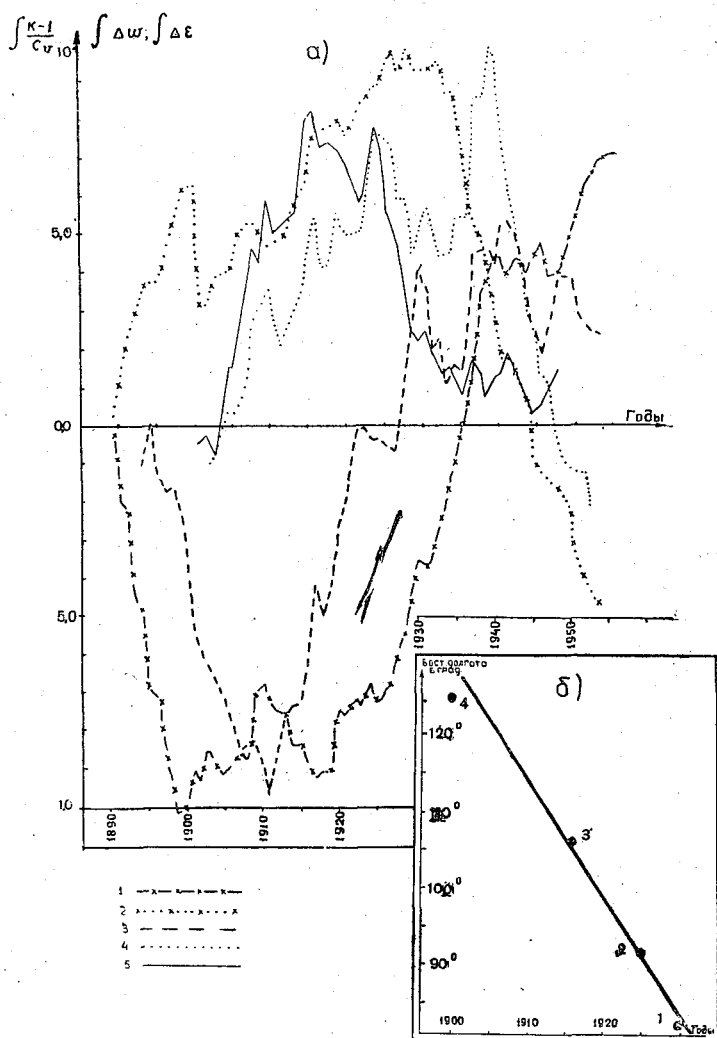


Рис. 5. Интегральные разностные графики максимальных расходов воды некоторых рек Азиатской территории СССР.

а) 1 — график атмосферной циркуляции западной формы; 2 — то же восточной формы; 3 — график максимальных расходов воды р. Обь, в/п Новосибирск; 4 — то же р. Енисей, в/п Енисейск; 5 — то же р. Лена, в/п Усть-Кут.

б) Связь между географическим положением бассейна и временем установления влияния циркуляции восточной формы на изменение максимальных расходов воды

1 — р. Обь, в/п Новосибирск; 2 — р. Енисей, в/п Енисейск; 3 — р. Лена, в/п Усть-Кут; 4 — р. Амур, в/п Кумара, Хабаровск.

Байкал, т. е. над верховьями р. Лены, располагается гребень высокого давления, верховья р. Енисея оказываются в его западной периферии, а р. Оби — на восточной периферии ложбины, охватывающей Атлантику и Европу. При развитии восточной формы циркуляции указанный выше гребень высокого давления смещается к юго-западу и все три бассейна захватываются сферой его влияния.

Следствием этого процесса и является линейное расположение точек связи между географическим положением рек и временем начала доминирующего воздействия на их водоносность восточной формы циркуляции.

Таким образом, оказывается, что на Европейской территории СССР водоносность рек определяется в основном западной формой циркуляции атмосферы, а в Азиатской, в направлении от бассейна р. Оби к побережьям Тихого океана, доминирующая роль более или менее плавно переходит к восточной форме.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жуков М. С. Расходы рек Средней Азии и солнечная активность. Труды Гидромет. отдела Средиазмента, т. 1, в. 2, Ташкент, 1929.
2. Давыдов Л. К. Водоносность рек СССР, ее колебания и влияние на нее физико-географических факторов. Гидрометеиздат, Л., 1947.
3. Кузин П. С. Многолетние колебания водоносности рек. Труды ГГИ, вып. 38, 1953.
4. Качукова Т. Н. Колебания годового стока рек СССР. Труды ГГИ, вып. 50, 1955.
5. Соловьева Н. Н. Анализ осадков в бассейне Верхнего и Среднего Амура и методика их расчета. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
6. Шкляев А. С. Влияние атмосферной циркуляции на распределение и многолетние колебания осадков и стока (на примере Урала). Автореферат, МГУ, М., 1964.
7. Стоценко А. В. Физико-географическая характеристика бассейнов рек Зеи и Буреи. Труды ДальНИГМИ, вып. 4, 1958.
8. Вангенгейм Г. Я. Долгосрочный прогноз температур воздуха и вскрытия рек. Труды ГГИ, вып. 10, 1940.
9. Вангенгейм Г. Я. Предсказание сезонных распределений метеорологических элементов. Изв. АН СССР, сер. географ. и геофиз., № 3, 1941.
10. Гирс А. А. К вопросу об изучении общей циркуляции атмосферы. Изв. АН СССР, сер. географ. и геофиз., 1955.
11. Гирс А. А. Особенности многолетних колебаний циркуляции атмосферы в отдельных месяцах года. Метеорология и гидрология, № 2, 1958.
12. Гирс А. А. Многолетние преобразования форм атмосферной циркуляции и связанные с ними колебания уровня океанов и морей. Материалы конференции по проблеме «Взаимодействие атмосферы и гидросферы в северной части Атлантического океана», вып. 1. Гидрометеиздат, Л., 1958.
13. Панов Б. П. Связь максимального стока рек с солнечной активностью и атмосферной циркуляцией. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.

Д. Л. СОКОЛОВСКИЙ, И. А. ШИКЛОМАНОВ

РАСЧЕТЫ ГИДРОГРАФОВ ПАВОДКОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭЛЕКТРОННЫХ МОДЕЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ

Электронные вычислительные устройства получили в последние годы широкое применение в гидравлике и гидрологии для расчетов неустановившегося движения в руслах рек, расчетов и прогнозов паводков и решения ряда других задач.

Особенно перспективным для гидрологических расчетов и прогнозов является применение счетно-решающих машин непрерывного действия или моделирующих, основанных на подобии некоторых гидрологических и электрических процессов, описываемых аналогичными математическими уравнениями. Эти моделирующие устройства дают большую экономию во времени, просты и удобны в эксплуатации, обеспечивают достаточную практическую точность $\pm 1-10\%$, соизмеримую с точностью исходных гидрологических данных.

Кроме того, они позволяют путем изменения параметров исследуемой системы во времени расчета производить лабораторные микроэксперименты на моделях некоторых природных явлений.

Для решения однородных задач особенно удобны специализированные моделирующие устройства, в которых соединения электрических звеньев представляют жесткую схему, а именно с такими задачами мы сталкиваемся при расчетах гидрографов паводков, а также при расчетах неустановившегося движения в руслах рек. Специализированные моделирующие устройства проще и доступнее, чем универсальные, поэтому они должны найти широкое распространение в практике гидрологических расчетов и прогнозов. В настоящее время применяются несколько таких специализированных электромоделирующих устройств. Например, в США сконструировано устройство, предназначенное для решения задачи расчета трансформации волн паводков в руслах рек по методу Маскингам [16, 17]. В основе моделирующего устройства лежит соответствие гидравлических величин электрическим: расхода воды — силе тока, запасов воды в русле — заряду конденсатора. Подобное же соответствие

используется в электро моделирующем устройстве, сконструированном в Японии для расчета руслового и склонового стока [15].

В ЦИПе в 1958 г. была разработана электро моделирующая установка, предназначенная для расчетов неустановившегося движения воды в руслах рек на бесприточных участках. В основу моделирования положен приближенный метод расчета неустановившегося движения Г. П. Калинина и П. И. Милюкова [2]. Как известно, по этому методу каждый участок русла реки разбивается на ряд так называемых «характерных участков», для каждого из которых кривая объемов $Q=f(\omega)$ принимается линейной. Для каждого характерного участка решается дифференциальное уравнение

$$\tau \frac{dQ}{dt} + Q = g \quad (1)$$

где g — расход воды в верхнем створе участка, Q — расход воды в нижнем створе, τ — время добегания на участке.

Из электротехники известно, что изменение тока в электрической цепи, состоящей из параллельно соединенного активного сопротивления R и емкости C (или так называемый RC -элемент), описывается аналогичным уравнением

$$RC \frac{di_R}{dt} + i_R = i. \quad (2)$$

Величина $RC=T$ носит название постоянной времени элемента и играет в цепи такую же задерживающую роль, как и время добегания τ на характерном участке.

Сконструированное в ЦИПе электро моделирующее устройство представляет из себя шесть последовательно соединенных RC -элементов. Принципиальная схема такого устройства в его первоначальном варианте и подробное описание ее работы изложены в работах Г. П. Калинина, А. Г. Левина, П. И. Милюкова [3—5, 7] и др. Следует заметить, что схемы из RC -элементов широко применялись и раньше в различных отраслях техники, как пассивные интеграторы для решения простейших дифференциальных уравнений. Заслуга же авторов [3, 4, 7] состоит в том, что они существующие схемы впервые применили в СССР для решения некоторых гидрологических задач.

Как уже указывалось, электро моделирующее устройство ЦИПа предназначено для расчета неустановившегося движения в нижних бьефах ГЭС на бесприточном участке. Кроме того, оно было использовано для прогнозирования дождевых паводков по осадкам и с использованием данных по стоку малых бассейнов-индикаторов [4, 7].

Однако работы на кафедре инженерной гидрологии ЛГМИ показали, что такие электро моделирующие устройства могут

быть более широко использованы для расчетов гидрографов дождевых паводков как на изученных, так и на неизученных малых водотоках по данным об осадках, что имеет большое научное и практическое значение при проектировании гидротехнических сооружений и мостовых переходов.

Для расчетов нами использован наиболее совершенный вариант электро моделирующего устройства ЦИПа с автоматическим вводом исходных данных и точной настройкой постоянных времени контуров (так называемое ЭМУ ПР-27).

Как известно, общая схема формирования паводка в результате суммирования элементарных расходов, образующихся в разных частях бассейна, и их добегания по склонам и русловой сети может быть описана генетической формулой стока

$$Q_t = \int_0^{t=\tau} h_{t-\tau} f_{\tau} d\tau, \quad (3)$$

где f_{τ} — кривая распределения единичных площадей стекания, h_t — осадки, равномерно орошающие бассейн.

Процессы, происходящие в электрической цепи из RC -элементов, в конечном счете можно описать уравнением, подобным уравнению (3).

Действительно, из теории автоматического регулирования известно, что исчерпывающей характеристикой любой системы является ее весовая функция P_{τ} , представляющая собой реакцию устройства на единичный импульс, поданный на его вход, и подчиняющаяся условию

$$\int_0^t P_{\tau} d\tau = 1. \quad (4)$$

Если одинаковые ячейки RC включить последовательно через развязывающие усилители с коэффициентом усиления, равным единице (т. е. так, как это и сделано в схеме ЭМУ ПР-27), то, как следует из теории электротехники, такая цепочка из n ячеек будет иметь следующую функцию веса [9]:

$$P_n(\tau) = \frac{\tau^{n-1}}{T^n (n-1)!} e^{-\frac{\tau}{T}}, \quad (5)$$

где $T = RC$ — постоянная времени одной ячейки.

Система из n последовательно соединенных RC -элементов с функцией веса (5) является системой линейной, т. е. такой, для которой характерен принцип суперпозиции (наложения), заключающийся в том, что результат нескольких воздействий

равен сумме результатов, которые были вызваны каждым из воздействий в отдельности.

Используя формулу свертывания [8], основанную на принципе суперпозиции, представляется возможным определить реакцию системы, вызванную воздействием приложенного напряжения или тока, которые изменяются по времени, если только известны характеристика системы в виде функции веса $P_n(\tau)$ и закон изменения воздействующего напряжения или тока.

Формула свертывания для системы, состоящей из n RC -элементов будет иметь вид

$$i(t) = \int_0^t u_{t-\tau} P_n(\tau) d\tau, \quad (6)$$

где $i(t)$ — реакция системы — изменение во времени тока на выходе системы, $u_{t-\tau}$ — воздействующая функция — график изменения во времени входного напряжения, $P_n(\tau)$ — функция веса системы (5).

Таким образом, если на вход схемы электро моделирующего устройства ПР-27 подавать напряжение u_t , изменяющееся во времени, то сила тока на его выходе будет изменяться по выражению (6).

Аналогия между формулами (6) и (3) очевидна. Расходу воды Q_t в замыкающем створе соответствует сила тока на выходе ЭМУ $i(t)$, осадкам h_t , выпадающим на бассейн, соответствует график изменения во времени входного напряжения u_t , а кривой распределения единичных площадей стекания f_τ — функция веса устройства $P_n(\tau)$.

При расчете паводков по генетической формуле стока с использованием кривой распределения единичных площадей стекания f_τ , определенной по любому из существующих методов, например по методу изохрон, предполагается, так же как и в формуле (6), линейная связь между входными и выходными величинами, т. е. расход, вызванный несколькими единичными осадками, равен сумме расходов, вызванных каждым из единичных слоев осадков при отсутствии остальных.

Исходя из аналогии формул (6) и (3), можно заключить, что процессы, происходящие на бассейне при выпадении дождя, возможно моделировать электрической схемой из RC -цепочек. Отсюда, если на вход ЭМУ ЦИП подавать напряжение u_t , изменяющееся во времени так же, как осадки h_t , выпадающие на бассейн, а функцию веса системы $P_n(\tau)$ подобрать соответственно кривой распределения единичных площадей стекания f_τ , то на выходе устройства получим изменение во времени силы тока $i(t)$, соответствующее в определенном масштабе расходам Q_t в замыкающем створе.

Таким образом, расчет гидрографов дождевых паводков на ЭМУ ПР-27 осуществляется по обыкновенной генетической формуле стока, и машинный расчет, очевидно, также правомерен, как и обычный аналитический расчет по этой формуле. При расчетах на ЭМУ ПР-27 функция веса системы играет роль кривой распределения единичных площадей стекания или относительных ординат единичных паводков. Ясное представление об изменении относительных величин ординат единичного гидрографа $P_n(\tau)$, выраженных формулой (5), в зависимости от параметров n и T дает рис. 1.

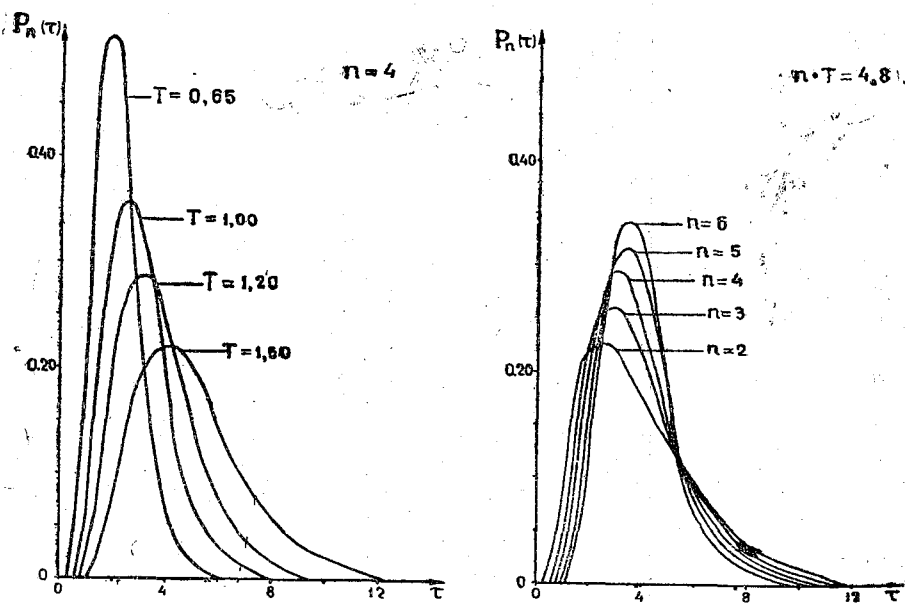


Рис. 1. График изменения функции веса $P_n(\tau)$ в зависимости от параметров T и n .

Значения величин относительных ординат $P_n(\tau)$ непосредственно получены на выходе устройства при подаче на его вход напряжения, соответствующего единичным осадкам.

Из рис. 1 видно, что формула (5) для кривой распределения единичных площадей стекания обладает большой гибкостью и напоминает по форме гидрографы естественных водосборов.

При использовании ЭМУ ЦИПа для расчетов неустановившегося движения в руслах рек авторы [2, 3] определяют T как время добегающего на «характерном» участке. Границы характерных участков, а следовательно, и время добегающего на них довольно неопределенны даже для расчетов трансформации волн

паводков в руслах, что является существенным недостатком этой методики. Неопределенность характерных участков возрастает при их использовании для расчетов гидрографов дождевых паводков, сформировавшихся в бассейне.

Надежное определение значений параметров n и T для каждого паводка может быть довольно легко и быстро выполнено на машине путем сопоставления рассчитанных по осадкам гидрографов с фактическими. Для их подбора по возможности выбирались такие паводки, которые были вызваны дождями, более или менее равномерно орошающими бассейн. В результате подбора для каждого паводка находилось однозначное значение T и n , при котором наблюдалось наилучшее соответствие фактического и рассчитанного гидрографа.

Определяя параметры T и n , мы тем самым определяем для бассейна график распределения относительных ординат единичных паводков. В данном случае выделение единичного гидрографа из сложных паводков в принципе аналогично графическому расчленению сложных паводков, вызванных дождями, продолжающимися две-три единицы времени, на единичные, которое применяется в гидрологических прогнозах [1]. Преимущества машинного определения, однако, заключаются в том, что здесь единичный гидрограф практически легко выделить из сложного, вызванного дождями, продолжавшимися большое количество единиц времени (до 100) и, кроме того, машинное расчленение лишено того субъективизма, который обязательно имеет место при графическом расчленении гидрографа.

На кафедре инженерной гидрологии ЛГМИ параметры элементарного гидрографа n и T определены подбором с использованием ЭМУ ПР-27 для 48 водосборов рек Дальнего Востока. Рассчитано в общей сложности свыше 100 паводков, при этом для водосборов с площадями бассейнов от 500 до 20 000 км² принималась суточная единица времени. На рис. 2 приводится сравнение фактических гидрографов с рассчитанными при помощи электро моделирующего устройства по подобранным значениям параметров для рек: Брянта — Брянта, $F=14\,800$ км², Деп — Рычково, $F=7200$ км², Супутинка — Комаровский, $F=60,5$ км², руч. Сумчинский, $F=0,74$ км². В большинстве случаев наблюдалось очень хорошее соответствие фактических и рассчитанных расходов. Помимо больших бассейнов с суточной единицей времени, рассчитаны паводки и определены значения параметров для ряда малых бассейнов с площадью от 0,74 до 60,5 км² и с единицей времени от 1 до 4 часов по материалам наблюдений Бомнакской и Супутинской стоковых станций. Во всех случаях производилась срезка грунтового стока, начало которого обычно можно было довольно надежно определить по ясно выраженному перегибу на спаде гидрографа. Схематизация гидрографов при помощи ЭМУ ПР-27 без разделения на поверхностный и грунтовый сток дает значительно худшие ре-

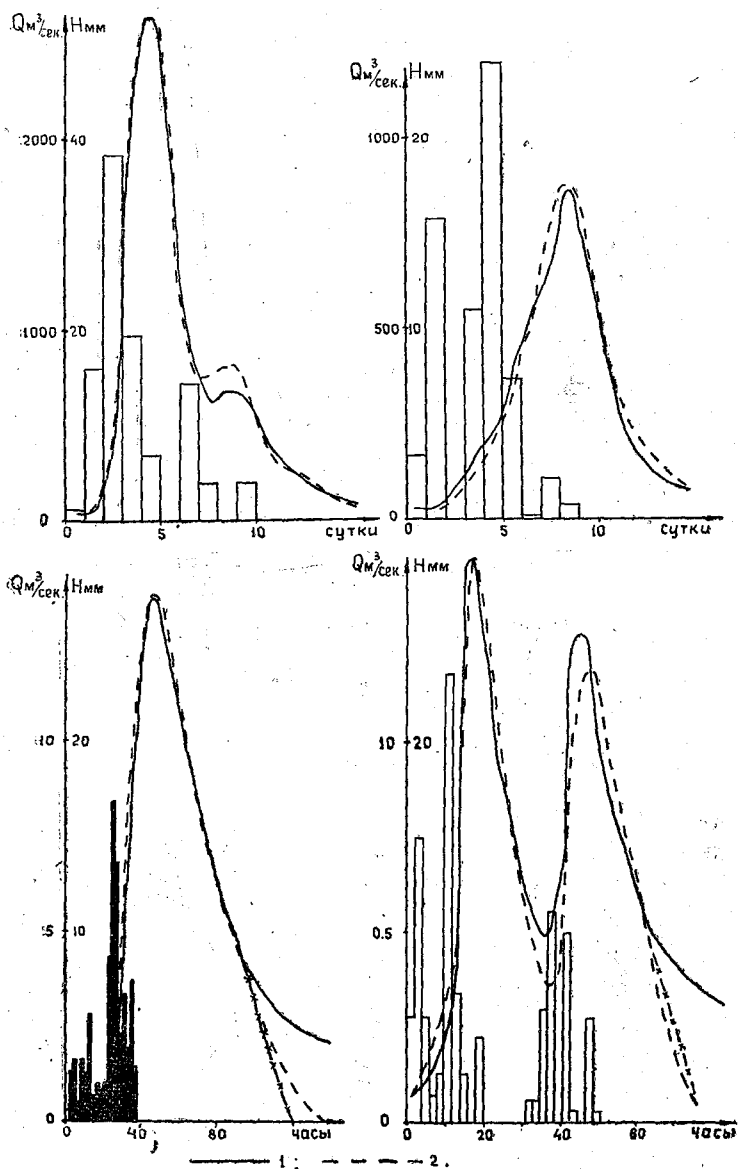


Рис. 2. Наблюдаемые (1) и рассчитанные (2) на ЭМУ ПР-27 при подобранных значениях параметров гидрографы дождевых паводков.

зультаты. Это и понятно, так как генетической формулой, на которой основан расчет, предусматривается лишь поверхностный сток.

Анализ полученных значений T и n для всех паводков показал, что существует четкая зависимость между суммарной постоянной времени для всех используемых при расчете RC -элементов

$$\tau_c = knT \quad (7)$$

и временем добегания пика паводка τ_n , определяемым по времени сдвига между пиком паводка и центром наибольшей порции осадков,

$$\tau_n = t_{\text{сдв.}}$$

Коэффициент k в формуле (7) представляет собой произведение выбранного масштаба времени гидрографа M_t и скорости движения ленты потенциометра V_t в схеме ПР-27.

Элементы паводка τ_n и $t_{\text{сдв.}}$ вместе с временем подъема паводка t_n могут рассматриваться как основные интегральные характеристики гидрографа паводка, что неоднократно отмечалось в советской гидрологической литературе [10, 11], а в последние годы принято и рядом исследователей в США [14, 16]. Преимуществом этих интегральных характеристик паводка является их конкретность и возможность точного определения из данных наблюдений, в то время как обычно применяемое при анализе паводков понятие суммарного или наибольшего времени добегания или времени концентрации не может быть однозначно определено по данным наблюдений, и, обладая весьма скромной точностью, разными авторами понимается по-разному.

Из полученной линейной зависимости (рис. 3) следует, что $\tau_c = 1,30\tau_n$.

Таким образом, суммарная постоянная времени τ_c при моделировании генетической формулы стока приобретает вполне определенный физический смысл, а именно, она соответствует времени добегания пика паводка τ_n , равному времени сдвига пика осадков и пика паводка $t_{\text{сдв.}}$

Что касается параметра n , то он, как показал анализ рассчитанных паводков [13], имеет довольно тесную обратную связь с коэффициентом формы гидрографа $\gamma = \frac{t_{\text{сп}}}{t_n}$,

где $t_{\text{сп}}$ — время спада гидрографа со срезкой грунтового стока, t_n — время подъема.

На рис. 4 показана зависимость $n = f(\gamma)$, согласно которой число RC -элементов, используемых при расчете, обратно пропорционально коэффициенту формы гидрографа γ .

На основании полученной зависимости составлена таблица величин n и соответствующих им интервалов значений γ [13].

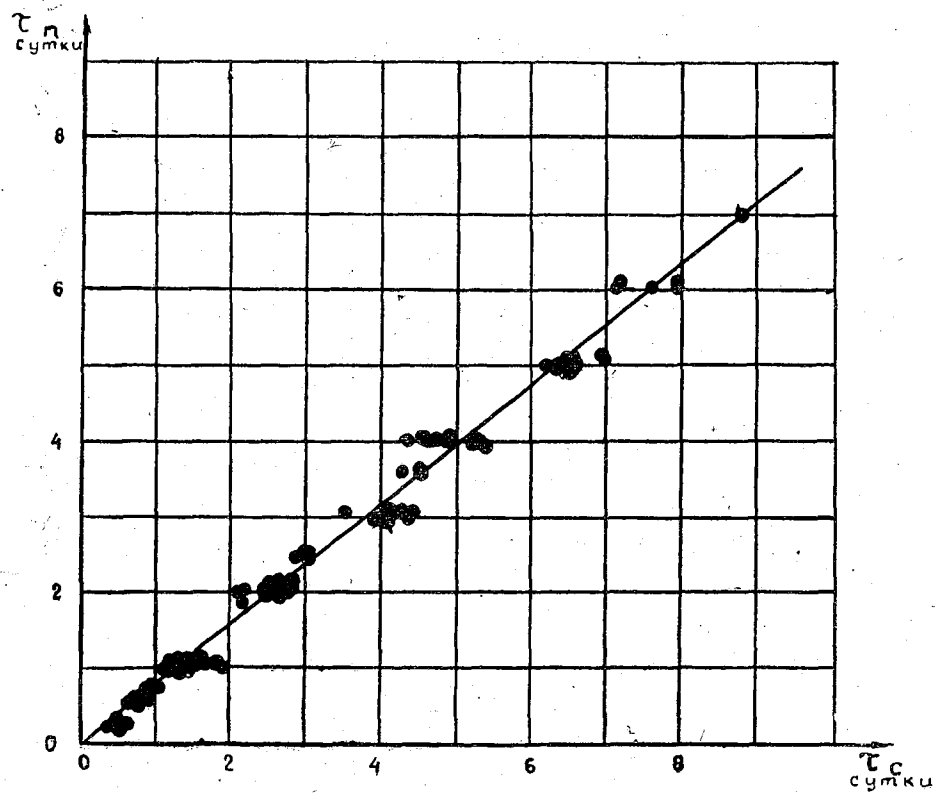


Рис. 3. Зависимость суммарной постоянной времени τ_c от времени добегания пика паводка $\tau_{пз}$

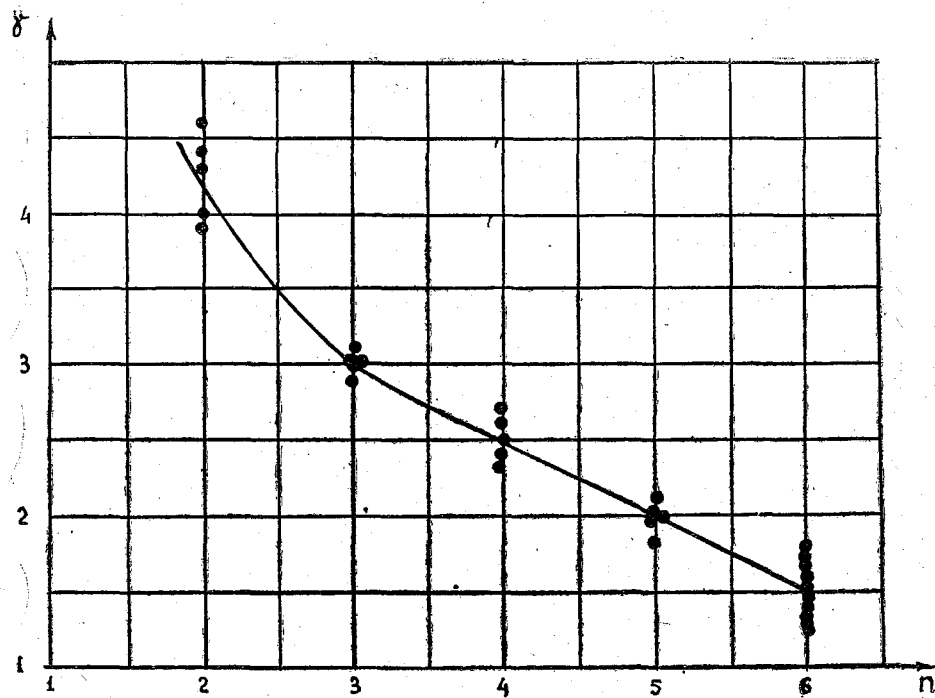


Рис. 4. Зависимость используемого числа RC-элементов (n) от коэффициента формы гидрографа γ .

Полученные зависимости $\tau_n = f(\tau_n)$ и $n = \psi(\gamma)$ позволяют установить физический смысл параметров τ_n и n и дают возможность определять их численное значение по известным величинам τ_n и γ . Эти величины, в свою очередь, можно выразить через такие морфометрические характеристики водосборов, как

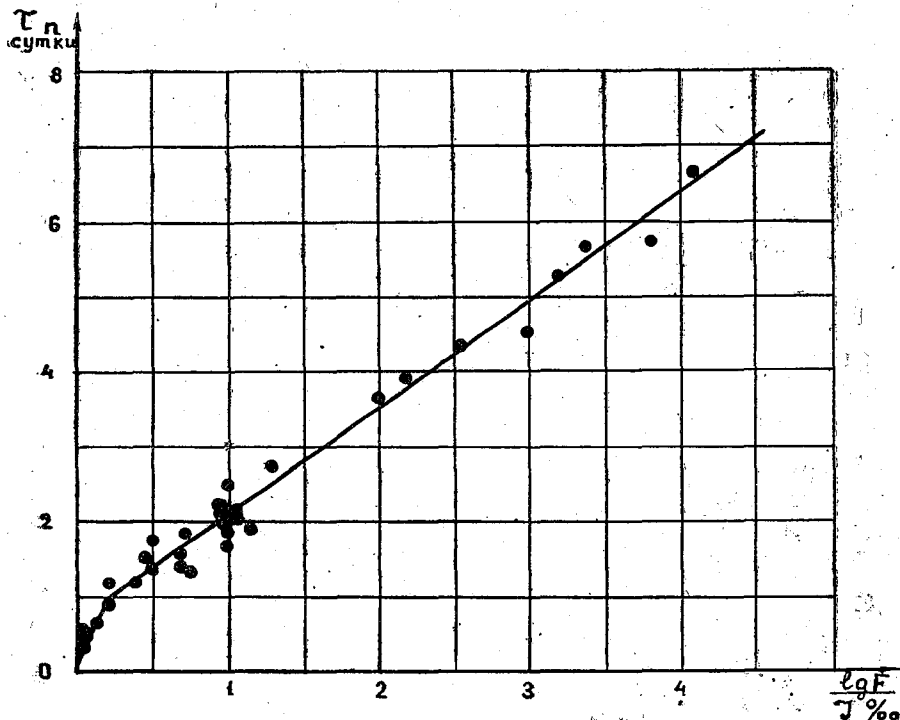


Рис. 5. Зависимость времени добегания пика паводка τ от площади F и уклона I .

площадь, длина, уклон, которые для неизученных в гидрологическом отношении рек могут быть определены по топографическим картам.

Так, например, нами по данным около 600 паводков на 32 водосборах рек Приморья получена зависимость для времени добегания пика паводка (рис. 5) в виде

$$\tau_n = f(I \lg F),$$

где F — площадь бассейна в км^2 , I — средневзвешанный уклон водотока, τ_n — среднее для бассейна время добегания пика паводка.

Значение коэффициента формы гидрографа полностью определяется физико-географическими и гидрографическими усло-

виями района. Для территории Приморья величина $\gamma = \frac{t_{\text{сн}}}{t_n}$ изменяется от 1,5 до 5. На основании зависимостей (рис. 3—4) и полученному распределению значения γ по территории были проведены расчеты гидрографов дождевых паводков для ряда рек юга Дальнего Востока. Сопоставление фактических и рассчитанных гидрографов паводков по рекам: р. Бикин-Звеньевая, $F=21\,400 \text{ км}^2$, р. Нотто-Журавлевка, $F=3190 \text{ км}^2$, р. Сучан-Краснополье, $F=2860 \text{ км}^2$, р. Судзуха-Звездочка, $F=2740 \text{ км}^2$, р. Пфусун-Маргаритово, $F=763 \text{ км}^2$, руч. Холодный, $F=17,6 \text{ км}^2$ приводится на рис. 6, причем данные по бассейнам Судзуха-Звездочка, Сучан-Краснополье, Нотто-Журавлевка, Пфусун-Маргаритово не были использованы при построении зависимостей на рис. 3—5. Для всех паводков гидрографы стока рассчитывались на ЭМУ ПР-27 с определением параметров T и n по данным о площади бассейна и уклона водотока. При этом значение коэффициента стока принималось равным фактическому суммарному за паводок. Затрачиваемое время на расчет одного паводка по осадкам при помощи ЭМУ ПР-27 исчисляется несколькими минутами.

Как видно из рис. 6, соответствие наблюдаемых и вычисленных гидрографов достаточно хорошее. Отклонения рассчитанных расходов от фактических обусловлены некоторыми колебаниями значений τ_n от паводка к паводку, не совсем равномерным распределением осадков по территории и изменением скоростей добегаания и коэффициентов стока в течение паводка. В реальных условиях отклонения рассчитанных расходов от фактических могут быть несколько больше вследствие неточности определения стокообразующих осадков.

Таким образом, электро моделирующее устройство ПР-27 может быть весьма эффективно использовано для расчетов максимальных расходов и всего хода паводков по данным об осадках и по времени добегаания максимального расхода, которое может быть определено для неизученных бассейнов по их морфологическим характеристикам. Значения коэффициента стока могут быть определены в первом приближении по существующим рекомендациям [10], которые должны быть в дальнейшем уточнены для разных районов. ЭМУ ПР-27 может быть также использовано на основании изложенной выше методики и для краткосрочного прогноза гидрографа паводка на малоизученных реках при известной методике прогноза потерь или коэффициента стока.

Кроме расчета гидрографов дождевых паводков по осадкам, электро моделирующие устройства могут быть эффективно использованы для расчета гидрографа сбросных расходов при прохождении паводков через водохранилища. Для этой цели, как показано в работе [12], целесообразно использовать универсальное электро моделирующее устройство МН-7, с помощью

которого легко и быстро решается дифференциальное уравнение водного баланса водохранилища.

Для расчета на машине необходимы те же данные, что и для обычного аналитического расчета, т. е. гидрограф притока, кри-

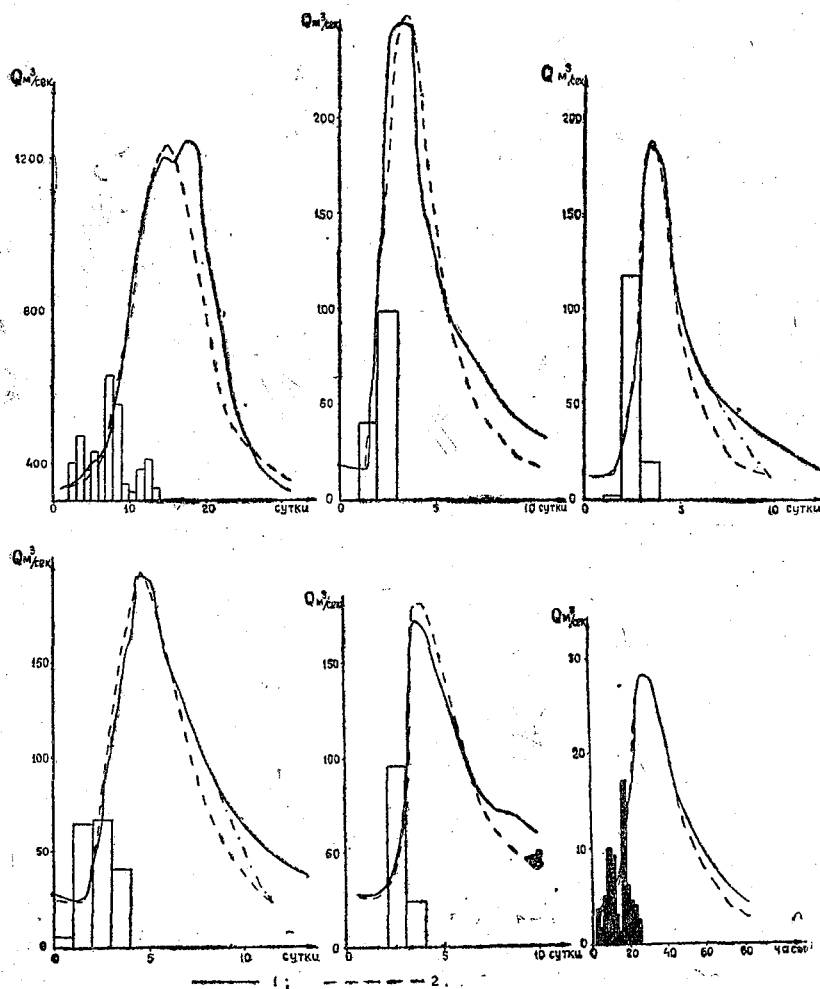


Рис. 6. Наблюдаемые (1) и вычисленные на ЭМУ ПР-27 (2) по данным об осадках и по морфологическим характеристикам гидрографы дождевых паводков.

вая площадей или объемов водохранилища или озера и характеристики водосбросного устройства.

Расчет трансформации при помощи ЭМУ МН-7 производится с большей точностью и со значительно меньшими затратами

времени, чем по любому из существующих методов. В работе [12] приводятся примеры расчета трансформации паводков для трех водохранилищ.

Сопоставление гидрографов сбросных расходов 1%-ной обеспеченности для р. Иртыш у Бухтарминской ГЭС, вычисленных аналитически по данным Гидропроекта и при помощи МН-7, приводится на рис. 7.

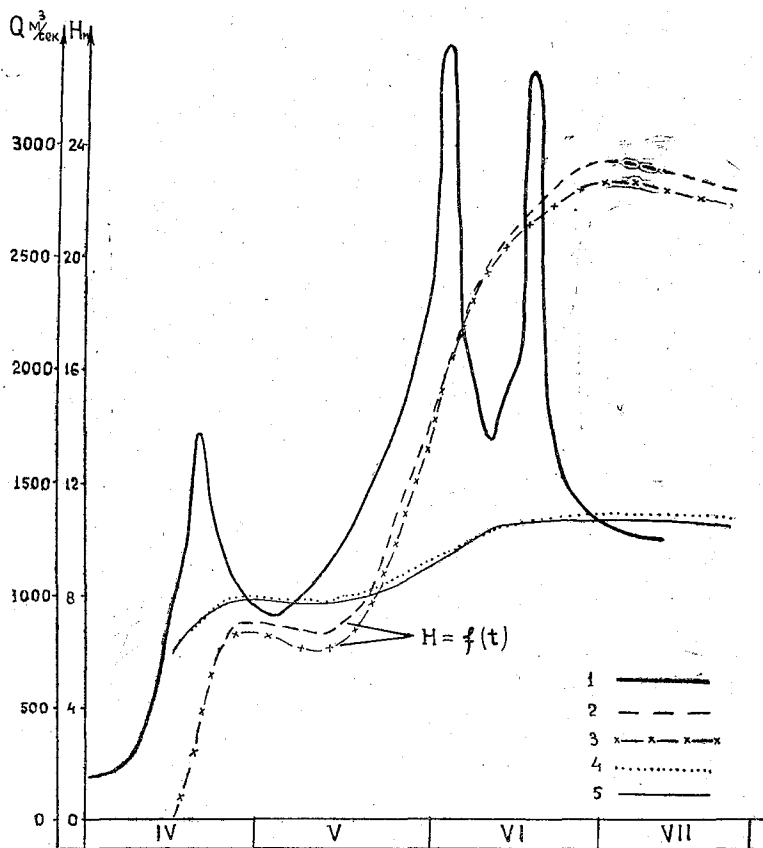


Рис. 7. Гидрограф притока (1), уровни водохранилища и сбросные расходы, рассчитанные в Гидэле (2, 4) и на ЭМУ МН-7 (3, 5).

Полученные выводы говорят о больших перспективах использования электро моделирующих устройств для определения максимальных расходов и построения гидрографов паводков как в естественных, так и в трансформированном водохранилищах виде и для изученных и для неизученных водосбросов. Дальнейшие исследования должны заключаться в разработке

расчетных осадков и их хода по времени для различных районов СССР и различной вероятности превышения для водосборов с различными диапазонами площадей, что дает возможность широкого использования электро моделирующих устройств для расчетов гидрографов паводков для любого неизученного водосбора и любой вероятности превышения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алехин Ю. М. Краткосрочные прогнозы стока на равнинных реках. Гидрометеиздат, Л., 1956.
2. Калинин Г. П., Милюков П. И. Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Труды ЦИПа, вып. 66, 1958.
3. Калинин Г. П., Милюков П. И., Нечаева Н. С. Простая электронная моделирующая установка для прогноза паводка. Метеорология и гидрология, № 8, 1960.
4. Калинин Г. П., Левин А. Г. Использование электронной моделирующей машины для прогноза дождевых паводков. Метеорология и гидрология, № 12, 1960.
5. Кулагин В. Ф., Борщевский Е. Н. Некоторые результаты испытания моделирующих устройств. Труды ЦИПа, вып. 133, 1964.
6. Кучмент Л. С. Расчеты неустановившегося движения с помощью электронной вычислительной машины непрерывного действия. Труды ЦИПа, вып. 177, 1963.
7. Левин А. Г. Прогноз гидрографов дождевых паводков с помощью электронного моделирования. Труды ЦИПа, вып. 133, 1964.
8. Меерович Л. А., Зеличенко В. Г. Импульсная техника. ГОНТИ, М., 1953.
9. Преснухин Л. Н., Серебровский А. А., Юдин Д. Б. Основы теории и проектирования приборов управления. ГОНТИ, М., 1956.
10. Соколовский Д. Л. Речной сток. Гидрометеиздат, Л., 1959.
11. Соколовский Д. Л. Нормы максимального стока весенних паводков рек СССР и методика их расчета. Гидрометеиздат, Л., 1937.
12. Шикломанов И. А. Расчет трансформации паводков водохранилищами и прудами при помощи электронного моделирующего устройства. Труды ЛГМИ, вып. 26, 1964.
13. Шикломанов И. А. Об использовании электро моделирующего устройства для расчетов гидрографов паводков. Труды ЛГМИ, вып. 26, 1964.
14. Crau D. M. «Synthetic Unit Hydrographs for Small Watersheds» Journal of the Hdraulios Division. Proceedings of ACGF, 1961, 87 N H № 4.
15. Ishihara, Hayami and Hayashi. «On the electronoc analog computer for flood wuting» Proc. Japan. Acad. Vol. XXX, No. 9, 1954.
16. Kohler A. M. «Application of electric flow routing analog» Proc. Amer. Soc. Civil Eng. Hydr. Div., vol. 78, Juni, 1952.
17. Linsley, Kohler and Paulhus. «Applied Hydrology». New-York., 1949.

СХЕМА РАСЧЕТА ГИДРОГРАФОВ ПАВОДКОВ С УЧЕТОМ ПЕРЕМЕННЫХ СКОРОСТЕЙ

1. Состояние вопроса

Из многих методов расчета гидрографов паводков неизученных рек широко применяется генетический метод, основанный на суммировании притока элементарных объемов (расходов) в процессе их формирования и добегания к замыкающему створу [11]. Этот метод одинаково применим как к большим, так и к малым бассейнам и позволяет отражать некоторые индивидуальные особенности бассейнов и ход водоотдачи или осадков.

В настоящее время генетический метод расчета гидрографов применяется при осреднении скоростей стекания за время паводка и по площади бассейна, что дает возможность ограничиться построением одной системы изохрон и упростить вычисления. Д. Л. Соколовский отмечает, что принятие в расчет средних скоростей для всего периода паводка, вместо их дифференциации для отдельных фаз паводка, является одним из недостатков этого метода [11].

Осреднение скоростей стекания во времени в расчетах паводков и максимальных расходов или принятие их значения постоянными в предположении равномерно установившегося режима стока исключает возможность учитывать динамику процесса их формирования и скоростную структуру потока, характеризующуюся неустановившимся движением в естественных условиях, и приводит к грубой схематизации явления.

Исследования показывают, что текущие расходы паводка, фиксируемые в замыкающем створе, представляют собой сумму элементарных расходов (объемов), сформировавшихся от отдельных порций водоотдачи на различных частных площадках бассейна и пришедших в створ наблюдений с переменными скоростями на различных участках своего пути. Простым примером этого является случай, когда время добегания τ равно продолжительности водоотдачи t и в формировании максимального расхода принимает участие вся водоотдача и весь бассейн, в том числе и элементарный объем от первой порции водоотдачи h_1 с самой удаленной элементарной площадки f_n . Скорость дви-

жения объема h_{if_n} по длине водотока изменяется от минимальной в верхней части до максимальной за паводок на участке створа. Если допустить численно равными фазовооднородные скорости по длине водотока, то изменение скорости движения объема h_{if_n} за время его следования в пути можно представить ветвью подъема годографа скоростей в замыкающем створе [4].

Различные значения имеют скорости стекания на склонах и в русловой сети. Учет изменчивости скоростей стекания при формировании паводков во времени и в пространстве в расчетах по генетическому методу [2, 4, 8, 13] встречает большие трудности и еще не имеет практического применения. Основными трудностями в решении данной задачи является слабая экспериментальная изученность скоростей стекания за время паводков на речных бассейнах в целом, что не дает возможности получить значения текущих скоростей как функции времени и пространства. Кроме того, такие расчеты являются очень трудоемкими, а методика расчета еще не разработана.

Ниже приводится общая схема расчета гидрографов паводков по генетическому методу с учетом переменных скоростей стекания во время формирования паводков. В ее основу положены общие положения о процессе стекания и некоторая схематизация явления.

2. Общие положения и расчетные характеристики

Для расчета гидрографов паводков по генетическому методу необходимо иметь:

- а) ход водоотдачи или осадков — суммарный слой, продолжительность и изменение во времени;
- б) сведения о скоростях стекания (добегания) — их численные значения и изменения по площади бассейна и во времени;
- в) крупномасштабный план бассейна с изображением рельефа в горизонталях с достаточно точной гидрографической сетью, включая овражно-балочную сеть.

Характеристики водоотдачи или осадков обычно осредняются по бассейну или отдельным его зонам соответственно изменению их по площади, что при достаточно густой сети самописцев дождей не вызывает трудностей.

Изменение скоростей стекания по площади бассейна может учитываться при построении изохрон [1, 4, 5, 8, 13], для чего нужно иметь сведения о характере стекания и численных значениях скоростей стекания по склонам, мелкой и крупной гидрографической сети.

Осреднения характеристик скоростей стекания или принятия их однозначными по зонам должны опираться на материалы полевых наблюдений и учитывать влияние их отклонений от осредненных значений на точность окончательных расчетов и динамику предвычисляемого процесса.

Сведения о скоростях стекания в различных зонах бассейна и изменении их за время формирования паводков слишком ограничены. Поэтому при назначении этих характеристик необходимо учитывать и общие представления о процессе формирования стока на речных бассейнах и стекании по склонам и русловой сети.

Наблюдения показывают, что в начале выпадения осадков первые порции воды, появившиеся на поверхности бассейна в виде избыточной воды от инфильтрации, расходятся на заполнение отрицательных форм микрорельефа. Поверхность бассейна в это время представляет собой множество мельчайших частных „водосборов”. По мере заполнения углублений частных „водосборов”, вода переливается через их „водоразделы” и мельчайшими струйками уходит в более пониженные части, образуя заметных размеров лужи и ручейки.

В результате выпадения последующих порций осадков и притока воды с вышележащих участков отдельные струйки появившегося стока увеличиваются по своему количеству и размерам и покрывают бассейн густой сетью ручейков. «На поверхности скатов образуется бесчисленное множество стремнин, которые, то соединяясь, то разъединяясь, образуют ряд ручейков, впадающих в ближайший тальвег. . . . Топографические особенности скатов являются непосредственной причиной образования стремнинного стекания ливневых вод, что отличает природный сток от идеального стока ровным слоем» [6]. «Строго говоря, склонового стока в чистом виде даже не существует, так как при ближайшем рассмотрении всегда оказывается, что вследствие неровности склонов стекающие массы воды сразу же группируются в отдельные ручейки, . . . и таким образом склоновый сток все более и более приближается к чисто русловому даже на самом склоне» [3].

Таким образом, в период стекания при формировании паводков приводораздельные зоны или склоны главного и частных водоразделов представляют густую сеть мелких и весьма извилистых ручейков. Характер стекания (движения) в них гидравлически устойчив и достаточно близок к русловому.

Ширина этой зоны невелика и зависит от уклона и микрорельефа склонов, интенсивности выпадения осадков и снеготаяния, растительного и почвенного покрова.

По наблюдениям Н. Е. Долгова, расстояние от вершин водоразделов до ясно выраженных тальвегов составляет 40—85 м. На основании данных о густоте гидрографической сети Д. Л. Соколовский [12] принимает расстояния от водоразделов до овражно-балочной и русловой сети равным 60 м при горном, 200 м — холмистом, 330 м — среднепересеченном и 2500 м при плоском рельефе.

Наблюдения Н. Е. Долгова над скоростями стекания ливневых вод на распаханых склонах трех различных уклонов показали следующие результаты:

Уклон	V м/сек	$V_{\text{ср}}$ м/сек из пяти измерений
0,007	0,14—0,20	0,16
0,025	0,35—0,45	0,37
0,035	0,45—0,50	0,47

Такие скорости появились вскоре за первыми порывами ливня и затем пульсировали во времени, следуя пульсации интенсивности ливня. Их значения Н. Е. Долгов рекомендовал принимать для всего периода стока со склонов без ясно выраженных лощин.

Скорости в лощинах колебались от 0,25 до 2,0 м/сек и в среднем составляли 1,0 м/сек. Средние скорости движения воды в открытых склоновых ручейках во время весеннего половодья на экспериментальных водосборах ДНИГЛ достигают 0,05—0,20 м/сек, при среднем уклоне склонов 0,012—0,020, а в отдельных прирусловых ручейках 0,50 м/сек и более [13].

В русловой сети малых водотоков с уклонами 0,002—0,02 средние скорости течения в многоводные весны в период подъема, пика и спада половодья соответственно составляют 0,2—0,5; 0,8—1,5 и 0,6—0,4 м/сек.

С. И. Харченко также отмечает, что в приводораздельных зонах склонов скорости ручейкового стекания практически постоянны во времени. Переход от малых скоростей в верхней части склонов к русловым происходит плавно, по мере увеличения концентрации стока и уклонов. Скорости стекания в нижней части склонов примерно в три раза выше, чем в верхней, т. е. скорости в нижней части составляют $\frac{3}{2}$, а в верхней $\frac{1}{2}$ от скорости в средней части или от средней скорости по всему склону.

Что же касается скоростей течения (добегания) по русловой сети, то, как показывают многочисленные наблюдения и исследования, их фазовооднородные и средние за время паводка значения достаточно близки между собой как в лощинах и овражно-балочной сети, так и в речной русловой сети в пределах малых и однородных средних бассейнов.

Основная роль мелкой ручейковой сети заключается в собирании и суммировании элементарного склонового стока. Роль овражно-балочной и речной русловой сети — собирание стока с прирусловых склонов и транзит стока с вышележащих участков, во время которого происходит весьма сложный процесс суммирования стока приточной сети.

Следовательно, по значению скоростей и характеру стекания (добегания) воды к замыкающему створу на речном бассейне выделяются определенные зоны.

В первом приближении необходимо и возможно выделить две зоны — зону приводораздельных склонов с мелкой ручейковой сетью и русловую зону, включая в нее сеть ложин, балок и оврагов. В пределах каждой из них скорости стекания, осредненные за весь период стекания или фазу подъема и спада, близки между собой и могут приниматься одинаковыми за определенный расчетный интервал времени.

Более полная дифференциация скоростей стекания по площади бассейна также несложная и практически возможна. Например, можно учесть различие скоростей стекания в верхней и нижней частях склонов или выразить их значения в зависимости от изменения длины пути стекания (нарастания расхода) и изменения уклона, используя для этого сеть горизонталей на топографических картах; установить значения скоростей отдельно для овражно-балочной и речной русловой сети, если имеются их численные различия, а масштаб карт, на которых строятся изохроны, позволяет выделить зону ложин, балок и оврагов. Такая дифференциация должна выполняться с учетом необходимой детализации рассчитываемого гидрографа и в связи с этим назначаемой продолжительностью расчетного интервала времени, а также времени стекания в определенной зоне. Длина каждой зоны и время стекания в ее пределах различны. Если, например, в зоне приводораздельных склонов поверхностное стекание заканчивается сразу же после прекращения водоподачи, то в основном русле к этому времени прибавляется время добегания стока от наиболее удаленных верхних склонов.

Для достаточно полного описания кривой гидрографа одно-модального паводка нужно иметь 10—20 текущих расходов Q_i , включая $Q_{\max}$. В таком случае продолжительность расчетного интервала времени

$$\tau_0 = \frac{T}{n} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20} \right) T,$$

где T — продолжительность паводка, равная продолжительности водоотдачи t и времени добегания τ .

При паводках от кратковременных ливней на малых водотоках τ_0 определяется десятками минут; для больших водосборов, на которых формируются значительные паводки от продолжительных ливневых дождей, τ_0 будет составлять несколько часов или сутки, т. е. для очень малых бассейнов желательна дифференциация скоростей стекания даже в пределах различных участков склонов, тогда как для больших бассейнов возможно их осреднение даже в пределах склоновой и овражно-балочной зоны.

Итак, располагая сведениями о скоростях стекания в различных зонах бассейна или имея возможность установить их значения косвенным путем, практически возможно учитывать распределение скоростей по площади бассейна, что достигается при построении одной системы изохрон и определении площадей одновременного стекания.

Более сложным является учет изменения скоростей во времени в период стекания. Изменение скоростей во время стекания в пределах того или иного участка склона или русла на первый взгляд является беспорядочным. В действительности же, это явление вполне закономерное и при однозначно и постоянно действующих факторах подстилающей поверхности и морфометрических характеристик русла скорость зависит от интенсивности поступления воды на бассейн (водообразования), нарастания слоя стекания и глубин в ручейковой и русловой сети.

Наблюдения С. И. Харченко и др. показывают, что скорости стекания на склонах следуют изменению расходов и имеют внутрисуточный ход, соответствующий ходу водоотдачи снеготаяния или ходу осадков. Для русловой сети такое соответствие хорошо иллюстрируется совмещенными графиками расходов и скоростей в створах измерения. В общем виде изменение средней по сечению скорости течения в ручейковой и русловой сети выражается ее зависимостью от расхода воды, глубины наполнения русла и уклона известными уравнениями:

$$V = aQ^x I^y$$

или

$$V = v I^x h^z.$$

Таким образом, в расчетах гидрографов по генетическому методу целесообразно использовать графики $V = f(T)$ или $V = \psi(Q, I, h)$, отражающие изменения скоростей стекания за время паводка в различных зонах бассейна. Нужных наблюдений над скоростями течения очень мало и поэтому в расчетах неизбежны схематизация явления и определенные допущения, контролируемые натурными данными. Учет изменения скоростей во времени требует построения нескольких систем изохрон, количество которых определяется степенью детализации гидрографа расчетного паводка, годографом скоростей и продолжительностью расчетного интервала времени.

Казалось бы, необходимые расчетные данные имеются. Однако возникает вопрос о времени добегающего стока до створа наблюдений. Решается он очень просто, если скорости добегающего (стекания) принимаются постоянными во времени и в пространстве. Не встречаются затруднения и в случае принятия разных скоростей по площади бассейна, но постоянных во времени. Но как только мы пытаемся использовать в расчетах скорости стекания переменные во времени, то привычное и не

вызывающее сомнений время добегания оказывается весьма неопределенной характеристикой и по существу и по численному значению.

В литературе имеются разные определения времени добегания — время добегания пика паводка, паводочной волны, основной массы паводка и др. Поскольку мы ставим задачу в расчетах паводков учитывать изменения скоростей стекания во времени соответственно их изменениям по фазам паводков в естественных условиях, то с этой целью введем и более широкое понятие времени добегания — время добегания элементарных объемов воды, формирующих текущие расходы, фиксируемые в замыкающем створе на подъеме и спаде паводка. Причем для установления времени добегания будем пользоваться скоростями, наблюдаемыми при прохождении паводков или вычисленными по формулам, т. е. средними по сечению потока, которые отвечают соответствующим фазам паводка в различных зонах бассейна. Представляется, что имеющиеся предложения вводить расчетные скорости, отличные от наблюдаемых, является нецелесообразным, поскольку численные значения этих расчетных скоростей не контролируются данными измерений.

В расчетах обычно интересуются временем добегания от наиболее удаленной части бассейна до створа, т. е. временем добегания объемов стока от различных порций осадков h_i с наиболее удаленной элементарной площадки f_n . Расположена такая площадка, как правило, выше истока, у главного водораздела. Расстояние от нее до створа является постоянным. Время же добегания частных объемов $f_n h_i$ будет разным потому, что скорости их движения различно меняются по пути или во времени.

Как уже отмечалось выше, в случае $\tau = t$, когда в формировании максимального расхода участвует весь бассейн и весь дождь, скорость движения первого объема с самой удаленной элементарной площадки $f_n h_i$ изменяется в пути от $V_{1\text{мин}}$ в верхней приводораздельной зоне до $V_{1\text{макс}}$ в створе вследствие того, что по пути следования этот объем суммируется с другими объемами нижележащих площадок и продвигается со все увеличивающейся скоростью. Кривая изменения скорости движения объема $f_n h_i$ по пути следования, с известным допущением, характеризуется ветвью подъема годографа скоростей в створе. Время добегания этого объема определяется отношением длины по пути его следования к средней скорости за время подъема в створе $\tau_{1\text{сп}} = \frac{L}{V_{1\text{сп}}}$.

В этом же случае скорость движения второго объема с этой же площадки $f_n h_2$ будет изменяться по пути следования от $V_{2\text{мин}} > V_{1\text{мин}}$ (учитывая увеличение скорости стекания в приводораздельной зоне, по мере выпадения осадков) до $V_{2\text{макс}} < V_{1\text{макс}}$, которая отвечает началу фазы спада в створе. В последующем

$V_{\text{макс}}$ в створе будет уменьшаться быстрее, чем увеличиваться $V_{\text{мин}}$ на верхнем склоне и средняя скорость движения объемов $f_n h_n$ в пути снижается. Наконец, последний объем с этой же элементарной площадки от последней порции дождя $f_n h_n$ будет иметь минимальные скорости движения по склону и руслу и минимальное значение средней скорости по длине или времени. Это легко объясняется тем, что если исключить явление русловой аккумуляции, то по всему пути следования объем $f_n h_n$ не суммируется с другими уже к тому времени стекшими объемами. Время добегания $f_n h_n$ будет наиболее продолжительным и равным $\tau_{\text{макс}} = \frac{L}{V_{\text{мин}}}$.

С более близких к створу верхних площадок объемы воды от последних порций осадков $f_{n-1} h_{n-1}$, $f_{n-2} h_{n-2}$ и т. д. или $f_{n-1} h_{n-1}$, $f_{n-2} h_{n-2}$ и т. д. продвигаются с несколько большими скоростями, так как в пути следования они суммируются с объемами $f_n h_n$ или $f_n h_{n-2}$ и т. д.

Движение объемов воды от последних порций осадков с наиболее удаленных элементарных площадок происходит с очень малыми скоростями, что в определенной мере и обуславливает паводочный шлейф.

Естественно, что время добегания соответственных расходов с нижних площадей одновременного стекания меньше. Оно автоматически учитывается формулой последовательного суммирования.

В качестве графика изменения скоростей стекания во времени желательно использовать на данном этапе исследований годограф скоростей в замыкающем створе.

С некоторым допущением его можно распространить на всю русловую сеть и площадь бассейна, т. е. принять фазовооднородные скорости одинаковыми в пределах разных зон бассейна. Условность такого допущения в большей мере относится к основанию годографа, которое меньше и только равно продолжительности водоотдачи в приводораздельных зонах, в то время как в замыкающем створе складывается из продолжительности водоотдачи и времени добегания.

Для расчетной схемы примем следующие положения:

1. Осадки равномерно орошают бассейн и их ход во времени схематизированный или естественный, продолжительность принятая или наблюдаемая. Характеристики осадков не связаны с временем добегания и другими характеристиками бассейна.

2. Коэффициент стока принимается объемным и постоянным во времени и по бассейну.

3. Скорости стекания разные в различных зонах бассейна и одинаковые для всех склонов — основного и частных водоразделов, включая и прирусловые, и для всей русловой сети, включая лощины, балки, овраги и речную сеть.

4. Скорости склонового и руслового стекания изменяются во времени одинаково и пропорционально $\frac{V_{\text{макс скл}}}{V_{\text{макс рус}}}$, т. е. фазово-однородные скорости или средние скорости за текущий расчетный интервал времени на склонах и в русловой сети изменяются пропорционально. Годограф скоростей схематизируется по треугольнику, а все текущие скорости выражаются через максимальные, значения которых приняты $V_{\text{макс рус}} = 2,0 \text{ м/сек}$, $V_{\text{макс скл}} = 1,0 \text{ м/сек}$.

5. Расчетную продолжительность или основание годографа скоростей на данном этапе исследований примем одинаковой и равной $T_V = t + \tau_{\text{ср}}$, где t — продолжительность осадков, $\tau_{\text{ср}} = \frac{L}{V_{\text{ср}}}$ — среднее время добегания относительно створа, равное $\tau_{\text{ср}} = \frac{L}{V_{\text{ср}}}$, где $V_{\text{ср}}$ — средняя скорость в створе за время паводка.

6. Дифференциация скоростей по зонам бассейна учитывается при построении изохрон, а изменение их во времени по расчетному годографу.

7. Строится только одна основная система изохрон. Количество изохрон или элементарных площадок основной системы устанавливается, исходя из минимального значения скорости, осредненной за расчетный интервал времени $V_{\tau_0 \text{ мин}}$. Расстояние между изохронами основной системы или ширина элементарных площадок определяется по равенству $l_{0 \text{ рус}} = \tau_0 V_{\tau_0 \text{ мин рус}}$ и $l_{0 \text{ скл}} = \tau_0 V_{\tau_0 \text{ мин скл}}$.

8. Схематизация хода скоростей по треугольнику (в частности, равнобедренному) позволяет использовать основную систему изохрон для всех последующих расчетов, так как $\frac{V_{\tau_0 i}}{V_{\tau_0 \text{ мин}}}$ есть всегда целое число и $l_{0 i} = l_{01} \frac{V_{\tau_0 i}}{V_{\tau_0 \text{ мин}}}$.

Ниже представлена общая схема построения гидрографов по генетическому методу с учетом изменения скоростей стекания во время паводков, которая, несмотря на некоторые допущения, принятые в основу, имеет определенный интерес, расширяет представление о процессе формирования паводков и может быть использована в практических целях.

3. Расчет паводков на схематизированных бассейнах

Речной бассейн принят схематизированным в виде раскрытой книги с логом по середине. Ход водоотдачи одинаковый по всему бассейну и постоянный во времени. Расчетное время добегания τ установлено по средней за время паводка скорости и будем называть его средним временем добегания $\tau_{\text{ср}} = \frac{L}{V_{\text{ср}}}$, где L — длина водотока (расстояние от наиболее удаленной по пути стекания части бассейна до замыкающего створа).

Основание годографа скоростей равно $\tau_{\text{ср}} + t$, где t — продолжительность водоотдачи.

В этом варианте рассмотрены известные три случая соотношения времени добегания τ и продолжительности водоотдачи t ($\tau=t$; $\tau>t$ и $\tau<t$).

Вычислены гидрографы и при постоянной скорости течения, равной среднему значению скорости за период паводка V_{cp} . Скорости на склонах в два раза меньше скоростей в русле.

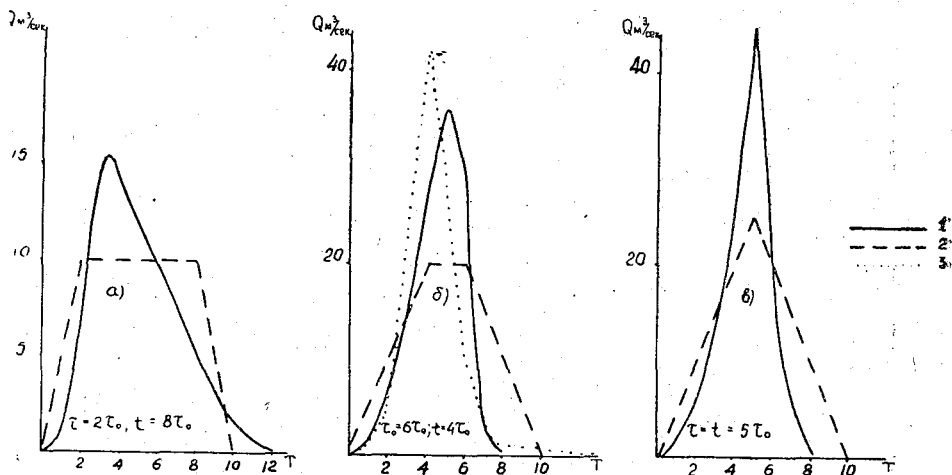


Рис. 1. Гидрографы паводков, вычисленные при переменных и постоянных скоростях (бассейны схематизированы, водоотдача постоянная). 1 — скорости переменные, 2 — скорости постоянные, 3 — скорости переменные и время добегания отнесено к середине водотока.

Гидрографы, вычисленные при постоянной скорости течения, как и следует по теории М. М. Протодяконова [10], имеют форму треугольника или трапеции с установившейся фазой максимального стока (рис. 1).

Учет изменения скоростей стекания в период паводка при той же постоянной водоотдаче и тех же бассейнах в виде раскрытой книги приводит к гидрографам, близким к естественным, с криволинейными подъемом и спадом и не имеющими устойчивой фазы максимума (рис. 1).

Вычисления гидрографов в этом случае более сложные и иллюстрируются схемой (рис. 2), аналогичной схеме А. Н. Костякова [7], в которой показан процесс формирования и продвижения элементарных объемов стока к створу. Такая схема обеспечивает, кроме того, контроль расчета.

а) Случай $\tau_{cp} < t$ — малый бассейн и продолжительный дождь.

Принято $\tau_{cp} = 2\tau_0$ и $t = 8\tau_0$, где τ_0 — расчетный интервал времени. Тогда общая средняя продолжительность паводка $T_{cp} =$

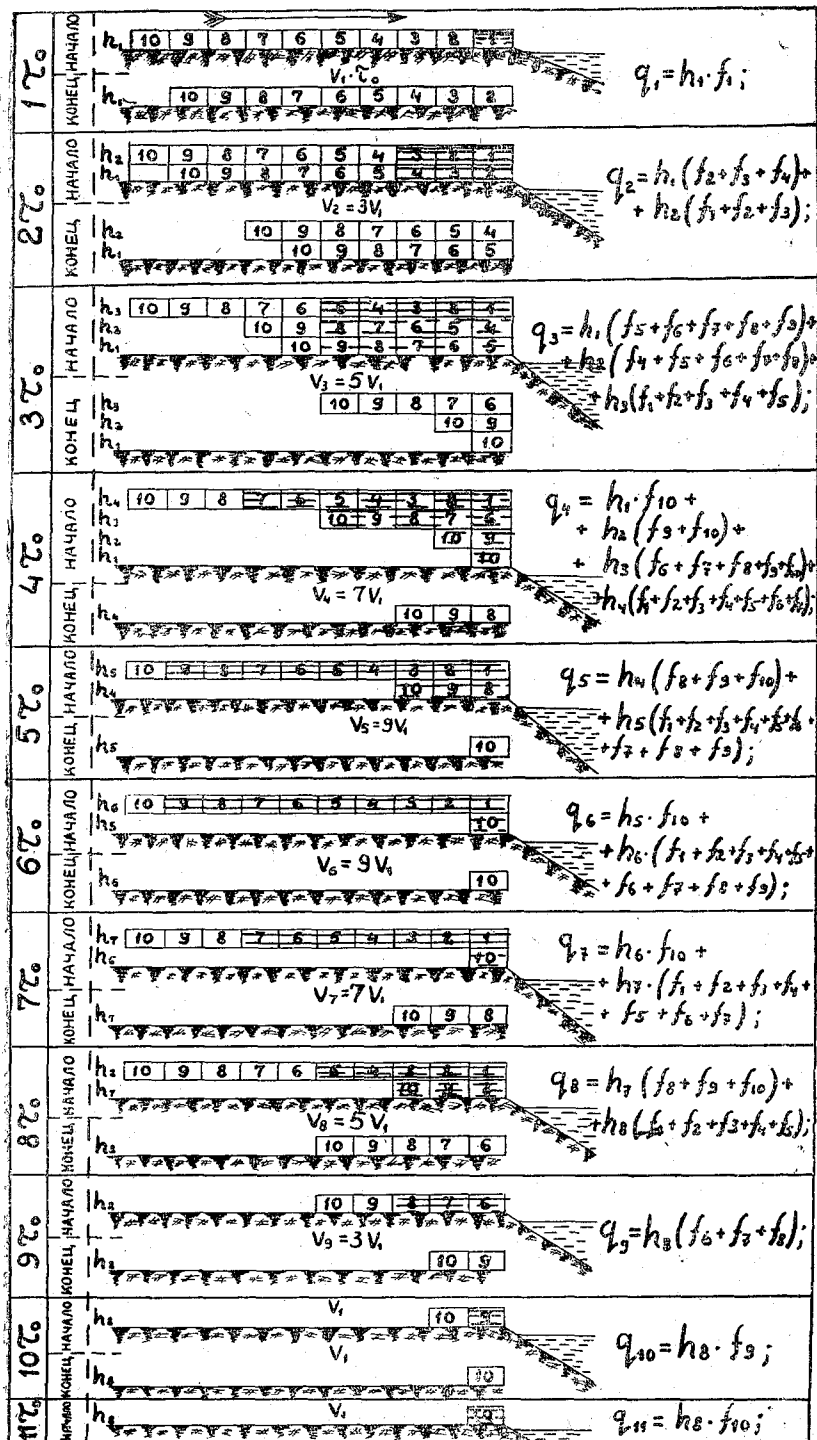


Рис. 2. Схема формирования паводка при переменных скоростях.
 $(\tau = 2\tau_0; t = 8\tau_0).$

$=\tau_{cp} + t = 10\tau_0$. Такую же продолжительность будет иметь в замыкающем створе и основание годографа скоростей, очертание которого принято в виде равнобедренного треугольника.

Основание годографа, равное $10\tau_0$, разбиваем на 10 интервалов. Текущие значения скоростей V_i , отнесенные к середине соответствующих интервалов, будут равны: $V_1 = V_{10} = 0,1V_{\text{макс.}}$; $V_2 = V_9 = 3V_1$; $V_3 = V_8 = 5V_1$; $V_4 = V_7 = 7V_1$; $V_5 = V_6 = 9V_1$.

На схеме бассейна построена система изохрон относительно наименьшей элементарной скорости течения V_1 и получены элементарные площадки одновременного стекания, которые равны между собой. Расстояния между изохронами $l_1 = V_1\tau_0$. Число элементарных площадок в данном примере равно 10.

В течение первого интервала времени τ_{01} бассейн орошается первой порцией осадков h_1 , которые образуют элементарные объемы, стока с элементарных площадок $W_{i_1} = h_1 f_{i_1}$. Стеkanie происходит со скоростью V_1 и элементарные объемы проходят путь относительно своего места формирования $l_1 = V_1\tau_0$. Через створ наблюдений за это время пройдет расход воды $q_1 = \kappa h_1 f_1$, сформировавшийся с первой площадки (f_1 — первая относительно замыкающего створа элементарная площадка, κ — коэффициент пропорциональности).

Значения элементарных площадок f_i выписываются в колонки (рис. 2) с последовательной нумерацией от створа вверх по течению. Слева от верхней элементарной площадки f_n выписываются осадки или водоотдача h_i за соответствующий интервал времени τ_{0i} . Запись и расчет ведется последовательно от начала водоотдачи до конца паводка.

Элементарные объемы от первой порции осадков h_1 с элементарных площадок f_i , образовавшиеся в течение τ_{01} , регистрируются в строке «начало». Объем $h_1 f_1$, прошедший через створ в виде расхода q_1 за τ_{01} , помечается штриховкой. Перемещение объемов с остальных элементарных площадок $f_{i-1} h_1$ на расстояние l_1 фиксируется в строке «конец».

В течение второго интервала времени τ_{02} выпадает вторая порция осадков h_2 , от которой образуются элементарные объемы с элементарных площадок, равные $h_2 f_i$. Их значения фиксируются в строке «начало». Ниже в этой же строке выписываются со сдвижкой к створу на l_1 объемы от первой порции осадков h_1 с элементарных площадок f_{i-1} , которые находятся в пути следования по руслу (бассейну).

Вторая порция осадков накладывается на слой стекающей воды от первой порции. Увеличивается слой стекания на склонах и глубина наполнения русла, что вызывает увеличение скорости стекания до $V_2 = 3V_1$, как принято по схеме.

Через створ наблюдений за время τ_{02} со скоростью V_2 пройдут объемы стока от второй и первой порции осадков h_2 и h_1 , сформировавшиеся на элементарных площадках длиной $l_2 =$

$=V_2\tau_0$, численно представленных суммой элементарных площадок $\sum_1^3 f$ и $\sum_2^4 f$, так как $l_2=3l_1$. Текущий расход, фиксируемый в створе за время τ_{02} , $q_2=\kappa h_1(f_2+f_3+f_4)+\kappa h_2(f_1+f_2+f_3)$, или $q_2=6q_1$, так как водоотдача и ширина бассейна в нашем примере приняты постоянными и $h_1=h_2=\dots=h_8$, а элементарные площадки $f_1=f_2=\dots=f_{10}$.

Объемы воды, соответствующие расходу q_2 , прошедшие во втором интервале времени, помечены в строке «начало» штриховкой.

За это же время объемы стока от h_2 и h_1 с остальных элементарных площадок (f_{i-3} и f_{i-4}) переместятся вниз по течению со скоростью V_2 на расстояние $l_2=V_2\tau_0$, что фиксируется в строке таблицы «конец» второго интервала.

В формировании q_2 принимает участие сток с шести элементарных площадок от первой и второй порции осадков. Причем с площадок f_2 и f_3 сток от h_1 и h_2 поступает в замыкающий створ одновременно. Заметим, что если при постоянной скорости течения и принятых условиях водоотдачи и форме бассейна $q'_2=2q'_1$, то при переменной скорости $q_2=6q_1$, т. е. интенсивность нарастания текущих расходов разная. Численные значения соответствующих расходов также разные. При постоянной скорости, равной среднему ее значению за время паводка $V_{cp}=0,5V_{\max}$,

$$q'_1=\kappa h_1(f_1+f_2+f_3+f_4+f_5),$$

$$q'_2=\kappa h_1(f_6+\dots+f_{10})+\kappa h_2(f_1+\dots+f_5)=2q'_1=q'_{\max}.$$

Следовательно, $q_1=0,2q'_1$, а $q_2=0,6q'_2$.

Третья порция осадков h_3 и соответственное увеличение скорости в течение третьего интервала времени от V_2 до $V_3=5V_1$ обуславливают более интенсивное стекание и участие в формировании текущего расхода q_3 большего числа элементарных площадок

$$\begin{aligned} q_3 &= \kappa h_1(f_5+f_6+f_7+f_8+f_9) + \\ &+ \kappa h_2(f_4+f_5+f_6+f_7+f_8) + \\ &+ \kappa h_3(f_1+f_2+f_3+f_4+f_5) = 15q_1. \end{aligned}$$

Из последнего равенства видно, что расход q_3 представлен суммой элементарных объемов, в составе которой имеются объемы с одной и той же элементарной площадки от двух и даже трех различных порций осадков. Например, f_4 , f_6 , f_7 и f_8 дважды, а f_5 трижды участвуют в формировании q_3 , прошедшего через створ наблюдений в течение третьего интервала времени τ_{03} . Величина q_3 в 15 раз больше q_1 .

При постоянной скорости, когда в данном примере $\tau_{\text{ср}} = 2\tau_0$ и $t = 8\tau_0$, расход $q'_3 = q'_2 = q'_{\text{макс}}$, т. е. уже τ_{02} фиксируется устойчивая фаза максимума, а в формировании $q'_{\text{макс}}$ участвует только две порции осадков при разовом участии всех 10 элементарных площадок. Очевидно, что в данном примере $q_3 = 1,5q'_3$.

Элементарные объемы, составляющие q_3 в створе, помечены штриховкой в строке «начало», а перемещение оставшихся от h_1 , h_2 и h_3 объемов вниз по течению на расстояние $l_3 = 5l_1$ зафиксировано в строке «конец» интервала τ_{03} .

В течение четвертого интервала времени τ_{04} выпадает очередная порция осадков h_4 , в результате чего с каждой элементарной площадки образуются объемы $h_4 t_i$, фиксируемые в строке «начало». Сюда же переносятся не успевшие стечь элементарные объемы от h_1 , h_2 и h_3 .

При скорости $V_4 = 7V_1$ через створ наблюдений проходят объемы с семи элементарных площадок $f_1 \dots f_7$ от h_4 и оставшиеся на бассейне к началу τ_{04} элементарные объемы от предыдущих осадков.

$$\text{Значение } q_4 = \kappa h_1 f_{10} + \kappa h_2 (f_9 + f_{10}) + \kappa h_3 (f_6 + \dots + f_{10}) + \kappa h_4 (f_1 + \dots + f_7) = 15q_1.$$

Если в сумме q_3 каждая из трех порций осадков дала сток с пяти элементарных площадок, то в q_4 от каждой из четырех порций осадков был сток с разного количества элементарных площадок, от одной до семи.

В формировании q_4 , так же как и q_3 , некоторые элементарные площадки принимают двух- и трехразовое участие с разными порциями осадков. За период τ_{04} объемы $h_4 f_8$, $h_4 f_9$ и $h_4 f_{10}$ прошли путь $l_4 = V_4 \tau_0 = 7l_1$, соответственно приблизившись к створу. Оказалось, $q_4 = q_3 = 15q_1$, что можно объяснить случайным совпадением соотношения τ и t и принятыми условиями.

В период τ_{05} уже происходит снижение текущего расхода, несмотря на увеличение скорости ($V_5 = 9V_1$).

Как уже отмечалось выше, к этому времени полностью закончился сток от h_1 , h_2 и h_3 и q_5 формируется только за счет h_4 и h_5 .

$$q_5 = \kappa h_4 (f_8 + f_9 + f_{10}) + \kappa h_5 (f_1 + \dots + f_9) = 12q_1.$$

И в q_5 некоторые элементарные площадки принимают двухразовое участие (f_8 и f_9).

Хотя q_5 уже соответствует фазе спада, но численно он больше q'_5 ($q_5 = 1,2q'_5$) при учете постоянной скорости стекания.

При одной и той же скорости $V_6 = 9V_1 = V_5$ расход q_6 формируется от h_5 и h_6 с еще меньшего числа элементарных площадок

$$q_6 = \kappa h_5 f_{10} + \kappa h_6 (f_1 + \dots + f_9) = 10q_1.$$

В последующие интервалы времени текущие расходы на спаде будут равны:

$$q_7 = \kappa h_8 f_{10} + \kappa h_7 (f_1 + \dots + f_7) = 8q_1,$$

$$q_8 = \kappa h_7 (f_8 + f_9 + f_{10}) + \kappa h_8 (f_1 + \dots + f_5) = 8q_1,$$

$$q_9 = \kappa h_8 (f_6 + f_7 + f_8) = 3q_1,$$

$$q_{10} = \kappa h_8 f_9 = q_1.$$

Расчетное время паводка $\tau_{\text{ср}} + t$ закончилось, но еще не закончилось стекание от h_8 с самой верхней элементарной площадки f_{10} . Объясняется это тем, что объемы воды от h_8 со всех элементарных площадок продвигались со скоростями, среднее значение которых меньше средней скорости за паводок, по которой вычислено среднее расчетное время добегания. Так, элементарный объем $h_8 f_{10}$ перемещался из зоны своего формирования в течение τ_{08} , τ_{09} и τ_{010} с соответствующими скоростями V_8 , V_9 и V_{10} . За эти три интервала времени пройденный им путь равен $9l_1$, в то время как вся длина бассейна $L = 10l_1$.

Если сохранить скорость перемещения элементарного объема на последнем участке равной V_{10} , то $q_{11} = \kappa h_8 f_{10} = q_1$.

Результаты приведенного расчета (рис. 1) показывают, что учет изменения скорости добегания стока во времени, несмотря на некоторые условности, приводит к параболическому гидрографу без устойчивой фазы максимума, даже при $\tau \ll t$. Гидрограф имеет достаточно крутой подъем и пологий спад, переходящий в шлейф. Если при $\tau_{\text{ср}} = 2\tau_0$ и $t = 8\tau_0$ и постоянной скорости стекания в формировании $q'_{\text{макс}}$ принимает участие весь бассейн и две порции водоотдачи, то при переменных скоростях максимальный расход представлен тремя-четырьмя порциями осадков и более чем однократным участием некоторых элементарных площадок. Общая сумма элементарных площадок, участвующих в $q_{\text{макс}}$, больше всей площади бассейна — $\Sigma f = 1,5F$. Вообще, в этом случае текущие расходы формируются несколько иначе, чем при постоянной скорости и в фазе максимума, которой соответствуют скорости больше средней, гидрограф более концентрированный, на что указывал и Э. М. Ольдекоп [9].

Увеличивающаяся скорость стекания на подъеме паводка приводит к тому, что в период расчетного интервала времени, особенно если он большой, через замыкающий створ проходят объемы с одной и той же элементарной площадки от нескольких порций водоотдачи. Но если проследить последовательность их прохождения, то видно, что от предыдущих осадков они стекают раньше (в начале интервала), а от последующих — позже (в конце интервала). Уменьшение расчетного интервала τ_0 приближает схему к естественному процессу стекания.

Кроме того, в основе обычной генетической формулы лежит предположение мгновенного выпадения осадков в начале текущего расчетного интервала τ_{0i} и их стекание между смежными изохронами к концу этого интервала, что приводит к неточным результатам [9].

б) Случай $\tau > t$ — непродолжительный дождь и большой бассейн.

В этом случае при различном соотношении $\frac{\tau}{t} > 1,0$ и учете изменения скоростей стекания за время паводка по треугольнику расчеты приводят также к параболической форме гидрографа без устойчивой фазы максимального стока.

На рис. 1 приведен гидрограф, вычисленный при $t = 4\tau_0$, $\tau_{ср} = 6\tau_0$, $T = 10\tau_0$. Число элементарных площадок, установленных относительно V_1 , на этом бассейне равно 30.

Расчет показал, что максимальный расход наступил в пятом интервале времени $q_5 = q_{\max} = 36q_1$, а в его формировании участвуют все четыре порции осадков и элементарные площадки от f_8 до f_{25} при более чем двукратном участии некоторых из них. Общая сумма элементарных площадок, участвующих в $q_{\max}$ составляет 36, т. е. на шесть площадок больше общей площади водосбора. В формировании q_4 и q_6 также участвуют все четыре порции осадков, но сумма элементарных площадок здесь составляет 28 и 29. Здесь получен очень быстрый спад паводка — $q_7 = 5q_1$ и в восьмом интервале уже нет стока — $q_8 = 0$. Продолжительность вычисленного паводка оказалась меньше продолжительности, полученной при исчислении среднего времени добегания по средней скорости течения. Объем паводка $W = \Sigma h \cdot \Sigma f = 4h \cdot 30f = 120q_1$, что является контролем вычислений.

в) Случай $\tau = t$ — продолжительность осадков равна времени добегания.

Рассмотрен пример $\tau_{ср} = t = 5\tau_0$, $T = 10\tau_0$. Число элементарных площадок в этом примере составляет 25.

Вычисленный гидрограф и в этом случае также имеет параболическую форму, а не форму треугольника, согласно теории М. М. Протодыконова. Максимальный расход получен в пятом интервале и его значение численно равно $q_{\max} = q_5 = 45q_1$. В его формировании принимают участие все пять порций осадков и все элементарные площадки от f_1 до f_{25} . Но многие элементарные площадки принимают двукратное и даже трехкратное участие и их сумма составляет 45 при общей площади водосбора $F = 25f$ элементарных площадок. Объем паводка $W = 5h \cdot 25f = 125q_1$. Как и в случае «б» продолжительность вычисленного паводка оказалась меньше принятой продолжительности гидрографа скоростей при установлении времени добегания по средней скорости течения. Уже в седьмом интервале времени заканчивается стекание. Расход $q_7 = 7q_1$ представлен объемом от f_{19} — f_{25} , а $q_8 = 0$.

«Обрыв» вычисленных гидрографов в случаях «б» и «в» может объясняться рядом причин. Среди них нужно подвергнуть проверке и следующие. Расчетная продолжительность добега- ния, вычисленная по средней скорости, относится к замыкаю- щему створу, в то время как в верхней части бассейна, где продолжительность паводка близка к продолжительности водо- отдачи, она значительно меньше. Вероятно, правильнее было бы осреднить ее по длине и установить относительно середины во- дотока, а в расчетах отнести к замыкающему створу. Продол- жительность расчетного гидрографа в этом случае будет состав- лять $\frac{\tau_{ср}}{2} + t$. Вторая причина может заключаться в том, что рас- четный гидрограф представлен симметричной фигурой — равно- бедренным треугольником, в то время как наблюдаемые паводки имеют значительно больший по продолжительности спад, чем подъем. Скорости перемещения объемов на спаде оказались в среднем больше средней скорости расчетного гидрографа. На- пример, в случае «в» объемы воды от h_5 перемещались со ско- ростями V_5 , V_6 и V_7 , каждая из которых больше $V_{ср}$. В действи- тельности же, как видно из формы наблюдаемых гидрографов скоростей, средняя скорость за время спада меньше средней скорости за время паводка. Из общей схемы формирования па- водка также вытекает, что объем от последней порции водоот- дачи с самой удаленной верхней элементарной площадки сте- кает с минимальной скоростью на спаде и время добегаия этого объема значительно больше среднего времени добегаия.

Уже эти соображения приводят к необходимости уточнять понятие времени добегаия при исследовании и расчете павод- ков. Очевидно, следует различать время добегаия основной части паводка без учета его шлейфа, объема паводка на подъе- ме, максимального объема, соответствующего максимальному расходу, и наибольшее время добегаия, включающее добегаие объема воды от последней частицы водоотдачи с самой верхней элементарной площадки. Время добегаия последнего элемен- тарного объема должно исчисляться по наименьшей скорости течения в конце спада паводка. Периоду прохождения этого объема по всей длине водотока соответствует наименьшее на- полнение русла и наименьшая скорость — фаза медленно зату- хающего шлейфа спада паводка.

Для случаев «б» и «в» при тех же численных соотношениях τ и t выполнены расчеты гидрографов при несимметричном го- дографе скоростей и среднем времени добегаия относительно замыкающего створа, а также при среднем времени добегаия относительно середины водотока и симметричном гидрографе.

В случае $\tau > t$ при $t = 4\tau_0$, $\tau_{ср} = 6\tau_0$, $T = 10\tau_0$ и несимметрич- ном гидрографе скоростей ($T_{п} = 4\tau_0$ и $T_{сп} = 6\tau_0$) вычисленный гид- рограф примерно такой же, как и при $T_{п} = T_{сп}$.

Несколько иные результаты получены для этого же случая при исчислении времени добегания относительно середины водотока и продолжительности расчетного гидрографа $T_v = t + \frac{L}{2V_{cp}} = 7\tau_0$, хотя график хода скоростей принят и по равнобедренному треугольнику. Вычисленный паводок имеет $T = 12\tau_0$, получен замедленный спад, переходящий в шлейф (рис. 1). Максимальный расход оказался несколько выше, чем в первом варианте этого случая.

Подобные результаты получены и для случая $\tau = t$ при таких же вариациях расчета.

4. Расчет паводка на естественных бассейнах по наблюдаемым осадкам

Кроме схематизированных бассейнов и постоянного хода водоотдачи, для таких же расчетов взяты два малых естественных бассейна с площадями водосборов: бассейн 1 — $16,3 \text{ км}^2$ и бассейн 2 — $21,6 \text{ км}^2$ и почти одинаковой длины, а также наблюдаемый ливневый дождь продолжительностью 160 мин и слоем осадков 146 мм. Коэффициент стока равен 0,25. Гидрографы вычислены с учетом переменных и постоянных скоростей. Схематизация хода скоростей принята по равнобедренному треугольнику. Текущие скорости выражены относительно максимальной, равной $2,0 \text{ м/сек}$. Постоянная скорость, средняя за время паводка, равна $1,0 \text{ м/сек}$. Вычисления гидрографов с учетом переменных скоростей стекания выполнены по схемам-таблицам, подобным рис. 2, при постоянных скоростях по методу Д. Л. Соколовского [11].

Сопоставление гидрографов, вычисленных с учетом переменных и постоянных скоростей добегания за время паводка при одинаковых других условиях, показывает значительное различие в их ходе (рис. 3). При переменных скоростях гидрографы имеют крутой подъем, более высокую максимальную ординату, крутой спад в первой его фазе и пологий во второй, со значительным шлейфом в конце спада. Они достаточно близки к естественным графикам стока. При постоянных скоростях стекания за время паводка получены гидрографы с относительно пологим подъемом, меньшими значениями максимальных ординат, примерно с таким же спадом, как и подъемом, не имеют шлейфов в конце спада и близки к симметричным относительно максимальных ординат. В обоих случаях объемы стока одинаковы. Максимальные расходы не совпадают во времени и наступают раньше при учете переменных скоростей. При переменных скоростях в формировании максимальных расходов некоторые элементарные площадки приняли более чем однократное участие с разными порциями осадков. Продолжительность вычисленных паводков оказалась большей в случае учета переменных

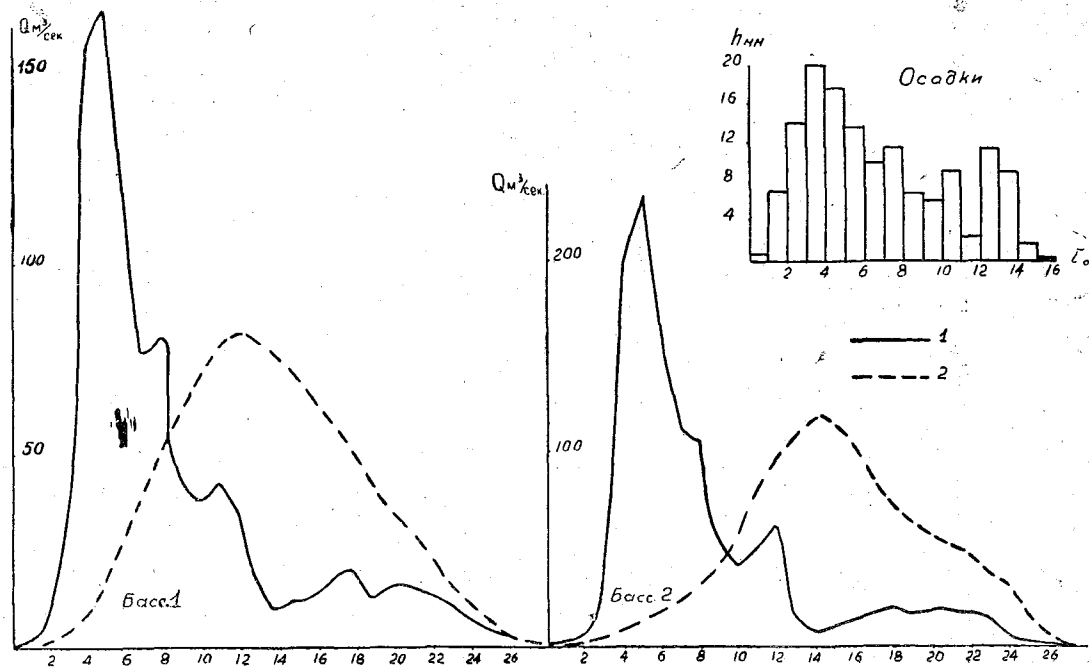


Рис. 3. Гидрографы паводков, вычисленные на естественных бассейнах по наблюдаемым осадкам.
1 — скорости переменные, 2 — скорости постоянные.

скоростей, хотя продолжительность осадков и добегания были приняты одинаковыми.

Во второй фазе спада гидрографов, вычисленных с переменными скоростями, получены отдельные волны. Видимо, их появление объясняется сравнительно большой расчетной единицей времени, при которой нельзя было выполнить необходимую дифференциацию площадей одновременного стекания и текущих скоростей, а также неравномерным ходом осадков при небольших площадях бассейнов.

Учет изменения скоростей стекания и добегания стока в период формирования и прохождения паводков, несмотря на принятую условность схематизации хода скоростей и распространения этой жесткой схемы на весь бассейн, приводит к гидрографам, близким по очертанию к естественным как на схематизированных прямоугольных бассейнах с постоянной интенсивностью дождя или водоотдачи, так и на естественных бассейнах при естественном ходе дождя, что вовсе не достигается или в меньшей мере достигается при расчетах с постоянной скоростью.

Однако предлагаемая выше схема расчета применительно к естественным бассейнам требует построения нескольких систем изохрон соответственно переменным значениям текущих скоростей, что связано с техническими трудностями. Усложняется расчет и на схематизированных бассейнах с постоянной шириной в случае, когда отношения текущих скоростей V_i к $V_{\min}$ при которой построена основная система изохрон, составляют дробные числа, так как элементарные площадки $f_i = \psi(l_i)$ или $f_i = \tau_0 \Phi(V_i)$.

Последующий расчет выполнен на естественном бассейне I площадью $16,2 \text{ км}^2$ и длиной $6,0 \text{ км}$ по схеме, которая обеспечивает любую дифференциацию процесса стекания во времени и поступления элементарных объемов к замыкающему створу. В расчетах использована запись наиболее интенсивной части ливня, когда за продолжительность $t=130 \text{ мин}$ выпало 143 мм осадков. Коэффициент стока постоянный в течение паводка и равен $0,25$.

Ход скоростей стекания по русловой сети схематизирован по треугольнику при $T_{\text{сп}}=2T_{\text{п}}$, $V_{\text{макс}}=2,0 \text{ м/сек}$, $V_{\text{ср}}=1,0 \text{ м/сек}$, $\tau_0=10 \text{ мин}$. Расчетный гидрограф скоростей отнесен к середине водотока и $T=18\tau_0$.

На бассейне строится одна система склоновых и русловых изохрон, достаточно подробно характеризующая распределение площадей одновременного стекания, отражающая конфигурацию бассейна и учитывающая склоновое стекание. Для этого может назначаться любая из возможных скоростей $V_i \gg V_{\min}$ в зависимости от размера бассейна и необходимой детализации расчета, по которой определяется расстояние между изохронами по русловой сети и склонам. Очевидно, что при $V_i \rightarrow V_{\min}$ и до-

статочного малом расчетном интервале времени τ_0 , график распределения площадей одновременного стекания примет вид плавной кривой.

График распределения площадей одновременного стекания перестраивается в интегральную кривую нарастания площадей стекания по длине водотока. Для этого по оси абсцисс откладывается длина водотока от замыкающего створа до наиболее удаленной части бассейна по пути стекания, а на оси ординат — Σf_i , начиная от створа (рис. 4).

Интегральная кривая нарастания площадей стекания по длине водотока позволяет определить частные или элементарные площади стекания f_i при любых значениях текущих скоростей и расчетной единице времени τ_0 . Длина пути пробега элементарных объемов стока от очередной порции водоотдачи h_i при текущей скорости стекания V_i составит $l_i = V_i \tau_0$. Таким образом, определение площадей одновременного стекания по интегральной кривой позволяет дифференцировать скорости и выразить элементарные площади $f_i = \varphi(V_i) \tau_0$. Численная разница скоростей склонового и руслового стекания учитывается при построении основной системы изохрон, а их изменение во времени допускается пропорциональным.

Вычисления текущих ординат гидрографа по этой схеме сводятся в специальную схему-таблицу, подобную рис. 2, и заключаются в следующем. Расход воды, фиксируемый в замыкающем створе в течение первого интервала времени τ_{01} , $q_1 = \kappa h_1 f_1$ сформировался от первой порции осадков на первой элементарной площадке f_1^1 , длина которой по руслу $l_1 = V_1 \tau_0$. Скорость стекания в первом интервале времени V_1 , с которой поступает и q_1 , в данном примере равна $1/6$ м/сек и при $\tau_0 = 10$ мин $l_1 = 100$ м. Значение f_1^1 снимается с интегральной кривой соответственно l_1 , начиная от расчетного створа.

В течение второго интервала времени τ_{02} со скоростью $V_2 = 3V_1$ через створ наблюдений проходит второй расход (объем) q_2 , который представлен элементарными объемами от второй порции осадков h_2 с f_2^1 и первой порции h_1 с f_1^2 ; $q_2 = \kappa(h_2 f_2^1 + h_1 f_1^2)$. Значение f_2^1 снимается с интегральной кривой на участке $l_2 = 300$ м, начиная от створа. Величина f_1^2 устанавливается также соответственно l_2 , но начиная от конца l_1 или на участке $l_1 + l_2$ от створа за вычетом f_1^1 .

В течение третьего интервала времени τ_{03} через створ пройдет текущий расход q_3 . Он представлен элементарными объемами от h_3 , h_2 и h_1 с элементарных площадок f_3^1 , f_2^2 и f_1^3 и численно равен $q_3 = \kappa(h_3 f_3^1 + h_2 f_2^2 + h_1 f_1^3)$.

Скорости движения всех элементарных объемов по русловой сети в течение τ_{03} равны $V_3 = 5V_1$. Значение f_3^1 снимается с

Примечание. Индексы при f : верхний — номер очередной порции осадков; нижний — очередной номер элементарной площадки, на которой формируется сток от данной порции осадков.

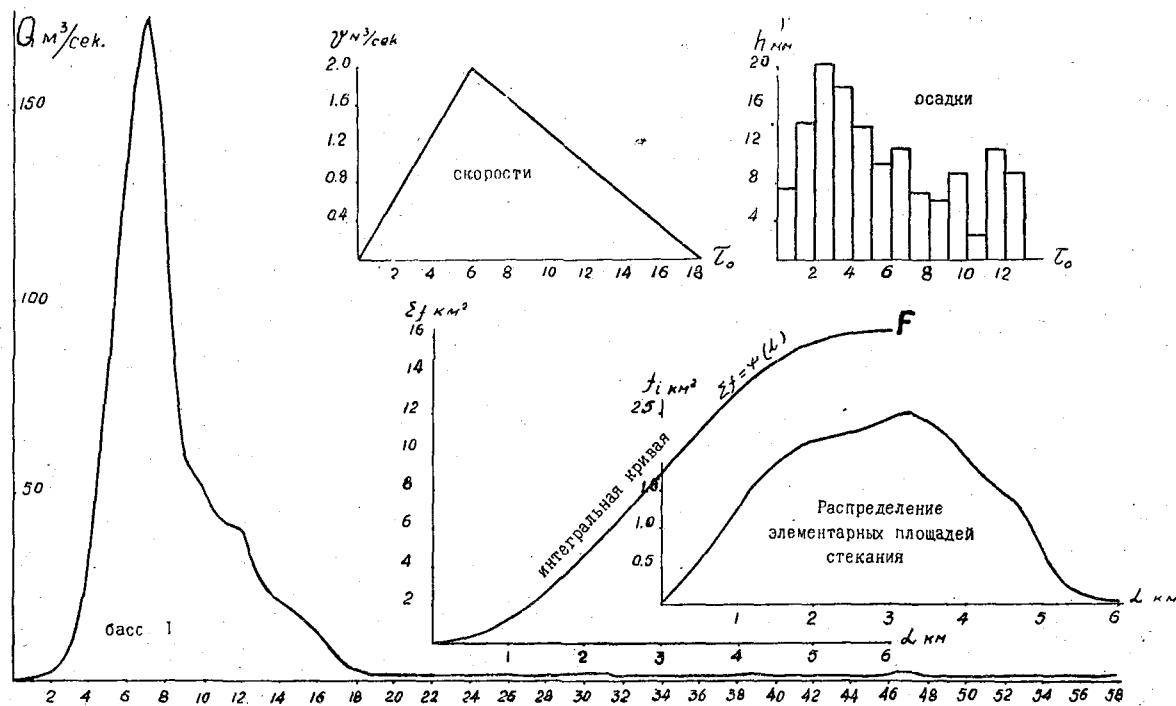


Рис. 4. Гидрограф паводка бассейна I, вычисленный по интегральной кривой $\Sigma f = \psi(z)$, наблюдаемым осадкам и переменным скоростям.

интегральной кривой соответственно $l_3 = 500$ м, считая от створа, f_2^2 также устанавливается соответственно l_3 , но начиная от конца l_2 или $l_2 + l_3$ от створа за вычетом f_2^1 . f_3^1 , соответствующая l_3 , отсчитывается от $l_2 + l_1$ или, считая от створа на участке $l_1 + l_2 + l_3$ за вычетом f_1^1 и f_2^1 .

Четвертому интервалу времени τ_{04} соответствует текущий расход q_4 , который представлен элементарными объемами от h_4 , h_3 , h_2 и h_1 с элементарных площадок f_4^1 , f_3^2 , f_2^3 и f_1^4 . Скорость движения этих, как и всех других элементарных объемов, $V_4 = 7V_1$, а пройденный ими путь по руслу $l_4 = 700$ м. Длина всех элементарных площадок в этот период составляет 700 м, f_4^1 снимается с интегральной кривой соответственно l_4 от створа; f_3^2 при $l_3 + l_4$ от створа за вычетом f_3^1 ; f_2^3 при $l_2 + l_3 + l_4$ от створа за вычетом f_2^2 и f_2^1 ; f_1^4 при $l_1 + l_2 + l_3 + l_4$ за вычетом f_1^3 , f_1^2 и f_1^1 .

Последующий ход расчета легко проследить по соответствующей схеме.

Гидрограф, построенный по вычисленным ординатам с помощью интегральной кривой элементарных площадей стекания (рис. 4), также оказался плавным и достаточно похожим на естественный.

Контролем вычислений служит равенство $\Sigma f_i^1 = \Sigma f_m^2 = \dots = \Sigma f_r^k = F$, т. е. сумма элементарных площадок, давших сток от каждой порции осадков (1, 2, ..., k), равна общей площади бассейна.

Интегральная кривая площадей одновременного стекания отражает индивидуальные морфологические особенности бассейна (конфигурацию, общий рельеф, строение гидрографической сети) и, очевидно, может быть типовой для определенных видов бассейна.

На рис. 5 представлены такие кривые для семи различных по конфигурации естественных бассейнов, выраженные в относительных единицах в обычном и логарифмическом масштабах, которые отражают определенную закономерность распределения площадей одновременного стекания, отвечающую тому или иному бассейну. Крайние положения занимают кривые грушевидного и подпоясанного бассейнов, аналитические выражения которых имеют вид:

$$y = 2,13x - 2,26,$$

$$y = 1,77x - 1,54,$$

где $y = \lg \Sigma f\%$; $x = \lg L\%$.

Построение изохрон на этих бассейнах выполнено на топографических картах с горизонталями при разных значениях русловых и склоновых скоростей. Склоновые скорости дифференцировались по длине склона в зависимости от уклонов на отдельных его участках. Соответственно ходу горизонталей намечались линии стекания от водоразделов до ближайшего русла

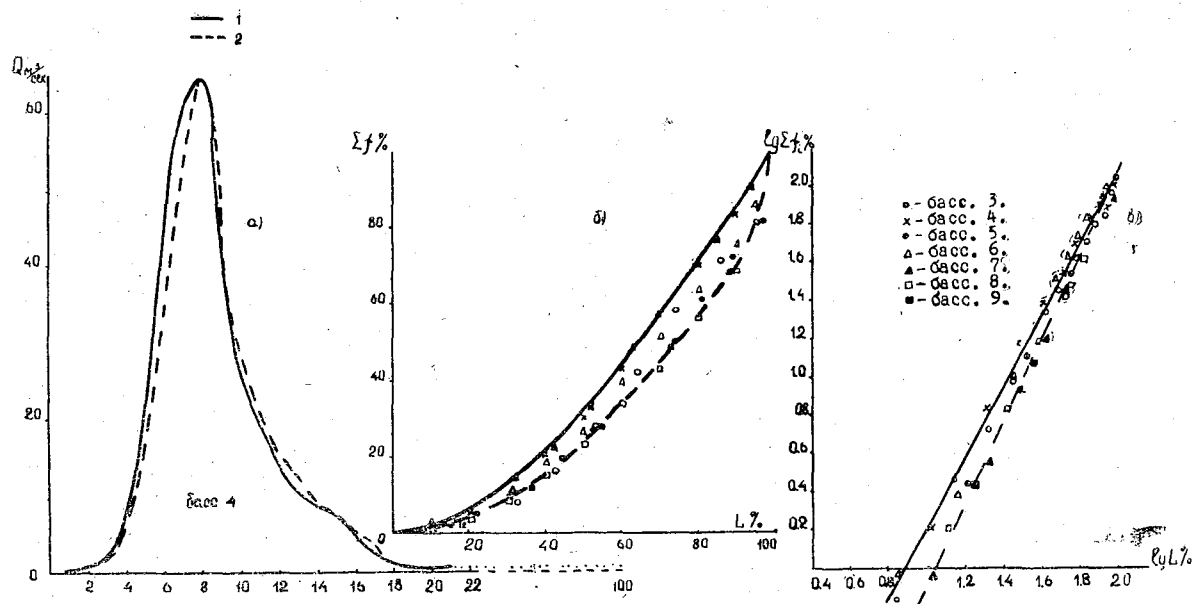


Рис. 5. Гидрографы паводка бассейна, вычисленные по интегральной кривой и ее уравнению.
 а — гидрографы паводков; б — интегральные кривые — обычный масштаб; в — интегральные кривые — логарифмический масштаб; 1 — по интегральной кривой; 2 — по ее уравнению.

(балки, овраги, лощины), по которым намечались точки изохрон относительно расчетного створа. Горизонтالي, отражающие рельеф бассейна, служат достаточно строгой топографической основой для более объективного построения изохрон. Длина водотока от наиболее удаленной точки бассейна до замыкающего створа определялась по крупномасштабной карте с введением коэффициента извилистости.

При построении интегральной кривой площадей одновременного стекания нужно задаваться таким расчетным интервалом времени и соответствующими склоновыми и русловыми скоростями стекания, чтобы система изохрон достаточно детально отражала условия стекания с бассейна, и был получен плавный график распределения единичных площадей.

В качестве примера по вышеизложенной расчетной схеме для подпоясанного бассейна вычислены гидрографы паводков по интегральной кривой и ее аналитическому выражению $y = 1,77x - 1,54$.

Изменения скоростей и хода осадков во времени в этих расчетах приняты одинаковыми. Оба гидрографа почти полностью повторяют друг друга (рис. 5а). Некоторые несовпадения их объясняются тем, что ход интегральной кривой нарастания площадей одновременного стекания недостаточно строго описан уравнением.¹

В заключение можно сделать вывод, что располагая типовыми кривыми площадей одновременного стекания, отвечающими определенным типам бассейнов, представленными в относительных единицах или их уравнениями, и зная площадь бассейна, длину водотока, гидрограф скоростей стекания и ход водоотдачи, можно рассчитать гидрограф генетическим методом и без построения изохрон. Трудоемкие вычисления, связанные с учетом переменных скоростей стекания, очевидно, можно выполнить на счетных или моделирующих машинах, положив в основу изложенную выше расчетную схему.

Последующие исследования предусматривают расчеты по натурным гидрографам скоростей и ходу осадков и сопоставления вычисленных и наблюдаемых гидрографов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексин Ю. М. Об учете склонового добегания при прогнозах стока методом изохрон. Труды ЛГМИ, вып. 4, 1956.
2. Бефани А. Н. Основы теории ливневого стока. Труды ОГМИ, вып. IV, 1949.
3. Великанов М. А. Гидрология суши. Гидрометеиздат, Л., 1948.
4. Горошков И. Ф. О методике определения расчетных скоростей тече-

¹ Построения гидрографов, изохрон и интегральных кривых выполнены студентами А. Г. Чубенко и Б. В. Сорокиным в дипломных работах под руководством автора.

- ния при установлении максимальных расходов. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
5. Горошков И. Ф. К вопросу построения изохрон и определения площадей одновременного стока. Труды ЛГМИ, вып. 9, 1960.
 6. Долгов Н. Е. О нормах Кестлина и несоответствии этих норм результатам наблюдений над ливнями на Екатерининской ж. д., вып. 1—3, Екатеринослав, 1908—1914.
 7. Костяков А. Н. Основы мелиораций. Сельхозгиз, М., 1960.
 8. Огневский А. В. О расчетных скоростях продольного добегания и об изохронах. Труды КНИГО, вып. 2 (3), 1948.
 9. Ольдекоп Э. М. О генетической формуле стока. Труды ГГИ, вып. 14 (68), 1948.
 10. Протодьяконов М. М. Теория стока поверхностных вод. Гострансиздат, М., 1932.
 11. Соколовский Д. Л. Методика построения гидрографа ливневого стока по осадкам. Труды ГГИ, вып. 14 (68), 1948.
 12. Соколовский Д. Л. Речной сток. Гидрометеиздат, Л., 1959.
 13. Харченко С. И. Исследование потерь и добегания талых вод. Труды ГГИ, вып. 57 (111), 1956.
-

Ю. М. ГЕОРГИЕВСКИЙ, В. Г. ОРЛОВ, А. А. САМОХИН

ИССЛЕДОВАНИЯ МАКСИМАЛЬНОГО ДОЖДЕВОГО СТОКА РЕК САХАЛИНА

В вопросах расчета стока особое место занимает проблема расчета максимального дождевого стока, которая, как известно, является наиболее важной и первоочередной. Особое значение имеет правильный расчет максимального дождевого стока для дорожного строительства, так как стоимость и безопасность сооружений в значительной мере определяются точностью расчета возможного максимального стока, лимитирующего размеры многочисленных мостовых переходов.

Однако при расчетах максимальных расходов воды часто встречаются серьезные трудности из-за недостаточной гидрологической изученности рек.

Нередко наиболее высокие максимальные расходы непосредственно не измеряются, а устанавливаются приближенно по значительной экстраполяции кривых расходов, особенно при выходе воды из русла на поймы рек.

Кроме того, на практике приходится встречаться вообще с отсутствием наблюдений. В этом случае для расчетов используются различные теоретические и полуэмпирические формулы. Многие формулы содержат большое количество расчетных параметров, которые физически мало обоснованы и плохо контролируются материалами наблюдений.

Интенсивное освоение природных богатств Сахалина, строительство новых промышленных объектов требуют решения задачи расчета максимального стока рек этого района. Выполнение этой задачи затруднено слабой изученностью максимального стока и отсутствием каких-либо рекомендаций по его определению для условий Сахалина.

В связи с этим Ленинградский гидрометеорологический институт в 1961—1963 гг. проводил экспедиционные обследования рек Сахалина. Целью полевых работ являлось определение максимальных расходов по меткам высоких вод с последующим ис-

пользованием материалов для разработки метода расчета максимумов дождевого стока на неизученных реках.

В проведении экспедиционных обследований водотоков, обработке полевых материалов принимали участие сотрудники кафедры инженерной гидрологии и студенты старших курсов гидрологического факультета института. Научное руководство исследованиями осуществлял профессор доктор технических наук Д. Л. Соколовский.

Настоящая статья является продолжением и уточнением работы [6] и выполнена на основании анализа большого количества полевых материалов трех экспедиций и данных наблюдений станций и постов Сахалинского управления гидрометслужбы.

В основу обобщения материалов по максимальному стоку была положена формула (1), общее обоснование которой дано в статье [3], публикуемой в настоящем сборнике.

Общий вид формулы:

$$q_{\max p} = \frac{0,28 a_{\max p} \cdot \alpha_0}{(F+1)^n} \delta \quad (1)$$

или, принимая максимальную интенсивность водоотдачи от дождя

$$A_d = 0,28 a_{\max} \cdot \alpha_0, \quad (2)$$

можно записать формулу (1) в следующем виде:

$$q_{\max p} = \frac{A_{dp}}{(F+1)^n} \quad (3)$$

Исходя из физико-географических и климатических особенностей различных районов Сахалина, было выделено три района, различающихся по условиям формирования максимального стока:

1. Западное побережье (участок вдоль побережья) Александровск-Сахалинский — Невельск.

2. Центральная часть — бассейны рек Поронай, Тымь на участке Адо-Тымово — Победино.

3. Восточное побережье и южная часть острова — участок Поронайск — Южно-Сахалинск — Корсаков.

Для определения параметров формулы (1) по каждому району были построены зависимости вида

$$\lg M_p = f[\lg (F+1)]. \quad (4)$$

Эти зависимости представляют широкие полосы точек с явно выраженной тенденцией уменьшения максимальных модулей с увеличением площади водосбора. Большой разброс точек объясняется тем, что максимальные модули стока имеют различную повторяемость и учитывают влияние целого ряда факторов, раз-

личных для отдельных районов Сахалина. Первоначально были сделаны попытки учесть влияние степени облесенности, средней высоты водосборных бассейнов, средневзвешенных уклонов. Однако эти попытки не увенчались успехом ввиду того, что средняя высота водосборов и средневзвешенные уклоны в каждом из выделенных районов мало изменяются, а данные о залесенности бассейнов не точны из-за непрекращающихся интенсивных вырубок. Исключение влияния болот на величину максимальных модулей стока проводилось по формуле Д. Л. Соколовского.

Повторяемость максимальных расходов на ряде рек устанавливалась путем опроса старожилов, а на других — по обеспеченности осадков, вызвавших формирование максимума.

Таким образом, выявлены повторяемости максимума в диапазоне от 5 до 100 лет.

Приведение максимальных модулей стока к одной обеспеченности (1%) выполнено путем использования установленной зависимости коэффициента вариации максимальных модулей стока от площади водосбора. Аналитический вид этой связи может быть выражен следующим уравнением:

$$C_v = 1,48 - 0,28 \lg(F+1), \quad (5)$$

где C_v — коэффициент вариации максимальных расходов воды, F — площадь водосбора в км².

Установив по уравнению (5) значение коэффициента вариации и принимая $C_s = 4C_v$, были определены переходные коэффициенты от обеспеченности расходов, определенной по показаниям старожилов или осадкам, к обеспеченности расходов 1%.

После исключения влияния болот и приведения модулей стока к 1%-ной обеспеченности были построены зависимости вида (4).

На рис. 1 представлена зависимость вида (4) после исключения влияния болот и приведения модуля к 1%-ной обеспеченности.

Аналитическое выражение зависимостей для указанных трех районов Сахалина имеет следующий вид:

$$\text{Западное побережье} \dots M_{1\%} = \frac{8,3}{(F+1)^{0,40}}, \quad (6)$$

$$\text{Центральная часть} \dots M_{1\%} = \frac{9,1}{(F+1)^{0,40}}, \quad (7)$$

$$\text{Восточное побережье и юг} \dots M_{1\%} = \frac{24,0}{(F+1)^{0,45}}. \quad (8)$$

Полученная ранее [6] формула для определения максимальных модулей стока не имела дифференциации по районам и па-

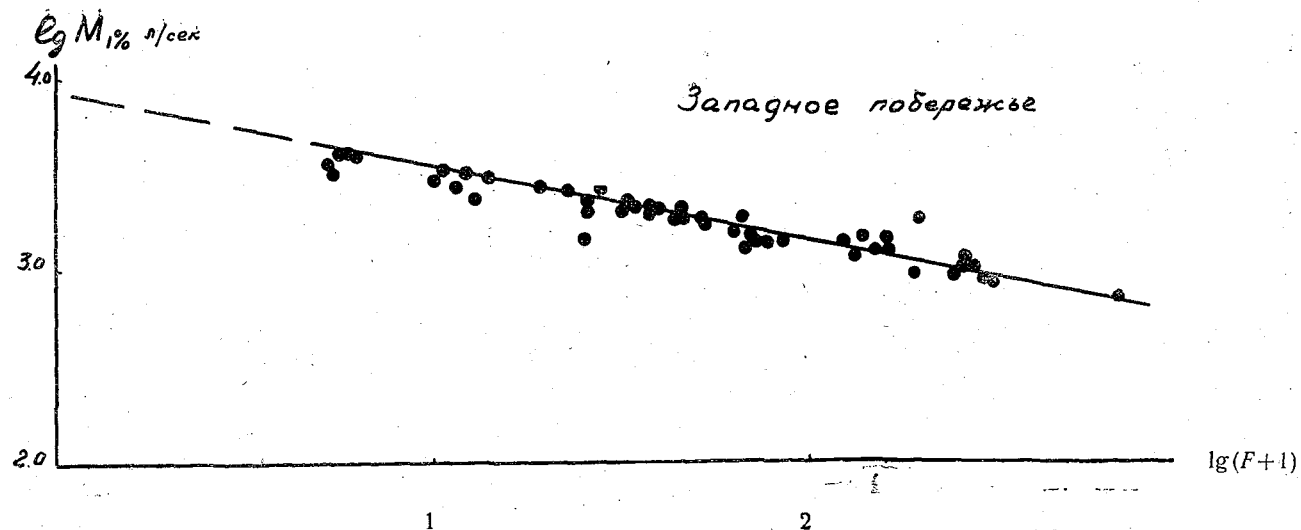


Рис. 1. Зависимость модуля максимального дождевого стока от площади водосбора после приведения к одной обеспеченности и исключения влияния болот для рек западного побережья.

раметры ее отличаются от параметров, полученных в данной работе. В частности, показатель степени редукции был равен 0,50, а величина максимальной интенсивности водоотдачи (элементарного стока) соответствовала 10,6 м³/сек.

С целью подтверждения полученного по зависимости (4) значения максимального элементарного модуля ливневого стока [величина числителя в формулах (6), (7), (8)] были обработаны метеорологические данные по осадкам и определены максимальные часовые интенсивности (слои) дождя 1%-ной обеспеченности. Методика обработки осадков изложена в статье [7].

Максимальные часовые слои дождя составляют для района западного побережья 50—57 мм, в центральной части острова они уменьшаются до 30—35 мм, а на восточном побережье и юге увеличиваются до 63—69 мм.

Подставляя в выражении $A_d = 0,28 \cdot a_{\max} \cdot \alpha_0$ значение элементарного коэффициента стока для условий предельного увлажнения почвы равным 0,9—1,0 и полученные часовые слои осадков, определим величину максимального элементарного дождевого стока:

Западное побережье . . . $A_d = 0,28 \cdot 53 \cdot 0,9 = 13,2 \text{ м}^3/\text{сек}$

Центральная часть . . . $A_d = 0,28 \cdot 33 \cdot 0,9 = 8,3 \text{ м}^3/\text{сек}$

Восточное побережье и юг . . . $A_d = 0,28 \cdot 66 \cdot 1,0 = 18,5 \text{ м}^3/\text{сек}$

Полученные значения максимального элементарного дождевого стока отличаются от значений, выведенных по зависимости (4). Эта разница может быть отнесена за счет неточности учета осадков в горных районах.

Кроме того, сделана попытка установить параметры формул (6) — (8) через морфометрические районные зависимости. Для каждого из обследованных районов Сахалина были построены зависимости вида:

$$M_p = f(I), \quad (9)$$

где I — средневзвешенный уклон русла в ‰.

$$I = f(L), \quad (10)$$

где L — длина водотока до замыкающего створа в км.

$$L = f(F), \quad (11)$$

где F — площадь водосбора в км².

На рис. 2, 3, 4 представлены зависимости (9), (10), (11) для бассейнов центральной части Сахалина. Аналитическое выражение зависимостей для трех районов острова дано в табл. 1.

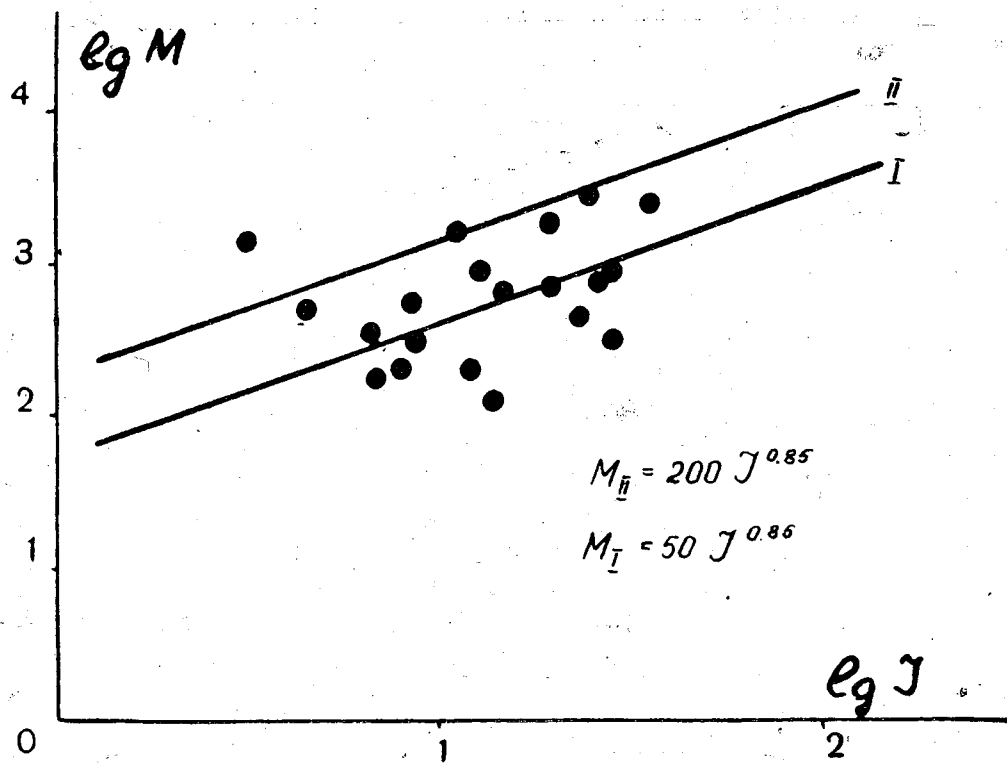


Рис. 2. Зависимость максимального модуля стока от уклона водотока для центральной части.

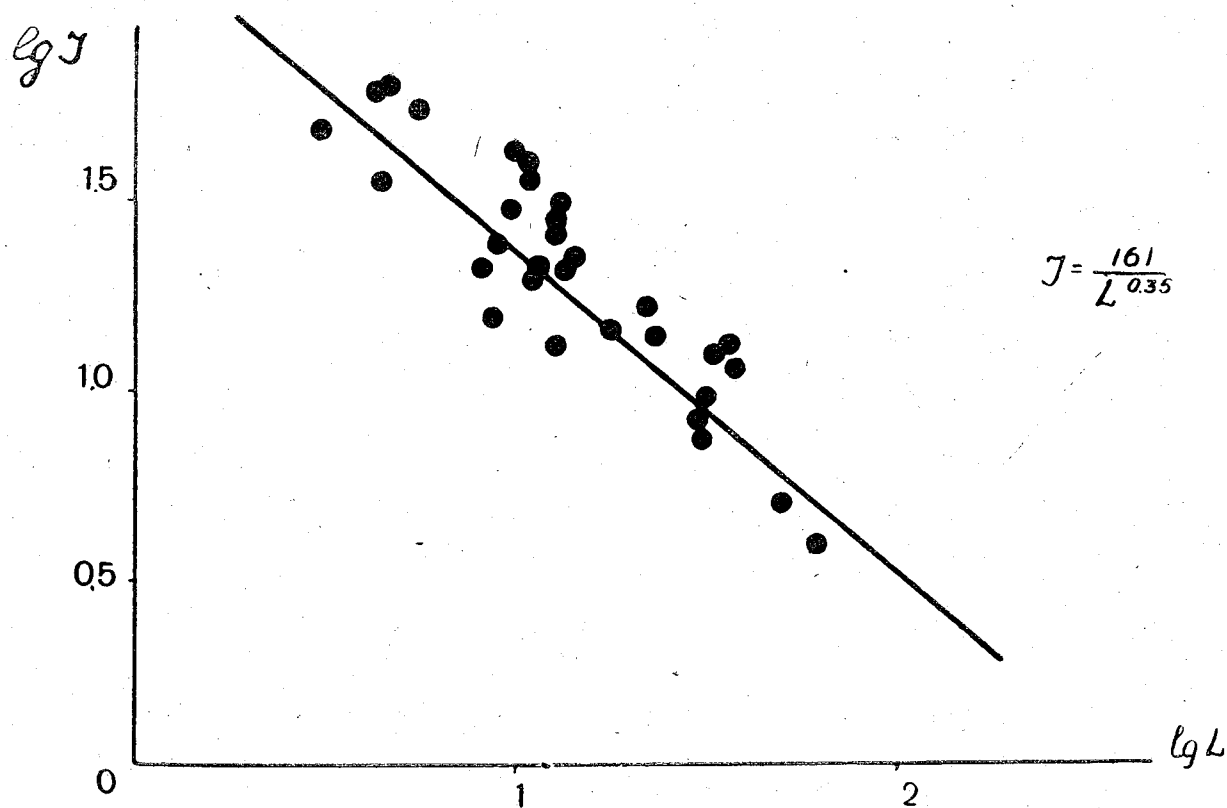


Рис. 3. Зависимость уклона водотока от длины реки для центральной части.

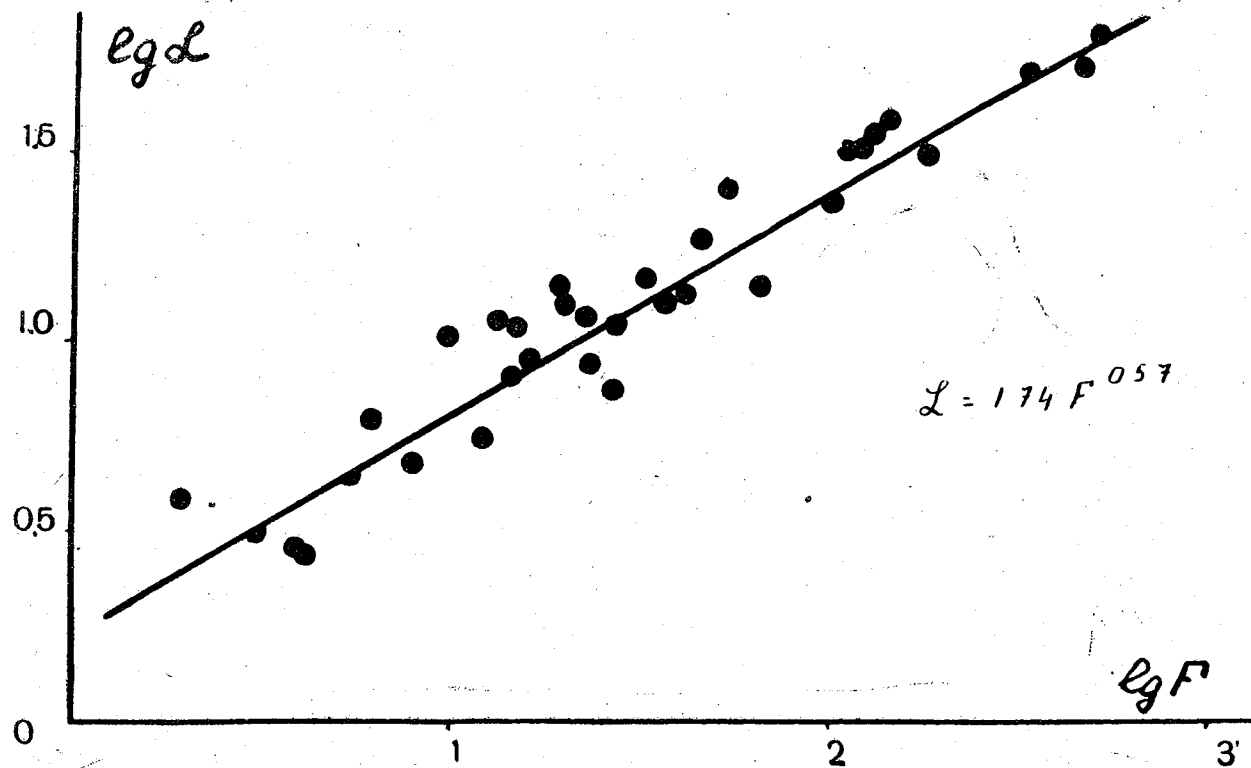


Рис. 4. Зависимость длины водотока от площади бассейна для центральной части.

Аналитические выражения морфометрических связей
по районам обследования

Таблица 1

Западное побережье (Александровск— Сахалинский— Холмск—Невельск)	Восточное побережье и юг (Поронайск— Корсаков)	Центральная часть (Адо-Тымово— Победино)
$M_{1\%} = 224 \cdot I^{0,90}$	$M_{1\%} = 500 \cdot I^{0,80}$	$M_{1\%} = 200 \cdot I^{0,85}$
$I = \frac{100}{L^{0,75}}$	$I = \frac{100}{L^{0,89}}$	$I = \frac{161}{L^{0,85}}$
$L = 1,59 F^{0,60}$	$L = 1,58 \cdot F^{0,68}$	$L = 1,74 \cdot F^{0,57}$

Заменяя в зависимости $M_p = f(I)$ последовательно $I = f(L)$, а затем $L = f(F)$, получим окончательно:

$$\text{Западное побережье} \dots M_{1\%} = \frac{10,4}{F^{0,40}} \text{ м}^3/\text{сек}$$

$$\text{Центральная часть} \dots M_{1\%} = \frac{10,2}{F^{0,41}} \text{ м}^3/\text{сек}$$

$$\text{Восточное побережье и юг} M_{1\%} = \frac{20,8}{F^{0,48}} \text{ м}^3/\text{сек}$$

Полученные значения A_d и n весьма близки к ранее выведенным по зависимостям (6), (7), (8), а сами зависимости могут быть использованы для расчета максимальных дождевых расходов 1%-ной обеспеченности на территории Сахалина.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев Г. А. Расчет максимальных расходов воды с помощью номограмм при отсутствии гидрометрических наблюдений. Труды ГГИ, вып. 99, 1962.
2. Инструкция по расчету стока с малых бассейнов. Минтрансстрой СССР, Трансжелдориздат, ВСН 63—61, 1962.
3. Соколовский Д. Л., Орлов В. Г. Расчетные нормы максимального дождевого стока на реках Сахалина. См. настоящий сборник.
4. Соколовский Д. Л. Методика оценки физически возможных наибольших расходов воды на основе географических параметров формулы максимального стока. Труды ГГИ, вып. 79, 1960.
5. Соколовский Д. Л. О расчетных нормах максимального стока на реках Дальнего Востока. Труды научной конференции по проблемам дождевых паводков и прогнозов стока на реках Дальнего Востока, Гидрометеиздат, Л., 1963.
6. Георгиевский Ю. М., Орлов В. Г. Максимальный дождевой сток рек Сахалина (по материалам экспедиции ЛГМИ 1961 г.). Труды ЛГМИ, вып. 13, 1962.
7. Орлов В. Г. Ливневые осадки на территории Сахалина и методика их расчета. Труды ЛГМИ, вып. 26, 1964.

СТАТИСТИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ ГОДОВОГО СТОКА НА РЕКАХ СИБИРИ

В данной статье изложены результаты применения динамико-статистического метода [1, 2] для прогноза годового стока на трех реках Сибири: Обь-Новосибирск, Иртыш-Тобольск и Ангара-Пашки. Согласно принятому в [1, 2], под динамико-статистическим методом подразумевается экстраполирование временных рядов геофизических макропроцессов по равенству

$$q_{t+m-1} = k_{m,1} q_{t-1} + k_{m,2} q_{t-2} + \dots \\ \dots + k_{m,n} q_{t-n} = \sum_{\tau=1}^n k_m(\tau) q(t-\tau), \quad (1)$$

где $q(t-\tau)$ — значения рассматриваемого макропроцесса (в отклонениях от нормы) в предшествующие годы наблюдений, t — текущий год, $k_m(\tau)$ — функция экстраполирования процесса $q(t)$ с заблаговременностью m лет.

Для качественного суждения о применимости данного метода к прогнозу годового стока на рассматриваемых здесь реках были вычислены корреляционные функции среднегодовых расходов на этих реках, приведенные на рис. 1. Вычисления производились «вручную» (см. [2]) по данным наблюдений за периоды: р. Обь — Новосибирск — 1903—1949 гг.; р. Иртыш — Тобольск — 1905—1952 гг. и р. Ангара — Пашки — 1908—1952 гг. Точки на графике (рис. 1) представляют собой вычисленные значения коэффициентов корреляции среднегодовых расходов при различных сдвигах во времени τ от 1 до 20 лет; средние линии в поле точек (проводились на глаз) — собственно корреляционные функции $R(\tau)$ годового стока. В связи с последним следует заметить, что в опубликованных в последние годы исследованиях скоррелированности годового стока [3] в качестве корреляционных функций принимаются обычно не средние линии в поле расчетных точек, а ломанные кривые, проведенные через все точки. По нашему мнению, это менее точный прием, так как при этом совершенно не учитываются вероятные ошибки коэффициентов корреляции, как правило, очень большие сравнительно с самими коэффициентами корреляции.

Как следует из рис. 1, скоррелированность годового стока на рассматриваемых реках имеет периодический, слабо затухающий характер. Поэтому линейное экстраполирование стока по равенству (1) в принципе можно считать возможным: на всех

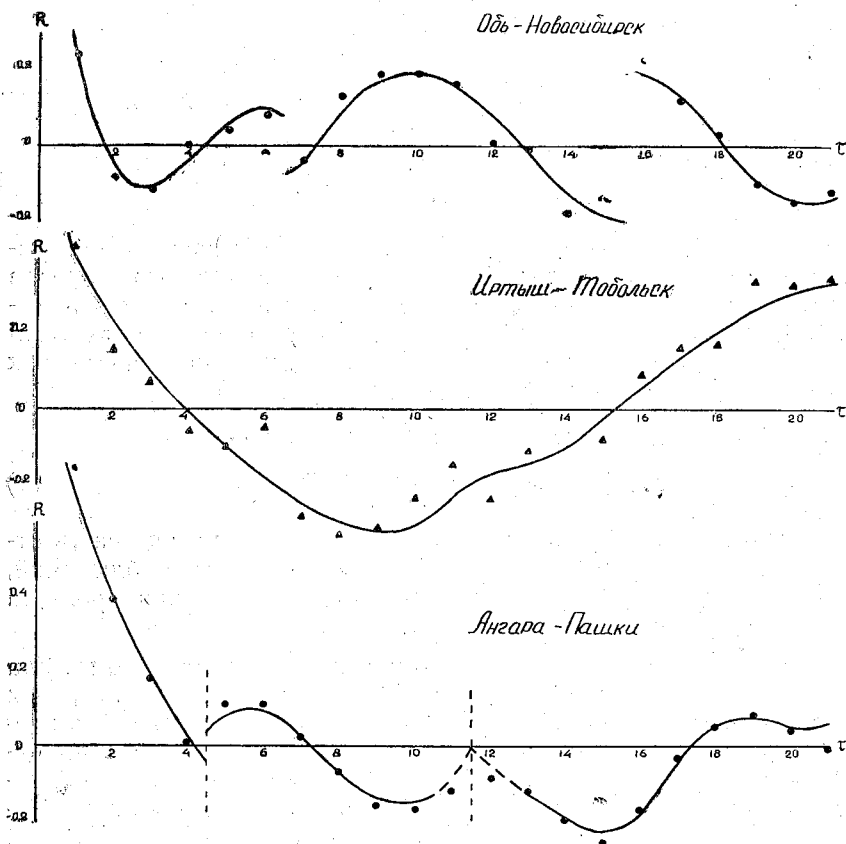


Рис. 1. Корреляционные функции годового стока.

трех реках все члены этого равенства коррелятивно взаимосвязаны друг с другом (по крайней мере до $n=20$). В этом отношении корреляционные функции годового стока рек Сибири не отличаются от функций $R(\tau)$ рек ЕТС, приведенных в работах [1, 2], но существуют и отличия, довольно интересные и пока непонятные. Так, на р. Обь — Новосибирск функция $R(\tau)$ оказалась разорванной в точках $\tau=6-7$ и $15-16$ в результате как бы поворота на 180° отрезка функции в интервале τ от 7 до 15. Ничего подобного на реках ЕТС автором не наблюдалось. Видимо, аналогичный, хотя и менее выраженный разрыв имеет и

корреляционная функция р. Ангара — Пашки при $\tau=4-5$ и $11-12$.

Что касается корреляционной функции р. Иртыш — Тобольск, то, не имея подобных «странностей», она тоже отличается от известных функций $R(\tau)$ на реках ЕТС величиной периода и амплитуды циклических колебаний: период 22—23 года и амплитуда $\pm 0,32-0,34$; самое большое, что имеет место на европейских реках [1, 2], это период 13—14 лет и амплитуда $\pm 0,20-0,23$ (реки Волга — Куйбышев и Кама — Пермь).

Все эти особенности, главным образом зеркальные разрывы функций $R(\tau)$, говорят о заметном отличии закономерностей внутренней скоррелированности годового стока на реках Сибири и ЕТС, что нуждается в специальном исследовании. Не исключено, в частности, что разрыв функции $R(\tau)$ р. Обь — Новосибирск объясняется совмещением различной скоррелированности годового стока горных и равнинных притоков р. Оби. Возможно, этим объясняется и особенность $R(\tau)$ р. Ангара — Пашки. Так или иначе, но этот вопрос представляется довольно интересным и важным, в частности, для разработки более строгой теории статистических прогнозов годового стока, чем это имеет место в настоящее время.

Вторым этапом данного исследования явилось определение функций экстраполирования $\kappa_m(\tau)$ в (1) и оценка поверочных прогнозов. Вычисление функций $\kappa_m(\tau)$ производилось алгебраическим способом [2] (т. е. путем решения систем уравнений вида (1) на электронно-счетной машине) для заблаговременности $m=1$ году.

Как и при аналогичных вычислениях для рек ЕТС [1], порядок n и число уравнений u устанавливались по равенствам:

$$\left. \begin{array}{l} n=2\tau_0 \\ u=1,5n \end{array} \right\}, \quad (2)$$

где τ_0 — период корреляционной функции $R(\tau)$ [разность абсцисс первой и третьей точек пересечения оси τ функцией $R(\tau)$].

Исключение пришлось сделать лишь для р. Иртыш — Тобольск в основном по технической причине: период τ_0 здесь равен 23 и, если следовать (2), то нужно было бы принять $n=46$ годам. Это значительно превышает технические возможности машины «Урал-1», способной решать системы уравнений не выше 22 порядка. Пришлось поэтому принять здесь $n=22$; что касается u , то и в этом случае оно принято равным $1,5n$.

Основные характеристики расчетных систем уравнений для трех рассматриваемых рек приведены в табл. 1; под расчетными периодами наблюдений в этой таблице понимаются периоды, использованные при составлении систем уравнений (для этих же периодов вычислялись и корреляционные функции).

Таблица 1

**Характеристика расчетных систем уравнений
для вычисления $K_1(\tau)$**

Река — створ	Расчетный период наблюдений за годовым стоком, годы	Норма годового стока, м/сек	Период корреляционной функции τ_0 , лет	Порядок уравнений n	Число уравнений в системе i
Обь — Новосибирск	1903—1949	1755	11	22	33
Иртыш — Тобольск	1905—1952	2158	23	22	33
Ангара — Пашки	1908—1952	1926	9	18	27

Результаты решения систем уравнений — функции экстраполирования $K_1(\tau)$ — приведены в табл. 2.

Таблица 2

**Функции экстраполирования $K_1(\tau)$ годового стока
с заблаговременностью 1 год**

	τ	1	2	3	4	5	6	7	8
$K_1(\tau)$	р. Обь — Новосибирск	0,35	—0,19	—0,17	0,23	—0,28	0,27	—0,22	0,12
	р. Иртыш — Тобольск	0,62	—0,13	—0,05	—0,06	0,06	0,01	—0,22	—0,18
	р. Ангара — Пашки	0,96	—0,17	0,07	—0,09	0,03	0,42	—0,49	0,00
	τ	9	10	11	12	13	14	15	16
$K_1(\tau)$	р. Обь — Новосибирск	0,17	—0,28	0,54	0,07	0,20	—0,04	0,16	0,57
	р. Иртыш — Тобольск	0,17	—0,61	0,06	0,17	0,17	—0,20	—0,22	0,23
	р. Ангара — Пашки	0,01	—0,12	—0,18	—0,03	0,80	—0,71	—0,06	0,72
	τ	17	18	19	20	21	22		
$K_1(\tau)$	р. Обь — Новосибирск	—0,07	0,15	—0,13	—0,31	0,00	0,05		
	р. Иртыш — Тобольск	—0,40	0,20	0,04	0,16	0,02	0,04		
	р. Ангара — Пашки	—0,05	—0,47						

Поверочные прогнозы годового стока по равенству (1) с коэффициентами экстраполяции из табл. 2 выпускались за следующие годы наблюдений: р. Обь — Новосибирск — 1903—1952 гг.; р. Иртыш — Тобольск — 1905—1955 гг. и р. Ангара — Пашки — 1908—1955 гг.

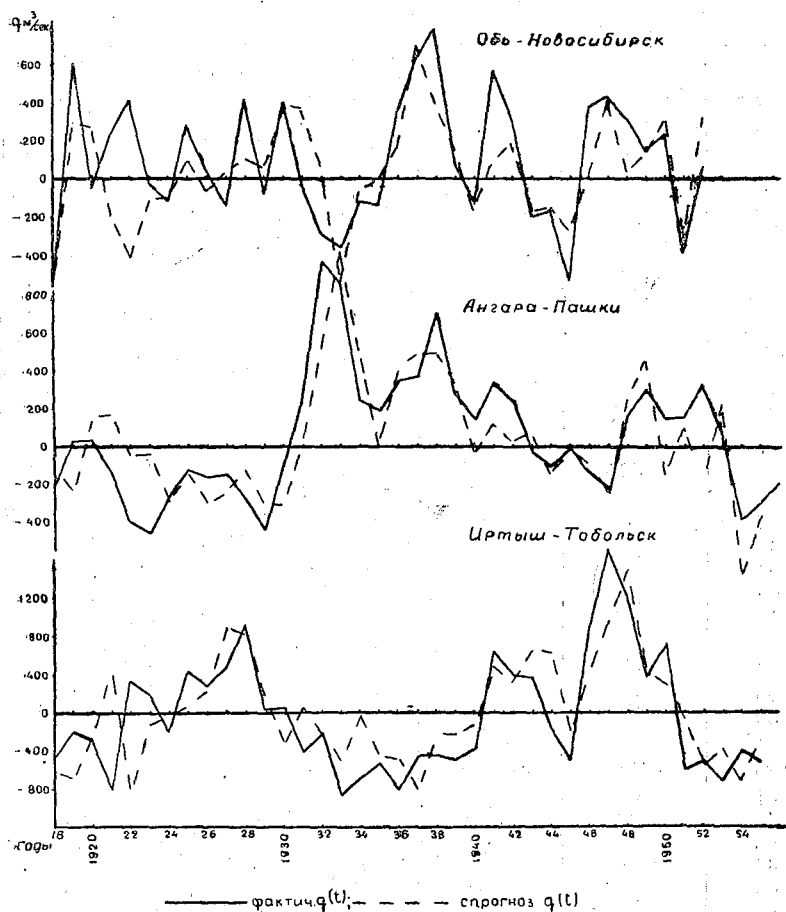


Рис. 2. Фактические и спрогнозированные среднегодовые расходы с за-
благовременностью 1 год.

Три последних года в каждом из этих многолетий выходят за пределы приведенных в табл. 1 расчетных периодов, что позволяет оценить возможность применения функций $\kappa_1(\tau)$ за пределами последних.

Результаты поверочных прогнозов приведены в табл. 3 и на рис. 2.

Таблица 3

Результаты поверочных прогнозов годового стока
с заблаговременностью 1 год

Годы	Обь—Новосибирск		Иртыш—Тобольск		Ангара—Пашки	
	факт.	прогн.	факт.	прогн.	факт.	прогн.
1917	—505	—373	—638	—581	—96	—154
18	—525	—510	—475	—646	—216	—120
19	615	298	—198	—703	34	—231
1920	—55	273	—308	—247	44	155
21	245	—192	—818	459	—146	171
22	405	—416	382	—815	—406	—51
23	—35	—115	182	—127	—456	—40
24	—125	—98	—218	—2	—266	—284
25	285	91	442	70	—116	—143
26	35	—70	322	235	—166	—299
27	—145	41	482	899	—156	—250
28	405	100	972	853	—286	—123
29	—75	60	42	182	—446	—303
1930	405	387	62	—325	—96	—312
31	—45	376	—408	71	254	7
32	—275	49	—258	—190	984	444
33	—355	—565	—858	—504	854	1019
34	—115	—65	—708	—38	244	483
35	—135	—12	—558	—451	194	15
36	335	169	—808	—479	354	411
1937	635	716	—458	—802	374	492
38	795	382	—438	—237	704	496
39	75	150	—488	—239	284	339
1940	—135	—179	—368	—127	144	—39
41	565	95	622	463	334	122
42	295	177	402	325	234	33
43	—205	—169	382	661	—36	79
44	—175	—152	—158	618	—96	—156
45	—535	—275	—508	—214	4	—33
46	385	5	872	402	—136	—96
47	435	419	1742	967	—236	—240
48	325	27	1202	1487	154	251
49	155	138	382	396	294	451
1950	245	310	712	310	154	—148
51	—385	—305	—588	—72	154	106
52	65	314	—518	—573	324	—194
53			—728	—380	74	227
54			—418	—724	—386	—685
55			—568	—300	—306	—369

Коэффициенты корреляции фактических и спрогнозированных величин оказались равными: р. Обь — Новосибирск $0,70 \pm 0,04$; р. Иртыш — Тобольск $0,82 \pm 0,03$ и р. Ангара — Пашки $0,78 \pm 0,04$. Эти величины, а также общий вид совмещенных графиков (фактические и спрогнозированные $Q(t)$ на рис. 2), в общем, подтверждают приведенные в работе [1] данные о результативности статистических прогнозов годового стока и о целесообразности дальнейших исследований в этой области.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алехин Ю. М. Статистические прогнозы в геофизике. Изд-во ЛГУ, Л., 1963.
 2. Алехин Ю. М. Динамико-статистический метод прогноза геофизических макропроцессов (на примере прогнозов речного стока). Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
 3. Дружинин И. П., Коноваленко З. П., Хамьянова И. В. Изучение связи стока соседних лет на реках Азиатской части СССР с помощью электронной вычислительной машины. Изв. Сибирского отделения АН СССР, 10, серия техн. наук, вып. 3, 1963.
-

Н. Б. БАРЫШНИКОВ

МЕТОДИКА РАСЧЕТА КРИВОЙ ДИФФЕРЕНЦИРОВАННЫХ ГЛУБИН ПРИ ПРОГНОЗАХ УРОВНЕЙ р. ИРТЫША

1. Краткая характеристика существующих методов построения кривых дифференцированных глубин

Планирование грузоперевозок водным транспортом основано на методике построения кривых дифференцированных глубин, представляющих собой плановую кривую зависимости транзитных глубин от уровней для отдельного судоходного плеса. При этом стоимость грузоперевозок водным транспортом весьма существенно зависит от того, насколько технически грамотно и правильно построена кривая дифференцированных глубин для данного плеса.

Действительно, увеличение объемов грузоперевозок при сокращении их стоимости возможно как за счет увеличения числа и габаритов новых современных судов, так и за счет улучшения условий их эксплуатации. Последнее является, безусловно, наиболее эффективным, так как при сравнительно небольших затратах позволяет получить довольно высокий экономический результат. Одной из возможностей улучшения условий эксплуатации является улучшение системы планирования посредством использования гидрологических прогнозов. Несмотря на то, что первые попытки использовать данные гидрологических прогнозов для улучшения эксплуатации транспортного флота были предприняты в конце прошлого столетия В. Г. Клейбером [6], до настоящего времени для улучшения эксплуатации речного флота используются только краткосрочные прогнозы уровней, да и то в отдельных пароходствах и бассейновых управлениях пути. Причина этого, помимо низкой точности методов прогнозов, заключается в том, что в принятой в настоящее время методике построения кривых дифференцированных глубин даже не предусмотрена возможность использования долгосрочных прогнозов элементов гидрологического режима.

Не излагая исторического обзора развития методики планирования путевых работ на реках СССР, следует отметить, что

в настоящее время общепринятой является методика, разработанная в 1938 г. Л. И. Кустовым [7] и существенно дополненная в 1947 г. Н. А. Доманевским [5].

Цель системы планирования путевых работ, предложенной Л. И. Кустовым, заключается в необходимости техническими средствами поддерживать на судоходном плесе не только минимальную гарантированную глубину, как это было по системе, предложенной В. Г. Клейбером, но и обеспечить различные (дифференцированные) глубины. То есть в системе Л. И. Кустова частично учтена зависимость транзитной глубины от уровней.

Н. А. Доманевским в дополнение к методике Л. И. Кустова предложено при построении кривых дифференцированных глубин учитывать объемы землечерпательных работ.

Не останавливаясь на изложении указанных методик, которые детально описаны в ряде работ [4, 11], необходимо отметить их недостатки.

Основными недостатками способов Л. И. Кустова и Н. А. Доманевского являются:

1. При построении кривых дифференцированных глубин ниже проектного уровня не учитывается зависимость глубины от уровня. Действительно, как по способу Л. И. Кустова, так и по способу Н. А. Доманевского ниже проектного уровня кривая дифференцированных глубин проводится параллельно оси уровней. Именно это, как показывает анализ материалов по ряду плесов судоходных рек, является одной из основных причин срыва глубин. Фактически при таком построении не учитывается естественный ход процессов и допускается получение значения минимальной гарантированной глубины при любых уровнях ниже проектного только за счет технических (землечерпательных, выправительных и других работ).

В то же время в маловодные годы при уровнях, близких к многолетнему минимуму, как правило происходит срыв глубин, что обусловлено недостаточной мощностью технического флота, а иногда и экономической нецелесообразностью его применения.

2. Построение кривой дифференцированных глубин по способу Л. И. Кустова при горизонтах выше проектного производится субъективно. Как правило, при этих горизонтах кривые дифференцированных глубин проводятся как левые огибающие графиков $T_{пл} = f(H)$ за последние три-пять лет. Некоторым исключением является верхняя точка кривой, определяемая в соответствии со значениями глубин и уровней, при которых появляются вывески. При этом изменение объемов землечерпательных работ также учитывается субъективно.

Несколько более совершенен способ Н. А. Доманевского, основанный на фактическом графике связи $T_{пл} = f(H)$ за одну из ближайших навигаций, интегральной кривой объемов в подготовительный период и расчетном графике половодья.

3. Оба способа не учитывают изменения ширины судового хода.

4. При построении плесовых кривых $T_{пл} = f(H)$, положенных в основу кривых дифференцированных глубин, не учитывается время добегания. Действительно, длина судоводных плесов колеблется в широких пределах и, как правило, измеряется сотнями километров. В паводочный период, при интенсивном изменении уровней, глубины в различных частях плеса, отнесенные к уровню на опорном посту, будут существенно отличаться друг от друга не только из-за различного состояния дна перекатов, но и потому, что фактические уровни воды на перекатах существенно отличаются от уровней на опорном посту. А следовательно, и глубины, используемые для построения плесовых кривых в паводочный период, могут не соответствовать уровням на опорном посту. Это положение также является одной из причин «срыва глубин» на плесе.

5. При построении кривых дифференцированных глубин не учитываются гидрологические условия навигации, т. е. при построении кривых не используются долгосрочные прогнозы водного режима и погодных условий.

Из перечисленных выше недостатков вытекает вывод о необходимости разработки новых или усовершенствования принятых методов построения кривых дифференцированных глубин. Такого рода разработки были выполнены автором совместно с В. В. Федоровым в 1959—1961 гг. на примере рек Северной Двины, Волги, Камы и Белой. Данная работа представляет дальнейшее развитие методики и применение ее к условиям р. Иртыша на плесе Кировск — Тара (Утьма).

II. Анализ факторов, обуславливающих величины транзитных глубин

Из литературных источников [9, 10, 11] вытекает, что транзитная глубина судоводного плеса зависит от значительного числа факторов. В общем виде эта зависимость может быть записана следующим образом:

$$T = f(H, W', \Delta z, n', \frac{\Delta H}{\Delta t}, \frac{\Delta H^1}{\Delta t^1}, K, B, K_w \text{ и др.}),$$

где H — уровень воды, соответствующий глубине T , W' — объем землечерпательных и выправительных работ к моменту наступления глубины T , Δz — намыв перекатов в паводок, n' — число летне-осенних паводков, $\frac{\Delta H}{\Delta t}$ и $\frac{\Delta H^1}{\Delta t^1}$ — соответственно интенсивность спада половодья и дождевых паводков, K — характеристика грунтов, слагающих лимитирующие перекаты, B — ширина судового хода, K_w — параметр, учитывающий время разработки перекатов и заносимость прорезей.

Безусловно, учет всех факторов при построении кривой дифференцированных глубин в настоящее время не представляется возможным. Поэтому целесообразно подразделить эти факторы на основные и второстепенные. К основным факторам следует отнести: уровень воды, объемы землечерпательных работ, ширину судового хода, намыв в период половодья, условия навигации текущего года, порядок и время разработки перекатов для данного плеса. Помимо этого, ряд факторов, в частности характер грунтов, слагающих русло реки; остается практически неизменным на протяжении ряда лет и поэтому автоматически учитывается при использовании данных наблюдений за прошлые годы.

Необходимо осветить более детально влияние указанных основных факторов на величину транзитной глубины. Разработка вопроса влияния уровней воды на судоходные глубины была впервые выполнена В. Макаровым [8]. Он статистическим путем обработал данные наблюдений на 73 перекатах р. Волги и пришел к выводу, что для подавляющего числа перекатов (77,8%) дно переката поднимается с подъемом уровня воды. Дальнейшей разработкой этого вопроса занимался ряд исследователей, подробно этот вопрос изложен в работах М. А. Великанова [4], Н. И. Маккавеева [9] и автора [1, 2, 3].

Наиболее полные результаты по этому вопросу получены В. В. Федоровым [10] и автором этой статьи [2, 3]. Кратко эти результаты могут быть сформулированы следующим образом. При постоянных объемах технических работ между статистически осредненными значениями транзитных глубин (В. В. Федоров) или минимальными транзитными глубинами (Н. Б. Барышников) и уровнями воды существует близкая к линейной зависимость вида

$$T = \alpha H + b,$$

где α — угловой коэффициент, определяемый устойчивостью грунтов, слагающих русло, и другими факторами, b — постоянная, зависящая от положения начальной плоскости отсчета.

Значения коэффициентов α для плесов различных рек СССР могут быть проиллюстрированы табл. 1.

Следующий фактор — объемы землечерпательных работ. В настоящее время в связи с интенсивным ростом объемов технических работ влияние этого фактора особенно возросло.

Впервые количественная оценка влияния этого фактора на приращение глубин выполнена автором [2] и может быть представлена в виде логарифмической зависимости типа

$$\Delta T_w = \gamma \lg(\Delta W + 1),$$

где ΔW — приращение объемов землечерпательных работ, γ — постоянная для данного плеса величина, зависящая от размеров плеса, грунтов, ширины судового хода и других характеристик.

Таблица 1

Река	Плес	Значения α по данным	
		Федорова	Барышникова
Кама	пристань Бабка — Тихие Горы	0,78	0,87
Белая	Уфа II — устье	0,79	0,69
Волга	Горький — Нижне-Ураковский	—	0,68
Волга	Нижне-Ураковский — Камское устье	0,62	—
Вятка	устье Кильмез — устье	0,57	0,63
Днепр	устье Припяти — Киев	—	0,46
Днепр	Киев — Черкассы	0,60	0,47
Северная Двина	Котлас — Березник	0,59	0,37

Конкретно влияние объемов землечерпательных работ на глубины по ряду плесов рек СССР может быть проиллюстрировано табл. 2.

Таблица 2

Река	Плес	Приращение объемов землечерпательных работ, тыс. м ³			Приращение мини- мальных глубин, см
		от	до	ΔW	
Кама	устье Чусовой — пристань Бабка	250	1250	1000	50
Кама	Бабка — Тихие Горы	500	1500	1000	50
Белая	Уфа II — устье	200	1000	800	42
Вятка	устье Кильмез — устье	500	2500	2000	30
Северная Двина	устье Вычегды — Березник	1500	5000	3500	44
Волга	Горький — Нижне-Ураковский	1500	5000	3500	31
Днепр	Киев — Черкассы	200	2500	2300	55

Влияние ширины судового хода на величину транзитной глубины в общем виде может быть представлено выражением

$$\Delta T_B = \eta \Delta B,$$

где ΔT_B — изменение транзитной глубины, ΔB — изменение ширины судового хода, η — коэффициент, зависящий главным образом от формы лимитирующих перекатов и изменяющийся от 0,007 до 0,015.

Приведенная зависимость может быть использована в условиях ограниченного изменения ширины судового хода, встречающегося в практике путевых работ. Осредненное значение η может быть принято равным 0,01.

В период подъема половодья происходит интенсивный рост отметок дна на большинстве перекатов. Величина намыва в основном определяется интенсивностью подъема уровней воды и объемом наносов, смытых с бассейна реки в ее русло в период подъема половодья. В то же время в период спада происходит обратный процесс, т. е. размыв перекатов. Величина и интенсивность размыва зависит от характера и интенсивности спада половодья.

Таким образом, влияние гидрологических условий навигации в первую очередь определяется гидрографом стока и погодными условиями в бассейне реки во время навигации. Действительно, в период прохождения интенсивных дождевых паводков в реки сносится большое количество твердых частиц, которые, откладываясь на перекатах, «ухудшают» их, т. е. повышают отметки дна последних. Далее, погодные условия навигаций определяют состояние подстилающей поверхности бассейна реки, а следовательно, и объем твердых частиц, сносимых в реку с ее бассейна. Учет как погодных, так и гидрологических условий текущей навигации при построении кривых дифференцированных глубин, несмотря на огромное значение этого фактора, в настоящее время представляет наибольшую трудность. Это обусловлено отсутствием надежной методики долгосрочного прогноза как элементов погодного, так и гидрологического режимов.

III. Принятая методика расчета кривых дифференцированных глубин р. Иртыша

Для расчета кривой дифференцированных глубин принята методика, разработанная автором совместно с В. В. Федоровым в 1959—1961 гг. на примере рек Волги, Северной Двины, Белой и Камы.

В основу методики принята расчетная зависимость вида

$$T = f(H, W, B, H_{\text{макс}} (Q_{\text{макс}}), n),$$

где $H_{\text{макс}} (Q_{\text{макс}})$ — максимальный уровень (расход) воды в период половодья, n — число дней от даты максимума половодья до даты наступления данной глубины.

Проектирование кривой дифференцированных глубин осуществляется с учетом указанных факторов.

Учет уровней воды производится следующим образом. Вся амплитуда уровней, от минимальных до значений, соответствующих уровням, при которых появляются вывески, разбивается на интервалы. На границах последних выбираются опорные значения уровней. Дальнейший расчет глубин производится уже для этих опорных значений уровней воды. В качестве опорных обязательно принимаются уровни: проектный, минимальный и уровень появления вывесок. Для проектирования кривой дифференцированных глубин, как показывает опыт расчетов по ряду объектов, оказывается вполне достаточным четырех-пяти таких значений опорных уровней, не считая минимального за навигацию.

Учет влияния ширины судового хода производится по расчетной зависимости

$$\Delta T_B = \eta (B_{\text{п}} - B_{\text{ф}}),$$

где η — принято равным 0,01, $B_{\text{п}}$ и $B_{\text{ф}}$ — соответственно плановая и фактическая ширина судового хода.

Учет объемов землечерпательных работ производится на основании плановой интегральной кривой объемов землечерпательных работ. Необходимыми условиями при этом являются сохранение принятой методики путевых работ за прошлые годы и постоянство соотношения между землечерпательными и выправительными работами при сравнительно небольшом удельном весе последних.

Непосредственный учет влияния землечерпательных работ производится по графикам зависимости $T = f(W, n)$, которые строят по данным наблюдений за прошлые годы для каждого из опорных уровней воды (рис. 1).

Учет повышения отметок дна перекатов в период весеннего половодья осуществляется косвенным способом. В качестве такой характеристики принято значение максимального расхода (уровня) воды весеннего половодья. Практически это осуществляется следующим образом. По данным наблюдений за прошлые годы для каждого значения опорного уровня строят графики зависимости $T_B = f(Q_{\text{макс}}, W, n)$ или $T_B = f(H_{\text{макс}}, W, n)$. В поле координат $T_B (Q_{\text{макс}})$ или $T_B (H_{\text{макс}})$ наносят данные наблюдений за прошлые годы. Около точек выписывают значения объемов землечерпательных работ и числа дней от даты максимума до даты наступления расчетного уровня. Затем по точкам с примерно одинаковыми значениями объемов землечерпательных работ и числа дней от даты максимума до даты наступления расчетного уровня проводят прямые зависимости $T_B = f(Q_{\text{макс}})$.

Одна из прямых принимается расчетной для введения поправок к транзитным глубинам с целью приведения их к расчетному значению максимума весеннего половодья.

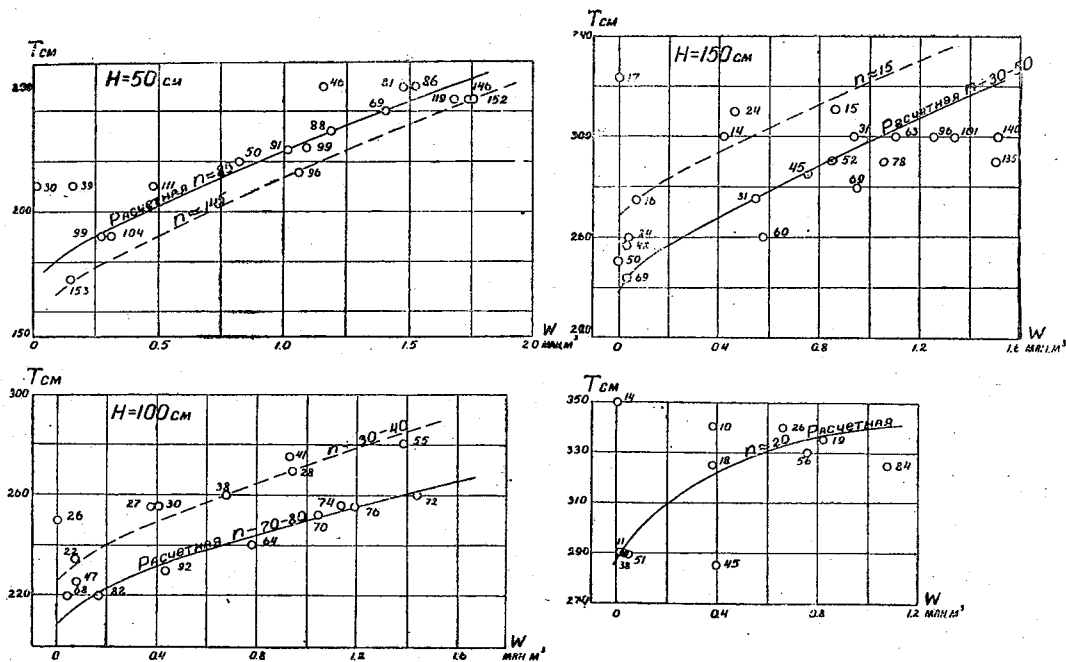


Рис. 1. Графики связи $T=f(W, n)$ для различных значений опорных уровней по водомерному посту Омск р. Иртыш, плес Кировск—Тара.
(около точек значения параметра n)

Влияние намыва в период половодья, выраженное через значение максимального расхода или уровня воды, на транзитную глубину убывает с уменьшением расчетного горизонта воды, а влияние намыва на минимальную транзитную глубину за навигацию, как показали проведенные автором исследования, не обнаружено [2].

Влияние величины максимумов половодья на значение транзитных глубин может быть проиллюстрировано табл. 3.

Таблица 3

Река	Плес	Изменения $Q_{\text{макс}}$ ($H_{\text{макс}}$) за расчетный период			Расчетный уровень, см	Приращение глубин, см
		от тыс. $\text{м}^3/\text{сек}$ (см)	до тыс. $\text{м}^3/\text{сек}$ (см)	среднее		
Северная Двина	устье Вычегды — Березник	7,5	18,2	10,7	325	—32
					250—	
					200	—26
					150—	
Белая	Уфа II — устье	3,27	10,9	7,63	100	0
					300—	—53
					200	—35
					50—	
Кама	Бабка — Тихие Горы	(309)	(749)	(440)	0	—21
					170—50	—42
					—50	—30
						0
Волга	Горький — Нижне-Ураковский	9,7	20,1	10,4	300	—40
					200—	
					75	—30

Как видно из табл. 3, транзитная глубина обратно пропорциональна величине максимального расхода воды. Причем изменения глубин только за счет намыва в период половодья достигают 50 см при высоких значениях горизонтов воды и практически падают до нуля при уровнях, близких к проектному.

Как уже указывалось выше, учет гидрологических и погодных условий навигации наиболее сложен ввиду отсутствия надежных методов их долгосрочных прогнозов.

Также довольно сложно произвести учет влияния таких факторов, как «саморазмыв» дна перекатов в период спада половодья и межени, время разработки перекатов и заносимость прорезей.

Поэтому для учета суммарного влияния перечисленных выше факторов был введен параметр n — число дней от даты максимума половодья до даты наступления расчетного уровня. Этот

параметр, характеризующий влияние, хотя и неполное вышеперечисленных факторов, требует пояснений. Действительно, выбор характеристики, отражающей интенсивность спада половодья, а следовательно, и интенсивность саморазмыва перекаатов, затруднен в условиях спадов, осложненных дождевыми па-

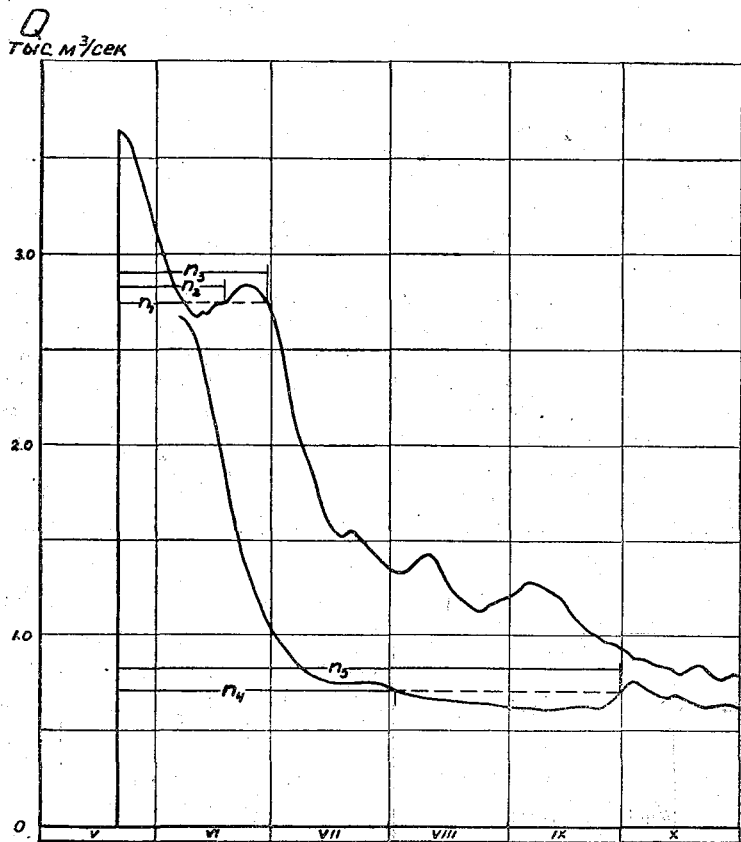


Рис. 2. Гидрографы стока по гидрологической станции Омск р. Иртыш, иллюстрирующие влияние параметра n .

водками. А именно такие спады наиболее часто встречаются на большинстве судоходных рек СССР. В качестве примера можно привести два гидрографа спада на р. Иртыш (рис.2), где выбор расчетной интенсивности спада может быть выполнен либо формально (принять какой-либо расчетный период времени постоянным), либо субъективно. По-видимому, оба эти решения мало приемлемы. Как видно из рис. 2, величина n отражает осредненную интенсивность спада. Действительно, для каждого расчетного уровня воды интенсивность спада половодья тем

меньше, чем больше величина n (см. n_1 , n_2 и n_3). Значительно труднее объяснить влияние величины n на транзитную глубину во втором случае (см. n_4 и n_5), ибо здесь необходимо учитывать два взаимно противоположных фактора — саморазмыв перекаатов и заносимость прорезей. По-видимому, влияние последнего на величину транзитной глубины значительно меньше, чем влияние саморазмыва перекаатов. Это положение также подтверждается проведенными исследованиями и может быть проиллюстрировано рис. 3, где изображена зависимость глубины от значения n [$\Delta T_n = f(n)$]. В то же время величина n может характеризовать заносимость прорезей и время разработки перекаатов лишь приблизительно, по существу являясь осредненной величиной интенсивности спада, ибо заносимость прорезей зависит не от n , а от продолжительности периода между разработкой переката и наступлением расчетного уровня.

Расчеты, проведенные В. В. Федоровым совместно с автором, а также приведенные в настоящей работе, полностью подтверждают возможность использования параметра n для приближенной количественной оценки влияния интенсивности спада половодья, дождевых паводков, заносимости прорезей и времени разработки перекаатов на величину минимальной транзитной глубины (табл. 4). Безусловно, полученные расчетные связи можно экстраполировать на последующие годы лишь при условии сохранения принятой методики производства путевых работ.

Таблица 4

Река	Плес	Расчет- ный уровень, см	В днях			$\Delta T_1 = \Delta T_2 - \Delta T_1$ см
			n_2	n_1	$\Delta n = n_2 - n_1$	
Белая	Уфа II — устье	0	80	180	100	—27
		50	60	160	100	—29
		100	35	135	100	—30
Кама	пристань Бабка — Тихие Горы	—75	50	150	100	—45
		0	30	130	100	—50
		50	10	110	100	—53
Волга	Горький — Нижне-Ура- ковский перекаат	75	50	150	100	—45
		150	30	130	100	—46
		200	20	120	100	—50
Северная Двина	устье р. Вычегды — Бе- резник	100	50	150	100	—21
		150	30	130	100	—35
		200	25	125	100	—39
Иртыш	Кировск — Тара	50	50	150	100	—29
		100	20	120	100	—32
		150	20	120	100	—40

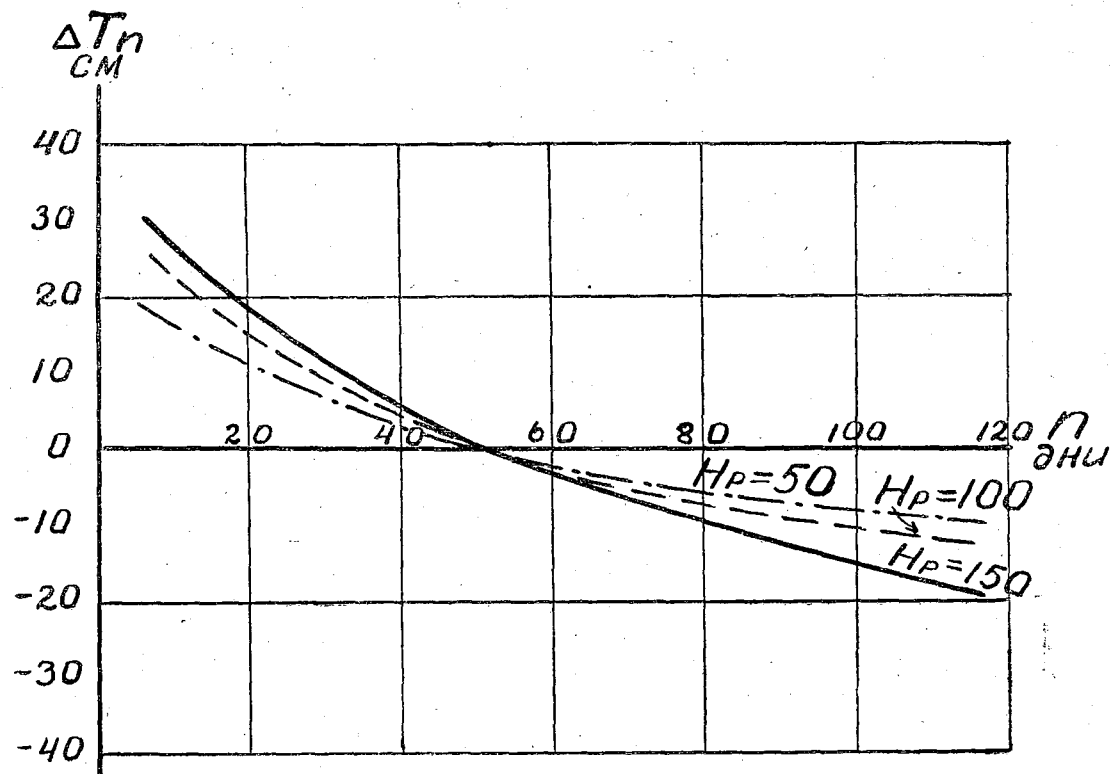


Рис. 3. Графики связи $\Delta T = f(n)$ для различных значений опорных уровней водомерного поста Омск, р. Иртыш, плес Кировск—Тара.

Как видно из табл. 4, влияние параметра n на значение транзитной глубины убывает с уменьшением уровней воды. А при исследовании автором [1] факторов, определяющих величину минимальных за навигацию транзитных глубин, влияние параметра n при принятой методике производства путевых работ не обнаружено. Далее, из анализа зависимости $\Delta T_n = f(n)$ для большинства исследованных рек можно сделать вывод, что при малых значениях n градиент изменения глубин $\frac{\Delta T_n}{n}$ значительно больше, чем при больших значениях n . Это можно объяснить тем, что влияние интенсивности спада половодья на саморазмыв перекатов в начале последнего значительно больше, чем в последующий летне-осенний период.

Учет влияния гидрологических условий навигации осуществляется введением в методику расчета координат кривых дифференцированных глубин типовых графиков спада в виде

$$\frac{Q_i}{Q_{\max}} = f(n).$$

Последние строят по данным наблюдений за прошлые годы. Затем совмещая их, принимают для расчета типовые кривые $\frac{Q_i}{Q_{\max}}$ для лет с высокими, средними и низкими максимумами весеннего половодья. Как правило, типовые кривые проводятся как нижние огибающие фактических кривых спада для каждой группы лет с учетом паводочности летнего периода.

Резюмируя сказанное о данной методике, следует отметить следующее:

1. Построение расчетных графиков вида: $T = f(W)$, $\Delta T = f(Q_{\max})$, $\Delta T_n = f(n)$ и $\frac{Q_i}{Q_{\max}} = f(n)$ выполняется для каждого из расчетных уровней по данным наблюдений за прошлые годы. Особую трудность при этом представляет выявление зависимостей $T = f(W)$ и $\Delta T = f(Q_{\max})$, ибо при многофакторной связи вида $T = f(Q_{\max}, W, n, B)$ выявление влияния каждого из указанных факторов производится графическим способом. Для этого в значения глубин предварительно вводится поправка на ширину судового хода, затем в поле координат $T(Q_{\max})$ наносят данные прошлых лет наблюдений и около каждой точки выписывают значения объемов землечерпательных работ и величины n . Затем проводят графические зависимости $T_B = \alpha Q_{\max} + C$ при примерно одинаковых значениях объемов землечерпательных работ и параметра n . Определяя значения параметра α , получают расчетную зависимость $\Delta T_Q = \alpha Q_{\max} + C_1$:

$$T_B = \alpha Q_{\max} + C$$

$$T_{B_p} = \alpha Q_{\max_p} + C$$

$$\Delta T_Q = \alpha Q_{\max} - \alpha Q_{\max_p} = \alpha Q_{\max} + C_1, \text{ где } C_1 = -\alpha Q_{\max_p}.$$

На основании полученной зависимости рассчитываем и вводим соответствующие поправки к глубинам (ΔT_Q) за счет различия максимумов весеннего половодья. Тем самым учитывается различие величин намыва перекатов в весеннее половодье. Затем по значениям глубин, в которые введены поправки за счет отклонения ширины и максимального расхода весеннего половодья, строят графические зависимости вида $T=f(W, n)$ (рис. 1), где в поле координат $T(W)$ проводят кривые, соответствующие постоянным значениям параметра n . Одну из кривых $T=f(W)$, наиболее освещенную фактическими данными, принимают за расчетную. Вычисляя отклонения ΔT_n фактических данных от полученных по расчетной кривой, считают, что они обусловлены влиянием параметра n . В поле координат $\Delta T_n=f(n)$ разброс точек обусловлен как точностью измерения и вычисления исходных данных, так и влиянием целого ряда второстепенных, неучтенных в методике факторов, которые в отдельных случаях могут иметь решающее значение. В качестве примера можно привести удачно выполненные выправительные работы, резко неустановившийся режим, обусловленный пусковым режимом работы вышерасположенной ГЭС, и другие.

Дополнительно для расчета координат кривой дифференцированных глубин при уровнях ниже проектного рекомендуется строить расчетные зависимости вида $T_{B, \min}=f(W, H_{\min})$ при постоянных значениях ширины судового хода (рис. 4 А) и вспомогательные кривые $\Delta T_{w, \min}=f(W)$ (рис. 4 Б).

Расчет координат кривой дифференцированных глубин рекомендуется производить на основании указанных выше графиков следующим образом. Используя данные о прогнозе величины максимального расхода (уровня) воды, рассчитывают плановую кривую спада для текущей навигации. Для этого выбирают соответствующую прогнозу максимального расхода воды типовую кривую спада $\frac{Q_i}{Q_{\max}}=f(n)$ и, умножая значения ординат на $Q_{\max}$, получают эту кривую в абсолютных координатах. Далее, по кривой $Q(H)$ для опорного поста за прошлый год определяют значения расходов воды, соответствующих значениям расчетных уровней, и по ним определяют значения n с плановой кривой спада. Дальнейший расчет координат кривой рекомендуется начинать с расчета глубины при значении проектного уровня воды. По графикам связи $T=f(W)$ и плановой интегральной кривой объемов определяют значения глубины при проектном уровне. Затем определяют поправки на ширину судового хода в расчетном году, максимальный расход воды и значение n . Если расчетное значение глубины получается равным или большим минимальной гарантированной, то расчет рекомендуется продолжать для остальных опорных горизонтов воды. В противном случае, т. е. когда расчетное значение глубины меньше минимальной гарантированной, необходимо пред-

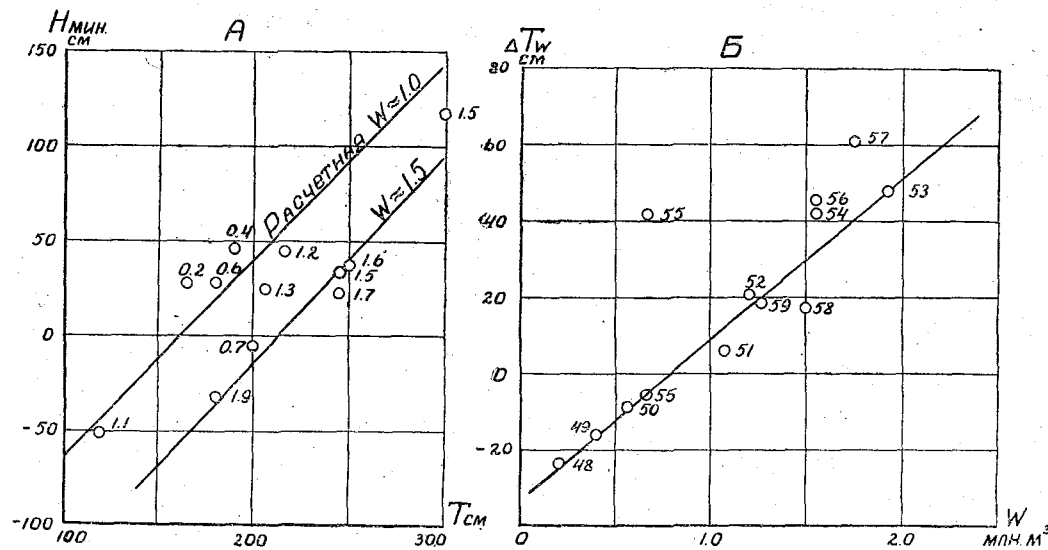


Рис. 4. Расчетные зависимости по плесу Кировск — Тара р. Иртыш.
 А — $T_{\min \text{ в}} = f(H_{\min}, W)$; Б — поправка $\Delta T_{\min \text{ в}}$ за счет изменения объемов землечерпательных работ: $\Delta T_{\min \text{ в}} = f(W)$.

варительно определить объем землечерпательных работ, который при тех же условиях следует выполнить для получения минимальной гарантированной глубины. Это осуществляется по расчетным графикам вида $T=f(W)$ (рис. 1 и 3), но в обратном порядке, т. е. задаются значением гарантированной глубины, вводят в него поправки на n , $Q_{\max}$ и B и затем по графику $T=f(W)$ для проектного уровня определяют значение объема землечерпательных работ, который требуется для обеспечения данной глубины. После выполнения технико-экономических расчетов, описание которых не входит в тему данной работы, а потому и не приводится, приходят к выводу о целесообразности изменения плановой интегральной кривой объемов землечерпания.

Дальнейший расчет осуществляется либо с учетом новой плановой кривой объемов, либо принимается для построения кривой глубин расчетное, меньшее гарантированной, значение глубины при проектном уровне.

После выполнения расчетов для каждого из опорных горизонтов воды, как правило, получают несколько значений глубин, соответствующих различным значениям n . Из этих данных в качестве координат кривой дифференцированных глубин принимают наименьшее значение глубины. Затем по графикам связи $T_{\min}=f(H_{\min}, W)$ и $\Delta T_{\min}=f(W)$ (рис. 4) производится расчет координат кривой ниже проектного уровня воды. За расчетное значение минимального уровня рекомендуется принимать значение, полученное на основании долгосрочного прогноза по методике, принятой для данного бассейна.

Преимуществами данной методики, с нашей точки зрения, являются:

1. Количественный учет объемов землечерпательных работ, основанный на плановой интегральной кривой объемов.
2. Учет намыва перекатов в период подъема половодья и «саморазмыва» в период спада.
3. Учет, хотя и неполный, гидрологических условий навигации, позволяющий широко использовать долгосрочные прогнозы элементов гидрологического режима. В частности, прогноз величин максимального расхода (уровня), минимального навигационного уровня и кривой спада весенне-летнего периода.

IV. Анализ исходных материалов по р. Иртыш

Для разработки расчетных связей и поверочных расчетов использованы следующие исходные материалы по плесу Кировск — Тара р. Иртыша.

1. Сведения о ежедневных минимальных для плеса транзитных глубинах за период 1949—1959 гг. Как известно, точность измерения минимальных глубин судового хода на перекатах зависит от высоты стояния уровней воды. Требуемая точность со-

ставляет ± 5 см. Однако при высоких уровнях воды особенно, когда глубины на перекатах не лимитируют судоходство, точность их измерения будет значительно ниже и может быть принята равной ± 10 см. Таким образом, фактическая точность измерения глубин зависит от уровней воды и изменяется от ± 5 до ± 10 см.

2. Сведения о ежедневных значениях минимальной ширины судового хода на перекатах имелись только за два года (1958 и 1959 гг.), в остальной период наблюдения за этой характеристикой, по-видимому, не производились.

Также в распоряжении автора находились данные о минимальной за период навигации ширине судового хода всего плеса за 1949—1959 гг.

3. Сведения об объемах землечерпательных работ на плесах и перекатах за 1949—1959 гг. Точность измерения объемов извleченного грунта сравнительно невелика, ибо в прошлые годы контроль за этими измерениями осуществлялся слабо. Далее, за используемый период наблюдений количественно и, что особенно важно, качественно изменился состав технического флота на плесе. Это является дополнительным фактором, усложняющим использование сведений об объемах землечерпательных работ для расчета транзитных глубин. Однако учитывая то, что приращение глубин, как показали исследования автора [1—3], при увеличении объемов землечерпательных работ могут быть описаны выражением вида $\Delta T = \gamma \lg(W+1)$, т. е. пропорциональны логарифму объема землечерпания, можно признать, что точность исходных данных является удовлетворительной.

Для построения расчетных зависимостей вида $T = f(W, n)$ (рис. 1) была использована суммарная величина объемов эксплуатационных и капитальных землечерпательных работ на транзите. Это обусловлено тем, что деление работ на капитальные и эксплуатационные является условным и, что самое главное, результаты как эксплуатационных, так и капитальных работ сказываются в этом же году. Влияние капитальных землечерпательных работ текущего года на навигации последующих лет не обнаружено [3].

В результате проведенного анализа использованных материалов были отнесены к нетранзитным капитальные работы по удалению мыса и расемафориванию участка Верхне-Мурзинского переката, выполненные в 1959 г.

4. Сведения об уровнях и расходах воды по гидрологической станции Омск также за период 1949—1959 гг. Точность данных вполне удовлетворительна.

5. Кривые дифференцированных глубин по плесу за период 1949—1959 гг. получены из Иртышского бассейнового управления пути.

V. Построение расчетных зависимостей транзитной глубины по определяющим факторам

Первым этапом работ является выбор характерных горизонтов воды, для которых в дальнейшем и будут построены расчетные связи. В качестве одного из таковых рекомендуется принимать проектный уровень воды. Отметка последнего по Омскому водомерному посту за последние годы наблюдений расчетного периода (1955—1959 гг.) составляет —10 см над нулем графика. Учитывая, что уровень воды достигал проектного или опускался ниже его только в течение двух лет (1951 и 1953 гг.) и для построения расчетных связей при этом уровне недостаточно исходных данных, за низший расчетный горизонт был принят уровень 50 см над нулем графика. Для горизонтов же ниже минимального расчетного, т. е. ниже 50 см, были рекомендованы несколько отличные связи, описание которых будет приведено ниже. Последующие расчетные горизонты выбраны через 50 см амплитуды уровней, соответственно 100, 150 и 200 см. Этих опорных уровней одновременно с возможностью расчета глубин для значений наименьших уровней воды, с нашей точки зрения, вполне достаточно для планирования кривой дифференцированных глубин.

Вторым этапом является выявление расчетных зависимостей вида $T=f(W, Q_{\text{макс}}, n)$. Для этого по данным наблюдений за расчетный период выбираются значения транзитных глубин, соответствующие каждому опорному уровню воды.

По интегральным кривым объемов землечерпательных работ, построенным по суммарным значениям эксплуатационных и капитальных работ, определяют значения последних на дату наступления расчетного уровня. Затем определяют значения параметра n , т. е. число дней от даты максимума до даты наступления расчетного горизонта. Эти исходные данные (табл. 5) положены в основу расчетных зависимостей.

Таблица 5

Год	T см	Дата	W тыс. м ³	n дни	T_w см	$\Delta T_n = T_{\text{ф}} - T_{\text{р кр}}$ см	ΔT_n расч. см	$T_{\text{ф}} - T_{\text{р}}$ см
1949	220	19—22/VIII	165	82	222	—2	—2	0
1950	225	25—26/VII	85	37	215	10	15	—5
	230	20/IX	440	92	232	—3	—4	—1
1951	235	15—16/VI	75	22	214	21	24	—3
1952	240	18—19/VIII	780	61	243	—3	2	—5

Год	T см	Дата	W тыс. м ³	n дни	$T_{\text{в}}$ см	$\Delta T_n = T_{\text{ф}} - T_{\text{р кр}}$ см	ΔT_n расч. см	$T_{\text{ф}} - T_{\text{р}}$ см
1953	260	7—8/VII	680	38	241	19	14	5
1954	270	23/VIII	925	42	248	22	11	11
	255	20/IX	1145	70	254	1	—1	2
	255	25/IX	1190	75	256	—1	—2	1
1955	255	4—5/VII	выпр.	20	210	45	26	19
1956	270	3—4/VIII	935	28	248	22	20	2
	260	14/IX	1420	70	261	0	—1	1
	260	17—18/IX	1440	74	261	—1	—1	0
1957	255	28/VII	380	27	231	24	21	3
	255	31/VII	405	30	233	22	19	3
	260	13/IX	1135	74	255	5	—1	6
1958	—	—	—	—	—	—	—	—
1959	280	24/VIII	1372	95	260	20	—4	24

* В качестве примера приведены исходные данные для построения и оценки расчетных связей при опорном уровне $H=100$ см.

Ввиду того, что сведения о ширине судового хода на перека-тах отсутствовали, в качестве расчетных приняты транзитные глубины без учета изменения ширины судового хода. Исключением являются глубины, соответствующие минимальному уровню, в значения которых введены поправки на ширину судового хода по выражению

$$\Delta T_B = 0,01 (B_{\text{ср}} - B_p).$$

По полученным исходным данным по описанной выше методике были построены расчетные зависимости вида $T=f(W, n)$ (рис. 1) для всех характерных уровней. При этом зависимости глубины от величин максимального расхода (уровня) воды не обнаружено. Это, по-видимому, можно объяснить специфическими гидрологическими условиями р. Иртыша, весеннее половодье на котором растянуто, и максимум половодья, как правило, нечетко выражен. Помимо этого, характерным для режима стока р. Иртыша является наличие заторно-зажорного максимума, образующегося за один-три месяца до прохождения максимума весеннего половодья. Так, за исследуемый период наблюдений заторно-зажорные максимумы наблюдались в тече-

ние четырех лет (1951, 1955, 1956 и 1957 гг.). При таком растянутом половодье, существенно отличном от половодья рек западно-европейского типа, для которого разработана методика расчета кривых дифференцированных глубин, зависимость между максимальным расходом воды и величиной намыва перекатов слабо выражена. Нахождение косвенной характеристики такого намыва в условиях других типов рек является задачей дальнейших разработок.

Одна из полученных кривых вида $T=f(W)$ для каждого из опорных уровней воды при постоянных значениях параметра n , наиболее полно освещенная данными наблюдений, принята за расчетную. Затем, после вычисления отклонений глубин (ΔT_n) от расчетных, были построены зависимости вида $\Delta T_n=f(n)$ (рис. 3). Расчетные кривые проводились как нижние огибающие поля точек зависимости $\Delta T(n)$. Это обусловлено тем, что кривые дифференцированных глубин должны проектироваться для наихудших условий навигации с целью предотвращения срыва глубин.

Помимо указанных, были построены графические зависимости для расчета глубин, соответствующих минимальным уровням воды. С этой целью по данным наблюдений за прошлые годы (табл. 6) была построена зависимость $T_{в, \text{мин}}=f(H_{\text{мин}}, W)$. При этом, как уже указывалось выше, предварительно значения глубин приводились к расчетной ширине.

Таблица 6

Год	$H_{\text{мин}}$ см	$T_{\text{мин}}$ см	$B_{\text{ф}}$ м	$T_{\text{в}}$ см	W тыс. м ³	$T_{H_{\text{мин}}}$ см	$\Delta T_{\text{ф}} = T_{\text{в}} - T_{H_{\text{мин}}}$ см	$\Delta T = T_{\text{ф}} - T_{\text{р}}$
1949	46	185	60	185	391	250	-65	0
1950	28	190	50	180	553	237	-57	0
1951	-51	140	40	120	1070	140	-20	+9
1952	34	225	50	215	1200	243	-28	-4
1953	-32	180	50	170	1930	167	4	+10
1954	25	210	60	210	1260	235	-25	-5
1955	-5	210	50	200	665	202	-2	+47
1956	33	240	65	245	1540	242	3	+6
1957	23	240	65	245	1730	232	13	+8
1958	138	290	70	300	1505	300	0	+5
1959	38	245	65	250	1565	245	5	-9

Затем в поле координат $T_{В\text{ мин}}(H_{\text{мин}})$ при близких значениях объемов землечерпательных работ проводится расчетная кривая $T_{В\text{ мин}} = f(H_{\text{мин}})$ (рис. 4 А). Отклонения данных фактических наблюдений от расчетных обусловлены в основном различием объемов землечерпательных работ. Поэтому для количественного учета влияния последних на минимальную транзитную глубину была построена зависимость вида $\Delta T_{В\text{ мин}} = f(W)$ (рис. 4 Б).

Последующим этапом расчета явилась типизация кривых спада, которые были построены в относительных координатах

$$\frac{Q_i}{Q_{\text{макс}}} = f(n)$$

и подразделены на группы лет с высоким, средним и низким максимумом половодья за период наблюдений, а именно:

- а) для $Q_{\text{макс}} \gg 3500 \text{ м}^3/\text{сек.}$,
- б) для $3500 > Q_{\text{макс}} > 2500 \text{ м}^3/\text{сек.}$,
- в) для $Q_{\text{макс}} \leq 2500 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Расчетная типовая кривая спада для каждой группы лет выбиралась как нижняя огибающая фактических кривых спада с учетом паводочности меженного периода.

По расчетным графикам были получены следующие результаты (табл. 7).

Таблица 7

Абсолютная величина отклонений ΔT , см	Количество отклонений	
	абсолютное	в %
0—5	52	61,2
6—10	18	21,2
11—15	3	3,5
15	12	14,1
Всего:	85	100

Как видно из табл. 7, 82,4% отклонений величин от расчетных связей находится в пределах $\pm 10 \text{ см}$, т. е. в пределах точности наблюдений. Из остальных 15 отклонений (17,5%) 7 приходятся на 1955 и 1959 гг. При этом значения фактических глубин существенно больше расчетных величин, что может быть объяснено резким увеличением объемов выправительных работ в эти годы по сравнению с другими годами расчетного периода.

Далее, по расчетным графикам и типовым кривым спада были рассчитаны координаты кривых дифференцированных глубин (табл. 8).

Таблица 8

**Контрольный расчет координат кривой
дифференцированных глубин**

Год	$Q_{\text{макс}}$ м³/сек	H см	Q_i м³/сек	$\frac{Q_i}{Q_{\text{макс}}}$	n дни	W тыс. м³	T_w см	ΔT_n см	T см	$T_{\text{кр}}$ см
1949	3600	50	725	0,201	97	260	190	0	190	190
					106	325	192	—2	190	
					78	142	220	—1	219	219
		100	960	0,272	121	375	229	—6	223	
					125	385	230	—6	224	
					150	1230	0,352	67	90	249
		200	1520	0,435	61	65	296	—9	287	287
		49	720	0,200	97	260	—69	252	183	183
1950	3310	50	770	0,232	98	455	195	0	195	
					109	480	196	—3	193	
					125	525	197	—6	191	191
		100	1040	0,308	36	80	215	15	230	
					54	252	226	5	231	
					68	330	229	0	229	
					86	405	231	—3	228	228
		150	1310	0,395	24	10	238	15	253	253
					72	340	263	—7	256	
					74	355	264	—8	256	
		200	1580	0,457	21	0	289	3	292	292
		34	695	0,210	106	470	—60	242	182	182
		1951	2050	150	750	0,368	51	340	192	17
96	755						206	0	206	
115	855						210	—4	206	206
100	1020			0,498	32	160	220	18	238	238
150	1300			0,634	16	72	248	22	270	270
200	1640	0,800	10	70	288	8	296	296		

Год	$Q_{\text{макс}}$ м/сек ³	H см	Q_i м ³ /сек	$\frac{Q_i}{Q_{\text{макс}}}$	n дни	W тыс. м ³	T_w см	ΔT_n см	T см	$T_{\text{кр}}$ см
1952	3200	—23	442	0,21	140	830	—42	179	137	137
		50	730	0,228	100	975	215	0	215	215
					108	1030	218	—3	215	
					126	1150	223	—7	216	
		100	1010	0,316	35	385	230	16	246	243
					69	750	243	0	243	
					84	865	246	—3	243	
					113	1065	252	—5	247	
					118	1095	253	—6	247	
		150	1310	0,410	22	330	263	17	280	280
		200	1620	0,506	18	310	316	5	321	321
		37	672	0,21	106	1018	—32	244	212	212
1953	2260	50	804	0,356	52	830	209	17	226	226
					95	1370	233	1	234	
					116	1650	247	—5	242	
		100	1050	0,465	38	650	240	14	254	254
		150	1330	0,588	18	370	265	20	285	285
		200	1700	0,752	11	290	315	8	323	323
		—27	475	0,21	140	1910	14	174	188	188
		50	797	0,248	96	1210	226	1	227	225
					110	1260	228	—3	225	
		100	1080	0,335	31	840	245	28	283	252
1954	3220				69	1040	252	0	252	
					80	1180	256	—2	254	
					114	1260	258	—6	252	
		150	1410	0,438	21	815	295	18	313	313

Год	$Q_{\text{макс}}$ м³/сек	H см	Q_i м³/сек	$\frac{Q_i}{Q_{\text{макс}}}$	n дни	W тыс.м³	T_w см	ΔT_n см	T см	$T_{\text{кр}}$ см
1954		200	1760	0,546	17	790	346	5	351	351
		15	676	0,21	106	1240	-21	225	204	204
1955	2670	50	771	0,289	40	25	185	29	214	198
			771	0,289	50	110	187	18	205	
			771	0,289	67	265	190	11	201	
			771	0,289	89	500	196	3	199	
			771	0,289	112	660	202	-4	198	
		100	1000	0,374	26	0	209	21	230	227
					71	295	228	-1	227	
					76	350	230	-2	228	
		150	1280	0,480	19	0	235	20	255	255
		200	1514	0,566	16	0	289	5	294	294
		-7	561	0,210	106	650	-50	200	150	150
1956	2130	50	912	0,428	42	1110	221	21	242	238
					105	1500	240	-2	238	
		100	1160	0,545	19	875	277	27	304	304
		150	1410	0,662	15	850	290	24	314	
		200	1700	0,797	10	835	336	8	344	344
		-19	448	0,21	140	1530	-6	184	178	178
1957	2610	50	847	0,325	32	620	200	26	226	226
					69	1220	226	11	237	
					82	1500	240	6	246	
					113	1740	252	-4	248	
					117	1740	252	-5	247	
		100	1150	0,441	21	495	235	25	260	260
		150	1440	0,552	17	455	268	21	290	290

Год	$Q_{\text{макс}}$ м³/сек	H см	Q_i м³/сек	$\frac{Q_i}{Q_{\text{макс}}}$	n дни	W тыс. м³	T_w см	ΔT_n см	T см	$T_{\text{кр}}$ см
1958	4860	200	1750	0,671	13	415	322	7	329	329
		0	579	0,21	106	1730	4	210	214	214
		50	820	0,168	—	—	—	—	—	—
		100	1050	0,216	93	1215	257	—3	254	254
					112	1450	261	—5	256	
		150	1370	0,282	76	980	296	—9	287	287
					136	1540	320	—24	296	
		200	1700	0,350	67	885	337	—11	326	326
1959	3640	74	973	0,200	97	1285	—19	268	249	249
		50	832	0,227	90	1200	225	3	228	228
					113	1400	235	—4	231	
		100	1100	0,302	72	995	250	—1	249	249
		150	1380	0,380	65	890	292	—4	288	288
		200	1650	0,454	50	705	333	—6	327	327
		28	728	0,200	97	1330	—16	237	221	221

Как видно из табл. 8, при расчетах получается несколько значений глубин для одного и того же опорного уровня. Ограничиваясь рамками кривых дифференцированных глубин, целесообразно для их построения принимать наименьшее из расчетных значений глубины, тем самым существенно снижая возможность «срыва» глубин в течение навигации. В то же самое время данная методика позволяет производить расчет глубин не только для проектирования одной кривой дифференцированных глубин, но и проектировать серию таких кривых для различных периодов навигации, а также планировать отвлечение судов технического флота на внутранзитные работы.

Выводы

1. Принятая в настоящее время система «борьбы за глубины», основанная на кривой дифференцированных глубин, проектируемой по способу Н. А. Доманевского и Л. И. Кустова, сдерживает внедрение гидрологических и метеорологических прогнозов и недоучитывает ряд важных факторов (намыв перекатов в половодье, субъективный учет объемов землечерпательных работ и др.).

2. Разработанная В. В. Федоровым совместно с автором методика проектирования кривой дифференцированных глубин является более прогрессивной по сравнению с существующей, ибо исключает ряд ее недостатков.

3. В предлагаемой методике представляется возможным количественный учет объемов землечерпательных работ, основанный на плановой интегральной кривой объемов.

4. В методике предусматривается широкое использование долгосрочных прогнозов гидрологического режима и тем самым, в свою очередь, стимулируется развитие последних.

5. Проведенные разработки, являющиеся продолжением работ Л. И. Кустова и Н. А. Доманевского, указывают на необходимость их продолжения. Дальнейшими путями исследования являются: распространение данной методики на различные типы рек, получение рекомендаций по учету времени разработки перекатов и намыва в период половодья для западно-сибирского и других типов рек.

ЛИТЕРАТУРА

1. Барышников Н. Б. Расчет минимальных транзитных глубин на судоходных реках. Труды ГГИ, вып. 69, 1960.
2. Барышников Н. Б. Прогнозы минимального навигационного стока и минимальных транзитных глубин на судоходных реках. Труды ЛГМИ, вып. 7, 1958.
3. Барышников Н. Б. Прогнозы минимального навигационного стока и минимальных транзитных глубин на судоходных реках. ЛИИВТ, Л., 1958 (автореферат).
4. Великанов М. А. Русская русловая гидротехника и ее роль в развитии учения о реках. Изд. АН СССР, М., 1948.
5. Доманевский Н. А. Эффективность дноуглубительных работ. Речиздат, М., 1947.
6. Клейбер В. Г. Предсказания колебания уровня воды и глубин на перекатах р. Волги. Труды III съезда русских деятелей по водным путям. СПб, 1896.
7. Кустов Л. И. Развитие путевых работ на Волге. Речиздат, М., 1947.
8. Макаров В. О периодическом повышении и понижении дна перекатов р. Волги в зависимости от стояния меженного горизонта воды. Казань, 1892.
9. Маккавеев Н. И. Русло реки и эрозия в ее бассейне. Изд. АН СССР, М., 1955.
10. Федоров В. В. О построении и практическом использовании кривых зависимости транзитных глубин от уровней воды. Труды Акад. речного транспорта, вып. 1, 1952.
11. Чекренев А. И. Водные пути. Водтрансиздат, М.—Л., 1953.

АНАЛИЗ ПАВОДОЧНЫХ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ РЕК ДАЛЬНЕГО ВОСТОКА

Расчетная скорость течения или добегания паводочного стока является наиболее важным параметром большинства формул и методов расчета и прогноза максимальных расходов и гидрографов паводков. От ее величины зависят расчетное значение времени добегания, расчетная продолжительность и интенсивность дождя или водоотдачи, общая продолжительность паводка.

В рекомендациях к формулам определения расчетных скоростей нетрудно видеть принципиальные расхождения в толковании физического смысла и назначения этого параметра. Справедливо будет сказать, что расчетная скорость добегания часто превращается в условный параметр формул максимального стока и по своей величине и сущности не отвечает истинному значению этой важной характеристики процесса формирования паводков. Кроме того, многие методы определения расчетной скорости не предусматривают корректирования ее значения данными непосредственных наблюдений.

При расчетах максимальных расходов и гидрографов паводков обычно используются три различные характеристики скоростей — максимальные скорости течения, отвечающие фазе максимальных расходов, максимальные скорости продвижения волны паводков и средние скорости течения за время паводка или за время его подъема. Эти скорости осредняются по длине водотока.

Очевидно, что первая характеристика скорости не отражает процесса формирования паводков и максимальных расходов. Вторая, максимальная скорость продвижения волны паводка, может быть использована лишь для прогноза добегания пика паводка на малоприточных участках.

Из общей теории паводков и генетического метода их расчета [7] и расчета гидрографов с учетом переменных скоростей за время паводков [2, 8] видно, что в процессе формирования и продвижения паводков по русловой сети частные расходы (объемы), образовавшиеся на различных частях бассейна от различных порций осадков или водоотдачи и представляющие в сумме максимальные расходы воды, фиксируемые в створе, поступают к этому створу с различными скоростями на раз-

личных участках своего пути, от минимальной скорости в верхней части русловой сети до максимальной в замыкающем створе. Даже на бесприточных участках в случае установившегося, а тем более неустановившегося движения имеет место неодновременность добегания к нижнему створу объемов воды, составляющих расход в верхнем створе.

Различная скорость продвижения частных объемов от стока к створу обусловлена неравенством скоростей в поперечном сечении потока, что иллюстрируется распределением скоростей по сечению или в простейшем виде эпюрой единичного расхода. Этими особенностями распределения скоростей в потоке и неодновременностью добегания отдельных объемов воды объясняется трансформация паводков [6].

Вопрос учета изменения скоростей течения во времени и в пространстве бассейна при расчетах паводков исследован слабо. Для этого нет достаточных экспериментальных данных. Средние скорости за время всего паводка или его подъема исходят из рассмотрения скоростную структуру потока, которая определяет условия неустановившегося движения, и делает расчетную схему грубой. Но полученная таким путем расчетная скорость все же служит более объективной характеристикой паводка и в лучшей мере отражает условия формирования максимального расхода.

Средняя скорость течения или подачи воды к створу за время всего паводка v_0 или его подъема $v_{оп}$ может быть получена по данным наблюдений, как отношение длины водотока L к продолжительности паводка T или его подъема T_n [7], а также по годографу скоростей [2]. Отношения средней скорости к максимальной, отвечающей фазе максимального расхода, $\frac{v_0}{V_{\max}}$ или для подъема $\frac{v_{оп}}{V_{\max}}$ достаточно устойчивы и могут использоваться в расчетах для неизученных водотоков. В этом случае $V_{\max}$ устанавливается по морфометрическим характеристикам, отвечающим горизонту высоких вод.

Ниже приводятся результаты исследования скоростей течений дождевых паводков, их изменения во времени и по длине рек. Установлены отношения средних скоростей за время подъема паводка к максимальным их значениям и рассмотрены скорости паводочных волн по материалам сетевых гидрологических наблюдений на реках Дальнего Востока, с разработкой некоторых рекомендаций по определению расчетных скоростей.

С этой целью рассмотрены паводки, максимальные расходы которых превышали удвоенное значение нормы стока. Количество таких паводков в среднем за год составляет три-четыре на больших реках и шесть-семь на малых; в отдельные годы число их достигает восьми-десяти. Из них выбраны хорошо выраженные одномодальные паводки с максимальными расхо-

дами воды, в 5—50 раз превышающими предпаводочные расходы, которые являются характерными по максимальным расходам и повторяемости. Построено 63 совмещенных графика хода расходов и скоростей течения за время таких паводков в 40 створах наблюдений на 21 реке с различными морфометрическими характеристиками. За единицу измерения времени приняты сутки.¹

Исходными материалами для построения гидрографов послужили ежедневные и измеренные расходы воды. При построении годографов (графиков скоростей) использованы графические зависимости $Q=f(H)$ и $V=f(H)$, установленные по данным измерений расходов и скоростей. В случае неустойчивых зависимостей $Q=f(H)$ и $V=f(H)$ использовались графические связи $V=\psi(Q)$.

Анализ совмещенных графиков расходов воды и скоростей течения показал, что в случаях, когда паводки проходят в пределах основного русла, скорости течения за время паводков изменяются соответственно изменению расходов и повторяют их ход.

При выходе паводков на пойму наблюдается тенденция уменьшения градиента скорости при увеличении градиента расхода и при широких поймах вплоть до уменьшения скорости. В этих случаях максимальным расходам соответствуют скорости, несколько меньшие, чем до выхода паводка на широкую пойму, и на графике скоростей отмечается вогнутость. Годографы больших рек более полные, чем малых. Достаточно близки между собою по форме и соответственным скоростям годографы одного и того же паводка, проходящего в разных створах одной и той же реки.

Значительно колеблются максимальные скорости в одних и тех же створах при разных паводках, но все же они несравнимо более устойчивы, чем максимальные расходы. Так, например, при приращении максимального расхода одного паводка относительно другого больше чем на 100% на р. Зее — Зейские Ворота максимальная скорость увеличилась на 46%. На р. Амуре — Черняево, когда разница в максимальных расходах двух паводков составляет около 60%, разница в максимальных скоростях всего лишь 13%.

Из табл. 1, 2, 3 видно, что максимальные скорости течения одних и тех же паводков достаточно устойчивы по длине реки и в разных створах наблюдений мало отличаются друг от друга. Исключением являются створы на беспойменных участках или на участках с широкой поймой. На реках Амуре и Зее наблюдается общая тенденция уменьшения максимальных скоростей течения по длине: при меньших паводках она меньше, чем при больших. На реках Шилке и Бурее максимальные ско-

¹ Расчеты выполнены студентом А. В. Каюровым под руководством автора.

рости одних и тех же паводков в разных створах практически одинаковы.

Средние скорости течения за время подъема паводков, вычисленные по ветви подъема гидрографов, еще более устойчивы по длине рек, чем максимальные. Если, например, максимальные скорости за время паводка 1953 г. на р. Зее в четырех створах наблюдений колеблются в пределах 2,26—3,35 м/сек, то средние скорости за время подъема этого же паводка в тех же створах изменяются от 1,58 до 1,79 м/сек.

Отношения средних скоростей течения за время подъема паводков к максимальным их значениям вычислены без срезки и со срезкой предпаводочных скоростей (табл. 1). Эти отношения зависят от величины предпаводочных скоростей и максимальных расходов паводков. При малых предпаводочных скоростях и больших максимальных расходах и скоростях оно меньше, чем при больших предпаводочных скоростях. Некоторую роль здесь играет форма гидрографов расходов и гидрографов скоростей и конфигурация поперечных профилей в створах наблюдений.

Отношения средних скоростей за время подъема паводков к максимальным их значениям, вычисленные без срезки предпаводочных скоростей, $\frac{V_{\text{оп}}}{V_{\text{макс}}}$ равны 0,60—0,88 в 50 случаях из 63 (79%) и 0,33—0,60 лишь в 13 случаях (21%).

Для одних и тех же паводков, фиксируемых в разных створах на одной и той же реке, оно еще более устойчиво и на р. Амуре изменяется в пределах 0,77—0,87 и 0,53—0,88, на р. Зее 0,65—0,78 и 0,50—0,70, на р. Шилке 0,70—0,84 и на р. Буре 0,54—0,57.

Среднее значение этого отношения, полученное по 36 паводкам в различных створах рек Амура, Зеи и Шилки, составляет 0,73. В 27 створах на других реках, в том числе и достаточно малых, оно также равно 0,73.

При срезке предпаводочных скоростей отношение средних скоростей течения за время подъема паводков к их максимальным значениям $\frac{v'_{\text{оп}}}{v_{\text{макс}}}$ меньше по своей величине и относительно менее устойчиво по створам и паводкам. Например, для выдающегося паводка 1958 г. на р. Амуре в пяти створах наблюдений это отношение без срезки предпаводочных скоростей, которые были равными 1,15—1,70 м/сек, составляет 0,68—0,85, в то время как при срезке предпаводочных скоростей оно колеблется от 0,33 до 0,68. На р. Зее за время большого паводка 1953 г. они соответственно равны 0,50—0,70 и 0,40—0,60, на р. Буре 0,54—0,57 и 0,31—0,35. В 35 случаях из 63 паводков (56%) это отношение со срезкой предпаводочных скоростей равно 0,50—0,75, в 22 случаях (35%) — 0,30—0,50 и в 6 случаях (9%) — 0,22—0,30.

Таблица 1

Значения максимальных и средних скоростей течения
за время подъема паводка и их соотношения в створах наблюдений

Река	Пункт	$Q_{\text{макс}}$ м ³ /сек	$V_{\text{макс}}$ м/сек	$V_{\text{нач}}$ подъема м/сек	$V_{\text{оп}}$ подъема м/сек	$\frac{V_{\text{оп}}}{V_{\text{макс}}}$	$\frac{V_{\text{оп}}}{V_{\text{макс}}}$
Амур	Покровка	19 800	3,05	1,60	2,58	0,85	0,68
Амур	Черняево	22 000	3,0	1,25	2,23	0,74	0,56
Амур	Кумара	22 500	2,70	1,40	1,83	0,68	0,33
Амур	Гродеково	29 600	2,07	1,15	1,59	0,77	0,48
Амур	Помпеевка	31 900	2,85	1,70	2,25	0,79	0,48
Зея	Зейские Ворота	12 700	3,35	0,52	1,66	0,50	0,40
Зея	Юбилейный	13 400	2,86	0,42	1,79	0,63	0,56
Зея	Граматуха	15 390	2,26	0,67	1,58	0,70	0,57
Зея	Малая Сазанка	19 100	2,36	0,52	1,63	0,69	0,60
Амур	Покровка	11 700	2,35	0,70	1,24	0,53	0,33
Амур	Черняево	14 100	2,65	0,85	1,48	0,56	0,35
Амур	Кумара	15 200	2,30	1,25	1,69	0,73	0,42
Амур	Гродеково	20 900	1,90	1,0	1,25	0,66	0,28
Амур	Помпеевка	21 500	2,40	1,26	2,10	0,88	0,74
Зея	Зейские Ворота	5030	2,10	0,40	1,15	0,55	0,44
Зея	Юбилейный	5100	1,76	0,32	1,12	0,64	0,58
Зея	Граматуха	5800	1,60	0,66	1,06	0,66	0,43
Зея	Малая Сазанка	7720	1,45	0,45	1,05	0,71	0,58
Амур	Покровка	9860	2,65	1,75	2,30	0,87	0,61
Амур	Черняево	13 000	2,55	1,42	1,97	0,77	0,51
Амур	Кумара	15 500	2,37	1,45	1,85	0,79	0,43
Амур	Гродеково	17 000	1,65	0,96	1,32	0,80	0,52
Амур	Покровка	9320	2,50	1,40	1,75	0,70	0,32
Амур	Черняево	12 200	2,50	1,00	1,85	0,74	0,57
Амур	Кумара	12 800	2,2	1,46	1,88	0,85	0,57
Амур	Гродеково	19 000	1,76	1,10	1,50	0,85	0,60
Зея	Зейские Ворота	6130	2,30	0,60	1,55	0,65	0,56
Зея	Юбилейный	6900	2,10	0,66	1,52	0,72	0,60
Зея	Граматуха	7700	1,80	0,74	1,32	0,73	0,55
Зея	Малая Сазанка	8650	1,54	0,64	1,20	0,78	0,62
Шилка	Усть-Онон	1385	1,70	0,68	1,28	0,81	0,59
Шилка	Сретенск	1460	1,50	0,75	1,15	0,73	0,53
Шилка	Часовая	1530	1,50	1,00	1,25	0,83	0,50

Река	Пункт	$Q_{\text{макс}}$ м ³ /сек	$V_{\text{макс}}$ м/сек	$V_{\text{нач}}$ подъема м/сек	$V_{\text{оп}}$ подъема м/сек	$\frac{V_{\text{оп}}}{V_{\text{макс}}}$	$\frac{V_{\text{оп}}}{V_{\text{макс}}}$
Зeya	Бомнак	4900	2,40	0,70	1,82	0,76	0,66
Зeya	Зейские Ворота	10 650	3,00	0,70	1,91	0,64	0,53
Зeya	Малая Сазанка	11 000	1,80	0,83	1,46	0,81	0,65
Бурeya	Усть-Ниман	2360	1,97	0,60	1,08	0,55	0,35
Бурeya	Гоголевский Ключ	3750	2,28	0,78	1,31	0,57	0,35
Бурeya	Каменка	5750	2,10	0,70	1,14	0,54	0,31
Ниман	в 12 км от устья	1730	1,94	0,60	1,08	0,55	0,35
Долдыкан	Каменный Карьер	10	0,58	0,08	0,19	0,33	0,22
Ивановка	Ивановка	3,5	0,56	0,04	0,20	0,36	0,31
Улахэ	Березняки	145	1,38	0,52	0,76	0,55	0,28
Улахэ	Бреевка	179	1,89	0,68	1,33	0,70	0,54
Улахэ	Кокшаровка	375	1,30	0,60	1,05	0,81	0,65
Лефу	Лефинка	185	1,75	0,06	0,92	0,81	0,65
Сандо-Вак	Вангоу Поляна	111	1,30	0,88	1,0	0,74	0,29
Сандо-Вак	Ясная Поляна	210	1,72	0,80	1,30	0,76	0,55
Туюн	в 3 км от устья	785	1,76	0,45	1,20	0,68	0,57
Куэнга	Верхняя Куэнга	356	1,92	0,58	1,43	0,75	0,63
Куэнга	Чернышево	1020	1,90	0,38	1,20	0,63	0,52
Ток	пр-к Николаев- ский	450	1,46	0,65	1,23	0,84	0,72
Иман	Сидатун	295	1,69	1,0	1,28	0,76	0,41
Деп	Рычково	1000	1,85	0,60	1,16	0,63	0,45
Деп	пос. Угольный	1200	2,50	0,76	1,60	0,64	0,54
Тырма	Аланап	580	1,80	0,60	1,25	0,70	0,54
Тырма	в 12 км от устья	860	1,92	0,78	1,20	0,63	0,37
Нерча	Кыкер	1380	1,60	1,0	1,18	0,74	0,30
Нерча	Нерчинск	1650	1,57	0,24	0,82	0,52	0,44
Уркан	Заречное	1250	1,85	0,60	1,30	0,70	0,56
Брянта	Брянта	2320	1,45	0,36	1,18	0,82	0,75
Гилюй	у перевоза	1470	2,02	0,47	1,34	0,66	0,56
Бикин	Звеньевая	1400	1,31	0,79	0,99	0,76	0,39

Среднее значение этого отношения для больших рек составляет 0,52, для средних и малых — 0,37. Очевидно, оно зависит от степени распластанности паводков, которая больше на крупных реках, чем на малых, интенсивности нарастания паводка и расположения зоны концентрации или формирования основной части паводков, размера паводков и предпаводочных скоростей течения.

Материалы наблюдений позволили также исследовать скорости движения волны паводков и сопоставить их со скоростями течения, фиксируемыми в гидрометрических створах. С этой целью на крупных реках, Амуре, Зее и Шилке, выбраны 11 участков, ограниченных створами наблюдений.

Кроме одного случая, приточность на этих участках не превышает 50% транзитного расхода. Длина участков или расстояния между верхними и нижними створами составляет 122—441 км. Более короткие участки для этих исследований непригодны, так как использовались только среднесуточные расходы и уровни воды и за единицу измерения времени приняты сутки. На длинных же участках может существенно изменяться форма паводочной волны, что также приведет к снижению точности расчета скорости.

Скорость движения волны паводка на участке v_v установлена как отношение расстояния между смежными створами наблюдений ко времени добегания пика паводка от верхнего створа к нижнему. Время добегания пика паводков определялось по совмещенным графикам расходов или уровней как разность сроков прохождения соответственных максимумов в нижнем и верхнем створах.

Средняя скорость течения, соответствующая фазе максимума паводка на участке $v_{0 \text{ макс}}$, определялась как полусумма средних по сечению скоростей течения в верхнем и нижнем створах, отвечающих максимальным расходам соответствующих паводков.

Отдельно рассмотрены паводки без выхода воды на поймы (11 случаев) и паводки более редкой повторяемости, которые проходили при затоплении поймы (15 случаев) (табл. 2, 3).

В первом случае отношение скорости волны паводка v_v к среднему значению максимальных скоростей течения $v_{0 \text{ макс}}$ на участках колеблется в пределах 0,35—1,40. Среднее значение $\frac{v_v}{v_{0 \text{ макс}}}$ для 11 паводков составляет 0,70. В девяти случаях $\frac{v_v}{v_{0 \text{ макс}}} < 1,0$ и составляет 0,35—0,73. В двух случаях на р. Зее на участках Юбилейный — Граматуха и Юбилейный — Малая Сазанка оно более единицы и составляет 1,29—1,40. Это относительно высокое значение $\frac{v_v}{v_{0 \text{ макс}}}$ в некоторой мере можно объяснить большой единицей измерения времени, так как для

того же паводка на участке Граматуха — Малая Сазанка оно равно 0,56, а на этих двух участках Юбилейный — Малая Сазанка — 0,82. На р. Амуре отношение $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$ в целом меньше, чем на р. Зее. В среднем по всей реке эти отношения примерно такие же, как и на участках.

Таблица 2

Характеристики максимальных скоростей течения и добегания волны паводка без выхода потока на пойму

Река	Пункт	Год	$Q_{\text{макс}}$ м ³ /сек	$V_{\text{макс}}$ м/сек	L км	τ сутки	$V_B = \frac{L}{\tau}$ м/сек	$V_{0 \text{ макс}} = \frac{V_1 + V_2}{2}$ м ² /сек	$\frac{V_B}{V_{0 \text{ макс}}}$
Амур	Покровка	1936	9320	2,50	441	4	1,28	2,50	0,51
	Черняево		12 200	2,50	223	2	1,29	2,35	0,55
	Кумара		12 800	2,20	248	3	0,96	1,98	0,48
	Гродеково		19 000	1,76					
Амур	Покровка	1933	9860	2,65	441	4	1,28	2,60	0,49
	Черняево		13 000	2,55	223	3	0,86	2,46	0,35
	Кумара		15 500	2,37	248	2	1,44	2,01	0,72
	Гродеково		17 000	1,65					
Зейя	Зейские Ворота	1950	5030	2,10	122	1	1,41	1,93	0,73
	Юбилейный		5100	1,76	387	2	2,24	1,60	1,40
	Малая Сазанка		7720	1,45					
Зейя	Зейские Ворота	1946	6130	2,30	122	1	1,41	2,20	0,64
	Юбилейный		6900	2,10	227	1	2,52	1,95	1,29
	Граматуха		7700	1,80	160	2	0,93	1,67	0,56
	Малая Сазанка		8650	1,54					

Для более высоких паводков, когда при их прохождении заливаются поймы, значение $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$ еще ниже и в среднем для 15 паводков составляет 0,59 (табл. 3). В трех случаях, на р. Шилке (два случая) и на р. Зее (один случай), оно немногим больше единицы (1,03—1,14), в 12 случаях $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}} < 1,0$ и

колеблется в пределах 0,23—0,68. В этом же случае на р. Амуре они, как правило, выше, чем на р. Зее.

Таблица 3

Характеристики максимальных скоростей течения
и добегания волны паводка при выходе потока на пойму

Река	Пункт	Год	$Q_{\text{макс}}$ м ³ /сек	$V_{\text{макс}}$ м/сек	L км	τ сутки	$V_B = \frac{L}{\tau}$ м/сек	$\frac{V_1 + V_2}{2}$ $V_0 \text{ макс}$ м/сек	$\frac{V_B}{V_0 \text{ макс}}$
Амур	Покровка	1958	19 800	3,05	441	3	1,70	3,02	0,56
	Черняево		22 000	3,00	223	2	1,29	2,85	0,45
	Кумара		22 500	2,70	248	3	0,96	2,33	0,42
	Гродеково		29 600	2,07	482	9	0,62	2,46	0,25
	Помпеевка		31 900	2,85					
Амур	Покровка	1956	11 700	2,35	441	3	1,70	2,50	0,68
	Черняево		14 100	2,65	223	2	1,29	2,47	0,52
	Кумара		15 200	2,30	248	2	1,44	2,10	0,68
	Гродеково		20 900	1,90	482	5	1,12	2,15	0,52
	Помпеевка		21 500	2,40					
Зей	Зейские Ворота	1953	12 700	3,35	122	2	0,71	3,10	0,23
	Юбилейный		13 400	2,86	227	2	1,31	2,56	0,51
	Грамахуха		15 390	2,26	160	2	0,93	2,31	0,40
	Малая Сазанка		19 100	2,36					
Зей	Бомнак	1956	4900	2,40	301	4	0,87	2,70	0,32
	Зейские Ворота		10 650	3,0	509	4	1,53	2,40	0,64
	Малая Сазанка		11 000	1,80					
Шилка	Усть-Онон	1955	1385	1,70					
	Сретенск		1460	1,50	1,58	1	1,83	1,60	1,14
	Часовая		1530	1,50	1,45	1	1,68	1,50	1,12

Данные табл. 2, 3 показывают, что скорости прохождения волны паводков так же, как максимальные скорости течения на этих же больших реках, уменьшаются вниз по течению, но с большей тенденцией.

Надежность полученных соотношений снижается рядом причин, которые можно исключить при постановке специальных исследований данного вопроса. К ним относится встречающаяся неопределенность в выборе максимальных соответственных расходов или уровней в смежных створах, что при большой единице времени приводит к значительным колебаниям $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$ на отдельных участках одной и той же реки.

Известно, что скорость паводочной волны выражается равенством $v_B = v_{0 \text{ макс}} + \omega \frac{dv}{d\omega}$ т. е. она больше максимальной средней по сечению скорости потока, отвечающей наивысшему уровню, $v_{0 \text{ макс}}$ на величину $\frac{\omega}{d\omega} dv$. Для прямолинейных русел строгой прямоугольной или параболической формы значения $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$ составляют $1,5 \div 1,7$ или $1,33 \div 1,5$.

Естественные русла извилисты, имеют неправильные параболические формы, а при высоких уровнях включают и пойму, что увеличивает сопротивления, и $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$, как это видно из табл. 2, 3, оказываются значительно меньше теоретических. Скорости течения в створах гидрометрических наблюдений имеют более высокие значения, чем на участках между ними, так как створы выбираются на прямолинейных участках с неразвитой поймой.

Полученные соотношения $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$ дают основания сделать вывод, что при прохождении высоких паводков на реках Амуре и Зее скорости паводочных волн меньше скоростей течения в створах наблюдений.

Значения $\frac{v_B}{v_{0 \text{ макс}}}$, установленные для рек Амура и Зеи, соответствуют значениям, полученным Н. В. Лалыкиным по рекам Европейской территории Союза [5] и Б. А. Аполловым по Нижней Волге, Рейну и Эльбе [1] и, как правило, ниже соотношений, полученных Г. В. Железняковым [4]. Теоретические исследования Л. К. Давыдова [3] показывают, что эти соотношения зависят от морфологических особенностей русла и поймы и степени наполнения потока и могут быть как больше, так и меньше единицы.

Очевидно, что широкие исследования данного вопроса на материалах сетевых наблюдений позволят получить зависимости v_B и $v_{0 \text{ макс}}$ для рек с различными морфометрическими характеристиками и сделать обобщения по отдельным районам.

Результаты исследований скоростей течения и добегания волны паводков по материалам сетевых наблюдений на реках Дальнего Востока дают основание сделать следующие выводы.

1. Наблюдаемые скорости течения средние за период подъема паводка и максимальные, особенно больших паводков редкой повторяемости, могут быть использованы при назначении расчетных скоростей и корректирования их значений, вычисленных по формулам.

2. Средние скорости течения за время подъема паводков, которые характеризуют скорости добегания по русловой сети, в период формирования паводков и их максимальных расходов, могут быть установлены по максимальным скоростям, отвечающим фазе максимальных расходов воды по равенствам:

а) без срезки предпаводочных скоростей

$$v_{0п} = (0,6 \div 0,7) v_{\text{макс}} \text{ для больших и средних рек;}$$

б) с учетом срезки предпаводочных скоростей

$$v_{0п}^1 = (0,5 \div 0,6) v_{\text{макс}}^1 \text{ для больших рек}$$

$$\text{и } v_{0п}^1 = (0,35 \div 0,5) v_{\text{макс}}^1 \text{ для средних и малых рек.}$$

3. Последнее соотношение может быть рекомендовано при определении расчетных скоростей $v_{0п}$ на малых водотоках, предпаводочные расходы и скорости которых достаточно малы и могут не приниматься во внимание. Значения $v_{\text{макс}}$ могут быть установлены по морфометрическим характеристикам, отвечающим горизонтам высоких вод.

Отношения средних скоростей течения за период подъема паводков к их максимальным значениям, колеблющиеся в указанных пределах, определяются соотношением времени добегания τ и водоотдачи t . В случае $\tau = t$ средняя скорость $v_{0п}$ и $v_{0п}^1$ будет равна среднему ее значению за весь период подъема. При $\tau \geq t$ ее значение будет больше и равно среднему за период формирования максимума τ при $\tau < t$ или t при $\tau > t$.

4. Значения $v_{0п}$ или $v_{0п}^1$, установленные относительно расчетных створов, могут быть распространены на весь водоток выше створов.

Для больших рек, при значительном распластывании паводков вниз по течению, эти скорости могут оказаться несколько заниженными.

5. Скорости паводочных волн, которые используются для прогноза добегания пиков паводков, могут быть установлены по максимальным скоростям течения в створах наблюдений $v_{\text{в}} = (0,6 \div 0,7) v_{0\text{ макс}}$. Большой интерес представляет обратная

задача — определение максимальной средней по сечению скорости $v_{0 \text{ макс}} = (1,67 \div 1,43) v_b$, а по ней и $Q_{\text{макс}} = \omega v_{0 \text{ макс}}$ при отсутствии гидрометрических данных, v_b легко устанавливается по скорости продвижения максимальных уровней.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аполлов Б. А. Учение о реках. Изд-во МГУ, М., 1952.
 2. Горошков И. Ф. О методике определения расчетных скоростей течения при установлении максимальных расходов. Труды ЛГМИ, вып. 11, 1961.
 3. Давыдов Л. К. О соотношении между скоростью передвижения расхода воды и средней скоростью течения в потоке. Вестник ЛГУ, № 24, серия геол. и географ., вып. 4, Л., 1961.
 4. Железняков Г. В. Исследование скорости движения паводочных волн. Сборник «Вопросы гидрологии», изд. МГУ, М., 1957.
 5. Лалыкин Н. В. О расчете скоростей добегания. Труды ОГМИ, вып. XV, 1958.
 6. Мокляк В. И. Расчет трансформации паводков при недостаточности гидрометрических данных. Труды ОГМИ, вып. XV, 1958.
 7. Соколовский Д. Л. Методика построения гидрографа ливневого стока по осадкам. Труды ГГИ, вып. 14(68), 1949.
 8. Харченко С. И. Исследование потерь и добегания талых вод. Труды ГГИ, 57(111), 1956.
-

ИНТЕНСИВНОСТЬ СНЕГОТАЯНИЯ В ПЕРИОД ВОДООТДАЧИ В РАВНИННЫХ РАЙОНАХ ЕТС

В последние годы было опубликовано значительное число работ, посвященных исследованию и расчету процесса снеготаяния. К ним в первую очередь следует отнести работы П. П. Кузьмина [1, 2, 3]. П. П. Кузьмин предложил схему расчета интенсивности снеготаяния, основанную на применении метода теплового баланса снегового покрова. В одной из последних работ [3] им были опубликованы результаты расчетов различных характеристик снеготаяния для 28 метеорологических станций ЕТС, расположенных в пределах широт от $48^{\circ}22'$ до $65^{\circ}27'$ и долгот от $30^{\circ}01'$ до $60^{\circ}52'$, за многолетний период.

По этим материалам автором были построены карты продолжительности отдельных фаз снеготаяния, средней многолетней и 1%-ной обеспеченности максимальной суточной интенсивности снеготаяния за основной период ($\tau_0 - \tau_n$). Однако для практического использования в области гидрологических расчетов, на наш взгляд, значительно больший интерес представляют не величины средней многолетней и максимальной суточной интенсивности снеготаяния за основной период ($\tau_0 - \tau_n$), а величина средней интенсивности снеготаяния за период пестрого ландшафта ($\tau_0 - \tau_{мн}$). Как известно, всю продолжительность снеготаяния П. П. Кузьмин подразделяет на три следующих характерных периода:

- 1) период сплошного покрова ($\tau_{мн} - \tau_n$), в течение которого стаивает в среднем около 30% снега (в пересчете на воду);
- 2) период пестрого ландшафта ($\tau_0 - \tau_{мн}$), в течение которого стаивает в среднем около 50% снега;
- 3) период схода отдельных пятен снега ($\tau_{мк} - \tau_0$), в течение которого стаивает в среднем около 20% снега.

Начало и конец первого периода соответственно определяются как дата начала снеготаяния (τ_n) и дата появления первых проталин ($\tau_{мн}$), причем $\tau_{мн}$ устанавливается как дата схода снега на участках с наименьшим запасом $E_{мн} = 0,25E_0$. Начало и конец второго периода определяются датами $\tau_{мн}$ и τ_0 , причем τ_0 устанавливается как дата схода снега на участках

со средним запасом E_0 . Начало и конец третьего периода определяются датами τ_0 и τ_{mk} , причем τ_{mk} устанавливается как дата схода снега на участках с наибольшим запасом $E_{mk} = 2E_0$. Продолжительность характерных периодов автор метода вычислял двояким способом:

а) суммируя все дни от начала до конца периода, включая и дни, когда таяния снега не было (календарная продолжительность),

б) суммируя все дни от начала до конца периода, исключая те дни, когда таяния снега не было (фактическая продолжительность).

Исходя из календарной или фактической продолжительности, соответственно вычислялась календарная или фактическая средняя интенсивность снеготаяния.

Величины интенсивности снеготаяния или слоя талой воды им также определялись двояким способом: при допущении сплошного залегания снега — неприведенный слой, а умноженные на процент покрытия снегом исследуемой площади — приведенный слой.

Как уже указывалось ранее [4], начальный период снеготаяния — период сплошного покрова ($\tau_{mn} - \tau_n$), бесспорно, не может принимать никакого участия в формировании весеннего половодья вследствие водоудерживающей способности снега. Талая вода, образовавшаяся в этот период, сначала содержится в снеге в виде пленочной и капиллярной воды. Затем процесс таяния снега приводит к тому, что промежутки между частицами снега заполняются водой, которая под действием силы тяжести движется по толще снега вниз до самой почвы. После этого наступает процесс водоотдачи.

Во второй период снеготаяния ($\tau_0 - \tau_{mn}$) слой водоотдачи превышает слой растаявшего снега на величину временно задержанной талой воды в результате водоудерживающей способности снега. В этот период снеготаяния водоотдача из снега достигает порядка 80% от всех запасов воды в снеге. Отсюда становится очевидным, что основная волна половодья, включая и его максимум, формируется именно в этот период снеготаяния — период пестрого ландшафта ($\tau_0 - \tau_{mn}$).

Третий же период снеготаяния — период схода отдельных пятен снега ($\tau_{mk} - \tau_0$) не влияет на формирование максимальных расходов воды, хотя он влияет на некоторое увеличение слоя и продолжительности весеннего половодья.

Исходя из этого, больший интерес для практических расчетов представляет собой средняя интенсивность снеготаяния за период пестрого ландшафта.

В настоящей работе по тем же 28 метеорологическим станциям, что и в работе П. П. Кузьмина [3], за те же ряды наблюдений были подсчитаны фактические средние интенсивности таяния снега (неприведенный слой) за период пестрого ландшафта.

шафта $[\bar{a}_n(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}]$. В дальнейшем эта характеристика снеготаяния подверглась статистической обработке. Были подсчитаны нормы $\bar{a}_n(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}$ и коэффициенты вариации (C_v). Коэффициенты асимметрии (C_s) были установлены подбором при построении теоретических и эмпирических кривых обеспеченностей. Все эти характеристики снеготаяния представлены в табл. 1. Из рассмотрения этой таблицы видно, что нормы $\bar{a}_n(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}$ мало меняются по ЕТС и колеблются от 11,3 мм/сутки (м/ст. Жашков) до 20,4 мм/сутки (м/ст. Уфа) при среднем значении для всей территории 15,7 мм/сутки. Последнее можно объяснить тем, что как и продолжительность пестрого ландшафта, так и снегозапасы закономерно убывают с северо-востока на юго-запад.

Так, средняя многолетняя фактическая продолжительность пестрого ландшафта убывает с северо-востока на юго-запад соответственно от 7—8 до 3—4 суток и даже 2 суток. Коэффициенты вариации $\bar{a}_n(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}$ изменяются в пределах от 0,25 до 0,64. Коэффициенты асимметрии в большинстве случаев равны 3 C_v .

В результате анализа материалов были забракованы расчеты по метеорологической станции Луганск, так как вследствие небольшой продолжительности пестрого ландшафта средняя интенсивность снеготаяния за период близка к суточной интенсивности снеготаяния.

По трем параметрам расчетных кривых обеспеченностей для всех пунктов были подсчитаны средние интенсивности снеготаяния 1, 5 и 10%-ной обеспеченностей в мм/сутки (неприведенный слой) за фактическую продолжительность пестрого ландшафта.

На основании этих данных была построена карта изолиний средних интенсивностей снеготаяния 1%-ной обеспеченности (неприведенный слой) за фактическую продолжительность пестрого ландшафта $[\bar{a}_{1\%/\text{он}}(\tau - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}]$, представленная на рис. 1.

Значения $\bar{a}_{1\%/\text{он}}(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})_{\text{ф}}$ изменяются по ЕТС в пределах от 57,9 мм/сутки (м/ст. Гомель) до 24,4 мм/сутки (м/ст. Архангельск). При этом на ЕТС выделяются три зоны с повышенной средней интенсивностью снеготаяния за рассматриваемый период. Это прилегающие районы к метеорологическим станциям Гомель (57,9 мм/сутки), Усть-Цильма — Сыктывкар (50—45,8 мм/сутки) и Уфа 52,6 мм/сутки). В то же время наблюдаются и три минимума этой характеристики снеготаяния, приходящиеся на районы следующих метеорологических станций: Архангельск (24,4 мм/сутки), Няксимволь — Елабуга (26,1—27 мм/сутки) и достаточно широкой полосы от Оренбурга (34,5 мм/сутки) через Балашов (31,8 мм/сутки) до Петрозаводска (34,6 мм/сутки) и Кеми (32 мм/сутки).

Таблица I

Метеорологическая станция	Координаты		Число лет наблюдений	$a_n(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})\phi$	$(\tau_0 - \tau_{\text{мн}})\phi$	C_v	C_s	$\bar{a}_p (\tau_0 - \tau_{\text{мн}})\phi$		
	широта	долгота						1%	5%	10%
Усть-Цильма	65°27	52°10	32	19,8	7	0,44	4C	50,0	37,0	31,3
Кемь-Порт	64 59	34 47	37	14,5	7	0,37	4C	32,4	25,0	21,6
Архангельск	64 35	40 30	24	14,2	8	0,25	3C	24,4	20,8	19,0
Няксимволь	62 26	60 52	14	14,1	8	0,29	3C	26,1	21,7	19,6
Петрозаводск	61 49	34 16	17	14,4	5	0,47	2C	34,6	27,1	23,5
Сыктывкар	61 40	50 51	30	19,1	7	0,41	4C	45,8	34,4	29,4
Будогощь	59 17	32 28	22	16,0	5	0,47	3C	40,6	30,6	26,1
Вологда	59 17	39 52	34	16,6	6	0,35	3C	34,4	27,6	24,4
Киров	58 39	49 37	35	18,2	7	0,32	4C	36,8	29,0	25,8
Новгород	58 31	31 17	37	11,4	7	0,39	2C	23,2	19,6	17,3
Свердловск	56 48	60 38	42	18,2	5	0,41	3C	41,9	32,4	28,2
Елабуга	55 46	52 04	34	15,0	7	0,29	2C	27,0	22,8	20,8
Выкса	55 19	42 13	19	15,7	5	0,36	2C	31,8	26,1	23,2
Смоленск	54 45	32 04	17	18,8	5	0,53	2C	49,2	37,6	32,2
Уфа	54 45	56 00	31	20,4	6	0,48	3C	52,6	39,4	33,4
Калуга	54 34	36 22	28	12,8	6	0,46	3C	32,0	24,2	20,8
Земетчено	53 30	42 37	40	14,9	6	0,45	3C	36,7	27,9	23,8
Безенчукская	52 59	49 26	40	14,9	6	0,48	3C	38,4	28,8	24,4
Гомель	52 27	31 00	15	17,7	4	0,64	3C	57,9	40,2	32,8
Карабулак	52 20	46 22	35	14,2	7	0,54	3C	40,2	29,2	24,4
Конь-Колодезь	52 08	38 52	28	11,9	7	0,56	4C	36,7	25,2	20,4
Оренбург	51 45	55 06	25	16,5	5	0,38	2C	34,5	28,0	25,0
Балашов	51 33	43 09	41	14,3	6	0,41	2C	31,3	25,2	22,2
Малый Узень	50 29	47 38	18	14,1	5	0,54	2C	37,5	28,5	24,2
Полтава	49 36	34 33	32	16,1	3	0,64	3C	52,6	36,6	29,8
Жашков	49 15	30 01	13	11,3	4	0,63	3C	36,6	25,5	20,6
Луганск	48 35	39 19	21	20,1	2	0,97	3C	89,0	54,1	39,3
Нижне-Чирская	48 22	43 06	20	15,0	3	0,53	2C	39,3	30,0	25,7
Среднее			28	15,7	6	0,47		39,8		
Наибольшее			42	20,4	8	0,97		89,0		
Наименьшее			13	11,3	2	0,25		23,2		

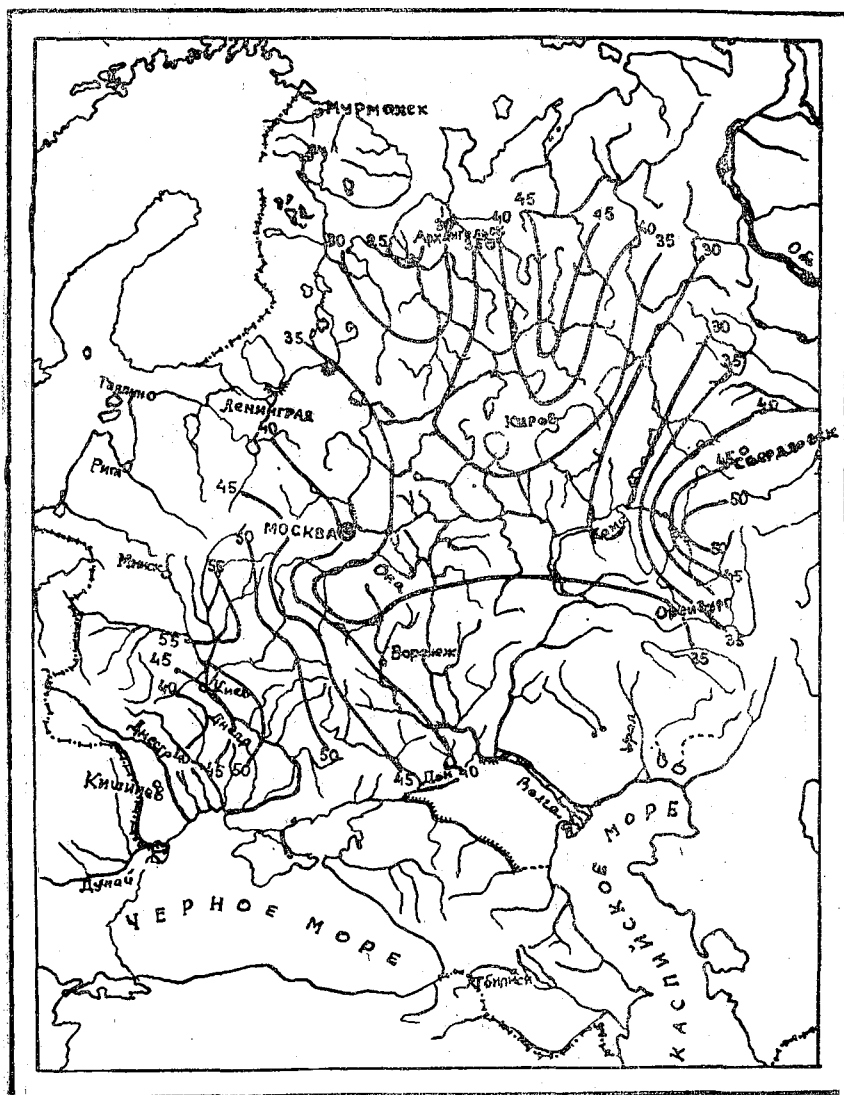


Рис. 1. Средняя суточная интенсивность снеготаяния 1%-ной обеспеченности (неприведенный слой) в мм/сутки за продолжительность пестрого ландшафта

Такое пестрое распределение значений $\bar{a}_{1\%н}(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$ можно объяснить соотношениями снеготаяния и продолжительностью снеготаяния в этот период, зависящей от теплового баланса.

В заключение необходимо отметить, что результаты, полученные в настоящей работе, в общем, согласуются с результатами расчетов П. П. Кузьмина [3]. Так, средняя интенсивность снеготаяния (неприведенный слой) за период $(\tau_0 - \tau_{н})_ф$ по расчетам П. П. Кузьмина изменяется по ЕТС в пределах 17—48 мм/сутки, а по нашим же расчетам эта же характеристика, но за период $(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$ изменяется в пределах 24—58 мм/сутки. Этого и следовало ожидать, так как средняя интенсивность снеготаяния 1%-ной обеспеченности (неприведенный слой) за период $(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$ больше по сравнению с периодом $(\tau_0 - \tau_{н})_ф$ из-за исключения начального периода снеготаяния $(\tau_{мн} - \tau_{н})_ф$.

При сравнении карты изолиний $\bar{a}_{1\%н}(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$, полученной в настоящей работе, с картами характеристик снеготаяния П. П. Кузьмина [3], можно установить, что ход изолиний $\bar{a}_{1\%н}(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$ мало отличается от хода изолиний средней многолетней максимальной суточной интенсивности снеготаяния и несколько более отличается от хода изолиний максимальной суточной интенсивности снеготаяния 1%-ной обеспеченности.

Распределение численных значений $\bar{a}_{1\%н}(\tau_0 - \tau_{мн})_ф$ по ЕТС, по нашим данным, занимают промежуточное положение между максимальной суточной интенсивностью снеготаяния 1%-ной обеспеченности и средней многолетней максимальной суточной интенсивностью снеготаяния (неприведенный слой).

ЛИТЕРАТУРА

1. Кузьмин П. П. Теоретическая схема расчета интенсивности снеготаяния. Труды ГГИ, вып. 24(78), 1950.
2. Кузьмин П. П. Исследования параметров формул снеготаяния. Труды ГГИ, вып. 32(86), 1951.
3. Кузьмин П. П. Формула приближенной оценки снеготаяния и ее применение для изучения режима на территории Европейской части СССР. Труды ГГИ, вып. 65, 1958.
4. Самохин А. А. Анализ и методика расчета основных элементов весеннего половодья рек лесостепной и степной зон Европейской части СССР. Труды ЛГМИ, вып. 7, 1958.
5. Соколовский Д. Л. Речной сток. Гидрометеиздат, Л., 1959.

О МЕТОДИКЕ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ОТТЕПЕЛЕЙ ПРИ РАСЧЕТАХ МАКСИМАЛЬНОГО ВЕСЕННЕГО СТОКА НА МАЛЫХ ВОДОТОКАХ СТЕПНОЙ ЗОНЫ ЕТС

В южных степных районах Европейской территории СССР значительное влияние на зимний режим малых рек и временных водотоков оказывают оттепели. Так, в некоторых районах на побережье Черного и Азовского морей, в Ростовской области и южном Поволжье вследствие неустойчивой погоды временные водотоки могут иметь эпизодический сток в течение всего зимнего периода. При этом в отдельные годы оттепельные пики могут значительно превышать весенние максимальные расходы. Как показали наблюдения на балках в бассейне р. Сал и на восточных склонах Ергенинской возвышенности, февральские максимумы нередко оказывались выше мартовских и апрельских.

Таким образом, в районах с частыми оттепелями снеготаяние происходит несколькими тактами, в один из которых (не обязательно весенний) формируется наивысший максимальный расход.

Изучение многотактного характера зимне-весеннего снеготаяния в условиях оттепельного климата и учет суммарного объема талого стока имеют большое значение при проектировании различных гидротехнических сооружений, особенно водохранилищ и прудов с глухими плотинами. Расчеты их параметров, основанные на учете только весеннего стока, могут привести к преждевременному износу и разрушению этих сооружений вследствие значительного превышения по сравнению с расчетной нормой заилиения, переполнения водоемов и переливания воды через гребни плотин.

Поскольку в значительном числе случаев располагают данными об объемах только весеннего половодья, как это часто бывает в малоизученных в гидрологическом отношении районах, представляется удобным для определения суммарного объема зимне-весеннего стока использовать коэффициент λ , представляющий собой отношение этого объема к той его части, при которой формируется наивысший максимальный расход.

Так, если в данном году в результате оттепелей наблюдалось n тактов зимне-весеннего снеготаяния (включая и весеннее половодье), то коэффициент λ равен

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i}{h_m}, \quad (1)$$

где h_i — слой (объем) стока за каждый такт, h_m — слой (объем) стока за тот такт, в котором наблюдался наивысший максимальный расход.

Из формулы (1) вытекает, что коэффициент λ всегда больше или равен единице ($\lambda=1$, если в данном году не было оттепелей).

Для пунктов, где имеются данные об ежедневных расходах воды, коэффициент λ можно вычислить путем планиметрирования на гидрографе стока оттепельных и весеннего пиков и подстановки полученных данных об объеме (в кубических метрах или миллиметрах слоя) каждого такта зимне-весеннего стока в формулу (1).

Построенные на этой основе карты изолиний среднегогодовой величины коэффициента λ для всей территории степной зоны Европейской части СССР позволят при гидрологических расчетах в тех случаях, когда известны объемы только весенних половодий, в которые в подавляющем большинстве случаев и формируются наивысшие максимальные расходы, очень легко получать среднюю величину суммарного талого стока путем умножения средней величины слоя весеннего половодья на снятый с картограммы для данного пункта средний коэффициент λ .

В практике гидротехнического проектирования при расчетах максимальных расходов весеннего половодья на неизученных реках и временных водотоках степной и лесостепной зон Европейской части СССР часто пользуются формулой Соколовского-Воскресенского [4]

$$Q_{\max} = \frac{K K_1 h F}{(F + 10)^{0,25}}, \quad (2)$$

где h — величина весеннего стока заданной обеспеченности, $Q_{\max}$ — максимальный расход весеннего половодья той же обеспеченности, F — площадь водосбора данного створа, K — средний коэффициент, изменяющийся в пределах степной и лесостепной зон ЕТС, по данным Л. М. Конаржевского [3], от 0,002 до 0,025 и представляющий собой отношение максимального элементарного модуля стока A к слою стока h $\left(\frac{A}{h}\right)$, K_1 — коэффициент, учитывающий превышение коэффициента вариации максимальных расходов над коэффициентом вариации объемов

половодья и изменяющийся, по Л. М. Конаржевскому, для максимальных расходов малой обеспеченности от 1,1 до 1,3. При этом переход к величине слоя заданной обеспеченности от средней величины слоя весеннего стока, снятой с карты изолиний, определяется по величине коэффициента вариации весеннего стока.

Однако надо заметить, что в величину весеннего стока, карта изолиний которого была построена К. П. Воскресенским, был включен «также сток снеговых паводков, вызванных оттепелями до начала половодья» [1], т. е. по сути это карта изолиний среднего суммарного талого стока. А так как в условиях оттепельного климата наивысший максимальный расход формируется не всем этим слоем, а только одной из его частей, то в этом случае в знаменатель формулы (2) надо ввести средний для данного пункта коэффициент λ

$$Q_{\max} = \frac{KK_1 hF}{(F + 10)^{0.25} \lambda}. \quad (3)$$

Положительной стороной в использовании при гидрологических расчетах коэффициента λ является также и то, что в малоизученных в гидрологическом отношении районах его можно получить, хотя с несколько меньшей точностью, используя данные наблюдений за снежным покровом на метеорологических станциях и постах.

Действительно, так как слой стока h_i за каждый оттепельный такт равен величине уменьшения запасов воды в снеге S_i за период оттепели (с учетом выпавших осадков), умноженной на коэффициент стока за эту оттепель K_i , т. е.

$$h_i = K_i S_i, \quad (4)$$

то

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i}{h_M} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} K_i S_i}{K_M S_M}, \quad (5)$$

но поскольку

$$\frac{\sum_{i=1}^{i=n} K_i S_i}{\sum_{i=1}^{i=n} S_i} = K_B, \quad (6)$$

то, подставляя в формулу (5), вместо $\sum_{i=1}^{i=n} K_i S_i$, величину

$$K_B \sum_{i=1}^{i=n} S_i,$$

получим

$$\lambda = \frac{K_B}{K_M} \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i}{S_M}, \quad (7)$$

где K_B — средневзвешенный коэффициент стока с учетом изменения запасов воды в снеге за период половодья, K_M — максимальный коэффициент стока за период формирования максимального расхода.

Заметим, что $K_B > \bar{K}$ и $K_M > \bar{K}$, где $\bar{K}$ — средний коэффициент стока за период половодья.

Допуская в первом приближении, что $\frac{K_B}{K_M} = 1$, получим

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i}{S_M}. \quad (8)$$

Автором по формуле (8) были определены ежегодные значения коэффициента λ за период с 1951 по 1960 г. по семи метеорологическим станциям и постам, расположенным на восточных склонах Ергенинской возвышенности. Периоды оттепелей для каждой метеостанции и прилегающих к ней постов определялись по максимальным суточным положительным температурам, приведенным в таблице ТМ-1, за интервал времени с 1 декабря предыдущего года до даты полного схода снежного покрова в данном году. Эта дата определялась для каждого пункта по журналу пентадных наблюдений за высотой снежного покрова и запасами воды в снеге — ТМ-26. По этому же журналу были определены величины уменьшения запасов воды в снеге за период каждой оттепели с учетом выпавших осадков S_i . Количество осадков, выпавших за период каждой оттепели по каждому пункту, определялось по таблицам ТМ-1 и ТМ-8.

Наивысший максимальный расход формируется в оттепельный период, характеризующийся наибольшим уменьшением запасов воды в снеге S_M и наибольшей интенсивностью, под которой в данном случае подразумевается сумма максимальных суточных положительных температур за период оттепели, деленная на его продолжительность.

Полученные данные о величине λ по всем семи пунктам, расположенным в порядке широтного убывания, приведены в табл. 1.

Данные последней графы и построенная по ним карта изолиний коэффициента λ (рис. 1) обнаруживают ясно выраженную тенденцию увеличения средних за данный период значений коэффициента λ с севера на юг, что в данном случае объясняется относительным увеличением к югу дружности оттепелей.

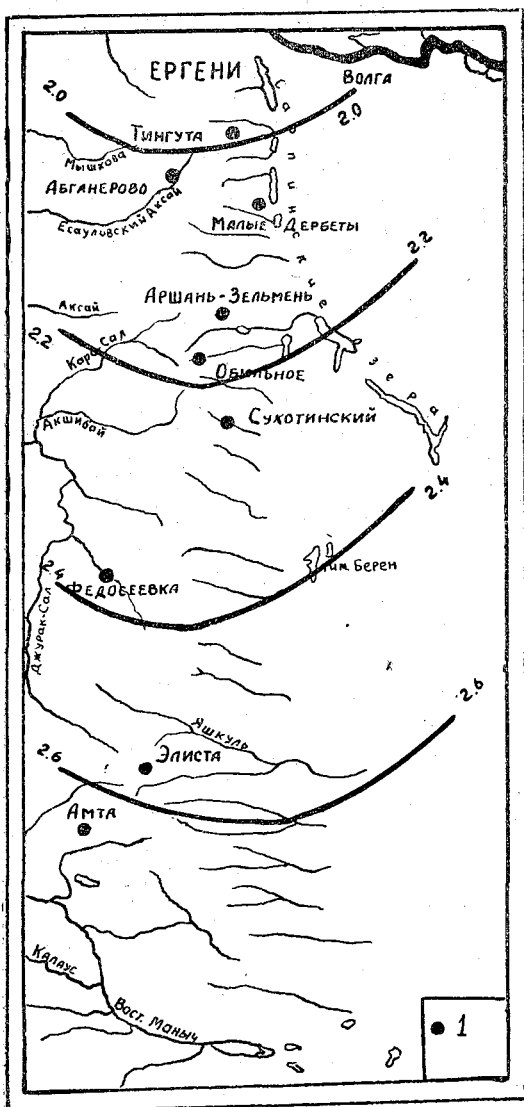


Рис. 1. Величина среднего коэффициента λ для района Восточных Ергеней.
1 — метеорологическая станция (пост).

Таблица 1

Годы	1951—1952	1952—1953	1953—1954	1954—1955	1955—1956	1956—1957	1957—1958	1958—1959	1959—1960	Средн.
Пункты										
Тингута	1,0	1,4	1,8	1,5	3,0	1,2	1,0	1,5	4,6	1,9
Абганерово	—	—	—	2,0	3,6	1,4	1,8	1,1	4,9	2,1
Малые Дербеты	1,1	2,2	1,4	1,7	3,6	1,0	2,3	1,2	4,9	2,1
Аршань-Зельмень	1,1	2,6	1,4	2,5	3,0	2,0	2,4	1,3	4,8	2,3
Обильное	1,8	2,4	1,8	1,9	4,4	1,8	1,6	1,3	4,2	2,3
Сухотинский	1,4	2,2	1,3	2,3	2,6	1,3	2,1	1,3	5,6	2,2
Элиста	1,5	4,5	1,1	2,1	4,2	1,1	2,1	1,6	4,8	2,6

Приведенные данные, полученные за сравнительно небольшой интервал лет, иллюстрируют возможность вычисления коэффициента λ по данным метеорологических наблюдений. Использование этого коэффициента в гидрологических расчетах при гидротехническом проектировании позволит уточнить элементы весеннего половодья и увеличить экономическую эффективность гидротехнических сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Воскресенский К. П. Сток рек и временных водотоков на территории лесостепных и степных районов Европейской части СССР. Труды ГГИ, вып. 29(83), 1951.
2. Воскресенский К. П. Гидрологические расчеты при проектировании сооружений на малых реках, ручьях и временных водотоках. Гидрометеиздат, Л., 1956.
3. Конаржевский Л. М. О соотношении между параметром максимального расхода A и слоем весеннего стока на территории степной и лесостепной зон Европейской части СССР. Сборник работ по гидрологии № 1, Гидрометеиздат, Л., 1959.
4. Соколовский Д. Л. Речной сток. Гидрометеиздат, Л., 1959.

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ РЕК И ГИДРОМОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ

1. Коэффициент пропускной способности

В гидравлике под пропускной способностью водотока понимается то количество жидкости, которое может пройти через русло в одну секунду, т. е. под пропускной способностью понимается расход, проходящий через живое сечение,

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (1)$$

где ω — площадь живого сечения, C — коэффициент Шези, R — гидравлический радиус, i — уклон.

Коэффициент Шези связан с коэффициентом сопротивления зависимостью

$$C = \frac{\sqrt{2g}}{\sqrt{\lambda}}, \quad (2)$$

где g — ускорение силы тяжести, λ — коэффициент сопротивления.

Введем новое понятие: коэффициент пропускной способности, который связан с коэффициентом Шези и может быть найден по соотношению

$$C_0 = \frac{C}{\sqrt{2g}}. \quad (3)$$

Как видно из равенства (3), коэффициент пропускной способности — величина безразмерная. Физический смысл этого коэффициента виден из следующей формулы:

$$C_0 = \frac{Q}{\omega \sqrt{2g Ri}}, \quad (4)$$

т. е. C_0 представляет собой отношение действительного расхода, проходящего через живое сечение, к теоретически возможному расходу при заданном уклоне, гидравлическом радиусе и живом сечении. Этот коэффициент характеризует пропускную способность русла.

Рассмотрим связь этого коэффициента с числом Фруда, коэффициентом сопротивления и уклоном. Из (4) можно получить следующую формулу:

$$C_0 = \frac{\sqrt{F_r}}{\sqrt{2i}} \quad (5)$$

Как видно из (5), C_0 изменяется прямо пропорционально корню квадратному из числа Фруда и обратно пропорционально корню квадратному из уклона.

В табл. 1 приведены данные средних значений чисел Фруда, которые получены путем пересчета данных изменения коэффициентов Шези и уклонов, опубликованных в работе [1].

Таблица 1

Река	Створ	Число Фруда
Волга	Поляна им. Фрунзе	0,011
Волга	Чебоксары	0,011
Волга	Камышин	0,0108
Волга	Дубовка	0,010
Кама	Соколы Горы	0,097
Зея	Юбилейный	0,035
Белая	Уфа	0,0161
Ока	Калуга	0,0222
Зея	Грамотуха	0,0357
Дунай	Вена	0,128
Иртыш	Черлак	0,0158
Теннесси	—	0,0180
Дон	Лиски	0,0090
Северный Донец	Лисичанск	0,0152
Зея	Белогорье	0,0270
Великая	Гуйтово (1956 г.)	0,0225
Великая	Гуйтово (1951 г.)	0,0236
Иртыш	Ново-Александровская	0,114

Как видно из табл. 1, число Фруда для равнинных рек изменяется в пределах сотых и тысячных долей единицы, а для полугорных рек в пределах десятых долей единицы.

Для гидравликов и гидрологов представляет значительный интерес рассмотрение вопроса изменения чисел Фруда водотока с изменением глубин потока. Рассмотрим два примера.

На рис. 1 и 2 представлены графики изменения чисел Фруда с глубиной, построенные по данным, приведенным в работе [2]. Аналитическое выражение для этих связей имеет вид:

$$Fr_n = 0,00115 H + \frac{0,0000234}{H} + 0,000336, \quad (6)$$

$$13 < H < 4 \text{ м}, \quad (7)$$

$$Fr_n = 0,65 H + \frac{0,053}{H} - 0,37. \quad (8)$$

Формула (6) для р. Волги и (8) для р. Шумной, притока р. Озерной.

Общий вид этих зависимостей

$$Fr_n = AH + \frac{B}{H} \pm D, \quad (9)$$

где A , B , D — коэффициенты, зависящие от уклона и высотного положения лимитирующего переката, H — глубина потока.

Формула (9) получена при наличии линейной связи между V и H . Обработка фактических данных подтверждает то, что для каждого водотока в весьма значительных пределах изменения глубин скорости изменяются по линейному закону [1, 2]. В табл. 2 приведены формулы связи между глубиной и скоростью, полученные из обработки данных М. П. Сасорова [2].

Таблица 2

Река	Створ	Формула
Волга	Чебоксары	$\frac{V_{cp} - 0,0152}{H_{cp}} = 0,108$
Енисей	д. Подкаменная Тунгуска	$\frac{V_{cp} - 0,75}{H_{cp}} = 0,10$
Западная Двина		$\frac{V_{cp} - 0,068}{H_{cp}} = 0,133$
Кама		$\frac{V_{cp} + 0,92}{H_{cp}} = 0,366$
Лусьянка		$\frac{V_{cp} + 0,134}{H_{cp}} = 0,666$
Косьва		$\frac{V_{cp} - 0,06}{H_{cp}} = 0,557$
Шумная	на Камчатке	$\frac{V_{cp} - 0,72}{H_{cp}} = 2,52$
Мзымта	на Кавказе	$\frac{V_{cp} - 0,255}{H_{cp}} = 2,13$

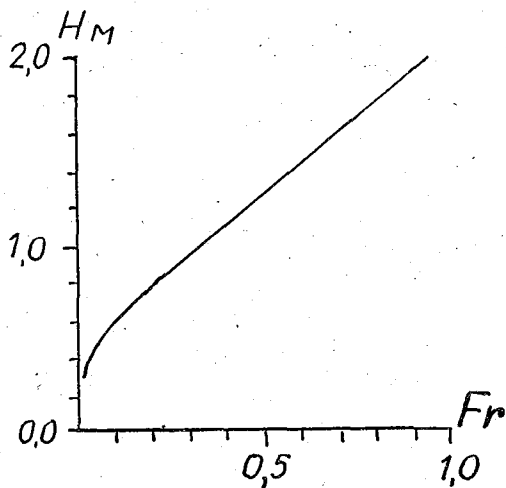


Рис. 1. Изменение чисел Фруда с ростом глубины для р. Озерной.

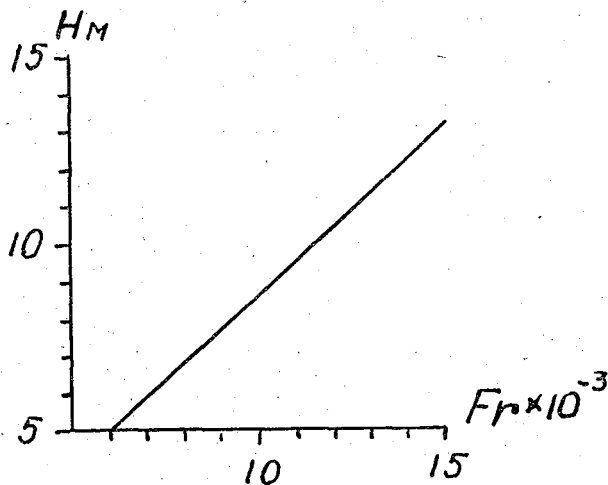


Рис. 2. Изменение чисел Фруда с ростом глубины для р. Волги.

Формулы типа

$$V_{cp} = A_1 H_{cp} \pm B_1 \quad (10)$$

не противоречат формуле Шези, а указывают на то, что эта формула не полностью отражает физику течения водных масс в реке и, в частности, влияние формы русла [3].

Формулы типа (10) позволяют после пересчета получить соответствующие связи $\lambda = f(Re)$, которые представлены в табл. 3.

Таблица 3

№ п/п	Река	Створ	Формула
1	Волга	Чебоксары 1942, 1952, 1953 гг.	$\lambda = \frac{6,16}{Re^{0,41}}$
2	Волга	Ярославль 1940 г.	$\lambda = \frac{0,092}{Re^{0,147}}$
3	Волга	Чкаловск (1938—1939 гг.)	$\lambda = \frac{0,057}{Re^{0,745}}$
4	Енисей	д. Подкаменная Тунгуска 1941 г.	$\lambda = \frac{0,231}{Re^{0,217}}$
5	Шумная	на Камчатке 1954—1955 г.	$\lambda = \frac{1,49 \cdot 10^4}{Re^{0,932}}$
6	Мзымта	на Кавказе 1956 г.	$\lambda = \frac{3,55}{Re^{0,321}}$

2. Морфометрические зависимости для створов

Из табл. 3 видно, что связь между λ и Re для рек имеет вид

$$\lambda = \frac{A_0}{Re^s}, \quad (11)$$

а пропускная способность

$$C_0 = \frac{Re^{s/2}}{\sqrt{A_0}}. \quad (12)$$

Формула (12) в совокупности с формулами (13) и (14) может послужить основой для получения морфометрических зависимостей типа (15), предложенных в 1947 г. С. И. Рыбкиным,

$$Q = BHV, \quad (13)$$

$$B = (fH)^m, \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} B_{cp} &= a_1 \bar{Q}^{m_1} K^{n_1} i^{-p_1} \\ H_{cp} &= a_2 \bar{Q}^{m_2} K^{n_2} i^{-p_2} \\ V_{\phi} &= a_3 \bar{Q}^{m_3} K^{n_3} i^{+p_3} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Параметры и показатели степени в (15) подчинены следующим условиям:

$$\left. \begin{array}{l} m_1 + m_2 + m_3 = 1,0 \\ p_1 + p_2 + p_3 = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} n_1 + n_2 + n_3 = 1,0; \\ a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 = 1,0 \end{array} \quad (16)$$

В табл. 4 даны морфометрические зависимости для рек, указанных в табл. 3 (см. порядковый номер). В предлагаемых зависимостях в отличие от ранее известных [5] параметры a_1 , a_2 , a_3 зависят от кинематической вязкости.

Таблица 4

Показатели степени при f , l , Q , i в зависимостях (20) для рек, приведенных в табл. 3

№ п/п		Показатели степени при			
		f	l	Q	i
1	H	-0,346	-0,489	0,346	-0,489
	B	0,654	-0,489	0,346	-0,489
	V	-0,308	0,978	0,308	0,978
2	H	-0,383	-0,440	0,383	-0,440
	B	0,619	-0,440	0,383	-0,440
	V	-0,236	0,880	0,236	0,880
3	H	-0,296	-0,515	0,296	-0,515
	B	0,706	-0,515	0,296	-0,516
	V	-0,410	1,030	0,410	1,030
4	H	-0,373	-0,454	0,373	-0,454
	B	0,628	-0,454	0,373	-0,454
	V	-0,254	0,908	0,254	0,908
5	H	-0,263	-0,508	0,263	-0,508
	B	0,737	-0,508	0,263	-0,508
	V	-0,474	1,016	0,263	1,016
6	H	-0,358	-0,475	0,358	-0,475
	B	0,642	-0,475	0,358	-0,475
	V	-0,284	0,950	0,284	0,950

Общий вид морфометрических зависимостей, помещенных в табл. 4, получается следующими преобразованиями формулы (12).

Умножив правую и левую части выражения (12) на $\sqrt{2g}$ и раскрыв выражение Re , путем простых преобразований получим для средней скорости потока

$$V_{cp} = \frac{\left(\frac{2g}{A_0}\right)^{\frac{1}{2-s}}}{\sqrt{(s/2-s)}} H_{cp}^{\frac{1+s}{2-s}} i^{\frac{1}{2-s}}. \quad (17)$$

При этом предполагается, что $R=H_{cp}$. Обозначим $\frac{2g}{A_0} / \sqrt{s} = l$ и $1/(2-S) = \alpha$ и $1+S = \beta$, тогда (17) переписется в виде

$$U_{cp} = l^\alpha B_{cp} H_{cp}^{1+\alpha\beta} i^\alpha. \quad (18)$$

Подставим (18) в (13) и получим

$$Q = l^\alpha B_{cp} H_{cp}^{1+\alpha\beta} i^\alpha. \quad (19)$$

Имея теперь уравнения (18), (19) и (14), путем несложных преобразований можно получить

$$\left. \begin{aligned} H_{cp} &= f^{\frac{1}{1+m+\alpha\beta}} l^{\frac{\alpha}{1+m+\alpha\beta}} Q^{\frac{1}{1+m+\alpha\beta}} i^{\frac{\alpha}{1+m+\alpha\beta}} \\ B_{cp} &= f^{\frac{m(1+\alpha\beta)}{1+m+\alpha\beta}} l^{\frac{m\alpha}{1+m+\alpha\beta}} Q^{\frac{m}{1+m+\alpha\beta}} i^{\frac{m\alpha}{1+m+\alpha\beta}} \\ V_{cp} &= f^{\frac{m\alpha\beta}{1+m+\alpha\beta}} l^{\frac{(1+m)\alpha}{1+m+\alpha\beta}} Q^{\frac{\alpha\beta}{1+m+\alpha\beta}} i^{\frac{(1+m)\alpha}{1+m+\alpha\beta}} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

В этих уравнениях выполняются условия (16).

Вообще говоря, вид морфометрических зависимостей определяется параметрами, через которые выражен коэффициент пропускной способности. Соотношения (20) можно представить и в другом виде. Если C_0 получить, используя сокращенную формулу Н. Н. Павловского [8], то зависимости (20) примут вид:

$$\left. \begin{aligned} H_{\text{ср}} &= n \frac{1}{1+m+\delta} f^{-\frac{m}{1+m+\delta}} Q^{\frac{1}{1+m+\delta}} i^{-\frac{1}{2(1+m+\delta)}} \\ B_{\text{ср}} &= n \frac{m}{1+m+\delta} f^{\frac{(1+\delta)m}{1+m+\delta}} Q^{\frac{m}{1+m+\delta}} i^{-\frac{m}{2(1+m+\delta)}} \\ V_{\text{ср}} &= n \frac{1+m}{1+m+\delta} f^{-\frac{\delta m}{1+m+\delta}} Q^{\frac{\delta}{1+m+\delta}} i^{\frac{1+m}{2(1+m+\delta)}} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

где n — коэффициент шероховатости, f — постоянная в формуле (14), $\delta = P \sqrt{n+1/2}$ ($P=1,3$ при $R>1$ м и $P=1,5$ при $R<1,0$ м).

К этому типу морфометрических зависимостей относятся зависимости, предложенные Н. А. Белинским и Г. П. Калинин в 1951 г. В их зависимостях $m=2$, $\delta=0,70$ (C — выражено по формуле Форгеймера).

Выводы

1. Пропускная способность рек может характеризоваться коэффициентом пропускной способности, который зависит от относительной движущей силы потока и его кинетичности.

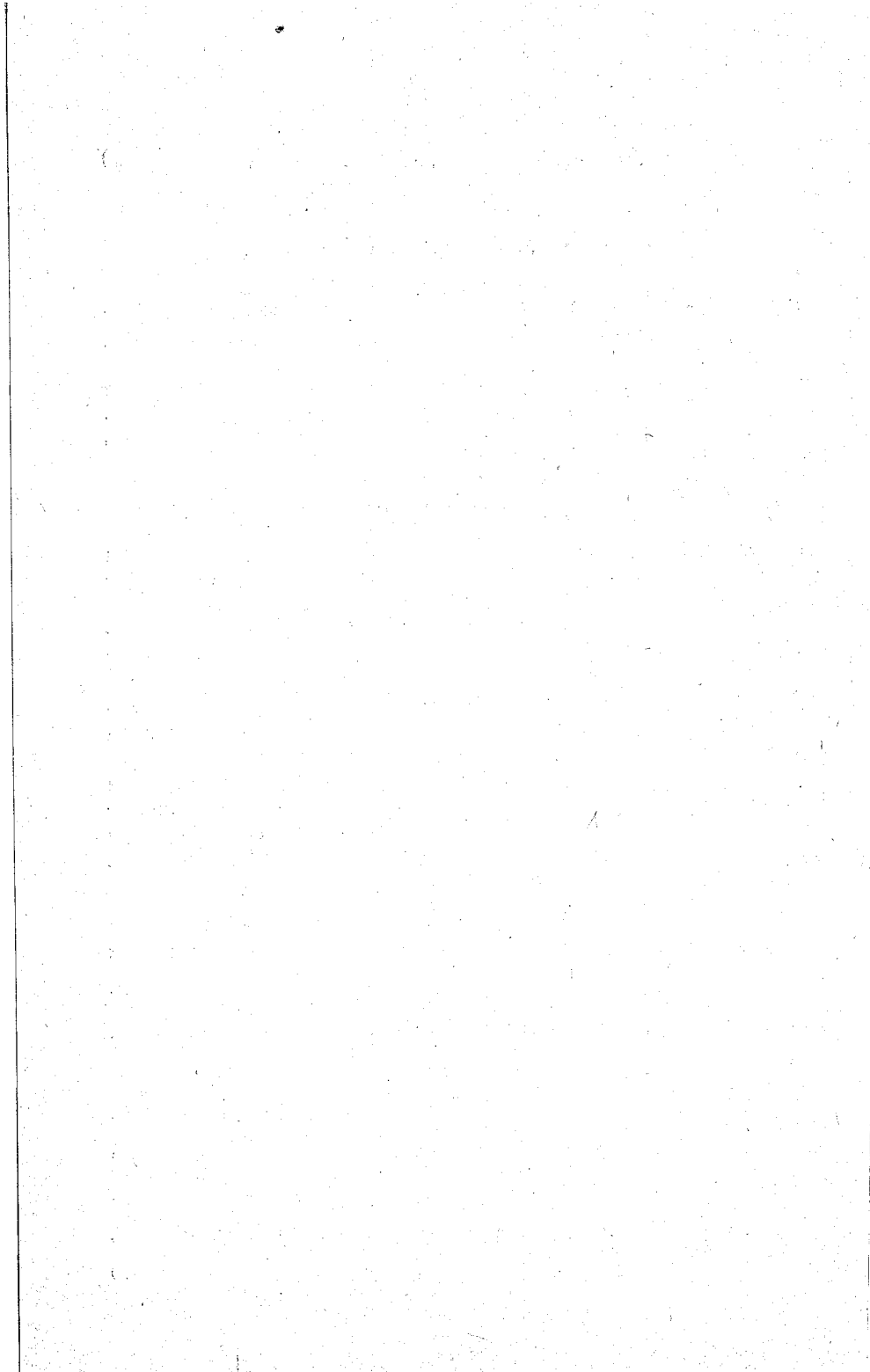
2. Вид морфометрических зависимостей определяется комбинацией параметров, через которые выражен коэффициент пропускной способности.

3. Из всех типов морфометрических зависимостей предпочтение следует отдавать тем, в которых учитывается реальный закон сопротивления водотока [см. зависимости (20)].

4. Создание карт коэффициентов пропускной способности рек позволит лучше оценивать народнохозяйственное значение рек. Такие карты могут быть сделаны по типу карт модулей расходов, широко используемых в гидрологических расчетах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Скородумов Д. Е. Гидравлические основы экстраполяции кривых расходов до высших уровней. Труды ГГИ, вып. 77, 1960.
2. Сасоров М. П. К вопросу об установлении коэффициента шероховатости русел потока. Гидротехническое строительство, № 8, 1958.
3. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Гидрометеиздат, Л., 1962.
4. Форгеймер Ф. Гидравлика. ОНТИ, М.—Л., 1935.
5. Кондратьев Е. Н., Ляпин А. Н., Попов И. В., Пиньковский С. И., Федоров Н. Н., Якунин Н. И. Русловой процесс. Гидрометеиздат, Л., 1960.
6. Ржаницын Н. А. Морфометрические и гидрологические закономерности строения речной сети. Гидрометеиздат, Л., 1960.
7. Великанов М. А. Русловой процесс (основы теории). Физматиздат, М., 1958.
8. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. ОНТИ, М.—Л., 1937.



ПРИЛОЖЕНИЕ

к статье Д. Л. Соколовского, В. Г. Орлова
«Расчетные нормы максимального дождевого стока
на реках Сахалина»

Основные характеристики обследованных водосборов

№ п/п.	Река, пункт, км., ж. д.	F км ²	L км	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i^0/00$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/00$ крут. скл.	Q по меткам, м ³ /сек
Район Северного Сахалина									
1	Паромай	125,3	21,0	0,81	2,3	10	15	34	6,50
2	Пильтун	474,0	36,4	0,81		5	60	31	248
3	Оссой	112,5	22,8	0,86	3,5	10	30	30	11,5
4	М. Горомай	111,0	38,0	0,56	1,78	10	40	67	22,7
5	Б. Горомай	192,0	40,0	0,69	1,58	10	40	55	39,5
6	Вал	1412	107	0,81	0,75	15	15	34	54,0
7	Аскасай	521	92,0	0,97	0,98	7	90	52	26,2
8	Даги	770	95,0	1,00	1,18	1	90	72	129,7
9	М. Вени	41	15,0	2,36	1,57	12	80	40	9,78
10	Б. Вени	192	44,0	1,37	2,12	7	80	85	24,3
11	Озерянка	18,8	10,8	0,58	3,60	3	96	26	
12	руч. Постовой	13,2	5,60	0,70	3,30	20	25	23	
13	Волчанка	120	19,6	0,57	2,24	38	72	20	
14	руч. Близкий	5,0	3,60	0,70	2,80	2	61	24	6,78
15	Черная	93,0	20,0	0,61	2,70	21	64	43	9,06
16	Лаигры	495	52,0	0,59	1,00	46	54	29	157
17	руч. Светлый	10,3	4,80	0,46	6,60	5	68	60	2,87
18	Правый Чингай	14,4	6,80	0,69	7,50	3	15	100	5,82

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i^0/00$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/00$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
19	Юктолин	5,38	2,50	0,46	17,0	14	50	43	1,76
20	Таусмен	15,4	7,00	0,99	5,70	15	70	63	10,6
21	М Вагис	7,31	4,40	1,37	57,0	7	60	148	4,49
22	Вагис	90,4	31,2	1,39	3,80	6	95	124	14,6
23	Погиби	66,5	18,4	0,53	4,60	35	87	27	12,2
24	Юктолин	23,1	10,6	0,46	5,00	5	—	28	3,90
25	руч. Топкий	8,08	4,40	0,54	5,00	89,7	72	19	
Участок Адо-Тымово — Поронайск									
26	Славка	119	30,9	1,90	6,7	—	95	198	22,4
27	Первый Скоп	25	7,5	1,62	6,4	—	100	38	4,50
28	Усково	125	33,4	1,57	11,5	1,0	100	302	—
29	Воскресенка	40	13,0	1,80	12,0	—	85	145	7,30
30	Бол. Анга	22	11,4	1,73	19,5	4	94	256	1,50
31	Красная	140	30,0	1,43	8,0	20	68	84	2,20
32	Далдаганка	63	13,4	1,90	19,4	42	40	182	113
33	Березовка	6,1	6,1	1,26	3,0	60	40	30	8,95
34	Надежная	4,0	2,7	0,67	11,1	70	30	104	6,13
35	Сев. Хандоха	113	32,0	1,97	8,8	0,5	15	238	62,9
36	Костровка	23,0	8,8	2,08	15	—	90	90	14,5

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$
37	Онорка 44 км	323	50,5
38	руч. Мелкий	3,9	2,9
39	Третья речка	5,4	4,5
40	б/н 5 км южн. Онор	1,6	0,7
41	5-я речка	3,0	3,8
42	7-я речка	36	12,6
43	9-я речка	13,2	8,2
44	10-я речка	18,6	9,6
45	Быстрая	25,7	10,9
46	Черная	41	13,0
47	Борисовка	52,4	23,8
48	Туманная	43	17,6
49	Гильзовка	20,2	12,7
50	Побединка 414	146	30,5
51	руч. Шумный 410	14,3	8,2
52	Орловка 404	490	63,6
53	Ельная 397	179	37,7
54	Болотная 387, 95	13,0	11,0
55	Середка 387,4	9,9	10,0
56	Порочная 382	14,9	9,0

Продолжение

$D \frac{км}{км^2}$	$i^0/00$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/00$ крут. скл.	Q по меткам, м ³ /сек
1,80	4,6	5	90	262	157
1,27	18,9	15	85	104	0,06
2,0	33,3	—	70	185	
0,44	35,7	40	100	46	3,53
1,73	24,3	30	50	170	8,23
1,70	25,8	5	90	308	24,4
1,82	19,4	—	95	194	3,54
1,82	27,6	9	90	137	16,3
1,70	37,1	17,8	40	244	5,00
1,64	28,6	25	80	218	9,84
1,62	12,9	20	66	294	47,8
1,57	13,8	30	35	237	540
1,75	24,0	—	50	231	8,0
2,13	8,6	—	95	182	40,8
1,38	6,7	—	10	69	20,0
1,77	3,6	4,2	43	253	373
1,96	10,6	22	42	323	52,7
1,59	33,6	—	60	291	0,28
2,05	40,0	—	75	300	1,18
1,04	22,7	—	41	130	2,12

Продолжение

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i^0/00$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/00$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
57	Боюклинка 381	137	35,4	2,06	12,0	1,0	35	268	336
58	Матросовка 370	88,5	22,4	2,18	15,4	2,5	43	439	742
59	Днепровская 366	5,4	4,4	1,40	55,7	—	70	270	0,84
60	Казаровка лев. приток . .	3,1	3,1	2,48	45,1	—	25	134	6,30
61	Казаровка прав. приток . .	7,9	4,7	2,12	57,4	—	30	192	77,0
62	Казаровка ниж. прит. 364 .	11,9	5,5	2,00	50,9	—	30	186	88,5
63	Белизна 356	31,2	14,5	1,81	20,7	—	60	254	193
64	Каменка	14,5	10,6	1,91	17,7	—	5	253	112,1
65	Вьюн	18,5	13,6	2,08	18,4	—	3	274	61,8
66	Леонидовка 351	451	53	1,50	24,0	7,3	70	370	511,3

Участок Поронайск — Южно-Сахалинск

67	Гастелловка	168	32,6	1,64	10,1	—	70	198	445
68	Горянка 298	210	32	1,76	9,3	5	50	109	45,5
69	Мана 296	17,8	9,6	1,74	13,5	8	5	48	30,4
70	Чулымка 292	14,6	7,5	1,71	13,6	—	25	156	16,2
71	Нитуй 288	523	83	1,96	6,2	1,0	80	184	259
72	Туровка 279	30,4	12	1,72	8,8	—	15	93	49,9
73	Марковка 277	29,1	19	1,84	21,7	—	20	220	300
74	Королькова 272	10,0	6,9	1,42	9,4	—	0,5	132	9,7
75	Горная 269	134	30	2,06	6,0	—	35	201	178

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}^2$
76	Видная 266	8,7	5,0
77	Гарь 264	4,6	5,0
78	Кормовая 262	5,8	6,3
79	Кринка 259,5	14,1	8,7
80	Можайка 258	2,46	2,9
81	Лесная 250	300	41,6
82	б/н 246	1,5	1,8
83	Осиновка 244,7	13,3	8,2
84	Крупянка 242, 1	5,7	3,9
85	Гребянка 239	19,4	8,0
86	Ячменевка 236,8	1,36	2,5
87	б/н 236,47	1,30	2,2
88	Давеча 235,9	2,44	3,1
89	б/н 235,1	1,31	1,7
90	б/н 234,45	2,16	3,1
91	Угледарка 227,9	7,05	3,9
92	Лазовая 224	269	33,5
93	Восточная 213	25,9	11,2
94	Ссора 206	20,8	10
95	б/н 204,9	1,22	2,5

Продолжение

$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i^0/00$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/00$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
1,96	16,0	—	0,5	255	1,08
2,32	22,0	—	—	210	1,01
2,09	17,4	—	0,5	280	9,9
2,34	18,4	—	0,5	316	21,5
1,74	48,2	—	—	246	39,3
1,90	1,9	—	60	250	141
2,27	22,2	—	—	204	9,60
2,30	19,0	—	5	240	27,5
2,0	16,4	—	10	218	45,7
1,8	45,0	—	15	360	58,8
2,78	84,0	—	10	450	13,1
1,7	117	—	13	310	18,1
2,0	164	—	60	410	13,3
2,36	194	—	50	435	4,52
1,44	145	—	50	415	19,0
1,71	64	—	15	420	92,9
2,34	4,2	—	30	240	(1596)
2,18	30	—	2	69	81,0
250	14,2	—	5	100	91,8
2,46	40,0	—	10	201	2,11

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	F км ²	L км
96	Тур 204,12	2,36	2,9
97	Тур после слиян.	4,98	3,3
98	Придорожный 199	8,74	5,3
99	Пугачевка 197	217	29,5
100	Травяная 195, 3	38,4	15,0
101	Чистая 190,53	1,79	2,5
102	Травяная 189,3	21,4	8,6
103	Голубовка 175,6	3,29	3,8
104	Петровка 174,9	10,2	5,1
105	Тихая	48,8	13
106	Мануй 160	127	28,4
107	Взморье 149	16,4	9,3
108	Баклановка 144	25,4	11,7
109	Айдар 142	28,2	12,0
110	Дудинка 138	25,1	11,8
111	Черная 131	35,7	8,7
112	Н. Камышевка 127	3,8	5,0
113	Фирсовка 126	191	20
114	Рыбная 121	7,1	4,45
115	Крутоярка 119	5,0	5,0

Продолжение

$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i \text{ ‰}$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma \text{ ‰}$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
2,54	37,9	—	—	190	1,67
2,49	30,3	—	—	220	6,37
2,24	35,0	—	10	156	5,98
2,08	5,8	—	59	230	120,8
1,8	24,0	—	15	180	7,60
2,2	20,0		20	205	0,78
1,9	42,0		25	197	33,6
2,6	24,0		30	138	5,66
1,58	8,8		15	172	12,6
1,70	5,4	5	30	90	95,4
1,04	8,57		30	103	67,0
1,75	14,3		20	94	35,2
1,92	8,0		80	240	18
1,63	13,3		100	181	11
1,08	14,5		95	242	99,4
1,98	6,9		90	164	29,7
1,66	55,2		90	191	17,6
2,31	9,4		95	206	550
1,79	46,0		90	277	7,03
1,88	42,0		35	266	13,8

Продолжение

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i \text{ ‰}$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma \text{ ‰}$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
116	Лиственница 118	10,2	6,7	2,00	26,8		60	315	71,6
117	Кирпичная 115	16,9	7,4	2,11	26,0		65	276	15,6
118	б/п 113,7	2,44	2,3	0,94	17,4	30	30	263	1,54
119	Янтарная 113,5	8,8	7,7	1,96	22,0		70	158	18,8
120	Б. Подлесная 112,1	8,0	8,5	1,79	16,0		60	225	15,2
121	М. Подлесная 110	12,3	9,0	1,84	13,3		55	193	23,4
122	Ай 108	140	25,0	2,00	21,4	0,5	80	171	827
123	Белая 80	59	16,0	1,20	29,2		75	254	307,7
124	Сокол 79	24,3	14,4	1,60	25,8		95	318	132,0
125	Чусовая 76	34,4	15,0	1,28	40,3		90	259	38,1
126	Колка-73	31,1	12,0	1,38	47,0		85	266	79,5
127	Красносельская 69	44	11,4	1,37	40,0	0,5	80	308	20,45

Участок Южно-Сахалинск — Корсаков

128	руч. Пригородный 38,7	2,82	1,8	1,38	4,4		20	340	1,92
129	Еланька 36	14,2	7,8	0,88	35,1		88	237	3,04
130	Хомутовка 33	41,1	12,0	0,67	26,4		54	238	29,1
131	Христофоровка 29	32,5	12,0	0,72	31,3		30	117	23,9
132	Мицулевка 23,7	28,9	5,0	0,63	17,6		46	160	8,52
133	Осиновка 21,83	9,31	7,1	1,42	12,6	0,5	75	89	2,78

№ п/п.	Река, пункт, км, ж. д.	F км	L км	$D \frac{км}{км^2}$	i ‰	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	γ , ‰ крут. скл.	Q по метрам, м ³ /сек
134	Плутовка 18	13,4	7,6	0,83	11,6		90	122	5,14
135	Соловьевка 16	31,0	11,6	1,09	3,7		30	59	16,2
136	Пластунка 11	11,9	6,6	1,09	6,0		10	107	3,42
137	Чкаловка 9	9,7	7,6	0,78	9,3		15	56	7,86
Участок Южно-Сахалинск — Синегорск									
138	Сусуя п. Синегорск	16,2	5,0	0,71	39,0		95	254	27,4
139	Самбурка 18,1	10,0	5,2	1,26	27,0		100	295	8,79
140	Сусуя п. Тепловодский . .	72,6	15	0,94	21,3		90	212	66,1
Участок Южно-Сахалинск — Холмск									
141	Магомедка 10	5,6	5,4	1,40	10,9		75	94,6	18,0
142	Пука 11	14,1	9,3	1,08	18,3		75	121,4	15,3
143	Апреловка 13	11,8	8,2	0,96	13,4		41	92,2	7,80
144	Сучковатая	25,8	10,6	1,79	20,4		60	310	20,4
145	Ожидаевская 700 м выше р. Сучковатой	34,6	12,0	1,68	12,8		61	340	37,3
146	Ожидаевская 300 м ниже р. Сучковатой	61,2	12,6	1,82	14,3		59	320	39,1
147	Тиобут р-н Чистоводное .	258	34,2	0,79	4,8		35	198	128
148	Чистоводная	45,8	17,2	1,53	11,3		26	510	26,0
149	Ожидаевская после впад. р. Чистоводной	123	17,3	1,50	13,3		42	405	75,5

Продолжение

№ п/п.	Река, пункт, км., ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i_{00}/\text{о}$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma^0/\text{оо}$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
150	Лютога ст. Пятиречье . .	139	37,6	0,80	6,87		40	332	65,0
151	Фрикена	130	12,9	1,67	16,7		45	455	55,3
152	Лютога ниже впад. Фри- кена	275	40,6	1,19	6,77		40	393	121
153	Тиобут п. Чаплаково . . .	342	52,5	1,64	4,20		25	385	47,5
154	Лютога п. Чаплаково . . .	662	51,0	1,40	6,7		40	400	451
155	Лютога до впад. р. Тιο- бут	310	47,7	1,13	6,75		50	410	88,4

Участок Александровск-Сахалинский — Ильинск

156	Арково	67	18	1,97	1,72		91,5	174	25,4
157	Тымовка	26	10,7	1,90	28,4		80,0	227	47,2
158	Татарка	7	5,6	0,95	20,6		75,7	183	37,3
159	Б. Александровка	171	34	1,95	5,4		91,6	197	3,40
160	М. Александровка	53	12,4	1,85	22,1		83,3	87	4,51
161	б/н у м. Просторное . . .	52	10,6	1,91	22,5		80,0	163	27,8
162	Гончаровка	76	19,6	1,82	20,9		84,6	164	41,2
163	Тельновка	40	14,4	1,89	22,6		70,0	212	4,15
164	Каменка	54	19,0	1,92	18,4		88,0	176	3,50
165	Сергеевка	25	9,2	1,98	15,8		28,0	195	1,03
166	Утасу	100	24	1,75	8,3		80,0	188	125

№ п/п.	Река, пункт, км., ж. д.	$F \text{ км}^2$	$L \text{ км}$	$D \frac{\text{км}}{\text{км}^2}$	$i \text{ ‰}$	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	$\gamma \text{ ‰}$ крут. скл.	Q по меткам, $\text{м}^3/\text{сек}$
Участок Ильинск — Холмск									
167	Ильинка 182	288	43,6	1,43	12,1		40	520	124
168	Черемшанка 173	310	42,9	1,07	4,1		70	170	254
169	Старицкая	157	41,2	1,23	4,8		60	168	37,8
170	Черемшанка до впад. со Старицкой	151	41,2	0,92	4,1		70	171	135
171	Черепок 166	43	10,8	1,75	12,9		26	218	
172	Томаринка ниже прито- ка 158	16,2	27,3	1,31	7,0		97	136	(922)
173	Томаринка выше притока	130	26,8	1,08	7,0		98	154	(647)
174	Запорожская	31,5	11,0	1,92	11,3		95	358	(163)
175	Новоселка	187	38	2,00	6,6		95	256	615
176	Рудановского пр. прит. .	37,4	10,7	1,84	13,2		80	326	10,2
177	Рудановского лев. прит. .	46,5	19,9	1,96	12,5		90	420	25,0
178	Рудановского	85	20,8	1,90	9,4		85	363	35,9
179	Чеховка	189	40,2	2,02	7,2		70	274	60,7
180	Красноярка	194	39,4	1,75	4,53		50	370	364
181	Кострома	233	48	2,11	4,25		80	230	215
182	Пионерская	70	21,2	2,18	5,0		93	220	73,5
183	Восточная	19,7	9,6	1,41	11,8	10	80	198	45,0
184	Целебная	32,4	15,9	1,42	12,4		50	127	20,8

№ п/п.	Река, пункт, км., ж. д.	F км ²	L км	D $\frac{км}{км^2}$
185	Яблочная до слиян. с Це- лебной	36,7	14,0	1,42
186	Яблочная ниже притоков .	70,1	14,9	1,41
187	Малка	22,9	10,0	1,65
188	Одиночка	3,38	3,4	1,11
189	Отселе	5,83	4,8	1,50
190	Холмская	11,4	6,5	1,50

Участок Холмск — Н

191	Язычица	10,0	6,4	2,02
192	Белая	6,30	4,5	1,80
193	Шуя	5,45	5,2	1,98
194	Чусовка	12,7	7,0	1,55
195	Правда	26,0	10,6	1,90
196	Зырянская	19,0	9,8	1,60
197	Сова	36,1	10	1,10
198	Калинка	53,6	13	1,20
199	Салют	6,29	4,5	1,51
200	Сокольников	67,0	28,0	1,60
201	Ясноморка	65,5	21,8	1,70
202	Ловецкая	72,4	19,7	1,84
203	Невельская	12,4	14,0	1,72
204	Казачка	74,1	21,6	1,82
205	Бережная	5,17	5,1	1,66
206	Селезневка	10,2	8,5	1,45
207	Амурская	38,9	26,0	1,87
207а	Лопатинка	47,0	26,4	1,94
208	Ватутинка	255	58,3	1,97

Продолжение

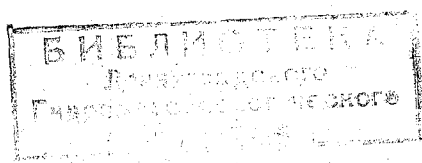
i ‰	Заболо- ченность, %	Залесен- ность, %	γ ‰ крут. скл.	Q по меткам, м ³ /сек
14,0		70	130	22,7
13,2		60	128	39,1
9,0		50	140	15,6
22,0		5	284	2,16
18,4		2	275	23,0
17,0		47	370	5,2

евельск

28,2	45	256	3,25
30,0	40	251	15,10
34,0	50	212	11,0
17,0	70	268	29,4
25,7	56	440	4,12
26,5	95	420	3,73
24,8	81	390	25,3
13,3	100	240	60,5
55,6	75	395	4,76
21,9	90	151	88,0
10,4	90	332	49,8
7,6	80	306	33,9
20,0	32	289	14,6
9,3	90	287	94,0
27,0	90	277	6,42
17,4	92	281	32,3
8,8	92	320	82,7
8,0	86	220	36,5
10,4	87	275	123

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
✓ 1. Д. Л. Соколовский, В. Г. Орлов. Расчетные нормы максимального дождевого стока на реках Сахалина	3
2. Ю. М. Алехин. Об общих (сводных) корреляционных функциях естественных макропроцессов (на примере многолетних рядов годового стока)	41
? 3. Б. П. Панов. Многолетние изменения максимальных расходов р. Амура	48
4. Д. Л. Соколовский, И. А. Шикломанов. Расчеты гидрографов паводков с использованием электронных моделирующих устройств	65
5. И. Ф. Горошков. Схема расчета гидрографов паводков с учетом переменных скоростей	80
✓ 6. Ю. М. Георгиевский, В. Г. Орлов, А. А. Самохин. Исследования максимального дождевого стока рек Сахалина	106
7. Ю. М. Алехин. Статистические прогнозы годового стока на реках Сибири	115
8. Н. Б. Барышников. Методика расчета кривой дифференцированных глубин при прогнозах уровней р. Иртыша	122
9. И. Ф. Горошков. Анализ паводочных скоростей течения рек Дальнего Востока	148
10. А. А. Самохин. Интенсивность снеготаяния в период водоотдачи в равнинных районах ЕТС	160
✓ 11. Г. В. Талалаевский. О методике учета влияния оттепелей при расчетах максимального весеннего стока на малых водотоках степной зоны ЕТС	166
12. Г. В. Иванов. Пропускная способность рек и гидроморфометрические зависимости	172



Замеченные опечатки

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
29	14 стр.	$Q_{\max} = \frac{K_p (H_T - H_0) \alpha}{t_n} \cdot K_{\varphi}, \quad (10a)$	$Q_{\max} = \frac{K_p (H_T - H_0) \alpha F}{t_n} \cdot K_{\varphi}, \quad (10a)$
29	16 стр.	$Q_{\max} = \frac{K_p (H_T - H_0) \alpha}{T_n} \cdot K_{\varphi} \quad (10)$	$Q_{\max} = \frac{K_p (H_T - H_0) \alpha F}{T_n} \cdot K_{\varphi} \quad (10)$
42	16 стр.	$\varepsilon_m^2 = M \left q(t) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m(\tau) q(t-\tau) \right ^2,$	$\varepsilon_m^2 = M \left q(t) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m(\tau) q(t-\tau) \right ^2,$
42	18 стр.	$-\frac{1}{2} \frac{d \varepsilon_m}{d K_p} = M \left\{ q(t-p) \left[q(t) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m(\tau) q(t-\tau) \right] \right\} =$	$-\frac{1}{2} \frac{\partial \varepsilon_m}{\partial K_p} = M \left\{ q(t-p) \left[q(t) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m(\tau) q(t-\tau) \right] \right\} =$
42	12 стр.	$-\frac{1}{2} \frac{d \varepsilon_m}{d K_p} = R(p) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m R(p-\tau) = 0,$	$-\frac{1}{2} \frac{\partial \varepsilon_m}{\partial K_p} = R(p) - \sum_{\tau=1}^n \kappa_m R(p-\tau) = 0,$
70	12 стр.	руч. Сумгинский	руч. Сумгинский
70	5 стр.	... начало которого	... начало шлейфа которого
75	6 стр.	$\tau_n = f(\mathcal{I} \lg F),$	$\tau_n = f(\mathcal{I}, \lg F)$
78	2 стр.	водосборов	водосборов

БИБЛИОТЕКА
Ленинградского
Гидрометеорологического
Института

Труды Ленинградского гидрометеорологического института

Выпуск 23

Редактор *И. Г. Максимова*

М-21067. Подписано к печати 2-3-65 г. Заказ 3138. Тираж 500. Цена 84 коп.

Типография № 2 Управления по печати Ленгорисполкома
Ленинград, Фонтанка, 36

