МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА „С А Н И И Р И“

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 119

Мелиорация, орошение, эксплуатация
гидромелиоративных систем

Ташкент—1969

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА „САНИИРИ"

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 119

Мелиорация, орошение, эксплуатация
гидромелиоративных систем

Ташкент—1969

УДК 626

В сборнике освещаются вопросы изменения стока рек Амударьи и Сырдарьи, движения солей в капиллярной зоне и охраны водных источников; приводятся расчеты запасов влаги в зоне аэрации почво-грунтов; описываются устройства для подземного орошения, водоподъема и автоматического регулирования ирригационных систем, а также излагается технико-экономический метод расчета оптимального парка земснарядов, работающих на ирригационных системах и дается анализ средств борьбы с наносами.

Книга рассчитана на научных работников, сотрудников проектных, строительных и эксплуатационных организаций системы водного хозяйства и мелиорации.

Редакционная коллегия:

Р. А. Алимов, Х. А. Аскаров, М. В. Бутырин, Г. Г. Валентини, И. И. Горошков, С. Г. Запрометов, А. М. Мухамедов, У. Ю. Пулатов, А. А. Рачинский.

Ф.Э.РУБИНОВА, М.И.ГЕТКЕР

ОБ ИЗМЕНЕНИЯХ СТОКА р.СЫРДАРЬИ В ПРЕДЕЛАХ ФЕРГАНСКОЙ ДОЛИНЫ В СВЯЗИ С РАЗВИТИЕМ ОРОШЕНИЯ

Бурное развитие ирригации в республиках средней Азии привело к изменениям стоков рек и их режима и поставило задачу прогнозирования этих изменений на разные уровни водохозяйственного строительства.

Необходимость такого рода прогнозов особенно возросла в последние годы, когда водные ресурсы многих бассейнов близки к исчерпанию, и на повестку дня встал вопрос о судьбе Аральского моря и переброске сибирских рек в Среднюю Азию.

От правильного предвидения изменений водных ресурсов и их режима зависит дальнейшее развитие водохозяйственного строительства.

В связи с этим понятен интерес большого числа исследователей к водному балансу р.Сырдарьи, сток которой наиболее полно используется на орошение.

По вопросу о направленности водного баланса бассейна Сырдарьи имеется два противоположных мнения. Большинство исследователей (А.М.Грин, 1959; В.И.Кузнецов, 1957; В.Л.Шульц, 1959, 1961, 1967) считает, что развитие орошения в бассейне р.Сырдарьи неизменно приведет к уменьшению стока Сырдарьи в Арал.

С другой стороны, существует мнение (Л.В.Дунин-Барковский, 1956, 1967), что "...имеется достаточно оснований не опасаться понижения уровня Аральского моря по крайней мере в ближайшие полтора-два десятилетия" и далее: "...при полном освоении земель, пригодных для орошения в Ферганской долине, нет основания ожидать сколько-нибудь существенного уменьшения стока". Прогнозируемую стабильность

стока автор обосновывает сокращением площадей, занятых дикой влаголюбивой растительностью, и некоторым увеличением стока с гор, вызванным возрастанием осадков за счет конденсации влаги, поступающей с орошаемых площадей, прилегающих к горным районам.

Сопоставление оттока из Ферганской долины с водозабором в ее пределах до бурного развития орошения (1925-1939 гг.) с последующим периодом интенсивного ирригационного строительства (1940-1955 гг.) как бы подтвердило выводы Л.В.Дунина-Барковского. Несмотря на возрастание во второй период суммарного водозабора в пределах Ферганской долины более чем на 70 $м^3$/сек (Средазгипроводхлопок), отток из нее не только не уменьшился, но и вырос на 61 $м^3$/сек.

Однако, исследования группы гидрологов во главе с В.Л.Шульцем показали, что увеличение оттока из долины вызвано не только улучшением ее мелиоративного состояния (отведением коллекторно-дренажных вод, заменой дикой влаголюбивой растительности и риса хлопчатником), но и повышенной водностью этого периода.

Один из важных выводов, сделанных В.Л.Шульцем, заключается в том, что введение новых земель в сельскохозяйственный оборот за счет улучшения их мелиоративного состояния без существенного изменения стока рек не беспредельно.

Накопившийся в последнее время гидрометеорологический материал позволяет сделать еще одну попытку оценки изменения стока под влиянием развития орошения методом водного баланса. Показателем изменения стока под действием водохозяйственного строительства мы считаем не отток из долины, колебания которого в основном определяются цикличностью процессов стока в области его формирования, а изменение величины суммарных потерь стока в долине.

В отличие от предыдущих исследований, мы сократили расчетный период до пятилетия с тем, чтобы уловить динамику изменения стока в связи с развитием орошения. Водный баланс составляли для равнинной части бассейна р.Сырдарьи в пределах Ферганской долины.

Балансируемый контур устанавливали совмещением гипсометрической и геологической карт исследуемой территории. За равнину принималась территория, выполненная четвертичными отложениями. На реках граница между горной и равнинной частями проводилась по опорным гидрометеорологическим постам (выход из гор). Балансируемая территория определена в размере 23,8 тыс.км^2.

За пределами балансируемого контура имеется некоторое количество орошаемых земель. Однако эти земли (небольшие межгорные долины и котловины) давно освоены и не могут оказать существенного влияния на речной сток. Последний претерпевает изменения, главным образом, на равнинной части территории, где имеются большие массивы земель перспективного орошения. Поэтому в воднобалансовых исследованиях мы ограничились вышеуказанным балансируемым контуром (рис.I).

Уравнение водного баланса территории, решенное относительно суммарного испарения за любой расчетный период времени, имеет вид

$$E = y_п + X + U - y_о - U_о \pm \Delta U \pm \Delta W \pm \Delta Q_и, \qquad (I)$$

где E - суммарное испарение; $y_п$ - суммарный поверхностный приток; X - атмосферные осадки; U - подземный приток; $y_о$ - суммарный поверхностный отток; $U_о$ - подземный отток; ΔU - изменение запасов грунтовых вод; ΔW - изменение количества влаги в зоне аэрации; $\Delta Q_и$ - то же на поверхности.

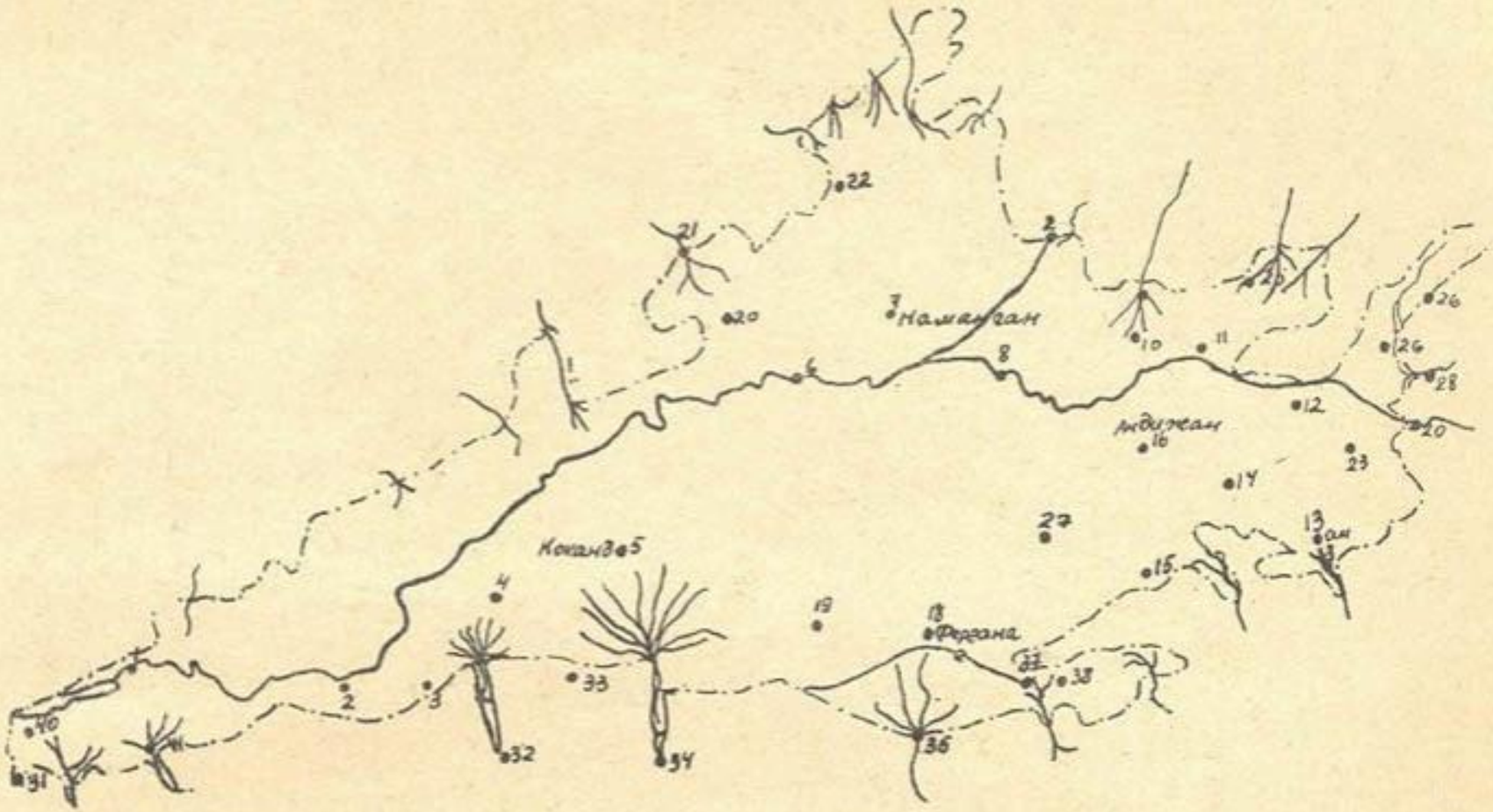


Рис.I Схематическая карта Ферганской долины в пределах балансируемого контура:

• -пункты осадкомерных наблюдений;

—•—• -граница балансируемого контура

При решении балансового уравнения за пятилетние промежутки времени величина ΔW из-за отсутствия достаточно надежной информации с некоторой степенью допущения может быть принята равной нулю.

Допущение это, слишком грубое для отдельных сезонов, лет и небольших территорий, при исследовании водного баланса больших регионов за значительные интервалы времени не должно существенно сказаться на точности конечных результатов.

По данным гидрогеологов, р.Сырдарья в створе Беговатских порогов практически полностью дренирует подземные воды, формирующиеся в пределах Ферганской долины. Поэтому величина U_0 в балансе принимается равной нулю. С учетом вышеизложенного, упрощенное уравнение водного баланса годового периода (в среднем за пятилетия) принято в виде

$$E = y_n + U + X - y_0 \pm (\Delta W + \Delta Q_u). \qquad (2)$$

Поверхностный приток в балансируемый контур (y_n) складывается из стоков р.Нарын (52,9%), Карадарьи (I5,4%) и боковых притоков, формирующихся на склонах гор, окаймляющих Ферганскую долину (3I,7%).

Поверхностный приток в долину с 86,2%-ной водосборной площади учтен гидрометрическими постами УГМС Узбекской, Киргизской и Таджикской ССР с достаточно высокой степенью точности.

По стоку с 2,I%-ной водосборной площади в нашем распоряжении имелись весьма отрывочные данные постов МВХ. Вследствие малых размеров этой площади и небольшой средней высоты (I950 м) даже существенная ошибка в определении стока с нее не скажется на точности расчета притока в балансируемый контур в целом.

Сток, формирующийся в самой низкой зоне гор ($H_{ср} < 1570$ м) на площади, составляющей 11,7% всей водосборной поверхности, не учитывается ни УГМС, ни ведомственными организациями. Приток в балансируемый контур с этой части водосбора, определенный по карте модулей стока (В.Л.Шульц, 1959), составляет 2,8% от годового.

Учитывая высокую синхронность стока в Ферганской долине, величины неучтенного стока за конкретные пятилетия были приняты пропорциональными гидрометрически учтенному.

Итак, 96,2% поверхностного притока в балансируемый контур учтено постами УГМС и, следовательно, установлено достаточно достоверно. Лишь 1% стока рассчитан по данным МВХ и около 3% вычислено по картам. Таким образом, даже довольно большие ошибки в определении стока, по данным МВХ и картам, не могут существенно сказаться на точности расчета поверхностного притока в балансируемый контур.

Поверхностный отток из долины слагается из стока по руслу р.Сырдарьи в створе станции Беговат, по деривационному каналу Фархадской ГЭС и из водозаборов в Верхне- и Нижнедальверзинский ирригационные каналы.

Согласно детальным проработкам института Средазгипроводхлопок, проводившего в 1961–1962 гг. работы по уточнению водного баланса русла Сырдарьи на участке Кзылкишлак – Кокбулак, расходы воды по деривационному каналу Фархадской ГЭС, приводимые в ежегодниках, систематически занижены в среднем за период исследований на 1,5%.

В связи с этим величины поверхностного оттока из долины нами приняты с корректировкой Средазгипроводхлопка. С 1956 г. поверхностный отток из балансируемого контура (Y_0) приводится с поправкой на регулирование [x] Кайраккумским водохранилищем.

---

[x] Поправка на регулирование принята по данным Средазгипроводхлопка.

Подземный приток в Ферганскую долину в пределах балансируемого контура с окружающих ее горных склонов составляет, по сведениям института Гидроингео и Гидрогеологического треста Узбекской ССР, 26,7 $м^3$/сек.

В балансовых расчетах величина подземного притока принята нами постоянной за каждое пятилетие. Необходимость такого допущения вызвана отсутствием сведений о влиянии водности лет на величину подземного притока. Вместе с тем, вследствие слабой изменчивости во времени и малой его абсолютной величины, даже значительные ошибки в его определении не скажутся существенно на структуре водного баланса

Если предположить, что изменения подземного притока в балансируемый контур за пятилетия пропорциональны колебаниям поверхностного, то диапазон изменения величины U составит 0,76–0,92 $км^3$.

Атмосферные осадки (X) на поверхности балансируемого контура рассчитаны по данным 38 станций и постов (рис.I).

Средний по территории слой осадков получен по методу средневзвешенного по формуле

$$X = \frac{\sum X_i f_i}{100}, \qquad (3)$$

X – средний слой осадков на поверхности балансируемого контура за расчетный период времени;

X_i – слой осадков в пункте наблюдений за тот же период[I];

f_i – площадь, подкомандная пункту наблюдений за осадками, % от суммарной.

Предварительные исследования показали, что средневзвешенный слой осадков за большой период времени (год), вычисленный по данным даже меньшего числа пунктов наблюдений, равен слою, определенному по более точному способу –

I) В измеренные суммы осадков введены поправка на смачивание и ветровой недоучет (Ф.З.Рубинова, 1968).

карте изогиет осадков, что дает основание считать полученные данные атмосферных осадков достаточно достоверными.

В уравнение (2) входит величина изменения запасов влаги на поверхности балансируемого контура (болота, озера) и грунтовых вод ($\Delta U + \Delta Q_u$). По мере развития водохозяйственного строительства в Ферганской долине она не могла оставаться неизменной. До массового строительства коллекторно-дренажной сети, вероятно, шло накопление влаги[1] за счет оросительных вод, а после - сработка многолетних запасов.

В связи с этим величины суммарных потерь стока в долине, полученные из уравнения (2), в первые два пятилетия (1935-1939 и 1940-1944 гг.) завышены, в последующие два, после осуществления массового строительства коллекторно-дренажной сети , - занижены.

Из-за отсутствия достаточно надежной информации для непосредственного определения величины ΔU , мы попытались рассчитать ее косвенно. Для этого использовали информацию о динамике коллекторно-дренажного стока в Сырдарью (табл.I).

Искомая величина слагается из организованного коллекторно-дренажного стока по инженерным сооружениям, регистрируемого органами эксплуатационной гидрометрии ($y_к$), и стока, дренируемого непосредственно руслом р.Сырдарьи ($y_д$)[2]. Первая компонента принята по данным Средазгипроводхлопка, вторая определена из уравнения

$$y_0 = y_т + y_к + y_д . \qquad (4)$$

---

1) В дальнейшем для краткости изложения величину $\pm(\Delta U + \Delta Q_u)$ обозначим через $\pm \Delta U$.

2) Величина $y_д$ завышена, так как в нее входит нерегистрируемый сток коллекторно-дренажных вод по инженерным сооружениям.

где $У_о$ – отток по руслу Сырдарьи в замыкающем водобалансовый контур створе;

$У_т$ – транзитный сток по руслу р.Сырдарьи:

$$У_т = У_п - У_в - Р; \quad (5)$$

$У_п$ – поверхностный приток в балансируемый контур;

$У_в$ – суммарный водозабор в пределах контура;

$Р$ – потери стока на испарение в русле реки, которыми в первом приближении можно пренебречь;

$У_к$ – суммарный сток по коллекторам;

$У_д$ – сток, дренируемый руслом Сырдарьи.

Из равенств (4-5) величина

$$У_д = У_о + У_в - У_п - У_к. \quad (6)$$

Суммарный водозабор ($У_в$) в пределах Ферганской долины слагается из забора воды из рек Нарын, Карадарья, Сырдарья и боковых притоков. Данные приняты по определению Средазгипроводхлопка. При этом оценка водозабора из боковых притоков по сведениям за два последних пятилетия распространена на все предыдущие. Древнее развитие орошения в бассейнах этих притоков[1], а также стабильность водозаборов в два последних пятилетия дают основание считать принятую оценку близкой к реальной.

Для определения величины ΔU выбраны пятилетия с относительно стабильным водозабором (1940-1954 гг.)(табл.I). Величина коллекторно-дренажного стока в 1945-1949 гг. по сравнению с предыдущим пятилетием (1940-1944 гг.) возросла на 1,04 км^3/год (или 5,2 км^3 за пятилетие), а в 1950-1954 гг. по сравнению с 1944-1949 гг. - на 0,66 км^3/год (или 3,3 км^3).

---

1) Развитие орошения в Ферганской долине с 1940 г. шло главным образом за счет увеличения водозаборов из Нарына и Сырдарьи.

Таблица I

Потери стока с орошаемой части Ферганской долины

Период осреднения		Приход, км³/год				Отток, км³/год		
		$У_в$	X_{f_1}	U	Σ	$У_к$	$У_д$	Σ
I935/36	I939/30	9,48	I,54	0,84	II,86	(I,25)	I,39	2,64
I940/4I	I944/45	II,82	2,20	0,84	I4,86	I,25	2,34	3,59
I945/46	I949/50	II,5I	2,00	0,84	I4,35	I,6I	3,02	4,63
I950/5I	I954/55	II,93	2,4I	0,84	I5,I8	2,64	2,65	5,29
I955/56	I959/60	I4,44	2,4I	0,84	I7,69	4,I2	2,86	6,98
I960/6I	I964/65	I6,69	2,I7	0,84	I9,70	5,49	2,64	8,I7

Примечание: $У_в$ - суммарный водозабор; X_{f_1} - осадки на орошаемую площадь (нетто); U - подземный приток; $У_к$ - суммарный сток коллекторно-дренажных вод, поступающих в Сырдарью по коллекторам; $У_д$ - дренажные воды, вклинивающиеся непосредственно в русло Сырдарьи; E'_{f_1} - потери по разности приходной и расходной статей; E_{f_0} - потери с орошаемой части (нетто), расчитанные методом теплового баланса;

Продолжение таблицы I

Потери, км³/год					$У_н + У_в$		Модуль дренажного стока, л/сек/км²		
$E' \pm \Delta U$	$\pm \Delta U$	E'_{f_1}	E'_{f_0}	$E'_{f_1} - E'_{f_0}$	л/сек га	% от $У_в$	$У_н + У_в$	$У_н$	$У_в$
9,22		9,22	6,70	2,52	0,I25	28	7,2	3,4	3,8
II,27	-0,20	II,07	8,I7	2,90	0,I39	30	9,3	3,3	6,0
9,72	+I,04	I0,76	8,I7	2,59	0,I80	40	I2,0	4,2	7,8
9,89	+0,66	I0,55	8,06	2,49	0,208	44	I3,8	6,9	6,9
I0,70		I0,70	9,46	I,24[x]	0,234	48	I5,9	9,4	6,5
II,57		II,57	9,8I	I,76[x]	0,263	49	I7,8	I2,0	5,8

x) В том числе испарение с поверхности Кайраккумского и Фархадского водохранилищ.

Неизменность размеров орошаемых площадей и стабильность водозабора позволяют отнести прирост коллекторно-дренажных вод за счет сработки многолетних запасов влаги, накопленных в пределах балансируемого контура за весь период, предшествующий массовому строительству коллекторно-дренажной сети. Величина ΔU за I945–I949 гг. определена в размере I,04 км^3/год, а за I950–I954 гг. –0,66 км^3/год и введена в уравнение водного баланса для расчета суммарных потерь на испарение с поверхности исследуемой территории.

Одновременно есть основание предполагать, что крупное ирригационное строительство и большой прирост орошаемых площадей в I940–I944 гг. при слабом развитии коллекторно-дренажной сети привело к существенному накоплению влаги ($+\Delta U$).

Сравнивая два периода с одинаковым приростом водозабора (I935–I945 и I955–I965 гг.), но разным уровнем развития коллекторно-дренажной сети (табл.I), можно констатировать, что в последний величина наращения $y_{gr} + y_{gv}$ составила I,I5 км^3/год против 0,95 км^3/год в первый период. Разница в приросте коллекторно-дренажных вод за два рассмотренных периода, равная 0,20 км^3/год, может быть принята в качестве ориентировочной оценки накопления влаги в I940–I945 гг.[I)].

С учетом сделанных допущений величина E_F , полученная как остаточный член упрощенного уравнения водного баланса (2), представляет собой потери на суммарное испарение с поверхности балансируемого контура (табл.2). Как видно из табл.2, суммарные потери (E_F) за весь рассматриваемый период возросли на I,73 км^3/год. Наиболее резко

I) Значение ΔU , вероятно, несколько занижено в результате ухудшения мелиоративного состояния долины в последнее пятилетие и снижения прироста коллекторно-дренажных вод на единицу водозабора.

Таблица 2

Потери стока в пределах Ферганской долины

Период осреднения	Площадь, тыс. км^2					Приток, км^3/год			
	F	f_1	f_2	f_3	f_4	$y_п$	U	X_F	Σ
1935/36–1939/40	23,8	6,70	11,70	8,2	3,90	23,03	0,84	5,06	28,93
1940/41–1944/45	23,8	8,17	12,20	7,7	3,90	24,27	0,84	5,84	30,95
1945/46–1949/50	23,8	8,17	(12,20)	(7,7)	(3,90)	24,95	0,84	5,32	31,14
1950/51–1954/55	23,8	8,06	(12,20)	(7,7)	(3,90)	28,89	0,84	6,48	36,21
1955/56–1959/60	23,8	9,46	(14,00)	(7,7)	(2,01)	27,01	0,84	6,10	33,95
1960/61–1964/65	23,8	9,81	14,44	7,7	1,66	24,35	0,84	5,08	30,27

Примечание: F – площадь балансируемого контура; f_1 – орошаемая площадь нетто; f_2 – то же брутто; f_3 – верхняя неорошаемая зона; f_4 – нижняя неорошаемая площадь (Центральная Фергана); $y_п$ – поверхностный приток в балансируемый контур; U – подземный приток туда же; X_F – атмосферные осадки на поверхность балансируемого контура; $y_о$ – поверхностный отток из балансируемого контура;

Продолжение таблицы 2

Отток (Y_e) км³/год	Потери, км³/год								
	$E_F \pm \Delta U$	$\pm \Delta U$	E_F	E_{f1}	$E_F - E_{f1}$	E_{f3}	E'	x'	$E' - x'$
I6,I9	I2,74		(I2,74)	6,70	6,04	I,75	4,29	I,77	2,52
I6,04	I4,9I	-0,2I	I4,70	8,I7	6,54	I,88	4,66	I,76	2,90
I8,07	I3,04	+I,04	I4,08	8,I7	5,9I	(I,75)	4,I6	I,57	2,59
22,25	I3,96	+0,66	I4,62	8,06	6,56	(2,08)	4,48	2,99	2,49
I9,55	I4,40		I4,40	9,46	4,94	I,82	3,I2	I,87	I,25[x]
I5,80	I4,47		I4,47	9,8I	4,66	I,63	3,03	I,28	I,75[x]

E_F - суммарные потери с поверхности балансируемого контура; ΔU - изменение запасов влаги; E_{f1} - потери на испарение с орошаемой площади нетто; E_{f3} - потери на испарение с верхней неорошаемой площади; E' - потери на испарение с поверхности балансируемого контура, за вычетом E_{f1} и E_{f3}; x' - осадки на поверхность балансируемого контура за вычетом орошаемой (нетто) и верхней неорошаемой площади; $E' - x'$ - потери стока с неорошаемой территории.

---

[x] В том числе 0,76 с поверхности Кайраккумского и Фархадского водохранилищ.

они увеличились в 1940–1944 гг., т.е. сразу после крупного ирригационного строительства.

Начиная с 1945–1949 гг., несмотря на прирост орошаемых площадей (f_1), величина суммарных потерь оставалась стабильной. Для выяснения причины этого явления и оценки изменения стока под влиянием развития орошения, целесообразно разделить суммарные потери в балансируемом контуре на отдельные компоненты. С этой целью в пределах контура выделено четыре зоны (табл.2): орошаемая (нетто f_1 ; брутто f_2), верхняя неорошаемая (f_3), где режим испарения определяется лишь атмосферными осадками, и нижняя неорошаемая (главным образом Центральная Фергана; f_4).

В последней зоне наряду с осадками большую роль в испарении играют заболоченные и пойменные участки, занятые дикой влаголюбивой растительностью, сбросные воды с орошаемых полей и близкий к поверхности земли уровень грунтовых вод.

По литературным данным и архивным материалам удалось оценить размеры орошаемых площадей за 1935–1939; 1940–1944; 1945–1949; 1950–1954; 1960–1964 гг.

Из них, данные за 1935–1939 гг. (f_1 = 6,7 тыс.км^2) соответствуют периоду, предшествующему интенсивному водохозяйственному строительству; остальные, особенно с 1945 по 1950 год, характеризуются приростом орошаемых площадей и интенсивным мелиоративным строительством.

Величины f_1 , f_2 и f_3 получены по картам Средазгипроводхлопка, отражающим положение на 1928, 1945 и 1965 гг. При этом данные, полученные на 1945 г., мы распространили на 1940–1954 гг., исходя из стабильности водозаборов и орошаемых площадей, а прирост площадей в 1955–1959 гг. отнесли за счет Центральной Ферганы аналогично 1960–1964 гг.

Согласно сведениям ЦСУ около 60% орошаемой площади в пределах Ферганской долины занято посевами хлопчатника; около 40% приходится на долю остальных культур, среди которых доминируют люцерна и сады-виноградники.

По предварительным расчетам (на основе метода теплового баланса), выполненным в отделе гидрологии САНИИРИ Б.Е.Мильким, суммарное испарение с хлопкового поля в среднем за многолетие составляет I000 мм, из которых 830 приходится на вегетационный период. Эта величина принята нами для ориентировочного расчета потерь на суммарное испарение с остальной части орошаемой площади, на которой одновременно имеются культуры, испаряющие больше (люцерна) и меньше (сады - виноградники) хлопка. Так, по многолетним исследованиям Г.А.Ахмедова, испарение с люцернового поля составляет I,25-I,30 по сравнению с хлопком, а зерновые и сады - виноградники (Т.М.Гельбух, I967) - 0,75-0,80.

В I940-I944 гг. доля хлопчатника сократилась за счет увеличения посевов риса и зерновых.

Однако, поскольку суммарное испарение риса в I,4 раза больше хлопка, а зерновых в 0,75-0,8 раза меньше, есть существенное основание считать приведенные потери (табл.2) близкими к реальным.

Слой испарения с орошаемой территории (I000 мм) принят постоянным для всех периодов, так как вариация его от года к году под влиянием климатических факторов крайне незначительна ($\ell_v = 0{,}04$).

Суммарное испарение с неорошаемой части балансируемого контура определено по разности между потерями со всего контура, а также с орошаемой его части ($E_f - E_{f_1}$).

Для решения задачи об изменении стока рек при развитии орошения наибольший интерес представляет структура суммарных потерь с неорошаемой территории и их динамика во

времени. Среди составляющих ($E_F - E_{fi} = E_{fs} + E'$) особое значение отводится непродуктивному испарению дикой влаголюбивой растительностью. Снижение непродуктивного испарения, по Л.В.Дунин -Барковскому /1956,1967 гг./, одним из основных факторов, обусловливающих стабильность стока по мере развития орошения.

Размеры непродуктивного испарения (E') на разные этапы водохозяйственного строительства определяли по разности между потерями с неорошаемой территории ($E_F - E_{fi}$) и испарением с поверхности верхней неорошаемой (адырной) зоны (E_{fs}), величина которого лимитируется атмосферными осадками, выпадающими в этой зоне.

Разница между E' и величиной осадков на ту же территорию (X') представляет собой потери стока на непродуктивное испарение ($E' - X'$). Стремясь не занизить величину экономии стока за счет сокращения непроизводительных потерь, оценим ее по двум пятилетиям, характеризующимся максимальным (1945/46-1959/60 гг.) и минимальным (1955/56-1959/60 гг.) значениями $E' - X'$. Сопоставляя эти пятилетия, получаем искомую величину в размере 1,65 км^3/год.

Если учесть, что в последние два пятилетия непроизводительные потери на испарение с водной поверхности Кайраккумского (и еще раньше Фархадского) водохранилища равнялись 0,76 км^3/год /I/, то максимальная величина экономии стока за счет ликвидации ранее существовавших массивов с дикой влаголюбивой растительностью составит 2,4 км^3/год.

При улучшении мелиоративного состояния долины развитие водохозяйственного строительства (создание водохранилищ), наряду с уменьшением непроизводительных потерь стока, может привести к увеличению испарения по сравнению с естественным фоном. Так, строительство Кайраккумского

водохранилища привело к возрастанию непроизводительных потерь за счет испарения с водной поверхности, испарения-транспирации с мелководий[I)], интенсивно зарастающих камышом, и ухудшения мелиоративного состояния земель на левом берегу Сырдарьи, для которых река служила главной дреной. Этим, очевидно, объясняется некоторое увеличение величины $E' - X'$ в 1960/61-1964/65 гг. по сравнению с 1955/56-1959/60 гг.

Дальнейшее улучшение мелиоративного состояния Ферганской долины может привести к некоторому сокращению непроизводительных потерь, однако, величина эта, очевидно, не превысит 0,8-1,0 км^3/год.

Поскольку наиболее эффективно процессы преобразования речного стока сказываются в пределах орошаемой зоны балансового контура, аналогичные расчеты проделаны непосредственно для орошаемой зоны (f_1). Результаты расчетов представлены в табл.1. Анализ этих материалов полностью подтверждает выводы, сделанные при рассмотрении табл.2.

Суммарные потери с орошаемой зоны в последнем пятилетии возросли на 2,35 км^3/год. Процесс нарастания суммарных потерь стока в данном случае прослеживается более четко. Разница между суммарными потерями стока с орошаемой зоны (E_{f_1}) и продуктивным испарением с ее поверхности (E_{f_0}) представляет собой отток на прилегающую неорошаемую территорию, являющийся источником существования массивов с дикой влаголюбивой растительностью. Отток и непродуктивные потери резко сократились после массового строительства дренажно-коллекторной сети и осушения заболоченных массивов. Наиболее эффективно эти мероприятия сказались в последнее десятилетие.

I) По сведениям Средазгипроводхлопка площадь мелководий, зарастающих камышом, в 1959 г. составляла 11,0 км^2, в 1962 - 65,0 км^2.

Одна из важных причин относительно медленного увеличения потерь стока в ферганской долине по мере роста орошаемых площадей - хорошая естественная дренированность территории и комплекс мелиоративных мероприятий, осуществленный в послевоенные годы.

Из табл.I и рис.2 следует, что суммарный сток коллекторно-дренажных вод возрос с 28% от водозабора 1934/35-39/46 гг. до 49% в 1960/61 - 64/65 гг. Зависимость $\frac{У_г + У_с}{У_в} = f(У_в)$ отражает изменение мелиоративного состояния Ферганской долины. Интенсивность нарастания стока коллекторно-дренажных вод, наибольшая в диапазоне $У_в$ = 12 - 14 км^3/год, соответствует послевоенному периоду массового мелиоративного строительства и практически постоянна в предшествующий и последующий периоды.

На современном мелиоративном уровне Ферганской долины прирост водозабора на 6,3 км^3/год (ЦФК) приведет к увеличению суммарного водозабора до 23,0 км^3/год, а стока коллекторно-дренажных вод до 11,6 км^3/год (50,5% от водозабора) (рис.2)[1].

В этом случае потери речного стока возрастут с 8,56 до 11,4 км^3/год, т.е. на 2,8 км^3/год.

Суммарные потери речного стока в Ферганской долине увеличатся в перспективе до 4,6 км^3/год по сравнению с 1935-39 гг. и составит 18% от среднего многолетнего притока.

Прогнозируемые суммарные потери стока могут быть сокращены за счет улучшения современного мелиоративного состояния долины и повышения культуры орошаемого земледелия.

I) Приводимые здесь оценки коллекторно-дренажных вод получены при допущении полного расхода грунтового потока с гор в балансируемом контуре. По этой причине величина $У_с$ несколько завышена, но не более чем на 0,84 км^3/год. Противоположное допущение о выклинивании грунтового потока только в русло Сырдарьи мало правдоподобно.

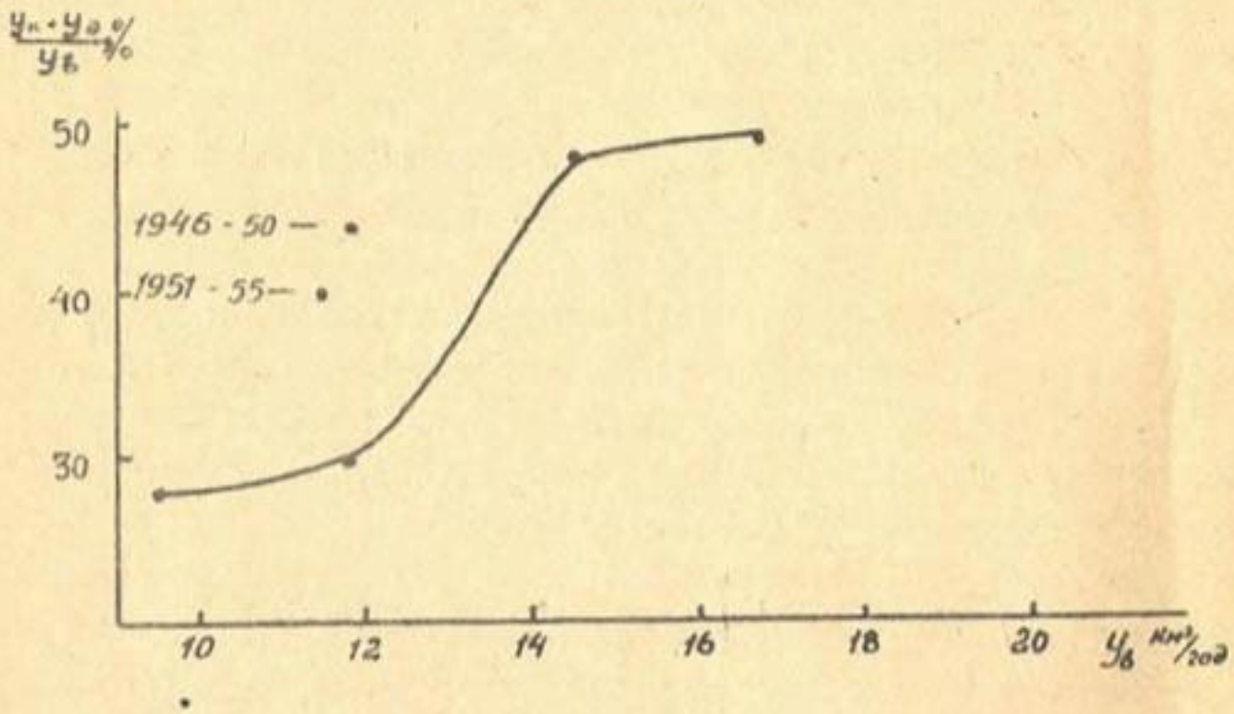


Рис.2 Зависимость возвратных вод от величины водозабора

Выводы

I. Развитие орошения в Ферганской долине за период 1935-1965 гг. привело к увеличению потерь на продуктивное испарение на 3,I км^3/год. Потери речного стока за тот же период возросли лишь на I,7 км^3/год (6,7% от среднего притока в долину). Разница между этими величинами (I,4 км^3/год) составила экономию речного стока за счет сокращения непродуктивного испарения с массивов дикой влаголюбивой растительности . Одновременно несколько возрастают непродуктивные потери за счет увеличения испарения с водной поверхности водохранилищ и их интенсивно зарастающих мелководий.

2. При современном мелиоративном состоянии долины сток коллекторно-дренажных вод составляет 49% от водозабора, из которых 33% дренируются непосредственно Сырдарьей, а 67% отводится по искусственной коллекторно-дренажной сети.

Планируемое увеличение водозабора (ЦФК) в случае отсутствия существенного улучшения мелиоративного состояния долины приведет к нарастанию потерь речного стока до 4,6 км^3/год, что составит I8% от среднего многолетнего суммарного притока в долину.

ЛИТЕРАТУРА

I. Водный баланс и гидрометеорологический режим водохранилищ, изд.УГМС УзССР, Ташкент, I968.

2. Гельбух Т.М. Водный баланс отдельных участков бассейна р.Сырдарьи. Материалы семинара по расчетам водного баланса речных бассейнов, Валдай, I967.

3. Грин А.М. Изменения динамики стока р.Сырдарьи в связи с развитием орошения в Ферганской долине, Изв. АН СССР, сер.Географ., № 3, I959.

4. Дунин-Барковский Л.В. О водном балансе орошаемой территории, Изв.АН СССР, сер.Географ.,№ 5, I956.
5. Дунин-Барковский Л.В. Развитие ирригации и судьба Аральского моря. Проблема преобразования природы Средней Азии, "Наука", М., I967.
6. Кузнецов В.И. Об изменениях стока р.Сырдарьи в связи с развитием орошения, "Метеорология и гидрология", № 7, I957.
7. Рубинова Ф.Э. К вопросу о введении систематических поправок в показания осадкомеров, "Вопросы гидротехники", вып.33, Ташкент, I967.
8. Указания к производству расчетов речного стока в условиях Средней Азии, Ташкент, I959.
9. Шульц В.Л., Орешина Л.М. Водный баланс Ферганской долины, Изв. АН УзССР, сер.техн.наук, № 4, I959.
I0. Шульц В.Л., Орешина Л.М., Ахмедов Г.А., Рубинова Ф.Э. К вопросу изменения стока р.Сырдарьи в районе Чардаринского водохранилища в связи с развитием орошения, Изв.АН УзССР, сер.техн.наук,№ 2, I96I.
II. Шульц В.Л. Изученность водных ресурсов Средней Азии и пути их использования. Проблема преобразования природы Средней Азии, Изд."Наука", М., I967.

В.Л.ШУЛЬЦ, Л.И.ШАЛАТОВА

СРЕДНИЙ МНОГОЛЕТНИЙ СТОК РЕК ВОДОСБОРА АМУДАРЬИ

Исходные данные

К I января 1965 г. имелись данные о расходах воды в 84 створах, не считая р.Гунт у с.Аличур и пунктов, расположенных на равнинных участках рек и территории Афганистана. В Афганистане использованы данные по семи створам. Из общего числа створов 19 относятся к водосборам с площадью менее 100 км^2, т.е. на режиме рек которых в наибольшей степени сказывается влияние местных факторов - геологического строения, почвенного покрова, растительности, несовпадения поверхностного и подземного водоразделов. По этой причине величина и режим стока с таких водосборов часто могут отклоняться от типичных закономерностей. Площади водосборов 21 створа превышают 5000 км^2 и, следовательно, материалы, полученные на них, дают осредненные величины стока по слишком большой территории. Данные по этим створам не могут быть, как правило, использованы для выявления зависимостей и построения карт среднего стока. Однако они являются прекрасным материалом для контроля выявленных закономерностей и построенных карт среднего стока. Исключение сделано только для Афганистана, где все створы охватывают площади водосборов свыше 5000 км^2. Поэтому на зависимости стока от средних высот водосборов и на изолинии среднего стока для левобережной части Амударьи следует смотреть как на самые предварительные.

По продолжительности наблюдений створы распределяются следующим образом: менее 5 лет 24 створа; 5–10 лет – 9; 10–20 лет – 27; 20 лет – 24 створа.

Следовательно, створов с продолжительностью наблюдений свыше 20 лет насчитывается 24, что составляет 28,6% от общего числа створов. Такая продолжительность наблюдений в подавляющем большинстве случаев позволяет получать среднюю величину стока с ошибкой не более 5% (см.ниже). Створов с продолжительностью наблюдений IO–20 лет – 27, т.е. 32,2% от общего числа.

Продолжительность наблюдений менее 5 лет имеет место на 24 створах. Такая продолжительность наблюдений совершенно недостаточна для сколько-нибудь надежного установления средних значений стока, и ошибки при их определениях могут достигать и даже превышать 25% (см.ниже). Таким образом, продолжительность наблюдений на значительном числе створов недостаточна для надежного определения средних величин стока, в связи с чем весьма актуальным становится вопрос о влиянии продолжительности наблюдений на точность определения среднего стока.

Сведения о размерах площадей (F) водосборов и средних взвешенных высотах ($H_{ср}$) в большинстве случаев заимствованы в УГМС Таджикской и Узбекской ССР. Определения их производились по новым картам в связи с составлением справочника "Ресурсы поверхностных вод СССР" и были закончены в 1966 г. Причем площади и средние взвешенные высоты для водосборов с $F \geq 10000$ км^2 не определялись. В этих случаях сведения о F и $H_{ср}$ водосборов принимались по "Указаниям к производству расчетов речного стока в условиях Средней Азии" /4/.

Следует отметить, что размеры площадей водосборов, приведенные в различных источниках, за исключением "Водно-энергетических ресурсов Таджикской ССР" /I/, в подавляющем большинстве случаев отличаются друг от друга не более, чем на 5% (табл.I). Таким образом, сведения о площадях водо-

сборов в редких случаях могут влиять на установление зависимостей среднего удельного стока от средней взвешенной высоты водосбора.

Таблица I

Площади водосборов по разным источникам, км^2

Река	Пункт	По водному кадастру	По ежегодникам (1962г.)	По "указаниям"	По "Водноэнерг. ресурсам Тадж. ССР"	По справочнику "Поверхностные водные ресурсы СССР"
Каратаг	Каратаг	684	684	684	684	684
Ширкент	Дебивак	346	346	346	346	319
Вахш	Туткаул	30660	31200	30660	31200	31200
Обихингоу	Лабиджар	6600	6600	6600	6600	6600
Шахдара	Хобост	4290	4620	4290	4620	4180
Ванч	Ванч (Рохарв)	1830	1810	1827	1810	1920
Яхсу	Карбозтонак		1390	1390	2390	1390
Язгулем	Матраун	1660	1940	1660	1940	1940
Кудара	Устье	4040	4170	4040	4170	4500
Рохарв	Ванч	-	50,3	-	50,3	59,8
Обихумбоу	Устье	-	-	-	672	709
Танрсу	Шахбур	-	435	435	435	460
Лючоб	Лючоб	-	216	216	216	170
Варзоб	Дагана	-	1270	1360	1360	1270

Значительно большие расхождения имеют место в данных о средних взвешенных высотах водосборов (табл.2). Здесь расхождения могут достигать 200 м, нередко - 100 м. Сведения о F, $H_{ср}$, расходах воды и модулях стока приведены в приложении.

Таблица 2

Средние взвешенные высоты водосборов по разным источникам, м

Река	Пункт	По "Указаниям"	По "Водно-энерг. ресурсам ТаджССР"	По "Справочнику"
Каратаг	Каратаг	2560	2695	2650
Ширкент	Дебивак	2384	2430	2460
Вахш	Туткаул	3433	3604	-
Обихингоу	Лабиджар	3298	3482	3380
Шахдара	Хобост	4381	4076	4160
Ванч	Ванч (Рохарв)	3697	3814	3780
Яхсу	Карбозтонак	1700	2150	2040
Язгулем	Матраун	3850	3397	3920
Кудара	Устое	-	4454	4480
Рохарв	Ванч	-	3600	3610
Обихумбоу	Устье	-	3269	3260
Варзоб	Дагана	2601	2680	2670
Лючоб	Лючоб	2295	2360	2240

Влияние продолжительности наблюдений на точность подсчета среднего стока

Этот вопрос, с нашей точки зрения, наиболее правильно исследовать при помощи средних значений стока по скользящим n -летиям. При продолжительности наблюдений в 30 лет и более влияние на точность подсчетов среднего стока солнечнообусловленных циклов (циклов солнечной активности) должно выявляться совершенно отчетливо. Воздействие более продолжительных циклов, учитывая недостаточную продолжительность наблюдений на рассматриваемых реках (не более 30-40 лет), сколько-нибудь надежно установлено быть не может.

Следует оговориться, что авторов рассматриваемый вопрос интересует главным образом с точки зрения необходимости (вернее целесообразности) учета при водохозяйственных и гидрологических расчетах цикличности, обусловленной изменчивостью солнечной активности, а не с точки зрения существования такой цикличности в годовом стоке рек.

Для ответа на поставленный вопрос в табл.3 по рекам с наиболее продолжительными наблюдениями (не менее 30 лет) и относящимся к разным типам питания приведены наибольшие и наименьшие значения стока по скользящим 10-, 15-, 20- (или 25-) летиям, а в табл.4 - их отклонения от среднего стока за весь период наблюдений. В этих таблицах в виде исключения приведены данные по р.Гунт, общая продолжительность наблюдений по которой менее 30 лет. Такое исключение вызвано стремлением получить информацию хотя бы по одной памирской реке. Кроме того, в табл.3 и 4 включены реки, не относящиеся к бассейну Амударьи, с целью наиболее полного освещения вопроса, так как наиболее продолжительные наблюдения часто относятся к рекам бассейна Сырдарьи.

В целом табл.3 и 4 охвачены реки с коэффициентами вариации годового стока от 0,12 до 0,32, т.е. практически все реки, которые могут представлять интерес для водохозяйственных расчетов. Большей изменчивостью годового стока могут обладать только реки с очень низко расположенными водосборами, водные ресурсы которых совершенно ничтожны. Как показывают данные табл.4, десятилетних наблюдений явно недостаточно для выведения среднего стока с необходимой точностью. Наибольшая ошибка может превышать 20% (р.Кашкадарья).

Естественно предположить, что ошибки в определениях средней величины стока в общем должны возрастать с увеличением колебаний годового стока. Такое предположение подтверждается зависимостью наибольших отклонений (независимо от

Таблица 3

Наибольшие и наименьшие значения средних расходов воды по скользящим n-летиям, $м^3/сек$

Река	Пункт	Общ. число членов ряда	Ср. расход воды	10-летие макс.	10-летие мин.	15-летие макс.	15-летие мин.	20-летие макс.	20-летие мин.	Последнее 10-летие	ℓ_y годового стока
Гунт	Хорог	24	105	112	101	109	103	109	104	101	0,17
Вахш	Туткаул	32	643	679	626	670	642	667	642	626	0,12
Кафирниган	Чинар	35	102	113	93,4	108	96,3	107	98,5	103	0,19
Сангардак	Кинггузар	34	14,9	16,2	14,1	15,9	14,2	15,2	14,3	14,6	0,22
Кашкадарья	Варганзи	37	5,39	6,51	4,91	6,29	4,99	5,76	4,91	5,18	0,32
Зарафшан	Дупули	49	154	162	143	160	144	159	149	152	0,12
Сох	Сарыканда	30	41,1	43,6	40,2	-	-	41,9	41,3	40,7	0,12
Косчан	Косчан	30	1,74	1,99	1,45	-	-	-	-	1,75	0,22
Гавасай	Устье р.Терс	30	4,98	5,83	4,36	-	-	-	-	4,62	0,28
Чирчик	Чимбайлык-Ходжикент	48	219	233	200	-	-	226	213*	230	0,21
Карадарья	Кампыррават	36	122	137	109	-	-	129	116*	118	0,28
Нарын	Учкурган	43	409	438	376	-	-	419	395*	414	0,16

Примечание. В табл.3 и 4 звездочкой обозначены 25-летия.

Таблица 4

Отклонения средних расходов воды от средних за весь период наблюдений за n-летия,%

Река	Пункт	10-летие		15-летие		20-летие		Последнее 10-летие
		макс.	мин.	макс.	мин.	макс.	мин.	
Гунт	Хорог	+7	-4	+4	-2	+4	-I	-4
Вахш	Туткаул	+5	-3	+4	0	+4	0	-4
Кафирниган	Чинар	+II	-8	+6	-5	+5	-3	+I
Сангардак	Кинггузар	+9	-5	+7	-5	+2	-4	-2
Кашкадарья	Варганзи	+2I	-9	+I7	-7	+7	-9	-4
Зарафшан	Дупули	+5	-7	+4	-6	+3	-3	-I
Сох	Сарыканда	+6	-2	-	-	+2	-	-I
Косчан	Косчан	+I4	-I7	-	-	-	-	+I
Гавасай	Устье р.Терс	+I7	-I2	-	-	-	-	-7
Чирчик	Чимбайлык-Ходжикент	+6	-9	-	-	+3	-3[x]	+5
Карадарья	Кампыррават	+I2	-II	-	-	+6	-5[x]	-2
Нарын	Учкурган	+7	-8	-	-	+2	-3[x]	+I

знака) от коэффициента вариации средних годовых расходов воды C_v (рис.I). Согласно этой зависимости уже при C_v =0,20 наибольшая ошибка в определении расхода по I0-летнему ряду может быть несколько выше I0%. Только при $C_v < 0,I2$ возможно определение средних значений по I0-летиям с приемлемой точностью (наибольшая ошибка не более 5-6%). Следовательно, только для рек с очень устойчивым годовым стоком продолжительность наблюдений в I0 лет может оказаться достаточной для установления среднего стока с удовлетворительной точностью. Однако последнее I0-летие (см.последнюю графу табл.4) для подавляющего большинства створов оказалось достаточно характерным для установления среднего значения стока. Действительно, лишь по р.Гавасай средний расход за последнее I0-летие на 7% ниже среднего за весь период наблюдений, по р.Чирчик - на 5% выше. В остальных случаях отклонения, как правило, не превышают 4%, что вполне приемлемо.

По этой причине данные о расходах воды, полученные на основе наблюдений продолжительностью не менее I0 последних лет в приложении приведены без всяких поправок. Данные за период менее I0 лет были приведены к средним многолетним наиболее простым способом отношений. При устойчивости коэффициента привидения принималось его среднее значение по всем рекам района. К счастью, точности расчета благоприятствует то, что даже данные за последние 2-5 лет отличаются от средних за сравнительно длительный период наблюдений незначительно. Во всяком случае переходные коэффициенты нигде не были больше I,I7 и меньше 0,78.

Приведенные таким образом к многолетию расходы воды и модули стока в предпоследней и последней графах прилож. заключены в квадратные скобки. При продолжительности наблюдений в 2-5 лет более надежные способы получения средних многолетних значений стока (например, по связям с расходами створов - аналогов) не могли дать более точных результатов.

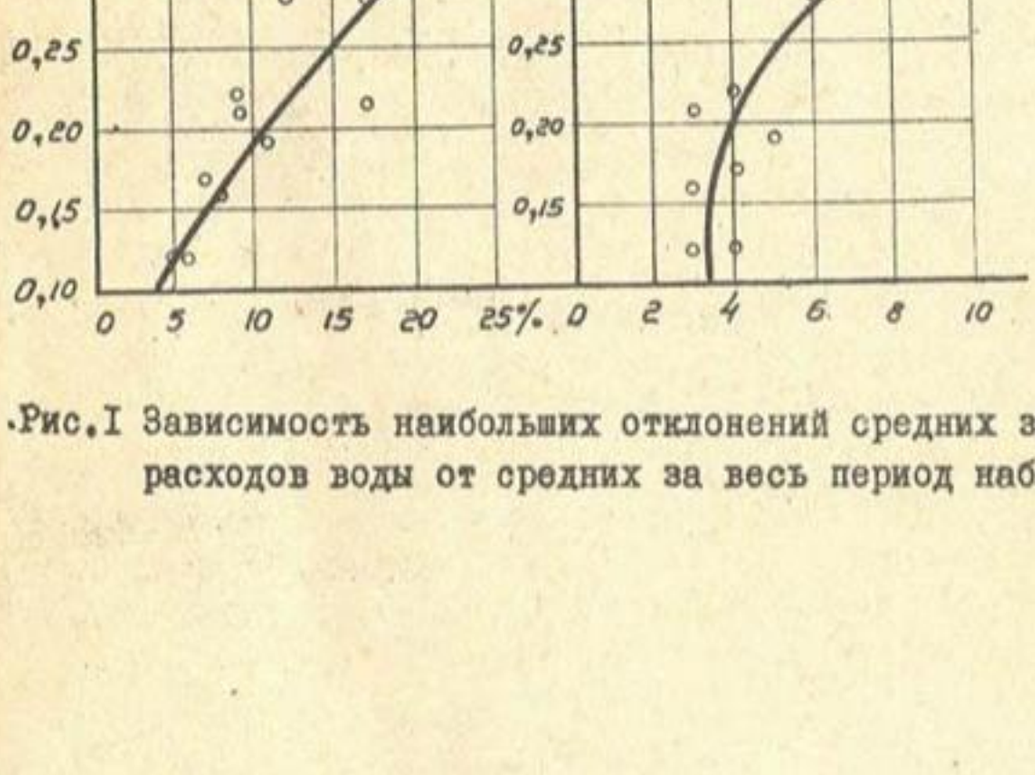


Рис. I Зависимость наибольших отклонений средних за n -летия расходов воды от средних за весь период наблюдений

Продолжительность наблюдений в 20-25 лет оказывается достаточной для выведения средних значений стока с приемлемой точностью для рек с $C_v \leq 0{,}25$, т.е. для рек ледниково-снегового и подавляющего большинства рек снегово-ледникового питания - для всех сколько-нибудь значительных рек бассейна Амударьи. При $C_v = 0{,}35$ наибольшая ошибка в определении среднего стока может составлять 10% (см.рис.1). Такая ошибка уже недопустима. Однако она несомненно обусловливается не 11-летними циклами солнечной активности, так как 20-25-летия включают приблизительно два полных цикла, а более продолжительными циклами, природа которых еще не ясна, а учет их в практических целях пока не возможен.

Таким образом, можно заключить, что для рек с $C_v \leq 0{,}25$ при $n \geq 20$-25 лет нет необходимости учитывать цикличность стока при расчете его нормы. Для рек с большей амплитудой колебаний годового стока учет цикличности был бы желателен. Однако на современном уровне изученности этого вопроса такой учет не возможен, поскольку циклы выделяются настолько неопределенно, что можно усомниться в их наличии и говорить только о тенденции к группировке многоводных и маловодных лет. Чтобы убедиться в справедливости сделанного вывода достаточно обратиться к рис.2, на котором представлены корреляционные функции годовых стоков р.Амударья у г.Керки (по восстановленному ряду) и р.Чирчик с наиболее длительным рядом наблюдений, причем сток реки не изменен хозяйственной деятельностью человека.

Нетрудно заметить, что коэффициенты корреляции для установления продолжительности циклов слишком малы. Если же считаться с каждым переломом корреляционной функции, то на обеих реках продолжительность циклов будет колебаться в пределах 2-5 лет. Короче говоря, нужно быть большим энтузиастом, чтобы при полученной конфигурации корреляционной

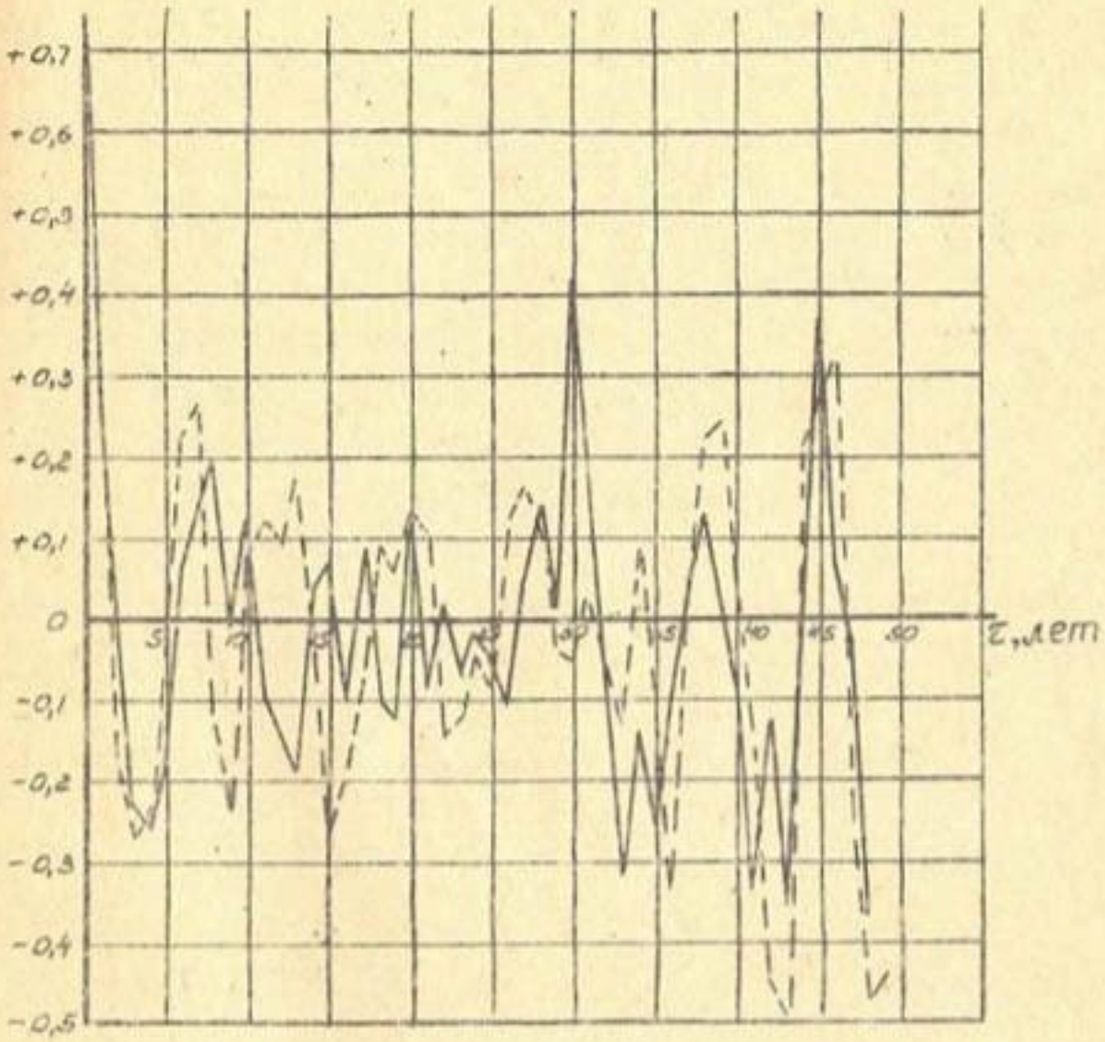


Рис.2 Временные корреляционные функции средних годовых расходов р.Амударья у г.Керки и р.Чирчик у с.Холжикент (Чимбайлык)

функции увидеть сколько-нибудь правильные циклы, да еще с несколькими периодами. Так как нет возможности более подробно останавливаться на этом вопросе, отошлем читателей к работе /2/, в частности к рис.53 (стр.157), анализируя который авторы смогли увидеть 10-летние циклы на Амударье, 7-8-летние - на Или, 2-3, - 10-11- и 31-летние - на Нарыне, 5-6-летние - на Чирчике и т.д.

В свете сказанного становится ясным и отсутствие связей между колебаниями годового стока и показателями солнечной активности, во всяком случае приемлемых для практического использования. Отсутствие подобных сколько-нибудь тесных связей объясняется тем, что влияние солнечной активности на водоносность рек при различных видах циркуляций различно /3/. Следовательно, занимаясь зависимостями между солнечной активностью и водоносностью рек, нельзя забывать о звене солнечная активность - циркуляция атмосферы. Исследователи же часто, минуя это звено, сразу обращаются к связям солнечная активность - водоносность рек, что допустимо лишь при рассмотрении водоносности всех рек земного шара в целом /5/.

Связь среднего стока с высотой водосбора и распределение его по территории области образования стока

Средний многолетний сток в неизученных пунктах для створов с площадями водосборов более 100 км^2 и диапазоном высот не менее 1500 м надежнее всего определять, исходя из зависимостей среднего стока от высоты водосбора. Такого рода зависимости основаны на том, что "при прочих равных условиях река будет тем водоноснее, чем больше высота ее водосбора (по-видимому, до известных пределов)" /4/. Установление среднего многолетнего стока при помощи осадков и

коэффициентов стока при современной изученности атмосферных осадков чреваты большими ошибками, чем определения, основанные непосредственно на зависимостях стока от средней взвешенной высоты водосбора. На малых водосборах ($F < 100$ км^2) существенное влияние на величину среднего стока оказывают возможное несовпадение поверхностного и подземного водоразделов и местные особенности водосбора, главным образом особенности геологического строения. Сток малых водосборов может существенно отклоняться от районных зависимостей стока от средней высоты водосборов $M_0 = f(H_{ср})$. Хорошие результаты могут быть получены только при однообразии физико-географических условий малых водосборов и при совпадении поверхностного и подземного водоразделов. Для водосборов с малым диапазоном высот определение среднего стока по зависимостям $M_0 = f(H_{ср})$ может привести к большим ошибкам, поскольку они установлены по данным о стоке с водосборов, включающим несколько высотных поясов.

Между тем, условия формирования и стекания стока в разных высотных поясах могут быть весьма различными, в частности в некоторых поясах стекание воды может в основном осуществляться подземным путем, в других высотных поясах имеет место выход вод на поверхность и т.д. Поэтому закономерности распределения стока с высотой, полученные по водосборам с несколькими высотными поясами, на отдельные пояса недопустимо распространять на отдельные пояса. Это было ошибкой Б.Д.Зайкова, предложившего способ гидрографических кривых.

Совершенно очевидно, что зависимости $M_0 = f(H_{ср})$ могут получаться только при соблюдении равенства прочих условий. В частности для получения таких зависимостей необходимо соблюдать

1) равенство ориентации склонов хребта по отношению к влажным воздушным массам;

2) одинаковую степень доступности водосборов этим

воздушным массам и

3) общность синоптических процессов /5/.

Исходя из сказанного, можно сразу предположить, что единой зависимости $M_o = f(H_{ср})$ для правобережной части водосбора Амударьи получить нельзя. В частности, имея в виду равенство перечисленных условий, можно предвидеть наличие отдельных зависимостей для следующих районов:

I. юго-восточного склона западного отрога Гиссарского хребта;

П. южного склона Гиссарского, Зарафшанского и западной части Алайского хребтов;

Ш. периферийных хребтов Памиро-Алайской горной системы;

IУ. Северного Афганистана.

Для территории Памира зависимости $M_o = f(H_{ср})$ пока получены быть не могут, так как наличные станции регистрируют сток по главным рекам, а для суждения об условиях увлажнения атмосферными осадками водосборов их притоков, расположенных на различно ориентированных склонах. не достаточно данных.

Опыт выявления связей $M_o = f(H_{ср})$ показал в общем справедливость высказанных предположений. Действительно, в I район вошли реки Кугитанга до Туполанга включительно (см.приложение), хотя водосбор Туполанга частично находится уже во П районе. Второй район охватывает обширную по протяженности территорию, включающую южные склоны Гиссарского, Зарафшанского и частично Алайского хребтов. В него входят реки от Обизаранга (Дашнабада) на западе до Питаукуля на востоке. Правда, восточнее р.Сарбог условия доступности водосборов влажным воздушным массам начинают ухудшаться, и величины среднего стока при одной и той же высоте водосбора снижаются. Об этом свидетельствует в частности сток с водосбора р.Питаукуль, который оказывает-

ся на 10 л/сек км^2 ниже, чем сток рек, водосборы которых расположены западнее (рис.3). К этому району, по-видимому, можно отнести и правые притоки р.Обихингоу, расположенные на южном склоне хребта Петра I. Во всяком случае модуль стока водосбора р.Сурхсу (Погомноудара) не отклоняется от общей зависимости.

Об ухудшении условий увлажнения атмосферными осадками при дальнейшем продвижении на восток свидетельствует и низкий M_0 р.Кызылсу (бассейн Вахша).

Условия увлажнения атмосферными осадками северных склонов хребтов по вполне понятным причинам много хуже южных. Об этом убедительно говорят данные по удельной водоносности левых притоков Обихингоу, формирующих свой сток на северном склоне хр.Дарвазского (рис.3; точки 50,55). Зависимость $M_0 = f(H_{ср})$ для П района наглядно свидетельствует и о том, что сток по рекам с площадями водосборов менее 100 км^2 может существенно отклоняться от средней районной зависимости. Например, водосбор р.Гурке (рис.3-П; точка 29), обладающий небывало высокой удельной водоносностью (на 18 л/сек км^2 выше нормальной), водосбор р.Такоб (точка 28), отличающийся пониженной удельной водоносностью (на 12 л/сек км^2 ниже). Резко отклоняется от общей зависимости еще водосбор р.Хоронгон (точка 32). Остальные точки, относящиеся к водосборам с $F < 100$ км^2 легли близко к кривой $M_0 = f(H_{ср})$.

Ко П району был отнесен и водосбор р.Иляк (точка 19), хотя его причастность к этому району может быть чисто случайной. Наконец, водосбор Явансу (точка 54) имеет явно заниженную удельную водоносность вследствие разбора воды на орошение. К Ш району отнесены реки Таирсу, Яхсу, Обихумбоу и другие, расположенные на периферийных хребтах Памиро-Алайской системы и имеющие в общем южную экспозицию водосборов. Водосборы упомянутых рек имеют наибольшую удельную водоносность в их нижних частях (примерно до $H_{ср}$=2000 м). При больших средних взвешен-

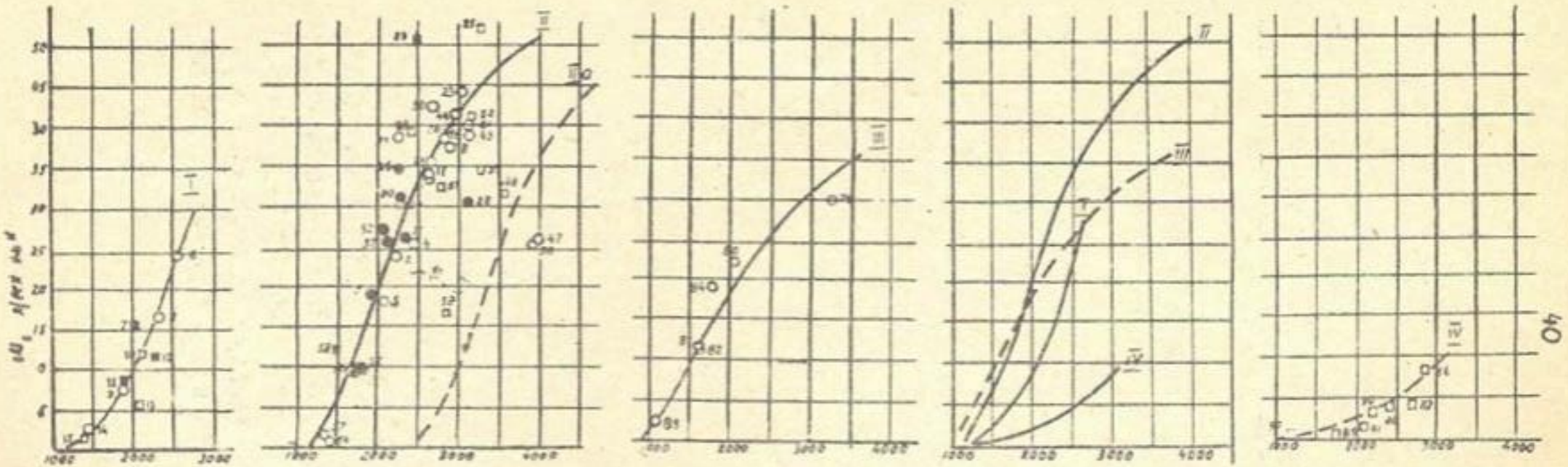


Рис.3. Зависимость $M_0 = f(H_{ср})$ для бассейна Амударьи (I–IУ-районы):

створ с коротким рядом – □ $F >$ 100 км^2;

то же – ■ $F <$ 100 км^2;

створ с длинным рядом – ○ $F >$ 100 км^2;

то же – ● $F <$ 100 км^2

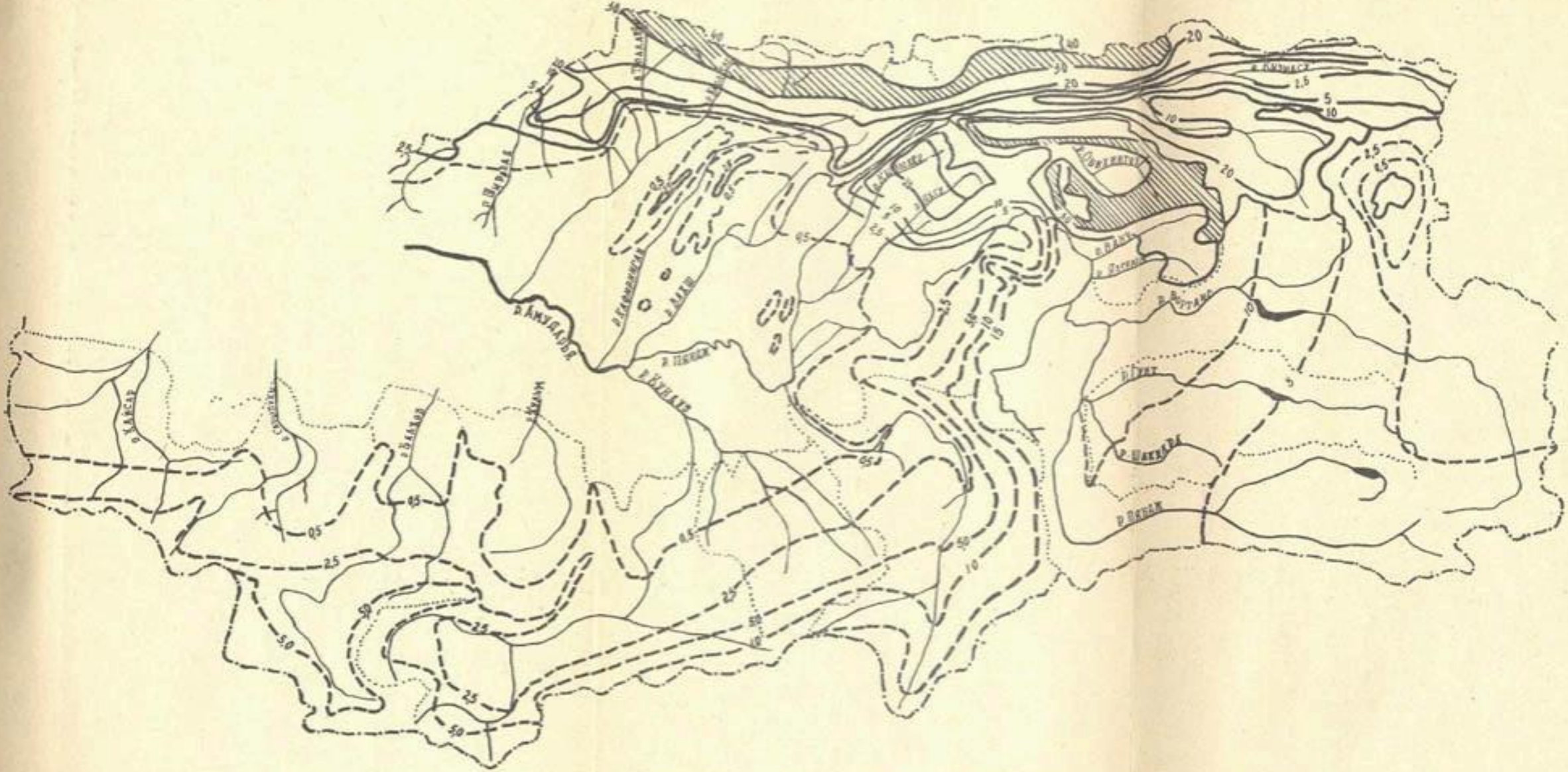


Рис.4. Средний многолетний сток рек водосбора Амударьи

ных высотах водосборов наибольшей удельной водоносностью отличаются реки П района.

Для памирских рек зависимости $M_0 = f(H_{ср})$, как уже указывалось, установлены быть не могут из-за недостаточной их изученности по склонам хребтов, слагающих Памир. Поэтому для определения среднего стока в неизученных створах здесь могут быть даны только изолинии M_0, базирующиеся главным образом на данных о расходах воды по основным рекам и непригодные для установления средних расходов воды притоков этих рек. Другими словами, для территории Памира получать значения среднего стока пока можно только для створов, водосборные площади которых превышают 2000-3000 км^2. Такое ограничение расчетов, конечно, весьма нежелательно, но другого выхода до изучения условий формирования стока на различно ориентированных склонах хребтов Памира нет.

Рассмотрим общие закономерности распределения удельной водоносности по Советской части водосбора Амударьи (рис.4). Как уже отмечалось, наиболее высокой удельной водоносностью отличается южный склон Гиссарского и Зарафшанского хребтов. Здесь при $H_{ср}$ водосборов около 3800 м мы вправе ожидать средние модули стока M_0 = 50 л/сек км^2 или слой стока около 1600 мм. Этот район самый водоносный на территории Средней Азии, получивший название полюса влажности /5/. Причина столь высокой удельной водоносности южного склона названных хребтов ясна и не требует пространных объяснений.

Дело в том, что названные хребты, а также хребет Петра I являются первыми препятствиями для влажных воздушных масс, проникающих в Советскую Среднюю Азию с юга и юго-запада. Северные склоны Памиро-Алайской системы находятся в более худших условиях увлажнения атмосферными осадками, чем южные, поскольку они являются подветренными. Здесь в самом лучшем случае M_0 не превышают 32 л/сек·км^2 при $H_{ср}$ водо-

сбора 3800 м. Высокой удельной водоносностью отличается и южный склон Дарвазского хребта в особенности в западной его половине. Здесь M_0 при $H_{ср} > 3000$ м могут превышать 30 л/сек·км^2 и даже в особо благоприятных случаях достигать 50 л/сек·км^2. Сравнительно высока удельная водоносность на северо-западном Памире, где при $H_{ср} \approx 3800$ м удельная водоносность может составлять еще 25 л/сек·км^2.

С продвижением на восток резко ухудшаются условия увлажнения атмосферными осадками, благодаря чему в этом же направлении быстро уменьшается и удельная водоносность. В восточной части Памира M_0 могут падать до I л/сек·км^2 и ниже. Особенно низка удельная водоносность бассейна оз.Каракуль, занимающего замкнутую со всех сторон котловину. Здесь на дне котловины даже годовое количество осадков может не превышать 75 мм, а слой стока опускаться до 20-25 мм. В общем не велика удельная водоносность и бассейна р.Кызылсу (составляющей Вахша-Сурхоба) на крайнем северо-востоке водосбора Амударьи. Здесь M_0 близок к 7-8 л/сек·км^2, а слой стока равен 220-250 мм.

Таким образом, в водосборе Амударьи, с одной стороны, имеются наиболее увлажненные районы во всей Советской Средней Азии, где слои стока могут достигать и даже превышать I600 мм, с другой стороны, здесь же располагаются самые сухие места, где слой стока может падать до 20 мм/год.

В заключение в самом общем виде опишем, как распределяется удельная водоносность по афганской части водосбора Амударьи. Прежде всего следует отметить малую удельную водоносность левобережной части водосбора Амударьи. В особенности это справедливо для верховий р.Пяндж, закрытых для влажных воздушных масс и для крайней западной части бассейна Амударьи, где высоты водосборов невелики, а слагающие их хребты имеют в основном северную ориентацию. Из непамирских притоков Пянджа и Амударьи наибольшей удельной водоносностью

отличается водосбор Кокчи, имеющий средний модуль стока порядка 8 л/сек·км^2 (250 мм). При продвижении на запад величина среднего стока падает вместе с уменьшением средних взвешенных высот водосборов. Уже в водосборе Кайсара удельная водоносность ниже I л/сек·км^2, и лишь в приводораздельной части средний модуль стока достигает 2,5 л/сек км^2.

Зависимость $M_0 = f(H_{ср})$ для левых притоков Пянджа и Амударьи приведена на рис.3. При ее построении использованы и данные по рекам Мургаб и Теджен (Герируд) и их притокам. Из этой зависимости видно, насколько ниже удельная водоносность левобережной части водосбора Амударьи, чем правобережной (исключая восточную часть Памира и бассейн Кызылсу). Достаточно сказать, что при средней взвешенной высоте водосбора, равной 2000 м, в правобережной части водосбора Амударьи средние модули стока не падают ниже 9 л/сек км^2, достигая I8 л/сек·км^2. При средних высотах в 3000 м имеем удельную водоносность не менее 30 л/сек·км^2 и почти до 50 л/сек км^2. При тех же средних высотах водосбора на левобережной части его средние модули стока соответственно равны (с некоторым округлением) 2,5 и 9 л/сек км^2.

Описанное распределение удельной водоносности по водосбору Амударьи прекрасно иллюстрирует огромное влияние ориентации хребтов и их доступности влажным воздушным массам на величину стока с единицы площади.

Приложение

Бассейн р.Сурхандарьи и Шерабада

Река	Пункт	Площадь водосбора F, км^2	Ср. взвеш. высота водосбора $H_{ср}$, м	Ср.многолетн. расход воды Q_o, м^3/сек	Ср.многолетн. модуль стока M_o, л/сек·км^2
I. Каратаг	к.Каратаг	684	2650	22,9	33,5
2. Сабургон (I)	к.Пшти-Миона	I34	2230	3,28	23,8
3. Акджарсай (I)	к.Комбар	32,8	I9I0	0,62	I8,9
4. Ширкент (I)	к.Дебивак	346	2460	9,I6	25,5
5. Обизаранг (Дашнабад)(I)	к.Дашнабад	327	2I00	5,90	I8,0
6. Туполанг	к.Зарчоб	2200	2570	53,8	24,4
7. Шаргунь (I)	к.Шаргунь	59,2	2060	[0,92]	[I5,5]
8. Сангардак	к.Кинггузар	90I	2350	I4,9	I6,5
9. Халкаджар (Ходжаипак)	к.Карлюк	762	I900	5,70	7,48
I0. Халкаджар (Ходжаипак)	к.Базарджой	577	2I30	[6,74]	[II,7]
II. Аксу (Чульдара) (I)	I,I км выше устья	49,I	I900	[0,4I]	[8,34]
I2. Хангарансай (Байсундарья)	к.Байсун	40,3	23I0	[0,46]	[II,4]
I3. Шерабад	к.Дербент	949	[2070]	[5,49]	[5,79]
I4. Шерабад	г.Шерабад	2950	I444	7,49	2,54
I5. Кугитанг	Рудник	360	I380	[0,57]	[I,58]

Бассейн р.Кафирниган

Река	Пункт	F, км^2	$H_{ср}$, м	Q_0, м^3/сек	M_0, л/сек·км^2	Модуль, приведен. к ср.многолети.
I6.Кафирниган (Сарбо)	к.Ромит	I260	2820	48,6	38,6	38,6
I7.Кафирниган	к.Чинар	3040	2640	I03	33,9	33,9
I8.Сардаймиена	к.Ромит	II90	2880	44,3	37,2	37,2
I9.Иляк	Наобадбало	5I6[x]	I670	4,95	9,50	9,5
20.Семиганч	к.Семиганч	79,3	2280	2,46	3I,I	3I,I
2I. Зидды	к.Зидды	I8I	3I30	7,24	40,0	40,0
22.Майхура	устье	I62	3I80	[7,60]	[46,9]	[40,8]
23.Варзоб	к.Гушари	7I6 / 74I	3050 / 3020	3I,7	44,2 / 42,8	44,2 / 42,8
24.Варзоб	к.Дагана	I270	2670	45,2	35,6	35,6
25.Сиама	устье	I76	3300	[9,I3][x]	[5I,9]	-
26.Курортная	к.Гушари	I9,2	2260	0,67	34,9	34,9
27.Такоб (Варзоббало)	ст.Такобская	[2I4]	[2420][x]	[8,43][x]	[39,4]	[39,4]
28.Такоб	ПГТ Такоб	75,0	3I40	2,29	30,5	30,5
29.Гурке	к.Пугуз	5I,4	2500	2,6I	50,8	50,8
30.Туйкуталь (Диамалик)	ПГТ Такоб	I40	2680	5,92	42,3	42,3
3I.Оджук	к.Варзоб	77,I	2350	2,02	26,2	26,2
32.Хоронгон	к.Чехак (Айни, Хоронгон)	66,6	2060	I,76	27,4	27,4
33.Лючоб	к.Лючоб	I70	2240	6,60	38,8	38,8
34.Ханака	к.Алибеги	362	2290	I0,9	30,I	30,I
35.Наджаса (Хачильяр)	к.Ноджи	26,6	I800	0,26	9,78	9,78
36.Явроз	к.Явроз	-	-	[0,54]	-	-
37.Иос	к.Испер	32I	-	[I,77]	[5,5I]	[4,80]

Примечание. В числителе - на 0,5 км выше р.Курортной;
в знаменателе - на 0,9 км ниже р.Курортной.

Бассейн р.Вахш

Река	Пункт	F, км^2	$H_{ср}$, м	Q_0, м^3/сек	M_0, л/сек км^2	Модуль, приведен. к ср.многолетн., л/сек. км^2
38. Кызылсу	к.Дарауткурган	5680	4590	[41,0]	[7,22]	[7,22]
39. Кызылсу	к.Домбрачи	8370	3540	[67,2]	[8,03]	[8,73]
40. Вахш	пгт.Гарм (Сарыпульская)	20000^x	3730^x	326	I6,3	I6,3
41. Вахш	к.Комсомолабад	29500^x	-	6I9	2I,0	2I,0
42. Вахш	к.Туткаул	3I200	3430^x	643	20,9	20,9
43. Вахш	Головн.сооруж. Вахшского магистр.канала (к.Сарбант)	32200	3360^x	655	20,7	20,7
44. Муксу	к.Давсеар	6550	4540	[I03]	[I5,7]	[I7,I]
45. Сарбог	к.Сагималика	I760	3I40	69,4	39,4	39,4
46. Сангикар	к.Сангикар	29I	2960	I2,I	4I,6	4I,6
47. Обихингоу	к.Сангвар	I880	3990	48,5	25,8	25,8
48. Обихингоу	к.Тавильдара	5390	3590	[I6I]	[29,9]	[3I,5]
49. Обихингоу	к.Лабиджар	6600	3380	228	34,6	34,6
50. Обимазар	к.Сангвор	I030	39I0	[26,4]	[25,6]	[25,6]
5I. Езган	к.Езган	39,9	2800	[I,30]	[32,6]	[32,6]
52. Даштигурон	клх.8-е Марта	36,4	2I30	0,93	25,6	25,6
53. Путаукуль	к.Ярмазар	53I	33I0	[I6,9]	[3I,8]	[34,6]
54. Явансу	к.Ходжакала	II90	I400	0,67	0,56	0,56
55. Сарыоб	к.Калайсанг	304	2880	[4,72]	[I5,5]	[I6,8]
56. Сурхсу (Погомноудара)	к.Шаков	255	2850	[I0,I]	[39,6]	[39,6]
57. Джарбулак	к.Джарбулак	I30	I300	[0,22]	[I,69]	[I,69]
58. Нурек	к.Дагана	80,8	I500	[0,96]	[II,9]	[II,9]
59. Обигарм	к.Обигарм	I96	-	[4,8I]	[24,6]	[23,4]
60. Дагана	к.Горилабад	2I,8	-	[0,I7]	[7,78]	[7,4I]
6I. Бол.Сангтуда	к.Сангтуда	77,4	-	[0,053]	[0,68]	[0,65]

Бассейн р.Пяндж

Река	Пункт	F, км^2	$H_{ср}$, м	Q_o, м^3/сек	M_o, л/сек·км^2	Модуль, приведен. к ср.многолетн., л/сек·км^2
62. Гунт	Аличур	2800	4410	-	-	-
63. Гунт	г.Хорог	14040[x]	4420[x]	105	7,47	7,47
64. Шахдара	к.Хобост	4180	4160	35,6	8,53	8,53
65. Анджандара	к.Анджан (устье)	88,0	4180	1,07	12,2	12,2
66. Бартанг	г.Мургаб (Памирская)	10500	4410	14,9	1,42	1,42
67. Бартанг	к.Барчадив	16700	4360	45,5	2,72	2,72
68. Бартанг	к.Нусур	21400[x]	4380[x]	73,8	3,54	3,54
69. Бартанг	к.Шуджан	24700	4330[x]	128	5,09	5,09
70. Лянгар	устье (к.Ирхт)	335	4670	3,34	9,97	9,97
71. Кудара	устье	4500	4480	35,1	7,80	7,80
72. Вовзит	к.Барчадив	100	4460	[1,11]	[11,1]	[11,1]
73. Вамар	к.Вомар (к.Рушан)	87,1	3780	2,01	23,1	23,1
74. Язгулем	к.Матравн	1940	3920	37,2	19,2	19,2
75. Ванч	к.Ванч (к.Рахарв)	1920	3780	49,4	25,7	25,7
76. Рохарв (Гуфур)	к.Ванч	59,8	3610	2,21	37,0	37,0
77. Обивисхарви	к.Хурк	145	-	[7,60]	[52,4]	[58,2]
78. Обихумбоу	устье (к.Калайхумб)	709	3260	21,2	29,9	-
79. Аксу (Мургаб)	к.Токтамыш	3090	4490	[12,2]	[3,91]	[3,91]
80. Яхсу	пгт."Восе" (Колхозабад)	2650	1603	30,8	11,6	11,6
81. Яхсу	к.Карбазтонак	1390	2045	31,1	22,4	22,4
82. Обишур	устье	176	1630	[1,86]	[10,6]	[10,6]
83. Таирсу	к.Шахбур	460	1100	1,09	2,37	2,37
84. Кызылсу	к.Бабаханшаид-Дашт	1790	1760	33,7	18,8	18,8
85. Шарип-Дара	устье	189	4100	3,17	16,8	16,8

Левые притоки Пянджа и Амударьи (на территории Афганистана)

Река	Пункт	F, км^2	$H_{ср}$, м	Q_0, м^3/сек	M_0, л/сек·км^2
86. Кокча	I км ниже моста Пулиишим	21100	2880	[175]	[8,3]
87. Кундуз	г.Пулихумри	17250	2730	[70]	[4,1]
88. Кундуз	ниже устья р.Нахрайн	20500	2430	[80]	[3,9]
89. Хульм	17 км выше г.Ташкурган	8350	1760	[3,0]	[0,36]
90. Балхоб	с.Рабатболо	18700	2230	[60]	[3,2]
91. Сары-Пуль	2 км выше г.Сары-Пуль	7070	2130	[9,0]	[1,27]
92. Кайсар	2 км ниже устья р.Ширинтаго	13600	1170	[5,0]	[0,37]

ЛИТЕРАТУРА

I. Гидроэнергетические ресурсы Таджикской ССР, Л., "Недра", I965.
2. Дружинин И.П. /и др./. Речной сток и геофизические процессы, М., "Наука", I966.
3. Кочукова Т.Н. Колебания годового стока рек СССР, Тр.ГГИ, вып.50 (I04), Л., I954.
4. Шульц В.Л. Указания к производству расчетов речного стока в условиях Средней Азии, Ташкент, Изд-во АН Уз ССР, I959.
5. Шульц В.Л. Реки Средней Азии, М., Географгиз, I949.

А.С.ХАБИРОВ

О ДВИЖЕНИИ СОЛЕЙ В КАПИЛЛЯРНОЙ ЗОНЕ ГРУНТА ПРИ НАЛИЧИИ ИСПАРЕНИЯ

Если минерализованные грунтовые воды залегают неглубоко, то в результате испарения с поверхности земли влага по капиллярам перемещается вверх. Вместе с жидкостью выносится и соль. Когда уровень грунтовых вод располагается выше критической глубины, начинается более интенсивное испарение влаги и засоление верхних слоев грунта. Процесс выноса солей, обусловленный испарением влаги с поверхности, вызывает вторичное засоление почвы. Мы рассматриваем динамику засоления верхних слоев почвы при наличии испарения (рис.I).

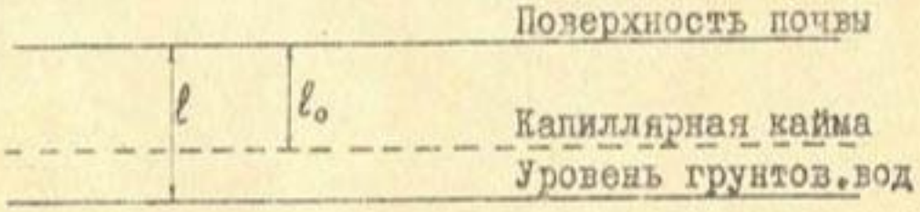


Рис.I.

Уровень грунтовых вод будем считать подвижным. Интенсивность испарения зависит от глубины залегания грунтовых вод l и выражается линейной зависимостью

$$l_0 = l_0 - \frac{Wt}{n_0}, \qquad (I)$$

где l_0 – начальная глубина грунтовых вод;
W – поступление (расход) воды в единицу времени на единицу площади;
n_0 – осредненная пористость грунта;
t – время.

Если уровень грунтовых вод поднимется до критического уровня или выше, то капиллярная кайма достигнет поверхности земли. В этом случае за счет испарения происходит миграция грунтовой воды по капиллярам вверх и вынос солей с грунтовой минерализованной водой в верхние слои грунта /3/.

После того как капиллярное промачивание достигает поверхности почвы, перемещение влаги по капиллярам становится очень медленным. С этого момента скорость движения влаги по капиллярам будет определяться интенсивностью испарения влаги с поверхности почвы, а величина расхода воды будет равна величине испарения, измеряемого тоже расходом. Поэтому соли, вынесенные в верхние слои почвы при капиллярном промачивании, в дальнейшем, благодаря молекулярной диффузии будут перемещаться в сторону, обратную конвективному переносу /2/.

Предположим, что рассматриваемые грунты характеризуются однородным засолением с концентрацией предельного насыщения в почвенном растворе $C_н$ при заполнении грунта водой.

Тогда процесс переноса солей с учетом растворения в почво-грунтах описывается уравнением /I/

$$-v\frac{\partial c}{\partial y}+Dn_0\frac{\partial^2 c}{\partial y^2}-\gamma(C_н-c)=n_0\frac{\partial c}{\partial t}, \qquad (2)$$

где $c(y,t)$ – концентрация солей в почвенной воде в точке с координатой y в момент времени t;

D – коэффициент диффузии соли в почвенной воде;

γ – коэффициент солевого обмена;

n_0 – пористость грунта;

v – скорость фильтрации влаги.

Скорость фильтрации влаги вообще зависит от глубины

и времени t /5/, но в первом приближении можно считать

$$v = \mathcal{E} = const,$$

где $\mathcal{E}$ – интенсивность испарения влаги с поверхности почвы.

В начальный момент времени при $\tau = 0$, $l = l_0$ концентрацию солей в почвенной воде примем равной c_0, т.е.

$$c(y,0) = c_0. \qquad (3)$$

На поверхности почвы при $y = 0$ примем условие, предложенное Бреннером. Это условие учитывает баланс солей на поверхности почвы и выражает отсутствие движения соли через верхнюю границу и может быть записана в виде

$$vc(0,t) = D\eta_0 \frac{\partial c(0,t)}{\partial y}. \qquad (4)$$

Концентрацию солей в почвенной воде на глубине $y = l$ будем считать известной и равной c_2, т.е.

$$c(l,t) = c_2 \qquad (5)$$

Введем новое переменное

$$c(y,t) - c_н = u(y,t). \qquad (6)$$

Тогда будем иметь

$$\frac{\partial u^2}{\partial y^2} - 2v_1 \frac{\partial u}{\partial y} - \gamma_1 u = \frac{1}{D} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}; \qquad (7)$$

$$u(y,0) = c_0 - c_н = a; \qquad (8)$$

$$u(0,t) + c_н = \frac{1}{2v_1} \cdot \frac{\partial u(0,t)}{\partial y}; \qquad (9)$$

$$u(l,t)=c_д-c_н=B. \qquad (10)$$

Здесь

$$2v_1=\frac{v}{Dn_0}, \qquad \gamma_1=\frac{\gamma}{Dn_0}.$$

Уравнение (7) проинтегрируем, применяя преобразование Лапласа

$$\bar{u}=\int_0^\infty u l^{-pt}\,dt. \qquad (11)$$

Тогда преобразованное уравнение и граничные условия запишутся в виде

$$\frac{d^2\bar{u}}{dy^2}-2v_1\frac{d\bar{u}}{dy}-\left(\gamma-\frac{p}{D}\right)\bar{u}=-\frac{a}{D}; \qquad (12)$$

$$\bar{u}(0,p)+\frac{c_н}{p}=\frac{1}{2v_1}\cdot\frac{\partial\bar{u}(0,p)}{\partial y}; \qquad (13)$$

$$\bar{u}(l,p)=\frac{B}{p}. \qquad (14)$$

Общее решение уравнения (12) будет таким:

$$\bar{u}=l^{v_1y}\left[A\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}y+B\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}y\right]+\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}, \qquad (15)$$

где

$$\alpha=v_1^2+\gamma_1=\frac{v^2}{4n_0^2D^2}+\frac{\gamma}{Dn_0}.$$

Граничные условия (13) и (14) для постоянных A и B дают

$$A=\frac{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\left(\frac{B}{p}-\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}\right)l^{-v_1l}-2v_1\left(\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}-\frac{c_н}{p}\right)\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}l}{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}l+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}l};$$

$$B=\frac{v_1\left(\frac{b}{D}-\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}\right)e^{-v_1 l}+2v_1\left(\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}\right)\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l}{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l};$$

Подставляя значение A и B в (I5), получим

$$\bar{u}=l^{v_1 y}\left\{\left(\frac{b}{a}-\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}\right)e^{-v_1 l}\frac{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,y+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,y}{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l}-\right.$$

$$\left.-2v_1\left(\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}-\frac{c_н}{p}\right)\frac{\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}(l-y)}{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l}\right\}+\frac{a}{p+\frac{\gamma}{n_0}}. \qquad (I6)$$

Для перехода к оригиналу $u(y,t)$ воспользуемся формулой обращения для отношения двух целых трансцендентных функций /4/

$$\frac{\Phi(p)}{F(p)}=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\Phi_1(p)+\Phi_2(p)}{F(p)}e^{p_n t}. \qquad (I7)$$

Для нашего случая примем

$$\left.\begin{aligned}\Phi_1(p)&=\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,y+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,y;\\ \Phi_2(p)&=-\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}(l-y);\\ F(p)&=\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\operatorname{ch}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l+v_1\operatorname{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l.\end{aligned}\right\} \qquad (I8)$$

Здесь p_n – корни уравнения

$$\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,\mathrm{cth}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l+v_l\,\mathrm{sh}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l=0 \qquad (19)$$

или

$$\mathrm{th}\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l=-\frac{\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}}{v_l}.$$

Полагая $i\sqrt{\alpha+\frac{p}{D}}\,l=\beta_n$, находим

$$p_n=-\frac{D}{l^2}(\alpha l^2+\beta_n^2), \qquad n=0,\ 1,\ 2,\ldots \qquad (20)$$

Корни уравнения $\mathrm{tg}\beta_n=-\frac{\beta_n}{h_l}$; $h_l=\frac{vl}{2Dn_0}$ протабулированы и приводятся в работе /6/.

Кроме корней (20), знаменатели в (16) имеют еще корни

$$p=0;\quad p=-\frac{\gamma}{n_0}. \qquad (21)$$

Раскладывая (16) на простые дроби, будем иметь

$$u=e^{\frac{vx}{2D}}\left\{e^{-v_l l}\beta\left[\frac{A}{p}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{A_n l^2}{p-p_n}e^{-p_n t}\right]-e^{-\gamma l}\alpha\left[\frac{Be^{-\frac{\gamma}{n_0}t}}{p+\frac{\gamma}{n_0}}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{B_n e^{-p_n t}}{p-p_n}\right]+\right.$$

$$\left.+D\left[C_H\left(\frac{D}{p}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{D_n e^{-p_n t}}{p-p_n}\right)+\alpha\left(\frac{Ee^{-\frac{\gamma}{n_0}t}}{p+\frac{\gamma}{n_0}}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{E_n e^{-p_n t}}{p-p_n}\right)\right]\right\}+ \qquad (22)$$

$$+ae^{-\frac{\gamma}{n_0}t}.$$

Коэффициенты разложения определяются при помощи следующих равенств:

$$A=\frac{pq_1(p)}{F(p)}\Big|_{p=0}=\frac{\sqrt{p_l^2+p_r}\,\mathrm{ch}\sqrt{p_l^2+p_r}\bar{y}+p_l\,\mathrm{sh}\sqrt{p_l^2+p_r}\bar{y}}{\sqrt{p_l^2+p_r}\,\mathrm{ch}\sqrt{p_l^2+p_r}+p_l\,\mathrm{sh}\sqrt{p_l^2+p_r}},$$

$$A_n=\frac{\Phi_1(p)}{pF'(p)}\Big|_{p=p_n}=-\frac{2\beta_n}{p_e^2+p_1+\beta_n^2}\;\frac{\beta_n\cos\beta_n\bar{y}+p_e\sin\beta_n\bar{y}}{(1-p_e)\cos\beta_n+\beta_n\sin\beta_n};$$

$$B=\frac{(p+\frac{\gamma}{n_0})\Phi_1(p)}{F(p)}\Big|_{p=-\frac{\gamma}{n_0}}=\frac{\operatorname{ch}p_e\bar{y}+\operatorname{sh}p_e\bar{y}}{\operatorname{ch}p_e+\operatorname{sh}p_e};$$

$$B_n=\frac{\Phi_1(p)}{(p+\frac{\gamma}{n_0})F'(p)}\Big|_{p=p_n}=-\frac{2\beta_n}{p_e^2+\beta_n^2}\;\frac{\beta_n\cos\beta_n\bar{y}+p\sin\beta_n\bar{y}}{(1+p_e)\cos\beta_n+\beta_n\sin\beta_n};$$

$$D=\frac{p\Phi_2(p)}{pF(p)}\Big|_{p=0}=\frac{\ell\operatorname{sh}\sqrt{p_e^2+p_1}(1-\bar{y})}{\sqrt{p_e^2+p_1}\operatorname{ch}\sqrt{p_e^2+p_1}+p_e\operatorname{sh}\sqrt{p_e^2+p_1}};$$

$$D_n=\frac{\Phi_2(p)}{pF'(p)}\Big|_{p=p_n}=-\frac{2\beta_n\ell}{p_e^2+p_1+\beta_n^2}\;\frac{\sin\beta_n(1-\bar{y})}{(1+p_e)\cos\beta_n+\beta_n\sin\beta_n};$$

$$E=\frac{(p+\frac{\delta}{n_0})\Phi_2(p)}{F(p)}\Big|_{p=-\frac{\delta}{n_0}}=\frac{\ell\operatorname{sh}p_e(1-\bar{y})}{v(\operatorname{ch}p_e+\operatorname{sh}p_e)};$$

$$E_n=\frac{\Phi_2(p)}{(p+\frac{\delta}{n_0})F'(p)}\Big|_{p=p_n}=-\frac{2\beta_n\ell}{p_\ell^2+\beta_n^2}\;\frac{\sin\beta_n(1-\bar{y})}{(1+p_e)\cos\beta_n+\beta_n\sin\beta_n}.$$

Здесь $P_e = \frac{vl}{2Dn_0}$ – критерий Пекле;

$P_r = \frac{\gamma l^2}{2Dn_0}$ – критерий Прандтля;

$F_0 = \frac{Dn_0(l_0-l)}{wl^2} = \frac{\gamma t}{l^2}$ – критерий Фурье;

$\bar{y} = \frac{y}{l}$.

Подставляя значения найденных коэффициентов и производя несложные выкладки, получим

$$\bar{t} = e^{\frac{P_e}{2}\bar{y}}\left\{\frac{\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}\,ch\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}\,\bar{y}+\frac{P_e}{2}sh\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}\,\bar{y}\right)\bar{b}e^{-\frac{P_e}{2}}+2P_e sh\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}(1-\bar{y})}{\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}\,ch\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}+\frac{P_e}{2}sh\sqrt{\frac{P_e^2}{4}+P_r}}-$$

$$-\frac{(chP_e\bar{y}+shP_e\bar{y})e^{-\frac{P_e}{2}}-2shP_e(1-\bar{y})}{chP_e+shP_e}\bar{a}e^{-\bar{\gamma}}-$$

$$-2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\beta_n}{\frac{P_e^2}{4}+P_r+\beta_n^2}\,\frac{\bar{b}e^{-\frac{P_e}{2}}(\beta_n\cos\beta_n\bar{y}+\frac{P_e}{2}\sin\beta_n\bar{y})e^{-\left(\frac{P_e^2}{4}+P_r+\beta_n^2\right)F_0}-}{} \qquad (23)$$

$$-\frac{2P_e\sin\beta_n(1-\bar{y})e^{-\left(\frac{P_e^2}{4}+\beta_n^2\right)F_0}}{}+2\bar{a}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\beta_n^2}{\frac{P_e^2}{4}+\beta_n^2}e^{-\left(\frac{P_e^2}{4}+\beta_n^2\right)F_0}\frac{2(\beta_n\cos\beta_n\bar{y}+\frac{P_e}{2}\sin\beta_n\bar{y})e^{\frac{P_e}{2}}-}{(1+\frac{P_e}{2})\cos\beta_n+\beta_n\sin\beta_n}$$

$$-\frac{2P_e\sin\beta_n(1-\bar{y})e^{-\left(\frac{P_e^2}{4}+\beta_n^2\right)F_0}}{}-\bar{a}e^{-\bar{\gamma}},$$

где

$$\bar{t}=\frac{t-t_н}{t_н};\quad \bar{a}=\frac{t_0-t_н}{t_н};\quad \bar{b}=\frac{t_д-t_н}{t_н};\quad \bar{\gamma}=\frac{\gamma t}{n_0}=\frac{\gamma(l-l_0)}{w}.$$

Через некоторое время миграцию солей в верхних слоях почвы можно считать установившейся ($F_o \to \infty$ и $\delta \to \infty$).

Тогда динамика солевых растворов в почвенной воде может быть определена формулой

$$\bar{t} = \bar{a} + \left[\frac{(\sqrt{p_e^2+p_r^2}\, ch\sqrt{p_e^2+p_r^2}\,\bar{y} + p_e sh\sqrt{p_e^2+p_r^2}\,\bar{y})\bar{B}e^{-p_r} + 2p_e sh\sqrt{p_e^2+p_r^2}(1-\bar{y})}{\sqrt{p_e^2+p_r^2}\, ch\sqrt{p_e^2+p_r^2} + p_e sh\sqrt{p_e^2+p_r^2}} \right] e^{p_e\bar{y}}. \quad (24)$$

Полагая $p_r = 0$, т.е. считая, что в почвенной воде соли полностью растворены ($\delta = 0$), получим

$$\bar{t} = \bar{a} + \frac{(ch p_e\bar{y} + sh p_e\bar{y})\bar{B}e^{-p_r} + 2sh p_e(1-\bar{y})}{ch p_e + sh p_e} e^{p_e\bar{y}}. \quad (25)$$

Формулы (23), (24) и (25) позволяют определить концентрацию солей в почвенной воде в различные моменты времени t .

Если же в почвенной воде соли после капиллярного промачивания полностью растворились, то полагая $\delta = 0$, $p_r = 0$, формулу (23) можно использовать для определения минерализации почвенной воды в различные моменты времени t

$$\bar{t} = e^{p_e\bar{y}}\left\{ \frac{(ch p_e\bar{y} + sh p_e\bar{y})(\bar{B}-\bar{a})e^{-p_e} + 2(\bar{a}+p_e)sh p_e(1-\bar{y})}{ch p_e + sh p_e} - \right.$$

$$\left. - 2\sum_{n=1}^{\infty} \frac{\beta_n}{p_e^2+\beta_e^2} \frac{(\beta_0 cos\beta_n\bar{y} + p_e sin\beta_n\bar{y})(\bar{B}-\bar{a})e^{-p_e} - 2p_e(1-a)sin\beta_n(1-\bar{y})}{} e^{-(p_e^2+\beta_e^2)F_o} \right\} + \bar{a} \quad (26)$$

Отсюда, в предельном случае для установившегося режима миграции солей (при $F_o \to \infty$), находим

$$\bar{c} = e^{\frac{\bar{x}\bar{y}}{2}} \frac{(ch\Omega_e\bar{y} + sh\Omega_e\bar{y})(\bar{b}-\bar{a})e^{\frac{\bar{b}_e}{2}} + 2(\bar{a}+P_e)sh\Omega_e(1-\bar{y})}{ch\Omega_e + sh\Omega_e}. \quad (27)$$

Полученные результаты могут быть использованы при мелиоративных расчетах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Веригин Н.Н. Некоторые вопросы химической гидродинамики, представляющие интерес для мелиорации и гидротехники, "Изв.АН СССР", ОТНИ, 1953, № 10.
2. Федоров Б.В., Тишенко Г.А. К вопросу о передвижении влаги и солей к дренам в условиях восходящего напорного движения грунтовых вод, Мат-лы по производ. силам Узбекистана, вып.15, Изд-во АН УзССР, 1960.
3. Владимиров А.П. Опреснительный режим поливов как средство борьбы с естественным засолением почв, ж."Гидротехника и мелиорация", 1958, № 10.
4. Деч . Руководство к практическому применению преобразования Лапласа, Физматгиз, 1960.
5. Веригин Н.Н. Движение влаги в почве, ДАН СССР, т.XXXIX, 1953, № 2.
6. Карслау Г., Егер Д. Теплопроводность твердых тел, М., Изд-во "Наука", 1964.

Ю.П.БЕЛИЧЕНКО

О НЕКОТОРЫХ АКТУАЛЬНЫХ ВОПРОСАХ В ОБЛАСТИ ОХРАНЫ ВОДНЫХ ИСТОЧНИКОВ

Общеизвестно, что вода - естественное богатство и предмет первейшей необходимости. Потребляемое обществом количество воды поражает воображение своими объемами. При наступившей индустриальной эре, резком повышении жизненного уровня и все более широком использовании воды для сельскохозяйственных нужд возникла необходимость поставить в центре внимания всей страны вопрос об увеличении водных ресурсов и охране их от загрязнения.

Развитие технологии производства значительно повысило потребность в воде промышленности как по количеству, так и по качеству ее и, очевидно, в большей степени, чем рост основной продукции. Например, производство синтетических материалов требует значительно больше воды, чем природные материалы, которых они заменяют. Искусственное волокно или нейлон потребляют для выделки гораздо больше воды чем хлопок или шерсть, а каждая последующая стадия процесса переработки нефти требует больше воды, чем первоначальные.

Новые потребности во многих областях человеческой деятельности (например, кондиционирование воздуха) вызовут еще большее увеличение потребления воды в хозяйственных предприятиях и в быту и уже в ближайшем будущем расход воды на душу населения, по предварительным подсчетам, достигнет 500 и более литров в сутки на человека.

И хотя в нашей стране имеется достаточное количество воды, чтобы удовлетворить огромную потребность в ней даже с учетом 20-летней перспективы, совершенно очевидно, что эту задачу можно выполнить успешно лишь в случае разумного использования каждого литра воды. Это чрезвычайно большая проблема, и разрешить ее, вероятно, будет очень трудно.

Она, несомненно, потребует продолжительных усилий по существу всех водопотребителей.

В настоящее время многие министерства и хозяйственные учреждения несут непосредственную ответственность за сохранение и использование воды, и каждая из этих организаций должна внести свой вклад в улучшение организации охраны водных источников.

Такое положение обусловливается тем, что проводимые мероприятия по охране и улучшению использования водных ресурсов в нашей стране в значительной мере могут предопределить будущий прогресс и жизненный уровень наших людей.

Существует много различных точек зрения в отношении того, какими, наиболее совершенными, методами разрешить проблему охраны водных ресурсов - это хорошее предзнаменование для дела отыскания оптимальных решений, различных аспектов этой проблемы.

Следует отметить, что отсутствие должной кооперации между заинтересованными организациями отдельных промышленных районов - одно из слабых мест в проводимых мерах по охране водных ресурсов. Вероятно, это объясняется тем, что долгое время многие организации руководствовались различного рода ведомственными инструкциями, которые давали им полномочия осуществлять самостоятельные программы в области водообеспечения. Между тем программы отдельных учреждений зачастую не были достаточно увязаны и согласованы между собой.

Основные элементы правильной политики в отношении охраны водных ресурсов достаточно четко определены. Она должна обеспечивать возможность необходимого снабжения водой населения, предупреждать ненужные потери ее, организовать более высокое повторное использование; сводить до наиболее незначительного, практически безопасного уровня

загрязнение водных источников, целесообразно распределять наличную воду.

Так как экономическая структура и численность населения некоторых районов меняются, необходимо учитывать реальные экономические требования таких районов.

Обширные работы в области охраны водных ресурсов могут и не разрешить полностью в ряде мест поставленных задач, если осуществление их будет происходить вслепую, согласно принятым в прошлом схемам и традициям. И это можно объяснить тем, что многими исследованиями (В.И.Вернадский, "История природных вод" и др.) показано и доказано, что человечество изменило и непрерывно меняет состав природных вод и что темп этих воздействий все ускоряется. А это обстоятельство предопределяет необходимость повседневного совершенствования инженерных мероприятий по охране природных вод.

Пути возможного влияния человеческой деятельности на состав и свойства гидросферы многочисленны и разнообразны. Это относится к сельскому хозяйству, промышленному производству, транспорту, коммунальному обслуживанию и т.д. Объем и характер ожидаемых изменений могут быть неодинаковыми: это зависит от особенностей того или иного воздействия.

Известно, что одна капля дождя весом в 50 мг, падая с километровой высоты, как бы "омывает" 16,3 л воздуха. Таким образом, можно заключить, что литр дождевой воды будет охватывать, примерно, $326 \cdot 10^5$ л воздуха. А отсюда следует, что качественный состав атмосферных осадков в значительной мере зависит от степени загрязненности тех слоев атмосферного воздуха, через которые они проходят. В свою очередь, загрязненность атмосферы во многом определяется географическими условиями местности. В промышленных же районах химизм осадков обычно отличается целым рядом специфических особенностей, определяющихся в основном характером загряз-

нения воздушного бассейна различными производственными выбросами.

Вышесказанное показывает, что изменение химического состава атмосферных вод уже до их попадания на землю имеет важное гигиеническое значение. Еще в большей степени это относится к поверхностному стоку атмосферных вод, которые по своему качественному составу во многих случаях приближаются к хозяйственно-фекальным сточным водам. Отсюда видно, что ливневой сток даже канализационных городов не безопасен с точки зрения его влияния на качество воды в водоемах, ибо он характеризуется низким коли-титром высоким бактериальным обсеменением и значительным количеством яиц гельминтов.

В нижеприводимой таблице показаны сравнительные цифровые данные о составе дождевого стока с крыш и поверхности улиц.

Показатель	Дождевой сток	
	с крыш	с поверхности улиц
Окисляемость, мг/л	47,9	I2I,7
$БПК_5$	4I,I	83,2
$БПК_{20}$	7I,7	I84,5
Хлориды	I8,3	I7,3
Нитраты	0,34	0,35
Взвешенные вещества	353,9	I580,5
из них органических, (%)	4I,I	38,I
Сухой остаток	294,7	352,0
Потери при прокаливании	4I,9	4I,8
Коли-титр, (мл)	до $I0^{-I}$	$I,0-I0^{-5}$

Данные таблицы наглядно убеждают в том, что бытующий у многих специалистов взгляд на поверхностный сток

как на "практически мало вредный" является совершенно необоснованным.

Собранные некоторыми бассейновыми инспекциями материалы показывают, что организованные водостоки, в которые попадают условно чистые воды промышленных предприятий, еще в большей мере способны отрицательно влиять на качественное состояние водных источников. С целью устранения этого влияния в некоторых случаях целесообразно строить специальные очистные сооружения в устьях водотоков, что может быть обосновано следующими основными соображениями:

а) при дождях большое количество взвешенных веществ, нефтепродуктов и других загрязненных веществ, смываемых с улиц, площадей, территорий предприятий, через водостоки поступает непосредственно в водоемы, недопустимо загрязняя последние;

б) некоторые очистные сооружения на предприятиях не дают достаточного эффекта очистки, в частности по нефтепродуктам;

в) в водосток зачастую сбрасываются стоки многих предприятий, что ведет к попаданию в водоем большого количества различного рода загрязнителей;

г) в ряде городов страны при свалках снега в водосточную сеть, а также при таянии его на застроенных территориях в водоемы поступает значительное количество загрязнений.

Исходя из примерно таких же соображений, в ряде мест уже принимаются меры, направленные на ликвидацию последствий загрязнения водоемов талыми и ливневыми водами. Так, Московско-Окской бассейновой инспекцией при рассмотрении генеральной схемы снегосплава в Москве предъявлено следующее требование: снег необходимо сваливать только в водостоки, имеющие на выпуске в водоем необходимые очистные сооружения. По указанию инспекции были ликвидированы сущест-

вующие места свалок снега непосредственно на р.Москве; рассмотрена возможность повышения пропускной способности Лихоборского канала для увеличения расходов воды, подаваемой из Химкинского водохранилища в целях интенсификации таяния снега.

Резкое из года в год увеличение потребления воды приводит и к возрастанию количества отработанных сточных вод. Попадая в водоемы, они даже при наличии очистных сооружений загрязняют их. Поэтому обезвреживание сточных вод, неразрывно связанное с использованием их в производстве и для других целей, приобретает все большую актуальность и необходимость. Однако этим вопросам должного внимания не уделяется. Стоки на предприятиях, даже достаточно хорошо обезвреженные, в производстве, за редким исключением, не используются. Их, как правило, сбрасывают в ближайшие водоемы или канализационную сеть.

Анализ данных паспортизации очистных сооружений, проведенной согласно постановлению Совета Министров СССР от 22 апреля 1960 г. "О мерах по упорядочению использования и усилению охраны водных ресурсов СССР", показывает недостаточную эффективность работы большинства из них. А это ведет к недопустимому по существующим санитарным правилам загрязнению водоемов. К тому же согласно этим правилам охрана водотоков от загрязнения не предусматривается по всей их длине, а только в определенных пунктах водопользования, на подходе к которым вода должна обладать надлежащими составом и свойствами. Это обстоятельство подчас лишает возможности жителей близлежащих населенных пунктов использовать воду рек на большом их протяжении, в частности для купания. Между тем основные водопотребители на предприятиях целого ряда отраслей промышленности предъявляют к качеству воды более низкие требования, чем они должны вытекать даже из существующих правил охраны поверхностных водоемов.

Например, на предприятиях по обработке цветных металлов при охлаждении печей, компрессоров, прокатных станов и прессов, смыве окалины и других процессах требуемая степень очистки стоков в несколько раз меньше при использовании их в оборотных системах, чем при сбросе в водоемы. Это свидетельствует не только об улучшении санитарных последствий, но и об экономической целесообразности подобных внедрений.

В районах же с ограниченными водными ресурсами использование очищенных стоков может явиться единственным экономически приемлемым решением проблемы обеспечения предприятий водой.

Известно, что в ряде зарубежных стран очищенную воду охотнее сбрасывают в водоем, чем используют вторично. Эту практику можно объяснить менее жесткими требованиями в этих странах к качеству сбрасываемой воды, чем в СССР, и как следствие, возможностью осуществления менее глубокой очистки. Поэтому вопросы повторного использования очищенных стоков для нашей страны представляют особый интерес.

Несмотря на это, приходится констатировать факт, что в некоторых странах уже есть успехи в этих вопросах.

В США повторное использование воды в нефтяной и угольной промышленности составило 362%, в целлюлозно-бумажной-218; резиновой - 216; химической - 75; предполагается, что к 1980 г. повторное использование воды увеличится в среднем на 300%.

За последние годы в США огромное значение приобретает искусственное пополнение грунтовых вод очищенными сточными водами, так как во многих районах их уровень быстро падает, а естественного восстановления не происходит.

В штате Калифорния, например, искусственное пополнение подземных вод является основным средством охраны водных ресурсов от истощения.

В округе Лос-Анжелос очисткой вод и пополнением ими грунтовых вод занимается предприятие Уиттнер Нэрроуз. Основная задача его - охрана и пополнение водных ресурсов района штата. Оно функционирует с 1962 г. Ежегодно здесь очищают 14820000 $м^3$ стоков и подают их на распределительные площадки в бассейнах рек Сан-Габриэль и Рио-Хондо, откуда они просачиваются до горизонта грунтовых вод. После этого они подаются на поверхность для использования. Производительность станции - 12000000 галлонов в сутки.

Пример из отечественной практики.

Обогатительная фабрика вот уже более 10 лет работает на оборотной системе. Опыт ее эксплуатации показал, что на процессах флотации это не сказывается. При этом наблюдается даже сокращение расхода флотореагентов и извести, используемых при обогащении.

Сооружения по очистке и использованию отработанных вод требуют значительных капиталовложений и, зачастую, эксплуатационных затрат. Однако эти расходы нельзя рассматривать как накладные, так как благодаря использованию очищенных стоков обеспечивается сокращение целого ряда других эксплуатационных затрат, связанных с водоснабжением и водоотведением, что во многих случаях окупает первоначальные капитальные вложения и даже дает экономический эффект.

Наступила пора окончательно разработать такие технологические процессы, которые позволят повсеместно решить проблему восстановления сточных вод до кондиций, обеспечивающих их повторное использование. Эта необходимость обусловливается санитарным, техническим и экономическим факторами.

Основным недостатком в области использования воды, в частности промышленностью, является отсутствие стимулов к ее экономии. В технологических нормах производства вода не учитывается ни как один из видов сырья, ни как необходи-

мый компонент в процессе производства. Поэтому отмечается большой разнобой в количестве фактического потребления воды на однородных видах производства. Отсутствие стоимости воды дает возможность потреблять ее в неограниченном количестве, что тормозит внедрение в практику оборотного и последовательного использования одной и той же воды в нескольких циклах производства. А это, как правило, приводит к неэкономному ее использованию и к загрязнению водоемов.

При уже имеющемся дефиците в ряде районов и громадном увеличении потребления воды необходима всемерная экономия и охрана ее, что в конечном счете позволит уменьшить ежегодные капиталовложения в крупные водохозяйственные мероприятия - регулирование стока, межбассейновые переброски и пр.

Отражение стоимости воды на себестоимости производимой продукции явится серьезным экономическим фактором, влияющим на более правильное размещение предприятий различных отраслей народного хозяйства и обеспечивающим более рациональное распределение затрат между компонентами комплексного водохозяйственного строительства. В условиях нашей страны тариф на воду должен быть дифференцирован по районам, отраслям народного хозяйства, видам использования воды, степени обеспеченности водными ресурсами и т.д. И, несомненно, должны быть установлены повышенные "штрафные" тарифы за перебор воды сверх установленных технологических норм и лимитов.

Для улучшения дела охраны водных источников важно разработать также методику учета сточных вод в водохозяйственных балансах. По нашему мнению, такая методика отсутствует, несмотря на наличие разработанных целым рядом научно-исследовательских и проектных институтов общих методик составления водохозяйственных балансов (СОПС при Госплане СССР, Гидропроект, Совет по проблемам водного хозяйства АН СССР, Министерство мелиорации и водного хозяйства РСФСР (бывш.Госземводхоз РСФСР), Белорусский институт водных проблем, Казахский

научно-исследовательский институт энергетики и др.).

В свете затронутого вопроса интересно рассмотреть результаты "Ориентировочного водохозяйственного баланса территории РСФСР по бассейнам основных рек (на 1980 г.)", составленного в 1964 г. Министерством мелиорации и водного хозяйства РСФСР.

Учитывая, что результаты водохозяйственного баланса в большей степени зависят от количества сточных вод, направляющихся в реки, и от кратности их разбавления, баланс составили в двух вариантах.

В первом варианте, сточные воды после очистки возвращаются в реки. Как следствие, в расходную часть баланса включаются лишь безвозвратные потери воды.

Поскольку в разных речных бассейнах, в зависимости от состава водопотребителей, может потребоваться различная кратность разбавления, водохозяйственные расчеты для этого варианта выполнены применительно к четырем значениям минимально необходимой кратности разбавления: I:3, I:5, I:IO и I:20.

Во втором (вспомогательном) варианте, который рассмотрен в работе как условный, сделана попытка установить, что же в пределе может дать прекращение сброса сточных вод.

При составлении баланса по этому варианту было принято, что сточные воды промышленности и 70% стоков хозяйственно-питьевого водоснабжения в реки не возвращаются (за счет применения оборотного водоснабжения без сброса продуктов очистки в реки, вторичных производств, извлечения примесей с последующим использованием или уничтожением без наличия полей испарения, а также орошения и т.д.).

При этом расходная часть водохозяйственного баланса соответственно увеличивается по сравнению с первым вариан-

том, но уменьшается необходимый резерв водных ресурсов на разбавление сточных вод.

Необходимая кратность разбавления сбрасываемых в реки сточных вод принята в рассматриваемом варианте как I:5.

Результаты водохозяйственных балансов позволили сделать ряд выводов, в частности, следующий: при сбросе очищенных сточных вод в реки необходимость их разбавления (по санитарным соображениям) обусловливает, как правило, проведение более сложных водохозяйственных мероприятий по сезонному, годовому или многолетнему регулированию речного стока, а в ряде случаев даже переброску воды из одного бассейна в другой, чем это требуется для обеспечения отбора необходимых объемов воды. В связи с этим следует ориентироваться на постепенное прекращение сброса сточных вод (за счет развития оборотного водоснабжения, вторичных производств и т.д.).

А может ли быть практически достигнут тот предел, который сможет дать полное прекращение сброса сточных вод в водоемы, как это условно рассмотрено в одном из вариантов "Ориентировочного водохозяйственного баланса"? Наука пока не дает ответа на этот вопрос. Например, в методике по составлению водохозяйственных балансов, разработанной Институтом водных проблем АН БССР, также подчеркивается, что величина сброса сточных вод прямо зависит от системы водоснабжения.

Однако авторы методики приходят к выводу, что "полный охват всех производств оборотным водоснабжением по экономическим и технологическим моментам вряд ли возможен".

До настоящего времени неизвестно, что целесообразнее - создание санитарных пропусков для разбавления сбрасываемых очищенных сточных вод или устройство сооружений по их доочистке.

Возможно, это объясняется тем, что еще очень мало научных исследований, связанных с третичной очисткой (доочисткой) сточных вод.

Известно, что даже полная биологическая очистка органически загрязненных сточных вод зачастую не удовлетворяет по качеству санитарным условиям сброса их в водоемы с малым расходом. Поэтому основным направлением дальнейшего развития техники очистки сточных вод является повышение эффекта конечной обработки их перед выпуском в водоем.

Опыты, проведенные на Люблинской станции аэрации в период 1962-1964 гг., показали, что одним из инженерных решений этой задачи может быть введение в состав очистных сооружений фильтров с зернистой загрузкой.

Основываясь на указанных данных, а также некоторых данных зарубежной литературы, можно отметить, что имеется теоретическая и практическая возможность резкого повышения степени осветления сточных вод перед выпуском их в водоем. Технологическая сторона метода фильтрации в настоящее время разработана достаточно.

Введение различного рода дополнительных сооружений по доочистке стоков (пруды доочистки, каскадные аэраторы и др.) обеспечат высокую стабильность количественных показателей и санитарную надежность работы применяемых водоохранных сооружений.

Затронутые в данной статье вопросы, связанные с разрешением проблемы охраны природных вод от загрязнения и истощения, актуальны и требуют безотлагательного решения как в научном, так и практическом отношениях.

ЛИТЕРАТУРА

I. Безель Л.И., Ерук-Левинсон Т.Л. Очистка и использование производственных сточных вод на промышленных предприятиях, в сб."Использование очищенных сточных вод для водоснабжения промышленных предприятий", сборник 2, МДНТП им.Ф.Э.Дзержинского,М.,1965.

2. Беличенко Ю.П. К вопросу об охране водных ресурсов страны от загрязнения, Второе всес.научно-техн.совещ. по очистке и использ.сточных вод, М., изд."Колос", 1965.

3. Виссман У. Вторичное использование сточных вод (пер. с англ.). Гипроводхоз. ЦБНТИ, М., 1965.

4. Иванюшин Г.И., Чуфистова О.С. Доочистка сточных вод, прошедших полную биологическую очистку на песчаных фильтрах, Методы охраны водных ресурсов от загрязнения, Изд.ВСНТО, 1965.

5. Паписов В.К. Опыт определения путей рационального водоснабжения промышленных предприятий, М., Стройиздат, 1965.

6. Покровский В.А. Геогигиеническое значение измерения состава гидросферы под влиянием человеческой деятельности, глава 5. Введение в геогигиену, М.-Л., Изд."Наука", 1966.

7. Попов В.И., Самойлов Я.М. Основные задачи водообеспечения промышленности и населенных мест и охраны водных ресурсов от загрязнения, М., изд.СОПС при Госплане СССР, 1965.

8. Стефан Д. Восстановление сточных вод, журн."Гражданское строительство" (США), № 9, 1965.

9. Теплякова Е.В. К вопросу о санитарной оценке поверхностного стока городов, Автореферат дисс.Л., 1958.

10. Шабалин А.Ф. Оборотное водоснабжение промышленных предприятий, Очистка сточных вод,№ 3, М.. Россельхозиздат, 1964.

И.А.ЕНГУЛАТОВ

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ЗАПАСОВ ВЛАГИ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ ПОЧВО-ГРУНТОВ

Рассмотрим ряд взаимообусловливающих вопросов, необходимых в последующем для расчетов элементов водного и солевого балансов. Остановимся на расчетах коэффициента свободной порозности, который послужит основой для построения расчетной схемы. Принято различать два случая - понижение грунтовых вод или их повышение. Соответственно с этим для первого случая рекомендуется термин "водоотдача", для второго "свободная порозность".

Так как количественная разница между свободной порозностью и водоотдачей невелика /I/, в последующем разграничения в названиях делать не будем и будем употреблять термин "коэффициент свободной порозности", считая, что при динамичности уровня грунтовых вод единство в терминологии более удобно. К настоящему времени способы выявления этого коэффициента известны, имеются также и расчетные формулы.

Из числа прямых методов определения рассмотрим методы Г.Д.Эркина /8/.

Первый метод основан на следующих соображениях: при понижении грунтовых вод на Δh в дрены стечет вода, заключенная между первоначальным и последующим положениями депрессионных кривых, и часть капиллярной воды из слоя грунта, расположенного над первоначальным положением депрессионной кривой. Исходя из этого отбираются почвенные монолиты, которые насыщаются до полной и капиллярной влагоемкости. Затем эти монолиты укладываются на место и учитывается объем стекающей из них воды. Отношение объема стекшей воды из обоих монолитов к объему самих монолитов определит свободную порозность.

Сущность второго метода состоит в установлении коэффициента свободной порозности путем сопоставления объемов откаченной из скважины воды и образовавшейся воронки.

Третий метод заключается в сопоставлении стока воды по средней (из трех рядом расположенных параллельных дрен одинаковой глубины, длины и при одинаковых междренных расстояниях) дрене за определенный отрезок времени с освобождающимся от свободной воды объемом грунта в сфере влияния этой дрены.

Основной недостаток первого метода заключается в том, что его практически трудно осуществить. Два других не учитывают количества воды, расходуемого на испарение, и притока, возможного за счет подземного водообмена. Последнее обстоятельство может предельно ограничить их применение. Наконец, в реальных условиях трудно подыскать случай с тремя параллельными дренами, имеющими одинаковые элементы.

Из рассмотренных расчетных формул прежде всего остановимся на формуле А.Н.Костякова /9/

$$\sigma = \gamma(\beta_{max} - \beta_0), \qquad (I)$$

где β_{max} – полная влагоемкость грунта, % от его объема;
β_0 – наименьшая (полевая) влагоемкость, % от объема грунта;
γ – коэффициент, зависящий от высоты капиллярного поднятия воды в данном грунте.

Определенной методики по выявлению коэффициента γ пока не имеется. Высота капиллярного поднятия принципиально еще не установлена. И данные различных авторов, даже для одних и тех же условий самые различные. Наконец, не учтена глубина грунтовых вод, которая для территорий с близкими уровнями играет существенную роль. Эти обстоя-

тельства затрудняют пользование этой формулой.

Вторая формула принадлежит С.Ф.Аверьянову /I, 4/. Она имеет следующий вид:

$$\sigma = W_1\left\{1-\sqrt{1-\frac{y_{ср}}{H_k}\left[1-\left(\frac{W_0}{W_1}\right)^2\right]}\right\}, \qquad (2)$$

где W_1 – полная влагоемкость ($W_1 = m - P_0$);

W_0 – минимальная влагоемкость;

P_0 – объем зажатого воздуха на уровне грунтовых вод;

$y_{ср}$ – средняя глубина грунтовых вод за расчетный период;

H_k – максимальная высота капиллярного поднятия.

Как видно, здесь также фигурирует предельная высота капиллярного поднятия.

Для практического пользования более доступной, по нашему мнению, является формула Г.Д.Эркина /8/

$$\sigma = 16{,}5\sqrt{k}\sqrt[3]{H}. \qquad (3)$$

Здесь k – коэффициент фильтрации грунта;

H – глубина залегания грунтовых вод.

Вводя в эту формулу замену вида $A = 16{,}5\sqrt{k}$, получим

$$\sigma = A\sqrt[3]{H}. \qquad (4)$$

Последняя зависимость удобна для постановки полевых исследований, так как в нее входит единственный параметр A . В этом случае сущность полевых исследований по определению параметра A вытекает из следующих соображений. Положим, мы имеем почвенную колонну с основанием

в I м^2. Количество влаги в зоне аэрации этой колонны выявится из суммы

$$W=\Sigma\beta_i\Delta h, \qquad (5)$$

где β_i - послойная влажность почвы, выраженная в долях от объема,

Δh - высота элементарного слоя зоны аэрации.

Объем пор определится из выражения

$$П=\Sigma П_i\Delta h. \qquad (6)$$

Следовательно, свободное поровое пространство можно высчитать из разности

$$W_{св}=П-W=\Sigma П_i\Delta h-\Sigma\beta_i\Delta h. \qquad (7)$$

Значение коэффициента свободной порозности установится из соотношения

$$\sigma=\frac{W_{св}}{H}=\frac{1}{H}(\Sigma П_i\Delta h-\Sigma\beta_i\Delta h), \qquad (8)$$

где H - высота колонны до грунтовых вод.

Таким образом, имея значение коэффициента свободной порозности, выявленное опытным путем, для желаемых таксономических единиц районирования по формуле (4) можно высчитать значение параметра A.

Состав же полевых работ согласно расчетной формуле (8) состоит в определении послойных значений $П_i$, β_i на глубину H (до грунтовой воды).

Пользуясь изложенной расчетной схемой, с 1959 по 1964 г. мы выполнили значительные полевые работы в трех регионах республики - Бухарской и Ферганской областях, а также

староорошаемой зоне Голодной степи. Послойные образцы почвогрунтов отбирали в условиях различного с сельскохозяйственного использования земель и в разное время вегетации (вплоть до глубокой осени).

Из перечисленных регионов наиболее значительные работы проведены в Бухарской области, где образцы послойно отбирались по 74 выработкам. Из них исключены результаты по 5 выработкам из-за их недоброкачественности и приняты в расчет данные по 69 выработкам.

В староорошаемой зоне Голодной степи образцы отбирались по 31 выработке, в расчет не вошли материалы по одной выработке.

По Ферганской области образцы отобраны по 17 выработкам, которые были использованы полностью.

Для установления характера распределения определены моменты включительно до 4-го порядка по формуле

$$m_K = \frac{1}{n}\sum (A_i - \bar{A})^K, \qquad (9)$$

где n – число определений,

A_i – значение отдельного определения,

$\bar{A}$ – среднее арифметическое значение из всех определений, установленное по формуле

$$\bar{A} = \frac{1}{n}\sum A_i; \qquad (10)$$

m_K – момент К-ого порядка;

K – порядок момента.

В частности, момент третьего порядка для условий Бухары m_3 составляет 0,0000016. Строго говоря, как следует из момента третьего порядка, распределение имеет биномиальный

характер ($m_3 \neq 0$) с отрицательной асимметрией (длинная часть кривой распределения лежит слева от центра).

Так как абсолютное значение момента третьего порядка невелико, практически распределение можно считать нормальным.

Проверим характер распределения, определив эксцесс

$$\varepsilon_4 = \frac{m^4}{S^4} - 3 \cdot \qquad (11)$$

Здесь m_4 – момент 4-го порядка, равный 0,00000039,

S – эмпирическое среднее квадратическое отклонение, которое через момент второго порядка устанавливается по формуле.

$$S = \sqrt{m_2} = \sqrt{0{,}00039} = 0{,}0197 \cdot \qquad (12)$$

При этих данных эксцесс составляет

$$\varepsilon_4 = \frac{0{,}00000039}{0{,}0000015} - 3 \approx 0.$$

Таким образом, с небольшой погрешностью можно считать распределение вероятностей нормальным. В этом случае плотность вероятности $\varphi(A)$ установится по формуле

$$\varphi(A) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(A-\bar{A})^2}{2\sigma^2}} \cdot \qquad (13)$$

где σ – среднее квадратическое отклонение, которое является важной характеристикой рассеивания.

Согласно приведенным выше расчетам значение эмпирического среднеквадратического отклонения S составило 0,0197, что указывает на скученность точек распределения вокруг центра, и это положение констатирует надежность значения ($\bar{A}$).

Вероятность $P(A_1 < A < A_2)$ нахождения случайной величины (A) в интервале (A_1, A_2), как известно, определяется из следующего интеграла:

$$P(A_1<A<A_2)=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{A_1}^{A_2} e^{-\frac{(A-\bar{A})^2}{2\sigma^2}}dA. \qquad (13')$$

Последний, выраженный в функции Лапласа, имеет вид

$$P(A_1<A<A_2)=\frac{1}{2}\Phi\left(\frac{A_2-\bar{A}}{\sigma}\right)-\frac{1}{2}\Phi\left(\frac{A_1-\bar{A}}{\sigma}\right), \qquad (14)$$

где $\Phi\left(\frac{A-\bar{A}}{\sigma}\right)$ - интеграл вероятности, значение которого приведено в ряде математических справочников /6,7/ и др.

В выполненных нами расчетных операциях (табл.I) учтена нечетность функции, в соответствии с чем соблюдалось условие

$$\Phi(-t)=\Phi(t),$$

где

$$t=\left(\frac{A-\bar{A}}{\sigma}\right).$$

В табл.I, представленной в интервальной форме, дается сравнение расчетных результатов с фактическим распределением вероятностей. Из табл.I следует, что расхождение между расчетными и фактическими P вероятностями P_i незначительно. Анализы указывают на то, что мы имеем дело с нормальным распределением вероятностей с плотностью φ, которое характеризуется уравнением типа (I3).

Дальнейшая наша задача - выяснить следующие два положения:

а) установить те критерии, в пределах которых может находиться истинное значение $(\bar{A}_0)$ найденного нами па-

раметра ($\bar{A}$);

б) определить точность, с которой выявлено расчетное значение параметра ($\bar{A}$).

Таблица I

Интервал значений параметра (A)	Ср.значение параметра в интервале ($A_{ср}$)	Отклонения от среднего арифметич. значения (A-$\bar{A}$)	Аргумент функции (t)	Значение функции $\frac{1}{2}\Phi(t)$	Расчетная вероятность в интервале (P),%	Фактическая вероятность в интервале (P_1),%
0,095	0,I0	-0,05	-2,78	-0,50	I	I,4
0,I05	0,II	-0,045	-2,29	-0,49	3	2,7
0,II5	0,I2	-0,035	-I,78	-0,46	6	7,2
0,I25	0,I3	-0,025	-I,27	-0,40	I3	I0,2
0,I35	0,I4	-0,0I5	-0,76	-0,27	I7	I3
0,I45	0,I5	-0,05	-0,25	-0,I0	20	2I
0,I55	0,I6	+0,05	+0,25	+0,I0	I7	I8
0,I65	0,I7	+0,0I5	+0,76	+0,27	I3	I8
0,I75	0,I8	+0,025	+I,27	+0,40	6	6
0,I85	0,I9	+0,035	+I,78	+0,46	3	2,7
0,I95		+0,045	+2,29	+0,49		

Для решения первой задачи используем общеизвестную в теории вероятности зависимость

$$\bar{A}-t\frac{S}{\sqrt{n}}<\bar{A}_0<\bar{A}+t\frac{S}{\sqrt{n}}, \qquad (I5)$$

где t – в данном случае находится из равенства $\Phi(t)=P$;

$\Phi(t)$ – интеграл вероятности, P – вероятность оценки, значение которой обычно принимается близким к единице. Для нашего случая считаем вполне достаточным принять P =0,95);

n – число испытаний;

S – эмпирическое среднеквадратическое отклонение.

При наших данных неравенство (I5) будет иметь следующее решение:

$$0,I5-I,95\frac{0,0I97}{69} < \bar{A}_0 < 0,I5+I,95\frac{0,0I97}{69}$$

или

$$0,I45 < A_0 < 0,I55.$$

Вторая наша задача, как уже отмечалось, состоит из оценки точности определения параметра $\bar{A}$, которая характеризуется стандартом распределения случайных ошибок σ. Приближенное значение стандарта распределения, как известно, - выборочный стандарт S. Соотношение этих стандартов определяем из следующего неравенства:

$$S(1-q) < \sigma < S(1+q), \qquad (I6)$$

где q - относительная ошибка, она имеет функциональную зависимость вида

$$q = f(Dn); \qquad (I7)$$

n - число испытаний; D - надежность.

Функциональная зависимость (I7) протабулирована /7/ и для нашего случая составляет $q = 0,I74$.

В таком случае неравенство (I6) будет иметь следующее значение:

$$0,0I6 < \sigma < 0,023.$$

Таким образом, мы при 69 испытаниях имеем относительную ошибку $Q \approx I7,4\%$.

Каких-либо установок, определяющих критерий относительной ошибки, пока не существует. Если полагать ее не более 20%, то в пределах установленных таксономических единиц районирования следует отбирать послойные образцы почво-

грунта не менее чем из 50 выработок.

Мы подробно анализировали результаты, полученные в Бухарской области, поскольку здесь имели наибольший экспериментальный материал. Из-за малочисленности испытаний в остальных регионах делать такой анализ мы не стали.

В итоге получены следующие значения для параметра $\bar{A}$: по Бухарской области - 0,I5; Ферганской - 0,I2 и Голодной степи - 0,II.

В заключение необходимо отметить, что почво-грунты в Бухарской области по механическому составу преимущественно относятся к средним, а по остальным двум регионам - к более тяжелым. Это дает возможность рекомендовать в качестве предварительных нормативов следующие значения параметра: для средних по механическому составу почво-грунтов $\bar{A} = 0,I5$; для более тяжелых $\bar{A} = 0,II$.

Перейдем к основному вопросу. Схематически распределение влаги в зоне аэрации можно представить в виде чертеха (рисунок), где основание колонны почво-грунта составляет I $м^2$. Из рисунка следует, что свободное от воды поровое пространство в колонне

$$W_{об} = n\int(1-y)dh. \qquad (I8)$$

В таком случае коэффициент свободной порозности будет определяться из соотношения

$$\sigma = \frac{W_{об}}{h} = \frac{n}{h}\int(1-y)dh = \bar{A}\sqrt[3]{h}$$

или

$$\int(1-y)dh = \frac{\bar{A}h^{4/3}}{n}.$$

Дифференцирование последнего дает

$$1-y = \frac{4\bar{A}h^{1/3}}{3n}$$

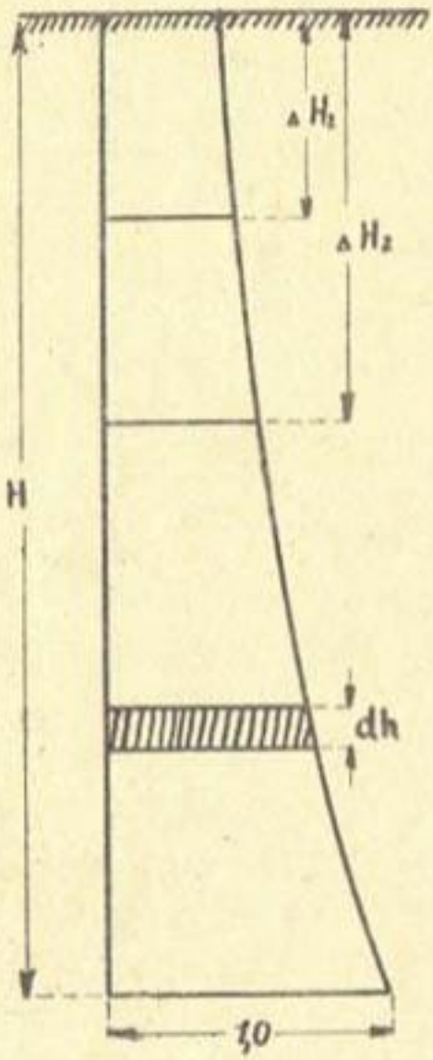


Рис. Эпюра почвенной влаги в зоне аэрации

или

$$y = 1 - \frac{4\bar{A}h^{1/3}}{3\Pi} \qquad (20)$$

Интегрируя выражение (20), получим объем воды в зоне аэрации:

$$W = \Pi \int_0^H \left(1 - \frac{4\bar{A}h^{1/3}}{3\Pi}\right) dh$$

или

$$W = H(\Pi - A\sqrt[3]{H}). \qquad (21)$$

Следовательно, последнее уравнение дает возможность определять расчетные запасы в зоне аэрации при глубине залегания грунтовых вод H.

Запасы влаги в указанной зоне для любого слоя почвы при глубине грунтовых вод (H) можно выявить путем интегрирования уравнения в пределах от $H - \Delta H_2$ до $H - \Delta H_1$:

$$W = (H - \Delta H_1)(\Pi - \bar{A}\sqrt[3]{H - \Delta H_1}) - (H - \Delta H_2)(\Pi - \bar{A}\sqrt[3]{H - \Delta H_2}), \qquad (22)$$

где

ΔH_1 и ΔH_2 отсчитываются от поверхности земли.

В установлении расчетного значения капиллярного сброса будем придерживаться классификации А.А.Роде /2,3/, согласно которой количество влаги, удерживающееся в почве без заметного стекания, названо наименьшей влагоемкостью. Тогда количество влаги в поровом пространстве ($I - y$), соответствующее этой влагоемкости, будет составлять

$$W_g = H\varepsilon\bar{A}\sqrt[3]{H}, \qquad (23)$$

где W_g – дефицит влаги в почве. (Во избежание путаницы

в буквенных обозначениях, наименьшая влагоемкость (Н В) нами обозначена буквой $\mathcal{E}$).

При разовой подаче воды на поля (или осадков) в объеме W_n (здесь испарение исключено), капиллярный сброс W_y составит

$$W_y = W_n - W_q .$$

В условиях, когда будет $W_n - W_q < 0$, вся вода в объеме W_n удержится в почве. Напомним, что в уравнении (23) наименьшая влагоемкость $\mathcal{E}$ принимается без учета капиллярной каймы.

В заключение необходимо отметить, что постановка и обобщение данных по изложенной методике значительно облегчит расчет водно-солевого баланса зоны аэрации почво-грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

I. Костяков А.Н., Фаворин Н.Н. и Аверьянов С.Ф. Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод, М., I956.

2. Роде А.А. Почвенная влага, Изд.АН СССР, М., I952.

3. Роде А.А. Основы учения о почвенной влаге, М., Гидрометеоиздат, I965.

4. Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель, Гипроводхоз, М., I965.

5. Беседнов И.А. Мелиорация засоленных почв, М., Сельхозгиз, I968.

6. Бронштейн И.Н. и Семендяев К.А. Справочник по математике, М., I959.

7. Румшинский Л.З. Элементы теории вероятности, М., Изд."Наука", I966.

8. Эркин Г.Д. Об удельной водоотдаче и ее изучение при осушении болот, Доклады на Всесоюзной конференции по физике почв, М., 1934.
9. Костяков А.Н. Предупреждение заболачивания и засоления земель при орошении, Научные записки МГМИ им.В.Р.Вильямса, т.XIII, М., 1947.

И.А.ЕНГУЛАТОВ, Е.КАЛХАНОВ

К ВОПРОСУ РАЦИОНАЛЬНОГО РАЗМЕЩЕНИЯ СЕТИ НАБЛЮДАТЕЛЬНЫХ СКВАЖИН НА ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМАХ

В настоящее время скважины для наблюдения за режимом грунтовых вод на оросительных системах размещаются в соответствии с указаниями, изложенными в работе /7/. Сеть наблюдательных скважин принято подразделять на опорную, закладываемую перпендикулярно к крупным оросительным каналам, и хозяйственную, закладываемую по площади (из расчета по одной на 100-200 га) без учета природных особенностей территории. Предусматривается также осуществлять закладку и эксплуатацию последней силами хозяйств. В действительности эта сеть в настоящее время полностью находится в ведении мелиоративной службы управлений оросительных систем и играет основную роль при решении ряда вопросов - составление карт глубин залегания грунтовых вод, гидрохимических карт, а также для определения отдельных составляющих водно-солевого баланса.

Сама практика уже определила необходимость размещения опорной сети наблюдательных скважин по площади. Створное расположение сети может быть необходимо для решения специальных вопросов - выяснения характера кривых депрессий, установления коэффициентов фильтрации и др. В соответствии с этим створная сеть в каждом случае может закладываться по специально выработанной методике, в зависимости от поставленной задачи.

Поскольку опорная сеть скважин предназначается для фиксации известных природных явлений, то их следует располагать с учетом районирующих факторов.

По нашему мнению, исходной таксономической единицей районирования должна служить оросительная система. В преде-

лах оросительной системы в зависимости от водообеспеченности ее отдельных частей должны выделяться зоны. В пределах оросительных систем по геоморфологическим условиям намечаются области и по литоструктурным разностям - районы. В качестве наименьшей таксономической единицы районирования принята почвенная разность /8/.

Сеть наблюдательных скважин, подведомственная мелиоративной службе, должна закладываться с учетом этих территориальных единиц. При такой схеме минимальное количество скважин в пределах каждого мелиоративного района будет определяться числом почвенных разностей, входящих в них. Этого количества будет достаточно, если учесть, что точность съемки границ почвенных разностей уже определена масштабом карты, положенным в основу районирования. В известных случаях, когда почвенная разность в пределах отдельного мелиоративного района занимает значительную площадь, можно закладывать по несколько скважин. Однако чрезмерное насыщение системы скважинами нежелательно, так как осложняется их нормальная эксплуатация и последующая обработка результатов. Сеть наблюдательных хозяйственных скважин в зависимости от хозяйственных соображений может располагаться до поливных участков.

К большим преимуществам размещения режимной сети по предлагаемой методике относится то, что каждая скважина характеризует режим грунтовых вод, присущий конкретному природному условию, границы которых на картах отчетливо выражены. Следовательно, площадь той или иной территориальной единицы может устанавливаться планиметрированием, что исключительно важно при осреднении результатов наблюдения или поисках удельных показателей.

По описанной методике нами разработана схема размещения опорной сети наблюдательных скважин для оросительных систем Ферганской области. Согласно нашим проработкам, пре-

дусматривается одна скважина на 585 га. В существующих условиях имеется по одной скважине на 400 га.

В целом по нашей схеме намечается увеличение количества скважин на 89 шт. за счет новых скважин на вновь освоенных землях.

ЛИТЕРАТУРА

I. Кац Д.М. Режим грунтовых вод в орошаемых районах и его регулирование, М., I963.

2. Кац Д.М. Контроль режима грунтовых вод на орошаемых землях, Изд-во "Колос", М., I967.

3. Кенесарин Н.А. Формирование режима грунтовых вод орошаемых районов на примере Голодной степи, Ташкент, I959.

4. Крылов М.М. Основы мелиоративной гидрогеологии Узбекистана, Ташкент, I959.

5. Легостаев В.М., Конъков Б.С. Мелиоративное районирование, Госиздат УзССР, I950.

6. Почвы УзССР, Тр.почвенного института АН УзССР, т.П, Ташкент, I957.

7. Указания по организации наблюдений за режимом грунтовых вод на орошаемых землях, М., I945, I949.

8. Федоров Б.В. Агромелиоративное районирование зоны орошения Средней Азии, АН УзССР, I954.

В.Г.КОНОВАЛОВ

ИЗУЧЕНИЕ РЕЖИМА УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Известно, что одним из следствий поливного земледелия является нарушение естественного режима грунтовых вод. Фильтрация оросительных вод с полей и из ирригационной сети вызывает те или иные изменения уровня грунтовых вод и их динамических запасов в течение года. Рассмотрим изменение уровня грунтовых вод орошаемых территорий в течение вегетационного периода на примере Самаркандской области УзССР. Прежде всего представим в общем виде факторы, от которых зависит режим грунтового потока в некотором замкнутом объеме. Для этого выделим в пределах орошаемой территории элементарный участок в виде призмы произвольной формы и составим водный баланс слоя от дневной поверхности до первого водоупорного горизонта.

$$\Delta W = X + K + \sum (r' - r'') + (Q_n - Q_0) + (Y' - Y'') - \sum Z. \quad (I)$$

Здесь ΔW - изменение объема грунтового потока за определенный период времени Δt ; X - средний слой атмосферных осадков на площади участка, K - слой влаги, образовавшийся вследствие конденсации водяного пара в почве и на поверхности земли; $\sum (r' - r'')$ - разность между водозабором на орошение и объемом сбросных вод r'' на границах участка; $Q_n - Q_0$ - разность между притоком Q_n и оттоком транзитных грунтовых вод; $Y' - Y''$ - русловые потери из естественных водоемов; $\sum Z$ - суммарное испарение из ограниченного объема. Все составляющие правой части уравнения (I) определяются за тот же период Δt .

В уравнении (I) все разности, за исключением $Q_n - Q_0$, характеризуют изменение объема грунтового потока за счет раз-

личных видов фильтрации. Объединим их по этому принципу

$$\sum F=\sum(r'-r'')+(y'-y''). \qquad (2)$$

Однако на изменение ΔW влияют не осадки и конденсация в целом, а только та их доля, которая достигла уровня грунтового потока. Это дает нам право вместо $X + K$ поставить индекс Φ, имея в виду некоторую (профильтровавшуюся) часть суммы осадков и конденсации

$$\Phi = X + K . \qquad (3)$$

С учетом формул (2) и (3) уравнение (I) можно записать в виде

$$\Delta W=(\sum F+\Phi)+(Q_n-Q_0)-\sum z . \qquad (4)$$

Уровень грунтовых вод, измеренный в наблюдательных скважинах, характеризует режим потока за вычетом испарения. Удобнее всего величину испарения вычесть из суммы $\sum F + \Phi$ и результат обозначить соответствующим индексом

$$A=(\sum F+\Phi)-\sum z \qquad (5)$$

В итоге всех преобразований, уравнение (I) оказалось приведенным к виду

$$\Delta W=A+(Q_n-Q_0), \qquad (6)$$

или, полагая $Q_n - Q_0 = Q$,

$$\Delta W=A+Q . \qquad (7)$$

Если площадь поверхности грунтового потока (S) известна, изменение его объема ΔW можно заменить изменением среднего уровня $\Delta \bar{H}$ за тот же период времени Δt . Тогда вместо (6) напишем

$$\mu \Delta \bar{H} S = A + (Q_n - Q_0), \qquad (8)$$

здесь μ - коэффициент водоотдачи или недостатка насыщения грунтов. Согласно выражению (8), изменение уровня грунтовых вод в замкнутом объеме зависит от фильтрации речных и оросительных вод и разности между притоком и оттоком транзитного подземного потока.

Расчет $\Delta \bar{H}$ и запасов грунтовых вод связан с построением кривой депрессии подземного потока. Для расчета $\Delta \bar{H}$ на основе выражения (8) можно получить уравнение Буссинеска неустановившегося движения двумерного плоского в плане потока грунтовых вод со свободной поверхностью.

Интегрирование уравнения Буссинеска в общем виде или его упрощенных модификаций является весьма сложной задачей для условий орошаемой территории и этот путь, на наш взгляд, не является единственным способом для расчета изменения уровня грунтовых вод на определенной площади. В случаях, когда установление соответствующих зависимостей и получение исходных данных связано со значительными затратами средств и времени, вполне обосновано разыскание корреляционных связей между изменением уровня грунтовых вод и факторами внешней среды, влияющими на накопление и расходование грунтовых вод. Рассмотрим результаты практической реализации такого поиска на примере орошаемых площадей на поверхности первой и второй надпойменных террас р.Зарафшан в пределах Самаркандской области УзССР. Точнее, территория находится между Газаринским и Хатырчинским гидрогеологическими створами и занимает площадь 1500 км^2, или 86% от общей площади первой и второй террас Зарафшана в границах Самаркандской

области и 40% от всех орошаемых земель области.

В 1958 г. в Самаркандской области была организована гидрогеологическая станция, основные наблюдательные скважины которой в 1959–1961 гг. располагались на поверхности первой и второй надпойменных террас р.Зарафшан. В последующие годы многие из них были закрыты, и число наблюдательных пунктов на рассматриваемой территории двух надпойменных террас резко сократилось. В связи с этим анализируется режим уровня грунтовых вод за 1959–1961 гг., когда число скважин было достаточным для статистических проработок и составляло соответственно по годам 60, 76 и 75.

Имеющиеся в нашем распоряжении результаты трехлетних измерений уровня в течение вегетационного периода представляют собой интегральную характеристику изменения динамических запасов грунтовых вод на орошаемых территориях двух надпойменных террас под действием всех компонентов, входящих в правую часть уравнения (7). Следовательно, определив на основании этих данных средний уровень $\bar{H}(t_i)$ на площади 1500 км^2 и зная коэффициент μ, мы сможем вычислить динамические запасы грунтовых вод на момент t_i в течение апреля-сентября.

Величина $H(t_i)$ может быть найдена двумя различными способами: как средневзвешенная по площадям с характерными физико-географическими, гидрогеологическими и водохозяйственными условиями (для чего необходимо детальное районирование территории) и, если предположить, что изменение уровня грунтовых вод на площади 1500 км^2 – случайный процесс, который может быть охарактеризован кривой нормального распределения, то $\bar{H}(t_i)$ в этом случае рассчитывается как среднее арифметическое из некоторого количества независимых значений $H(t_i)$.

Первый способ не может быть использован в нашем районе из-за отсутствия необходимых сведений. Что касается

второго, то представление $H(S)$ в виде нормированной случайной функции, плотность вероятности которой выражается в виде

$$y = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}, \qquad (9)$$

логически оправдано. В самом деле, сочетание факторов, определяющих кривую депрессии грунтовых вод (водоподача, подземный приток, испарение, фильтрационная способность и водоотдача или недостаток насыщения грунтов) настолько неустойчиво в пространстве на определенный момент времени, что совокупность измеренных в скважинах значений $H(t_i)$ вполне удовлетворяет условиям случайного процесса. Подробно изучить параметры случайного процесса предполагаем в дальнейшем.

Прежде чем находить $\bar{H}(t_i)$ на площади 1500 км^2 необходимо тщательно проанализировать данные трехлетних наблюдений по скважинам и затем получить статистическое доказательство случайности имеющихся выборок средних за декады уровней грунтовых вод. Для анализа по результатам измерений в упомянутых выше 60, 76, 75 скважинах были построены графики хода уровней, осредненных по декадам года. Примеры построения таких графиков даны на рис.I.

Поток грунтовых вод первой и второй террас р.Зарафшан, несомненно, имеет гидравлическую связь с рекой, гидрограф которой характеризуется устойчивым максимумом стока в летнее время, и основная масса оросительной воды поступает на хлопковые поля в июле-августе. Все это вместе взятое должно вызывать более или менее отчетливо выраженный летний пик уровней грунтовых вод на орошаемых территориях. Таким образом, условие существования пика уровня в течение вегетационного периода являлось основным критерием при отборе скважин для статистических проработок.

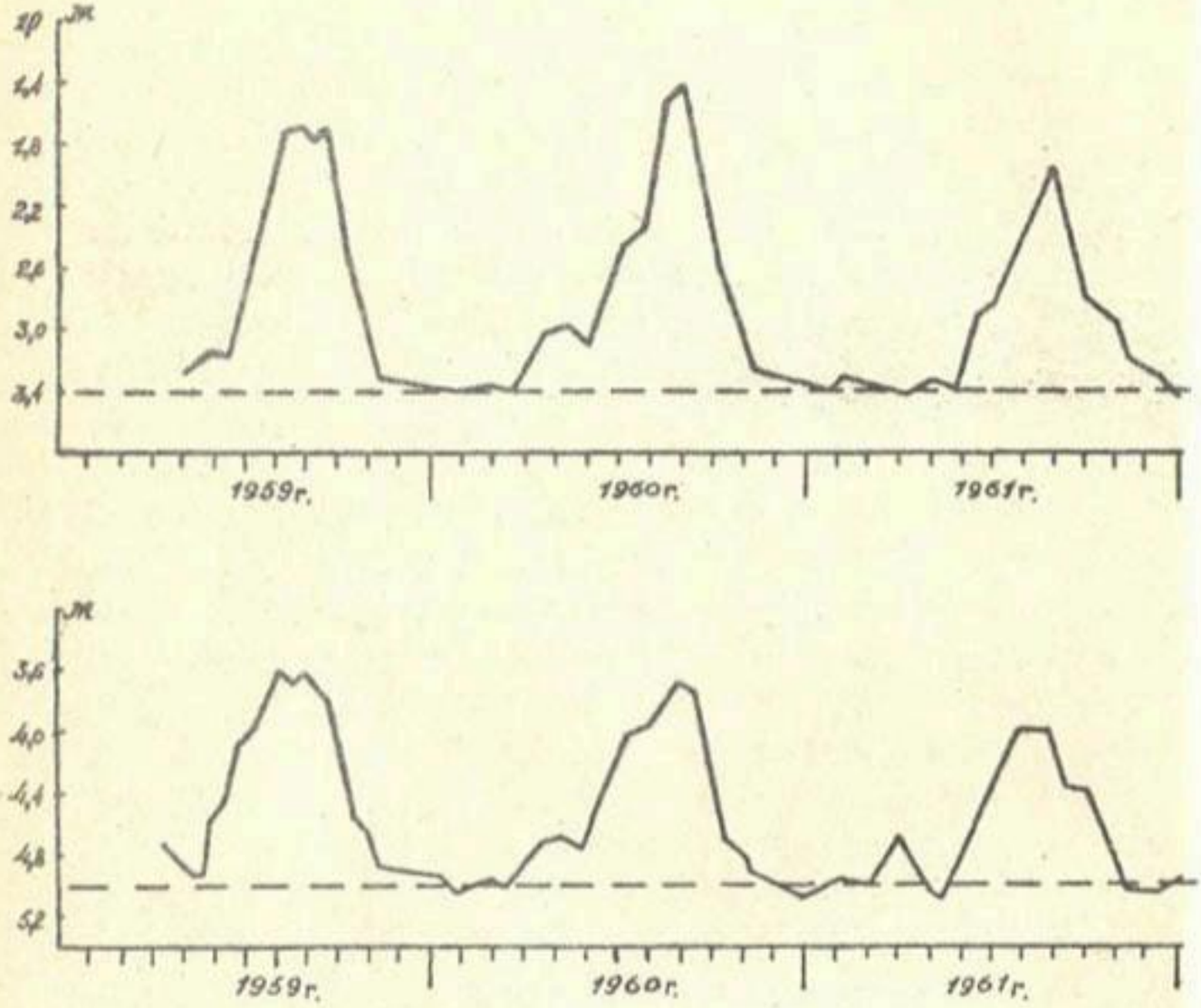

м
1,0
1,4
1,8
2,2
2,6
3,0
3,4
1959г.
1960г.
1961г.
м
3,6
4,0
4,4
4,8
5,2
1959г.
1960г.
1961г.

Рис.I

Скважин с такими графиками в 1959, 1960, 1961 гг. оказалось соответственно 53, 55, 48. Не вошедшие в их число наблюдательные пункты исключались по разным причинам: из-за пропусков в наблюдениях, неудачного расположения (вблизи болота, на территории населенного пункта) и т.д.

В связи с прокладкой новых каналов, дрен и других водотоков, реконструкцией старых, некоторые наблюдательные гидрогеологические скважины оказались в недопустимой близости к ирригационным сооружениям. Эти пункты, по сравнению с соседними участками могут фиксировать несколько завышенный уровень грунтовых вод под влиянием локального более интенсивного фильтрационного подпитывания. Рассмотрим насколько существенно влияние этих погрешностей при нахождении $\bar{H}(t_1)$. Используем с этой целью уравнение (8), которое можно переписать следующим образом:

$$A = \mu \Delta \bar{H} S - \left(\frac{Q_1 - Q_2}{\Delta X} + \frac{Q_3 - Q_4}{\Delta Y} \right). \quad (10)$$

Подставляя вместо Q_1, Q_3 (приток транзитных грунтовых вод) и Q_2, Q_4 (отток из ограниченного контура) выражения расхода подземного потока по формуле Дюпюи, получим

$$A = \mu \Delta \bar{H} S - \frac{K\bar{h}}{\Delta X^2}(\Delta h_1 - \Delta h_2) - \frac{K\bar{h}}{\Delta Y^2}(\Delta h_3 - \Delta h_4), \quad (11)$$

или

$$A\frac{1}{\mu} = \Delta \bar{H} S - \frac{K\bar{h}}{\mu \Delta X^2}(\Delta h_1 - \Delta h_2) - \frac{K\bar{h}}{\mu \Delta Y^2}(\Delta h_3 - \Delta h_4). \quad (12)$$

Допуская, что $\Delta X^2 = \Delta Y^2$, а μ, K и $\bar{h}$ по направлениям X и Y имеют одно и то же значение, получим $\frac{K\bar{h}}{\mu \Delta X^2} = \ell$, тогда:

$$A\frac{1}{\mu} = S\Delta \bar{H} - \ell(\Delta h_1 - \Delta h_2) - \ell(\Delta h_3 - \Delta h_4). \quad (13)$$

То же самое уравнение, но с уровнями, искаженными за счет нерепрезентативного расположения скважин, будет выглядеть так:

$$A'\frac{1}{\mu} = S\Delta\bar{H} - \ell\left[(\Delta h_1 + \lambda_1) - (\Delta h_2 + \lambda_2)\right] - \ell\left[(\Delta h_3 - \lambda_3) - (\Delta h_4 - \lambda_4)\right], \quad (14)$$

здесь λ - разница между фактическим и истинным уровнем. Относительная погрешность δ рассчитывается по формуле

$$\delta = \frac{A' - A}{A}. \quad (15)$$

Подставив в это выражение (13) и (14) и выполнив преобразования, найдем

$$\delta = \frac{(\lambda_1 - \lambda_2) - (\lambda_3 - \lambda_4)}{S\Delta\bar{H} - \ell(\Delta h_1 - \Delta h_2) - \ell(\Delta h_3 - \Delta h_4)}. \quad (16)$$

Откуда, объединяя разности и погрешности уровня при определении притока (п) и оттока (о) грунтовых вод по направлениям x и y, получим

$$\delta = \frac{(\lambda_1 + \lambda_3) - (\lambda_2 + \lambda_4)}{S\Delta\bar{H} - \ell\left[(\Delta h_1 + \Delta h_3) - (\Delta h_2 + \Delta h_4)\right]} \quad (17)$$

и окончательно

$$\delta = \frac{\lambda_п - \lambda_о}{S\Delta\bar{H} - \ell(\Delta h_п - \Delta h_о)}. \quad (18)$$

Имеющиеся в нашем распоряжении материалы не позволяют произвести оценку δ, однако, судя по расчетам А.А.Лебедева /2/, получившего аналогичную формулу для одномерного в плане движения воды, интересующая нас погрешность при определенных, достаточно характерных значениях ΔH, Δt, Δx, μ, K, h, λ составляет всего 3,5%. Таким образом, несмотря на искаженные показания отдельных скважин,

использование их для расчета среднего по территории уровня грунтовых вод вполне допустимо.

Исходные совокупности $H(t_i)$ отдельных реализаций случайного процесса $H(S)$ в моменты $t_1 \ldots t_n$ вегетационных сезонов 1959-1961 гг. были получены следующим образом. Средние по декадам периода май-октябрь единичные величины $H(t)$ отсчитывались от условной поверхности, проведенной на графике каждой скважины и соединявшей минимальные отметки уровня воды в ней. Как правило, плоскость сравнения в течение всех трех лет оставалась на одном и том же уровне (см.рис.1).

Наиболее полная и объективная информация о случайном процессе, к которому, по нашему мнению, относится изменение уровня грунтовых вод орошаемой территории в течение вегетационного периода, может быть получена на основе совокупности независимых измерений $H(t_i)$. В математической статистике существует специальный критерий, который позволяет на фиксированном уровне значимости рассматривать нулевую гипотезу о случайности имеющейся выборки из некоторой генеральной совокупности с непрерывным распределением. Критерий этот представляет собой отношение

$$\tau = \frac{Q^2}{S^2}, \qquad (19)$$

где

$$Q^2 = \frac{1}{2(n-1)} \sum_{i=1}^{n-1} d_i^2, \qquad (20)$$

а

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2. \qquad (21)$$

Здесь n - число членов; d_i - разность между соседними членами выборки; $(x_i - \bar{x})$ - отклонение i -го значе-

ния от среднего. Из работы /I/ известно, что критерий τ приблизительно нормально распределен при $n > 20$ и, что при справедливости нулевой гипотезы случайности выборки из нормальной совокупности

$$M\tau = 1 \quad \text{и} \quad D\tau = \frac{1}{n+1}\left(1 - \frac{1}{n-1}\right),$$

где M - математическое ожидание, D - дисперсия. Таким образом, критическая область для τ, отвечающая t %-ному уровню значимости, при $n > 20$ будет определяться неравенством

$$\tau_t \leq \tau, \tag{22}$$

где

$$\tau_t \approx 1 - \frac{u_t}{\sqrt{n+1}} \tag{23}$$

и

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{u_t}^{\infty} e^{-\frac{x^2}{2}} dx = 0{,}5 - \Phi(u_t) = \frac{t}{100}, \tag{24}$$

откуда $\Phi(u_t) = 0{,}5 - \frac{t}{100}$, а затем u_t находится по таблице нормированной функции Лапласа. Задавшись 20%-ным уровнем значимости, из (22-24) получим $\tau_{20\%} = 0{,}89$, что и будет являться нижним пределом для принятия нулевой гипотезы случайности выборки.

С мая по октябрь в течение 1959-1961 гг. набирается 54 выборки средних за декаду значений $H(t)$. Для каждой из этих выборок по формулам (22-24) был вычислен критерий τ (таблица).

Как видно из таблицы, нулевая гипотеза принимается во всех 54 случаях, несмотря на очень жесткий уровень значимости. Это позволяет нам с уверенностью отнести ко всей территории 1500 км^2 величины $\bar{H}(t_1) \ldots \bar{H}(t_n)$, полу-

ченные на основании выборок среднедекадных значений уровня грунтовых вод в рассматриваемые годы. Располагая средним по площади двух надпойменных террас р.Зарафшан уровнем подземного потока, нетрудно подсчитать динамические запасы грунтовых вод на фиксированные моменты времени. Эти данные, определенные с учетом коэффициента μ, также приведены в таблице.

Последовательности средних по орошаемой территории уровней грунтовых вод (из таблицы) были использованы для поиска связи

$$\bar{H}(t)=f(z),$$

где z – некоторый аргумент, имеющий длительный временной ряд и позволяющий рассчитывать величины $\bar{H}(t)$ на основе известных значений z. Само собой разумеется, что этот аргумент должен иметь не только статистическую, но и непосредственную генетическую связь с $\bar{H}(t)$.

В результате проработок выяснилось, что наиболее тесная зависимость наблюдается между $\bar{H}(t)$ и средней фактической подачей воды на поля Иштыханского, Пайарыкского, Булунгурского и Каттакурганского районов Самаркандской области, где находятся орошаемые площади двух надпойменных террас р.Зарафшан. График связи между значениями $\bar{H}(t)$, сдвинутыми на две декады к началу вегетационного периода и средней декадной подачей воды U по четырем районам приводится на рис.2. Коэффициент корреляции этой связи $0,94 \pm 0,08$ уравнение регрессии имеет вид

$$\bar{H}(t) = 0,98\,U + 3. \qquad (25)$$

Среднеквадратичная ошибка уравнения (25) составляет $\pm 8,3$ см. По формуле (25) можно рассчитывать средние на конец декады значения $\bar{H}(t)$ в течение мая–октября и затем, умножая их на 1500 км^2 и μ, определять адекватные положению уровня

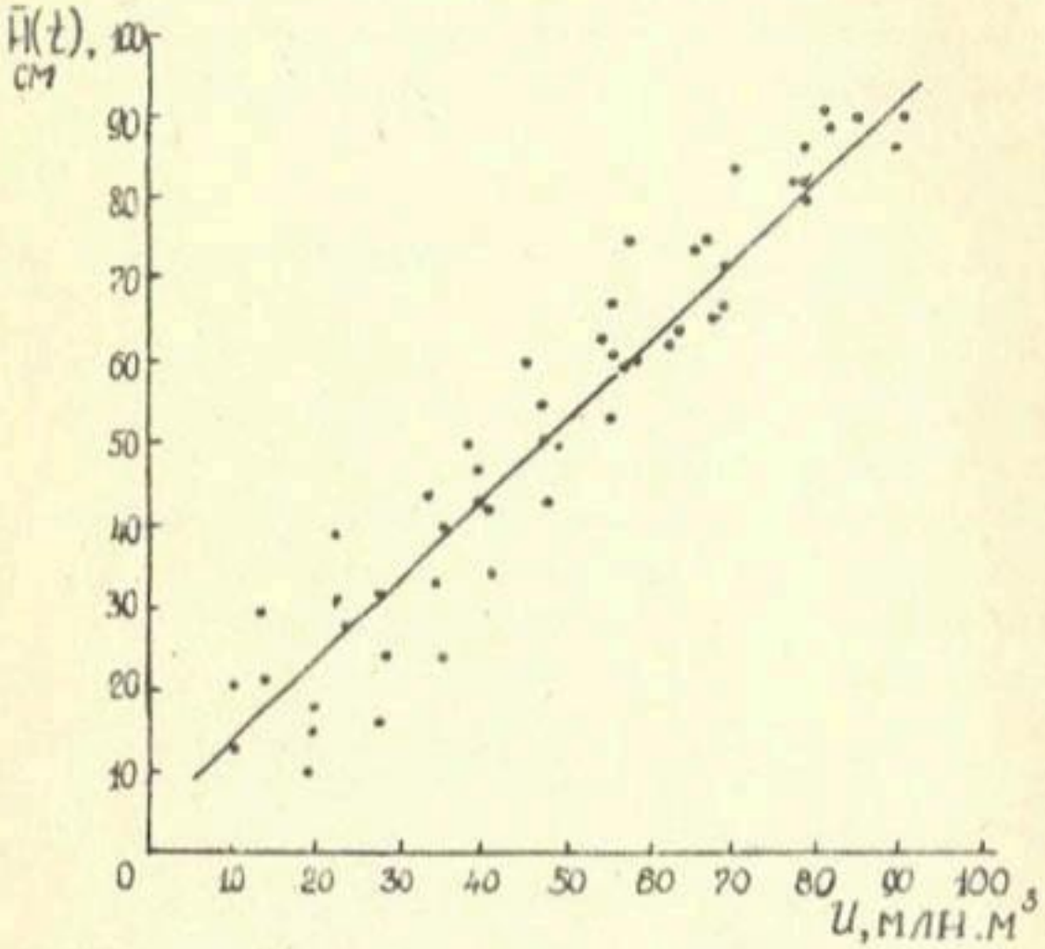

$\bar{H}(t)$, см
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
U, млн.м^3

Рис.2

над плоскостью сравнения запасы грунтовых вод на орошаемых площадях двух надпойменных террас р.Зарафшан в границах Самаркандской области.

Таким образом, уравнение (25) представляет собой один из вариантов зависимости $\bar{H}(t) = f(Z)$ и позволяет получать необходимые данные для расчета объема грунтовых вод в период с мая по октябрь.

В связи с тем, что средние на конец декады значения $\bar{H}(t)$ в течение мая-октября рассчитываются по величине водоподачи на орошение, большое значение для такого короткого отрезка времени приобретает режим поливов и,как следствие, - режим почвенной влаги. Скорее всего более надежным расчет $\bar{H}(t)$ окажется в такие периоды, когда между орошением и влажностью почвы выдерживается некоторое оптимальное соотношение. Судя по графику связи $\bar{H}(t) = f(U)$, для рассматриваемой территории двух надпойменных террас р.Зарафшан погрешности, вносимые режимом орошения в определение $\bar{H}(t)$ за вегетационный период, в целом незначительны, хотя нельзя не отметить некоторого увеличения рассеивания точек вблизи начала координатных осей (см.рис.2).

Рассматривая все изложенное выше с точки зрения практического применения в народном хозяйстве, можно сделать вывод о существовании в долине р.Зарафшан на глубинах 2-5 м от поверхности земли естественного водохранилища со значительными, ежегодно возобновляющимися запасами влаги. Судя по химическим анализам Зарафшанской гидрогеологической станции, вода эта почти не отличается от той, что несет р.Зарафшан и может быть с успехом использована для орошения, питья и других нужд. На преобладающей части территории первой и второй террас в рассматриваемых границах грунтовые воды пресные,и степень минерализации их верхнего слоя не превышает I г/л. По составу

воды преимущественно гидрокарбонатно-кальциево-магниевые с повышенным содержанием сульфатов. В районе Хатырчинского гидрогеологического створа, где уровень грунтовых вод расположен близко к поверхности и отток их затруднен, минерализация верхнего слоя грунтовых вод первой и второй надпойменных террас резко возрастает, достигая 4,2, а в отдельных понижениях рельефа - 8,2 г/л.

Изменение химического состава верхнего слоя грунтовых вод по продольному профилю р.Зарафшан в пределах первой и второй террас зависит от интенсивности орошения на отдельных участках и степени удаленности от реки. На неорошаемых площадях с удалением от реки химический состав грунтовых вод изменяется от гидрокарбонатно-кальциево-магниевого до магниево-кальциевого с повышенным содержанием сульфатов. На орошаемых площадях состав грунтовых вод чаще гидрокарбонатный кальциево-магниевый. Исключение составляет участок долины, пересекаемый Хатырчинским створом, где грунтовые воды подвержены процессам засоления. Особенно резкое изменение в химическом составе грунтовых вод долины р.Зарафшан характерно при переходе от второй к третьей террасе. Это объясняется различными условиями формирования грунтовых вод. Тип воды 3 террасы сульфатный, минерализация 3-6 г/л.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дунин-Барковский И.В., Смирнов Н.В. Теория вероятностей и математическая статистика в технике, Гостехиздат, 1955.
2. Лебедев А.В. Прогноз изменения уровня грунтовых вод на орошаемых территориях, М., Госгеолтехиздат, 1957.

III

Т.И.ДЕРЛЯТКА, А.Ф.НОВИКОВ

ОПЫТ ПЕРВЫХ ЛЕТ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Большинство небольших и средних ирригационных водохранилищ Средней Азии расположено в зоне адыров, в долинах и на конусах выноса мелких рек и саев. Характерная особенность геологического строения этих районов - мощные пласты аллювиальных отложений, прикрытые сверху тонкими слоями мелкоземов.

Опыт эксплуатации водохранилищ в таких сложных геологических условиях несомненно интересен как для проектировщиков, так и эксплуатационников. Показательным в этом отношении является Каркиданское водохранилище. Не останавливаясь на его достоинствах, которые являются объектом специального изучения, рассмотрим основные недостатки его работы и их причины. В статье использованы материалы двухлетних полевых исследований, выполненных отделом эксплуатации гидромелиоративных систем САНИИРИ.

Каркиданское водохранилище, сданное в постоянную эксплуатацию в конце 1967 г., расположено на границе Киргизии и Узбекистана, в 8 км от райцентра Кува Ферганской области (рис.I). Под его чашу удачно использовано расширение долины Кувасая в двух километрах от выхода ее на конус выноса, что позволило сравнительно короткой плотиной (длина по гребню 420 м, высота 70 м) создать емкость 215 млн.м^3 при полезном объеме 211 млн.м^3. Водохранилище аккумулирует часть стока Карадарьи и Исфайрамсая.

Вода Карадарьи (более двух третьих общего объема поступления) подается из Южного Ферганского канала по двадцатисемикилометровому подводящему каналу. Из Исфайрамсая вода поступает по Кувасаю. Сработка осуществляется по отводящему каналу длиной 2,7 км, впадающему в ЮФК.

Чаша водохранилища (рис.2) сложена так называемыми "конгломератами" (определение изыскателей), представляющими собой слабосцементированные глинистым цементом галечники. Разведанная мощность их около 50 м. В пойменной части Кувасая над этими породами залегают перемежающиеся слои суглинков, супесей и галечников общей мощностью I5-20 м, а на остальных участках поверхность сложена выветренными на разную толщину конгломератами.

Плотина водохранилища возведена из гравелисто-галечниковых грунтов, содержащих около 5% частиц мельче 0,0I мм. Для уменьшения фильтрации предусмотрен врезанный в конгломераты основания суглинистый экран (с коэффициентом фильтрации от 0,06 до 0,I3 м/сутки) толщиной от 25 м у основания до 5,5 м у гребня (рис.3). Отсыпку экрана производили послойно с уплотнением кулачковыми катками и колесами тяжелых автоскреперов. Экран прикрыт защитным слоем из того же грунта, что и тело плотины.

От волнобоя напорный откос защищен монолитными бетонными плитами (5x5 м, толщина 20 см), уложенными на бетонную подготовку толщиной I0 см. Откосы плотины полигонального очертания с заложением от 4,5 до 2,5 по верховому откосу и от 4,0 до 2,0 по низовому. Через I0 м по высоте устроены бермы шириной 2 м по верховому и 4 м по низовому. Ширина гребня плотины 7 м.

Трубчатый (закрытый) дренаж плотины для понижения уровня депрессионной поверхности был заглублен на 5 м ниже поверхности основания и потому врезан в слоистые породы поймы Кувасая. Выполнен он из звеньев железобетонных труб диаметром I,0 м и двухслойного фильтра.

Плотина строилась двумя очередями: высотой 43 и 68 м. Объем водохранилища составлял соответственно 57 и 2II млн.м^3. Максимальное заполнение его с начала ввода в работу не превышало I70 млн.м^3 (по состоянию на май I968 г.).



Рис.I Схема района Каркиданского водохранилища

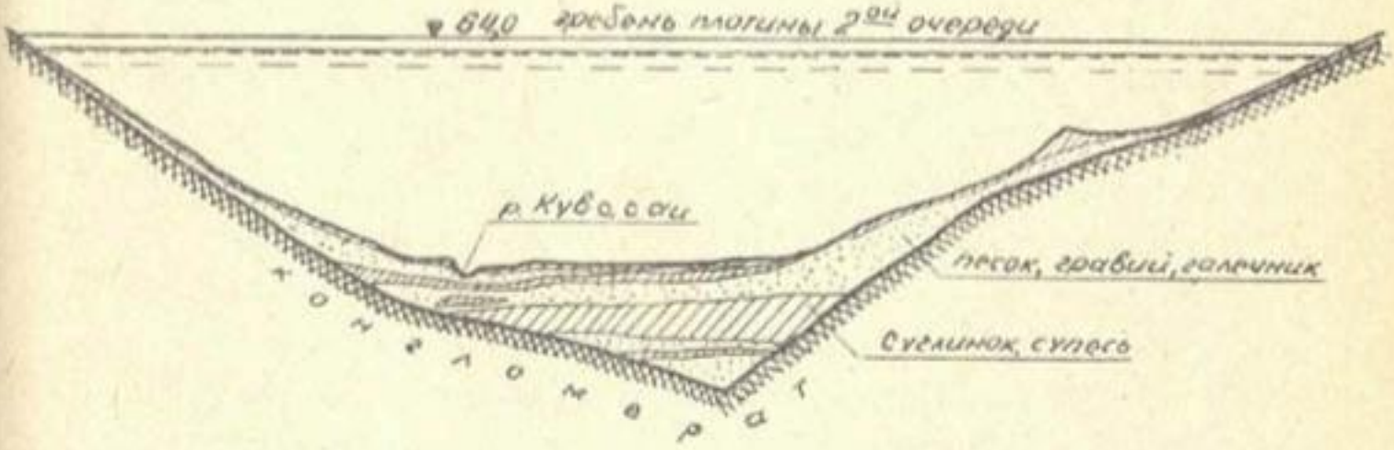


Рис.2 Геологический разрез по створу плотины

При заполнении водохранилища до уровня первой очереди никаких нарушений нормальной работы сооружений не обнаруживалось. Однако, уже в это время в нижнем бьефе начали сказываться значительная проницаемость пород основания и воздействие напора накопленной в водохранилище воды: обходной фильтрационный поток стал выклиниваться по бортам и дну долины, что привело к образованию оползней, обвалов и заполнению водой всех понижений местности на участке длиной более километра начиная от плотины. На откосах дренажного коллектора образовались провальные воронки, вызванные выносом грунта фильтрационным потоком, выклинивающимся на поверхность в виде сосредоточенных грифонов. Уровень грунтовых вод на территории строительного (эксплуатационного) поселка резко поднялся, из-за чего впоследствии вышла из строя значительная часть его жилого фонда.

Эти явления объясняются занижением расчетного коэффициента фильтрации грунтов основания (0,5–2,0 м/сутки) против фактического, имевшего на некоторых участках значительно большую величину (до 10 м/сутки и более). Недооценка высокой проницаемости пород ложа привела к тому, что противофильтрационные мероприятия были предусмотрены только в теле плотины в виде суглинистого экрана. Борта же, перерезанные с нижнего бьефа глубокими логами, имеющие практически одинаковый с телом плотины коэффициент фильтрации и лишь незначительно большую толщину, ничем не защищены. Выполненные уже в процессе эксплуатации, как дополнительное антифильтрационное мероприятие, бетонные фартуки, прикрывающие борта в районе примыкания к ним напорного откоса плотины, расположены на высоких отметках, и эффективность их пока не может быть установлена, так как водохранилище до полного объема еще не заполнялось. При проектных уровнях воды фартуки безусловно защитят верхние ярусы бортов, нижние же, будучи неприкрытыми, при увеличении напора подвергнутся еще

большему воздействию высоконапорного фильтрационного потока. Поэтому, если не будут приняты самые радикальные меры, обстановка в нижнем бьефе водохранилища при заполнении его до проектного уровня осложнится еще больше.

Различные противофильтрационные мероприятия в районе плотины вряд ли будут способствовать понижению уровня грунтовых вод в поселке. Единственное средство предотвращения его разрушения - устройство сосредоточенного закрытого горизонтального дренажа - осложняется густотой размещения строений. Вообще расположение поселков в нижних бьефах водохранилищ при больших действующих напорах и значительных перепадах высот между водохранилищем и поселком зачастую представляет потенциальную опасность повышения в их районе уровня грунтовых вод. Примером является не только Каркиданское, но и Каттакурганское водохранилище. Поэтому место под поселок необходимо выбирать с учетом возможного повышения уровня грунтовых вод и лучше всего на достаточно возвышенных местах. При отсутствии подходящего места под поселок район его должен быть интенсивно дренирован перед началом строительства.

Значительная проницаемость пород, кроме упомянутых выше нежелательных явлений, обусловливает большие фильтрационные потери из водохранилища. С октября 1963 г. по октябрь 1967 г. из водохранилища полезно сработано 324 млн.м^3, тогда как потери за этот же период составили 236, причем из них на фильтрацию ушло 208 млн.м^3. Значительная величина фильтрационной утечки обусловлена также и наличием карстовых воронок на поверхности ложа. Таких воронок, представляющих собой вертикальные полые ходы, пронизывающие менее проницаемый поверхностный слой на глубину около 1 м до гравилистопесчаных грунтов, почти не содержащих глинистых частиц, обнаружено более 100 шт.

Аналогичное явление мы наблюдали на Базаркурганском водохранилище в Ошской области КиргССР. Поскольку в данном случае размеры воронок незначительны, воронки следует немедленно вскрыть и тщательно заделать трамбованным суглинком. Выполнение этого мероприятия позволит сократить потери на фильтрацию.

Анализ динамики фильтрационных потерь по годам свидетельствует об уменьшении их величины в связи с тем, что по мере повышения уровня водохранилища уменьшается объем пород, заполняемых водой впервые. Если в 1963-1964 гг. потери составили 55 млн.куб.м, или 123% от объема заполнения, то в 1966-1967 гг. - 66 млн.куб.м, или 54%.

Фактически величина потерь на фильтрацию значительно меньше, так как часть их может быть полезно использована. Имеется ввиду фильтрационный поток, который выклинивается ниже плотины (в дренажном коллекторе, дрене плотины, дренажах дна долины, а также левого и правого логов) и протекает сосредоточенным потоком в нижней части дренажного коллектора, а затем поступает на нижерасположенные орошаемые земли. Обязательное условие использования выклинивающихся вод - включение их в баланс водных ресурсов системы, для чего необходимо знать фактическую величину их расхода, которая установлена нами непосредственными замерами для полного годового цикла.

Фильтрационный поток, не выклинивающийся в долине Кувасая, подпитывает грунтовые воды прилегающей территории и, в конечном итоге, нижней части конуса выноса Кувасая, и без того мелиоративно неблагополучной. Так как среднегодовой расход его достаточно велик (в 1966-1967 гг. он составлял около 0,9 $м^3$/сек), не исключена возможность повышения здесь уровня грунтовых вод. Для своевременного предупреждения этого на конусе выноса Кувасая следует оборудовать контрольные мелиоративные створы и вести по ним наблюдения.

В условиях значительных расходов и градиентов фильтрационного потока все дренажные устройства и, в частности, дренаж плотины должны работать безукоризненно. Однако, уже в 1965 г. при напоре в водохранилище около 40 м из закрытой дрены плотины стала вытекать мутная вода, а вслед за этим на низовом откосе плотины образовались провальные воронки. Мутность дренажной воды в отдельные периоды достигала 2,5 г/литр, причем увеличение ее совпадало по времени с образованием воронок или сотрясениями пород, вызванными производившимися вблизи плотины строительными взрывами. Гранулометрический состав продуктов выноса аналогичен мелкоземам тела плотины и слоистым грунтам основания. Следовательно частицы грунта в дренаж могли выноситься как из тела плотины, так и из основания. Последний источник поступления, видимо, основной, поскольку грунты тела плотины несуффозионны, а трубчатый дренаж, глубоко врезанный в слоистый комплекс основания, создает значительные градиенты и скорости фильтрационного потока в грунтах основания.

Хотя ни суглинки, ни галечники основания по своей природе не суффозионны, сочетание их обусловливает размыв суглинков на контакте с галечниками, по которым поток движется с большой скоростью. Вследствие размыва суглинков в их пластах образуются полости, которые при достижении предельной величины заполняются обрушивающимися сверху породами основания и грунтами тела плотины. В результате замещения вымытого грунта на поверхности низового откоса плотины образуются воронки, глубина которых в отдельных случаях достигает 5 м.

При сопоставлении объемов зафиксированных воронок и вынесенного в дренаж грунта оказалось, что первый в 7 раз меньше второго. Разница может быть отнесена как за счет непроявившихся на поверхности полостей, образовавшихся

ближе к гребню плотины, так и выноса мелкоземных частиц из грунтов, в том числе и грунтов тела плотины без нарушения их устойчивости. Последнее предположение подтверждается увеличением из года в год коэффициента фильтрации грунтов плотины.

Как было установлено позже, причиной выноса грунта в дренаж явился неправильно выполненный двухслойный фильтр. Для прекращения выноса была сделана попытка отключить трубчатый дренаж и тем самым уменьшить градиенты фильтрационного потока в теле и основании плотины. Выполненное с большим трудом это мероприятие имело лишь кратковременный эффект (в течение 15–20 дней), так как были забиты только его трубы, а после подъема уровня фильтрационных вод над дреной поток стал двигаться по слоям фильтра, песчаный слой которого под воздействием больших градиентов был вымыт, и процесс выноса грунта возобновился.

После сработки водохранилища до мертвого объема дренаж был полностью переделан (рис.3): вместо закрытой трубчатой дрены сооружена открытая, расположенная на 7 м выше старой, которая была совершенно отключена перемычкой из суглинка, возведенной при низком положении депрессионной поверхности. Фильтр открытой дрены двухслойный с прокладкой стеклоткани между слоями (крупность материала первого слоя от 0,2 до 20 мм; второго – от 1 до 80 мм). Новая дрена работает хорошо, выноса частиц грунта не наблюдается. Следует ожидать, что и при максимальных уровнях водохранилища нарушений нормальной работы дрены не будет.

Помимо нарушения целостности низового откоса из-за неправильной работы дренажа, наблюдались разрушения и напорного откоса, вызванные, однако, совершенно другими причинами. Уже на второй год работы водохранилища, после его опорожнения, на первой снизу берме было обнаружено разрушение плит бетонного откоса. Причиной этого явления посчитали

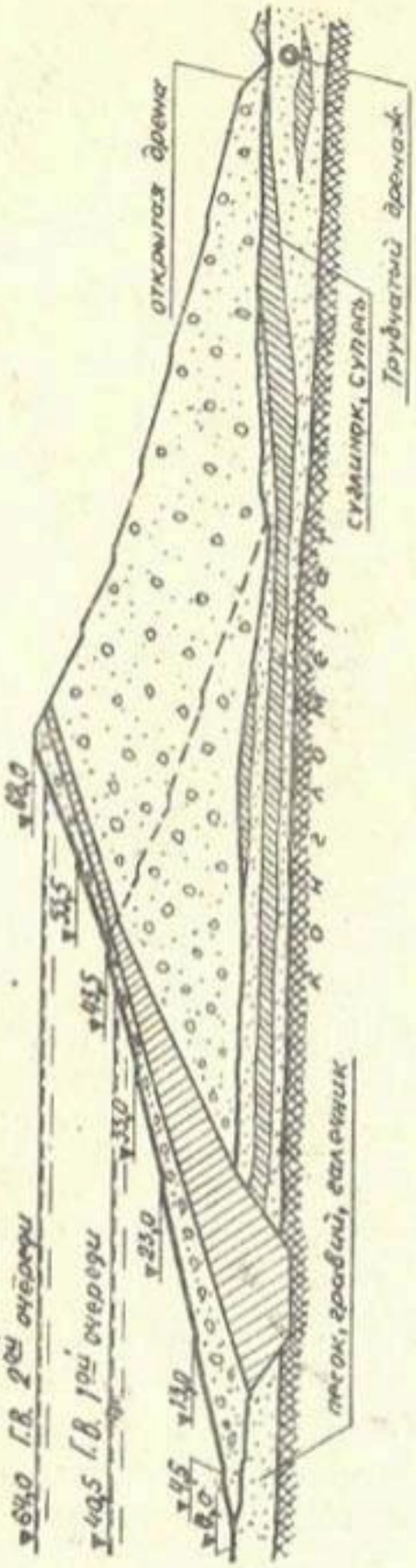


Рис.3 Конструкция плотины

разрушающее действие давления воды, накапливающейся в гравийной присыпке над суглинистым экраном, при быстром опускании уровня водохранилища.

Для ослабления давления на облицовку было рекомендовано ограничить темп суточной сработки уровня водохранилища пятьюдесятью сантиметрами, а в облицовке устроить дренажные отверстия для выпуска накопившейся за ней воды. Однако на следующий год аналогичное явление повторилось, но теперь уже на второй берме.

При изучении работы дренажных отверстий оказалось, что значительная часть их не функционирует вследствие заиления глинистыми и цементными частицами (строительным мусором, оставленным на напорном откосе). Таким образом, предположение о причинах разрушения казалось бы подтвердилось, тем более, что при опорожнении в отдельные периоды суточная сработка уровня превышала 50 см. Однако, наблюдениями уровня воды за облицовкой было установлено, что при сработке водохранилища положение его по всему откосу неодинаково. Причем, на участках с максимальным давлением на облицовку разрушений обнаружено не было. Естественно было предположить, что причиной разрушения являются какие-нибудь другие явления, вероятнее всего, общая осадка тела плотины.

Действительно, нивелированием реперов на бермах напорного откоса установлено, что на уровне второй бермы в течение двух лет отметки их понизились местами до 20 см. Подтверждением возможности разрушения бетонных берм из-за осадки тела плотины служит также факт появления в 1967 г. трещин и опускания облицовки откоса, примыкающего к верхней берме, несмотря на то, что максимальный уровень водохранилища был ниже ее на I м и, следовательно, разрушение не могло быть вызвано давлением воды за облицовкой. Осадка тела плотины вполне вероятна, так как отсыпка его производилась без уплотнения (исключая экран). Напорный откос бето-

нировался вслед за отсыпкой плотины, т.е. до того, как прекратился процесс самоуплотнения грунтов, а при усадочных деформациях тела плотины жесткая облицовка испытывает нагрузку, вызывающую ее разрушение.

В случаях, когда достаточно высокие плотины возводятся без уплотнения грунта, к выбору типа крепления следует подходить весьма осторожно. Лучше всего использовать гибкое крепление. Если же применяется монолитная бетонная облицовка, то конструкция сопряжения берм с откосами должна допускать свободное перемещение их относительно друг друга, или покрытие берм выполняться из гибкого материала. Это обеспечит деформацию крепления без разрушений при осадке тела плотины.

Вышеупомянутые нарушения нормальной работы водохранилища могли быть менее серьезными, а разработка предложений и мероприятий по их устранению более эффективной, если бы существовал эксплуатационный контроль и велись наблюдения за водохранилищем. Эти работы должны были осуществляться специальным эксплуатационным органом, так как выполнявшие их функции строительная лаборатория и иногда изыскательская экспедиция Узгипроводхоза сосредоточивали свое внимание на наиболее актуальных в каждый момент вопросах, без организованного наблюдения за всем водохранилищным комплексом. В результате такие явления, как подъем уровня грунтовых вод в поселке, образование карстовых воронок в наше, размыв концевого участка подводящего канала[x)], практически игнорировались, так как в это время все внимание было обращено на фильтрационные явления в теле плотины и бортах,

---

x) Размыв концевого участка подводящего канала, необорудованного сопрягающим сооружением, за последний год достиг 2,5 м и приблизился к участку, где развитие его особенно опасно. Дальнейшая задержка строительства сопрягающего сооружения осложнит как конструкцию, так и производство строительных работ.

вызывавшие в какой-то период даже сомнения в общей устойчивости тела плотины.

Служба временной эксплуатации водохранилища была организована только на второй год после начала заполнения. Причем, незначительный состав (всего пять человек) и низкая квалификация эксплуатационного штата не соответствовали такому крупному и уникальному сооружению, как Каркиданское водохранилище. В результате не осуществлялись не только основные наблюдения и исследования, но и охрана объектов, вследствие чего чуть ли не половина пьезометров в теле плотины и бортах выведены из строя. Поступление и сработка воды из водохранилища учитывались несколькими водохозяйственными организациями и, к тому же, неточно. Поэтому баланс водохранилища до марта 1966 г. (начало исследований отдела эксплуатации гидромелиоративных систем САНИИРИ) может быть составлен весьма приблизительно. Эксплуатационная документация составлялась в объеме, недостаточном для анализа работы водохранилища, тогда как именно первые годы эксплуатации, как правило, наиболее сложны, а различные нарушения нормальной работы сооружений проявляются в наиболее "чистом" виде, не будучи измененными различными исправительными мероприятиями. Кроме того, наличие исчерпывающих данных, характеризующих работу объектов, позволяет более точно и оперативно подобрать соответствующее мероприятие для устранения обнаруженных недостатков.

На наш взгляд, службу эксплуатации таких ответственных сооружений, как Каркиданское водохранилище, следует организовать к моменту первого, пусть даже временного, пуска в работу. Поскольку до сдачи объектов, по существующим положениям, служба эксплуатации непредусмотрена, ее функции целесообразно выполнять дирекции строящегося предприятия. В состав ДСП следует включать необходимый штат эксплуатационников, возглавляемый ответственным лицом, достаточно

квалифицированным для руководства всеми работами. (После сдачи объекта этого работника, знакомого со всеми слабыми местами сооружений, целесообразно назначать руководителем службы эксплуатации). Выполнение необходимых в каждом частном случае наблюдений и исследований обеспечит наличие документов и материалов, достаточных для анализа обстановки в любой момент, что безусловно компенсирует затраты на увеличенный эксплуатационный штат. Эти же материалы явятся основой инструкции по эксплуатации.

В.М.МАСЛЕННИКОВ, И.Б.ЧИЖ

УСТРОЙСТВО, ОБЕСПЕЧИВАЮЩЕЕ АВТОМАТИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ ПОЛИВА ПРИ ПОДЗЕМНОМ ОРОШЕНИИ

Возможность полной механизации и автоматизации полива при подземном орошении в принципе не вызывает особых возражений. Однако еще ни одна из известных систем подпочвенного орошения полностью не механизирована. Предлагаемое нами устройство позволит устранить недостаток трубчатых систем подпочвенного орошения. Кроме того, с его помощью можно применять названные системы в более сложных условиях уклонов.

Известные поплавковые регуляторы различной конструкции состоят из следующих обязательных элементов: поплавка, рычага (или система рычагов) и запорного клапана, обеспечивающего нужную степень перекрытия входного отверстия. Отвечая всем необходимым требованиям, известные поплавковые рычажные регуляторы клапанного типа, сложны по конструкции, имеют низкий коэффициент надежности работы и недолговечны. Поэтому при длительной эксплуатации на точность работы таких регуляторов могут оказывать влияние

1) неплотность перекрытия клапаном отверстия для впуска оросительной воды в случае засорения пространства между отверстием и клапаном;

2) наличие большого числа возвратно перемещающихся подвижных звеньев (рычаги, стержни, клапан, коромысла);

3) потеря эластичности шарнирных соединений в результате повышения шероховатости трущихся соединений по различным причинам, в том числе по причине их износа.

Эти факторы определяют недостаточную надежность работы и недолговечность поплавковых регуляторов клапанного типа, что является одним из основных недостатков.

Предлагаемый нами поплавковый бесклапанный регулятор лишен недостатков известного поплавкового регулятора клапанного типа - он устанавливается в подпочвенных увлажнителях для автоматического поддержания оптимального напора воды в затрубных пространствах. Это устройство может быть применено и в пористых увлажнителях очагового типа.

Поперечный разрез очагового увлажнителя с предлагаемым поплавковым регулятором приведен на рис.I. Поплавок I с трубчатым каналом 2 выполнены из некорозийного материала. На нижнюю часть выступа трубчатого канала 2 крепится гибкий патрубок 3, соединяющийся другим концом с трубкой 4 распределительного трубопровода 5, подключенного к распределительному бассейну 6 с заданным уровнем наполнения водой.

В зависимости от исходных параметров расчета затапливаемости поплавка, верхняя часть трубчатого канала увеличивается на соответствующую длину. Изменение длины верхней части трубчатого канала над ватерлинией поплавка, позволяет установить нужный уровень воды в затрубном пространстве увлажнителя. Уровень воды в каждом последующем увлажнителе зависит от предыдущего. Так как в бассейне уровень воды поддерживается постоянным, то и во всех увлажнителях он постоянен.

Процесс работы регулятора таков: поплавок с трубчатым каналом и гибким патрубком, находясь в нижнем положении (пунктир), обеспечивает беспрепятственный доступ воды из распределительной сети в очаговый увлажнитель 7 с водонепроницаемым дном 8. Поступающая оросительная вода, заполняя полость увлажнителя, одновременно транспортируется по трубе 9 в очаговые увлажнители, расположенные ниже. По мере наполнения водой в полости очагового увлажнителя поплавок с трубчатым каналом благодаря гибкости патрубка постепенно выводятся в верхнее положение и обеспечивают излив опти-

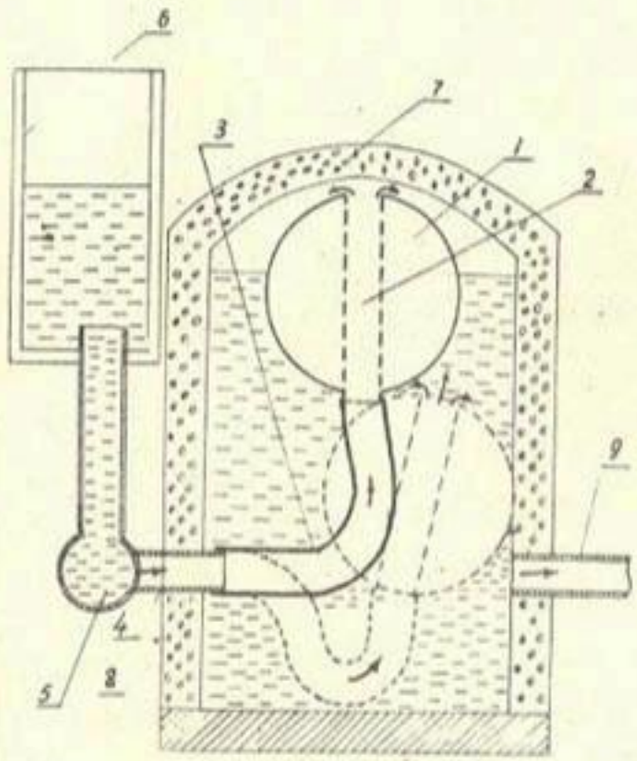


Рис.1.Бесклапанный поплавковый регулятор:

1-поплавок; 2-трубчатый канал; 3-гибкий патрубок; 4-трубка распределительного трубопровода; 5-распределительный трубопровод; 6-бассейн с заданным уровнем наполнения; 7-очаговый увлажнитель; 8-дно увлажнителя; 9-транспортирующая трубка

мального транзитного и путевого расходов воды.

Излив воды в полость увлажнителя сразу же прекратится, как только верхний край трубчатого канала поплавка достигнет пьезометрического горизонта воды, поддерживаемого в распределительном бассейне. Но это маловероятно, так как поглотительная способность почвы за период полива не исчерпывается полностью. Поэтому в течение всего периода полива регулятор, поддерживая стабильный уровень наполнения, беспрерывно будет обеспечивать оптимальные транзитные и путевые расходы оросительной воды в увлажнителях.

Следующий за первым очаговый подпочвенный увлажнитель с предлагаемым регулятором располагается на расстоянии и по уклону, обеспечивающим рациональные напоры воды. Каждый последующий увлажнитель устанавливается в зависимости от предыдущего. Одна из возможных схем подпочвенного очагового орошения с такими регуляторами приводится на рис.2.

В известных системах с трубчатыми увлажнителями (рис.3) предлагаемый регулятор (I, 2, 3) помещается в водонепроницаемый корпус 4 с пористым верхом и подключается к трубчатым увлажнителям 6 последовательно. Принцип действия устройства тот же, что и в системах подпочвенного очагового орошения. Расчетные напоры в затрубных пространствах трубчатых увлажнителей поддерживаются путем последовательной установки устройств по уклону через определенные промежутки, по всей длине увлажнителей.

Одна из возможных схем системы подпочвенного орошения - регуляторы I,2,3,4, подключенные к трубчатым увлажнителям 5, в которые вода поступает по распределительному трубопроводу 6 из бассейна 7 с заданным уровнем наполнения. Излишки воды сбрасываются через коллектор 9 (рис.4).

Как видно из изложенного, предлагаемое устройство, обеспечивая большую эксплуатационную надежность в работе,

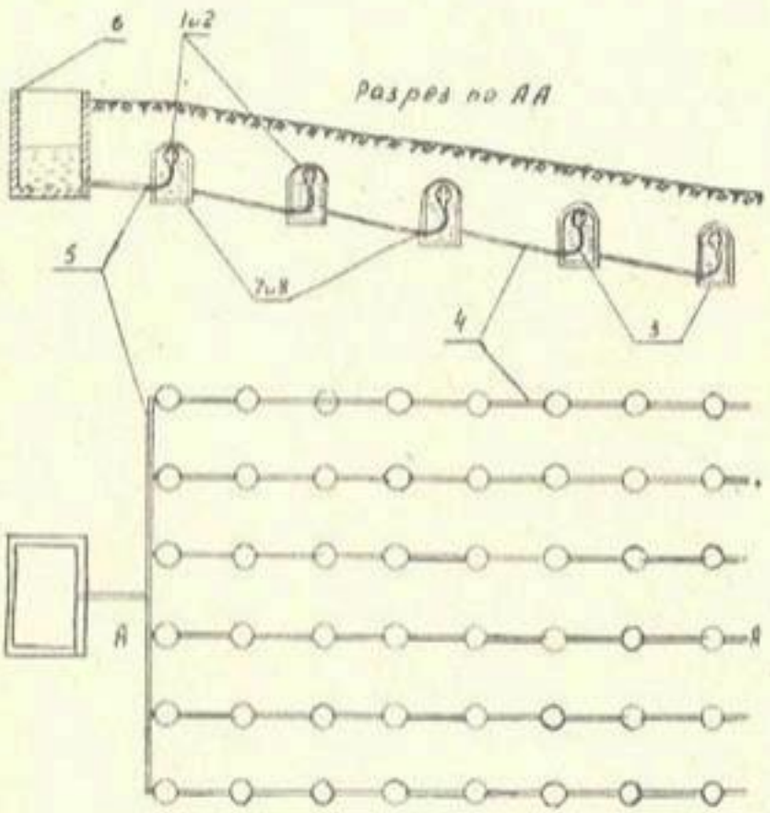


Рис.2 Система подпочвенного очагового орошения бесклапанными поплавковыми регуляторами: 1–3–поплавковые регуляторы;4–5–распределительные трубопроводы;6–бассейн; 7,8–очаговые увлажнители

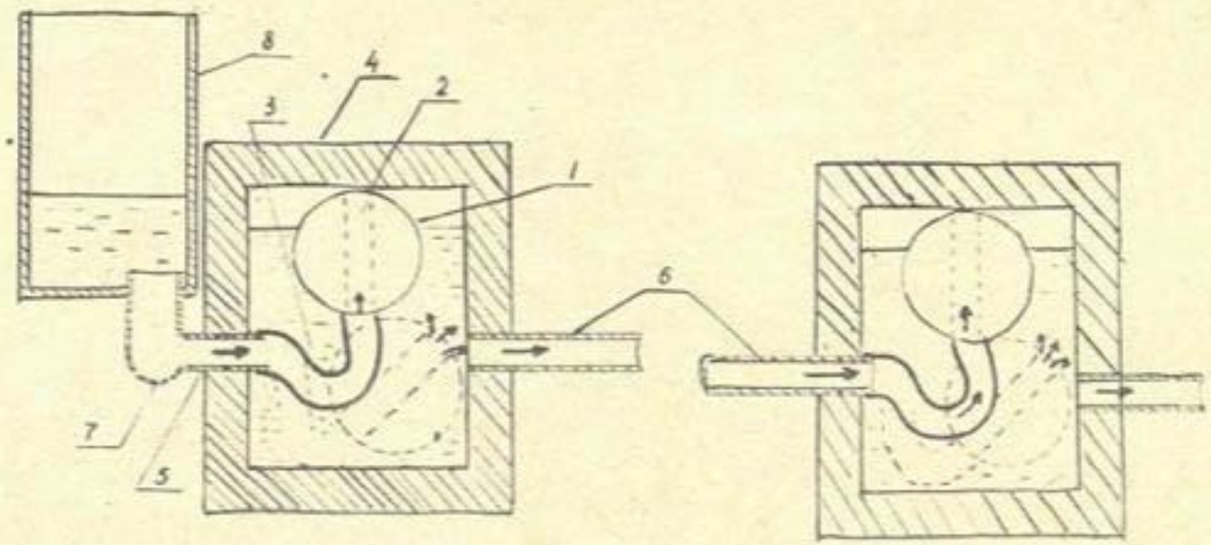


Рис.3.Применение бесклапанных поплавковых регуляторов в известных системах подпочвенного орошения:

I-поплавок; 2-трубчатый канал;3-гибкий патрубок;4-корпус регулятора 5-патрубок; 6-трубчатый увлажнитель;7-распределительный трубопровод 8-бассейн

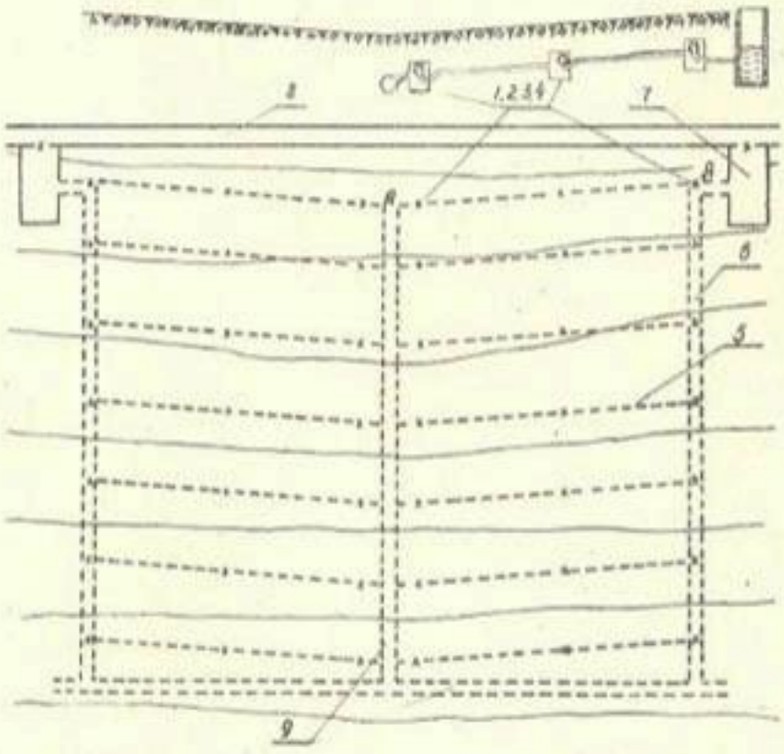


Рис.4.Схема подпочвенного орошения по трубчатым увлажнителям с применением бесклапанных поплавковых регуляторов:

I-4-регуляторы с корпусом;
5-трубчатые увлажнители;
6-распределительный трубопровод;
7-бассейн;
8-подводящий канал;
9-сброс с коллектором

позволяет рассчитывать на больший срок службы. В известных трубчатых системах подпочвенного орошения это устройство обеспечивает:

I) автономное распределение оросительной воды и поддержание рациональных напоров на распределительных трубопроводах в местах подключения трубчатых увлажнителей;

2) автономное регулирование оптимальных пьезометрических напоров в затрубных пространствах и равномерное увлажнение почвы по всей длине трубчатых увлажнителей;

3) возможность применения этих систем на участках со значительно большими уклонами и гидравлическую промывку всей системы, не опасаясь за ее целостность.

Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ВОДОПРИЕМНЫХ ОТВЕРСТИЙ НА ПРИТОК ВОДЫ В ДРЕНУ

В основу теоретических решений задачи о притоке воды в закрытую дрену в большинстве случаев положено условие, что дрена проницаема по всему своему периметру.

На практике для устройства закрытого дренажа используются трубы, имеющие гот или иной вид водоприемных отверстий. При поступлении грунтовых вод в полость таких труб путь фильтрации удлиняется и поток сосредоточивается у отдельных отверстий, что сопровождается возникновением дополнительных потерь напора и за счет этого общим уменьшением притока воды к дрене.

Настоящая работа посвящена оценке влияния зазоров в месте соединения дренажных труб и продольной щелевой перфорации на характер поступления воды в дрену. В общем случае задача пространственная и осесимметричная. Для преобразования "пространственного" потока в "плоскопараллельный", выполним следующее.

Предположим, что на некотором расстоянии от оси дрены влияние водоприемных отверстий перестает ощущаться. Обозначим это расстояние через R, а наружный радиус дренажных труб через r.

Когда дрена проницаема по всей поверхности для радиального потока на участке $R - r$, справедлива формула Дюпюи (при круговом контуре питания):

$$q_0 = \frac{2\pi K_\phi h}{\ln \frac{R}{r}}, \qquad (I)$$

где q_o – приток на I пог.м дрены, $м^3$/сут;
$K_ф$ – коэффициент фильтрации грунта, м/сут;
h – потери напора на участке $R-r$, м.

Сопоставляя формулу Дюпюи с формулой Дарси в случае плоско-радиального движения, можно записать

$$q_o' = \frac{2\pi K_ф h}{L_{пр}}. \qquad (2)$$

Здесь

$$L_{пр} = \ln \frac{R}{r}. \qquad (3)$$

Из формулы (2) видно, что расход радиального потока на участке $R-r$ определяется так же, как для плоскопараллельного потока, у которого действительная длина участка $R-r$ заменена некоторой приведенной длиной $L_{пр}$.

Таким образом, вместо области потока, заключенной между двумя цилиндрическими поверхностями с радиусами R и r (плоско-радиальное движение), можно рассматривать некоторый параллелепипед, в котором поток движется вдоль стороны, имеющей длину $L_{пр}$ (рис.I). Для дрены, проницаемой по всей своей поверхности, в пределах указанного параллелепипеда движение потока параллельноструйное.

Из сказанного ранее очевидно, что две стороны параллелепипеда заданы – $L_{пр}$ и 2π, – а длина третьей может быть выбрана из условия задачи.

При рассмотрении притока к зазору в месте соединения дренажных труб длина третьей стороны задается равной S_o, причем $S_o = S + C$, где S – длина звена трубы, C – ширина зазора. В этом случае грань параллелепипеда, служащая контуром питания, проницаема по всей своей поверхности, а противоположная ей грань проницаема лишь на некотором участке, имеющем площадь $C \times 2\pi$, где C – как и ранее ширина зазора,

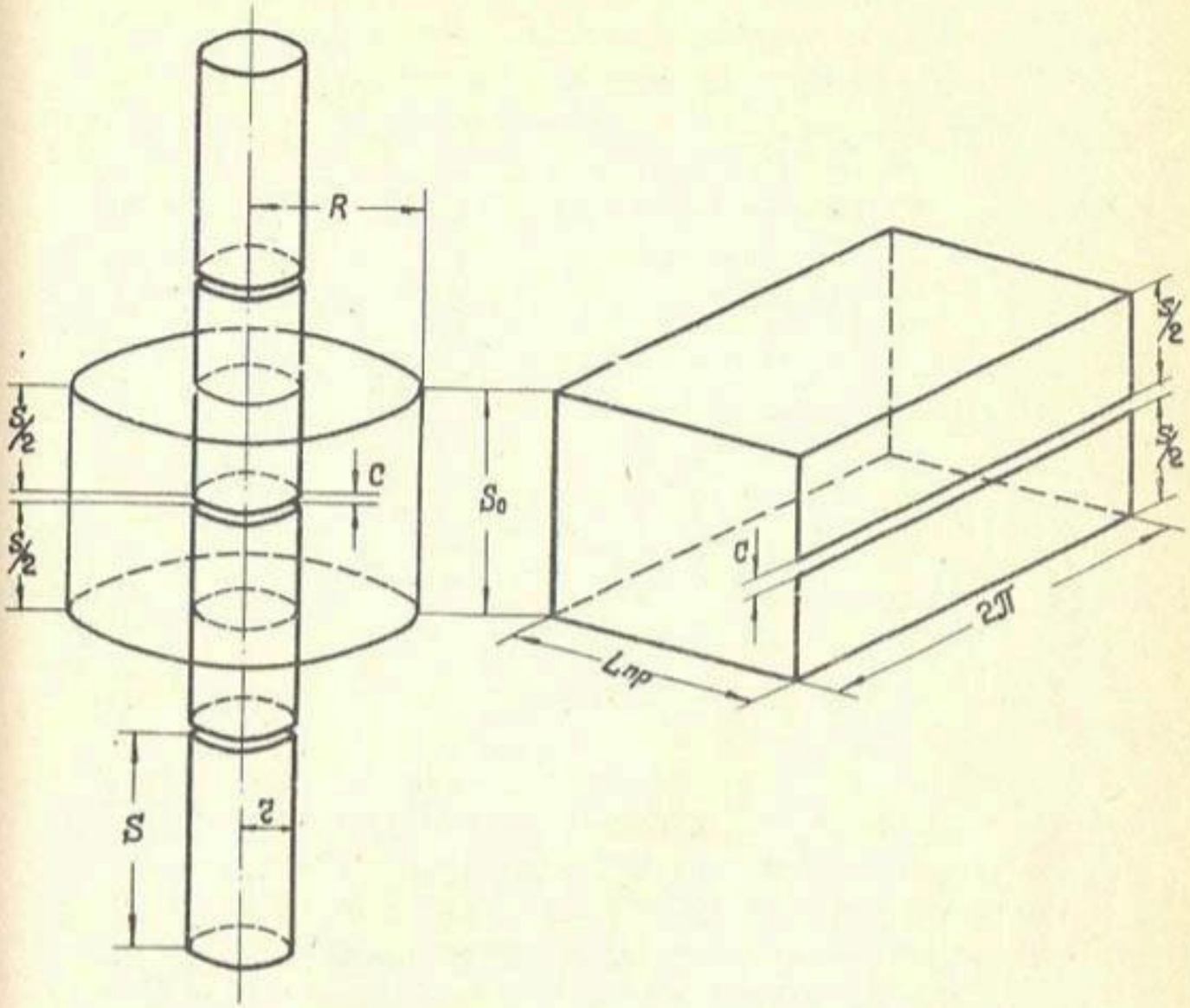


Рис.1

а 2σ – приведенная длина зазора (рис.I). При наличии щелевого зазора в пределах параллелепипеда параллельно-струйное движение перейдет в плоскопараллельное, что позволяет применить гидромеханические методы расчета.

Если решение известно, то не трудно от плоской задачи перейти к пространственной. Так, если получен приток q, являющийся в общем случае функцией трех параметров – $L_{пр}$, S_0 и C, – то полный приток на I пог.м дрены Q будет равен

$$Q = q\frac{2\sigma}{S_0}. \qquad (4)$$

В дальнейшем любое выражение, полученное по формуле (4), будет приводиться к виду

$$Q = \frac{2\sigma K_\phi h}{\xi_0}, \qquad (5)$$

где ξ_0 – коэффициент, учитывающий несовершенство дренажных труб по характеру вскрытия водоносного пласта.

Остальные обозначения известны из предыдущего.

Рассмотрим задачу, расчетная схема которой представлена на рис.2. Как обычно, водонепроницаемые части контура изображены толстыми линиями, водопроницаемые тонкими. Задачу будем решать в приведенных условиях (h = I, K_ϕ = I).

Для нахождения отображающей функции заданную область $z = x + iy$ отобразим на вспомогательную полуплоскость $\zeta = \eta + i\xi$, а затем на ту же полуплоскость – фигуру фильтрации в области приведенной характеристической функции $Z = X + iY$.

Так как области $z = x + iy$ и $Z = X + iY$ представляют собой прямоугольники, для отыскания отображающей

функции воспользуемся формулой Кристоффеля-Шварца.

Для определенности решения необходимо задаться соответствием трех пар контурных точек. В случае области $Z = x + iy$ положим, что точки $Z = -\frac{S_0}{2}$; $Z = 0$; $Z = +\frac{S_0}{2}$ отобразятся в точках $\zeta = -1$; $\zeta = 0$; $\zeta = +1$. Кроме того, точка $Z = \frac{S_0}{2} + iL_{пр}$ перейдет в точку $\zeta = \frac{1}{k}$, а $Z = \frac{L}{2}$ в $\zeta = \alpha$, где величины k и α надлежит еще определить.

В соответствии с формулой Кристоффеля-Шварца отображающая функция для области $Z = x + iy$ будет иметь вид

$$Z = A\int_0^{\zeta}(\zeta+\tfrac{1}{k})^{-\frac{1}{2}}(\zeta+1)^{-\frac{1}{2}}(\zeta-1)^{-\frac{1}{2}}(\zeta-\tfrac{1}{k})^{-\frac{1}{2}}d\zeta + B = AkF(\zeta,k)+B, \qquad (6)$$

где k – модуль неполного эллиптического интеграла первого рода.

Из теории функций комплексного переменного известно, что если прямоугольник расположен относительно координатных осей в области $Z = x + iy$ так, как это показано на рис.2, то постоянная $B = 0$.

Зная, что точка $Z = \frac{S_0}{2} + iL_{пр}$ переходит в точку $\zeta = \frac{1}{k}$, по формуле (6) получим

$$\frac{S_0}{2} + iL_{пр} = AkF(\tfrac{1}{k}, k). \qquad (7)$$

Так как $F(\frac{1}{k}, k) = \mathcal{K} + i\mathcal{K}'$ то из формулы (7) получим

$$\frac{S_0}{2L_{пр}} = \frac{\mathcal{K}}{\mathcal{K}'} \qquad (8)$$

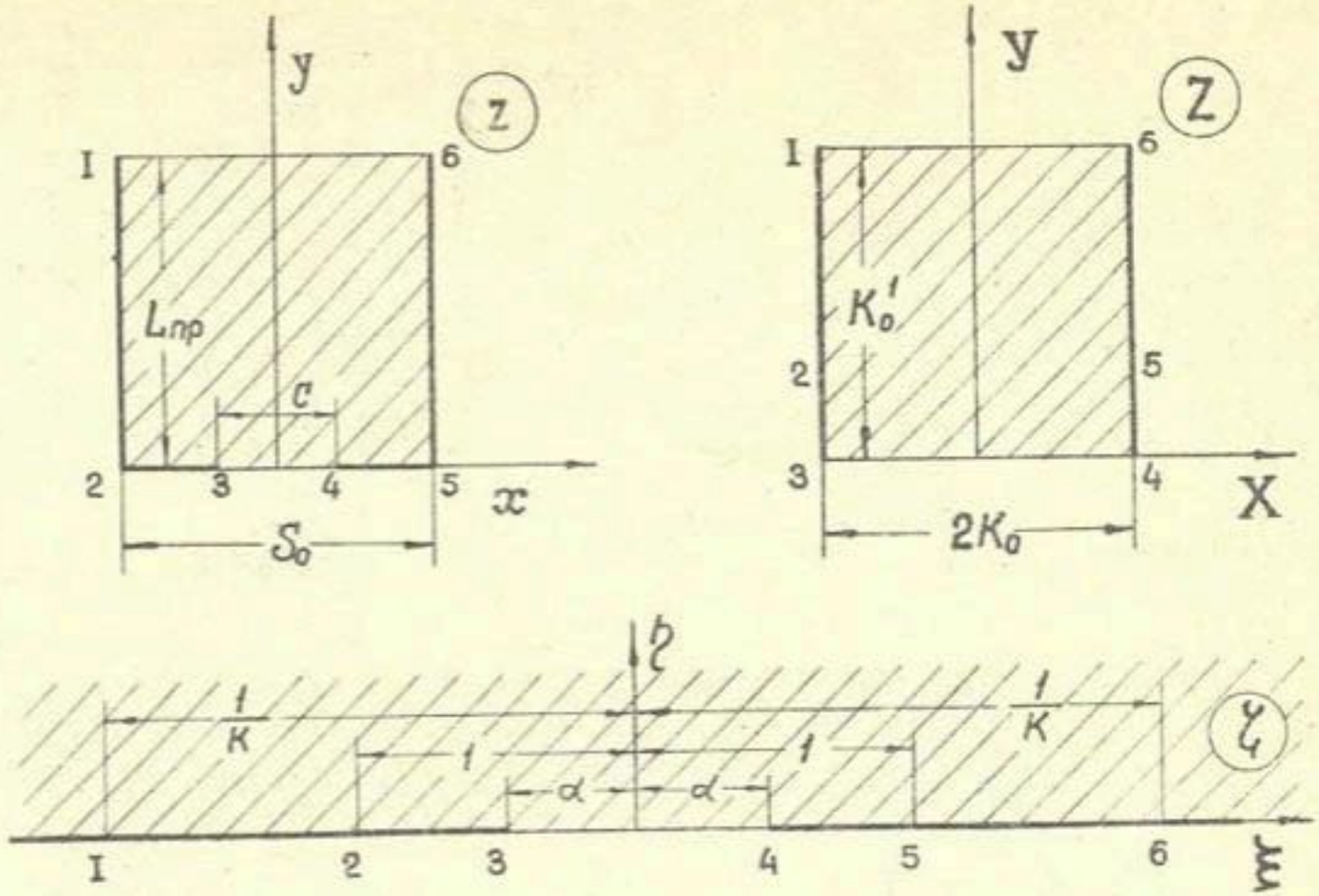

y
z
I
6
$L_{пр}$
c
2
3
4
5
x
S_0
y
Z
1
6
K_0'
2
5
3
4
X
$2K_0$
ξ
$\frac{1}{K}$
1
1
$\frac{1}{K}$
α
α
ζ
I
2
3
4
5
6
ω

Рис.2

($\mathcal{K}$ и $\mathcal{K}'$ – полные эллиптические интегралы первого рода при модулях k и k').

Последние находятся по соотношению сторон фигуры фильтрации с помощью таблиц полных эллиптических интегралов первого рода. Величина $A k = \frac{S_0}{2\mathcal{K}}$. Тогда формула (6) примет вид

$$z = \frac{S_0}{2\mathcal{K}} F(\zeta, k) \tag{9}$$

или

$$\zeta = sn\left(\frac{2\mathcal{K}}{S_0} z, k\right), \tag{10}$$

где $sn\left(\frac{2\mathcal{K}}{S_0} z, k\right)$ – эллиптический синус Якоби.

Пользуясь выражением (10), определим величину α из соответствия точек $z = \frac{c}{2}$ и $\zeta = \alpha$:

$$\alpha = sn\left(\frac{\mathcal{K}}{S_0} c, k\right). \tag{11}$$

Отображая прямоугольник $Z = X + iY$ на полуплоскость $\zeta = \eta + i\xi$, по формуле Кристоффеля–Шварца имеем

$$Z = A\int_0^{\zeta} \left(\zeta + \frac{1}{k}\right)^{-\frac{1}{2}} (\zeta + \alpha)^{-\frac{1}{2}} (\zeta - \alpha)^{-\frac{1}{2}} \left(\zeta - \frac{1}{k}\right)^{-\frac{1}{2}} d\zeta + B =$$
$$= AkF\left(\frac{\zeta}{\alpha}, m\right) + B. \tag{12}$$

Отсюда величина m – модуль неполного эллиптического интеграла первого рода – определяется по следующей формуле:

$$m = k\, sn\left(\frac{\mathcal{K}}{S_0} c, k\right). \tag{13}$$

Как и ранее, постоянная B = 0. Из соответствия точек $Z = \mathcal{K}_o + i\mathcal{K}_o'$ и $\zeta = \frac{1}{K}$ находим постоянную A: AK = I.

Здесь $\mathcal{K}_o$ и $\mathcal{K}_o'$ – полные эллиптические интегралы первого рода, определяемые модулем m. Таким образом, формула (I2) окончательно примет вид

$$Z = F\left(\frac{\zeta}{\alpha}, m\right) \qquad (I4)$$

или

$$\zeta = \alpha sn(Z, m). \qquad (I5)$$

Сопоставляя (I0) и (I5), находим

$$sn\left(\frac{\mu n}{S_o} Z, K\right) = \alpha sn(Z, m).$$

Отсюда общее решение задачи будет выглядеть так:

$$Z = F\left[\frac{sn\left(\frac{2\mathcal{K}}{S_o} Z, K\right)}{sn\left(\frac{\mathcal{K}}{S_o} C, K\right)}, m\right], \qquad (I6)$$

где m находим по формуле (I3).

Приведенный фильтрационный расход равен

$$q_\zeta = \frac{2\mathcal{K}_o}{\mathcal{K}_o'} \qquad (I7)$$

или с учетом того, что $q = K_\Phi h q_\zeta$ и помня формулы (4) и (5), получим выражение для определения полного притока на I пог.м дрены:

$$Q = \frac{2\pi K_\Phi h}{S_o \frac{\mathcal{K}_o'}{2\mathcal{K}_o}}, \qquad (I8)$$

откуда в соответствии с формулой (5) находится зависимость для вычисления коэффициента ξ_0, характеризующего несовершенство дренажных труб:

$$\xi_0 = \frac{S_0}{Q} \cdot \frac{K_0'}{K_0}. \qquad (19)$$

Для дрены, совершенной с гидравлической точки зрения (проницаемой по всей поверхности), в последнем выражении следует положить $\frac{K_0'}{K_0} = \frac{Q L_{пр}}{S_0}$ после чего (18) обращается в известную формулу Дюпюи.

Более простое выражение для ξ_0 можно получить, если воспользоваться упрощениями эллиптических функций, возможными при модуле m достаточно близком нулю:

$$\frac{K_0'}{K_0} \simeq \frac{Q}{\pi} \ln \frac{4}{m}; \quad K \simeq \frac{\pi}{2};$$

$$sn\left(\frac{K}{S_0} l, k\right) \simeq \sin \frac{l}{2} \cdot \frac{\pi}{S_0}; \quad k = 4e^{-\frac{\pi}{2} \cdot \frac{2 L_{пр}}{S_0}}.$$

Подставляя эти выражения в формулу (19), после несложных преобразований получим

$$\xi \simeq \ln \frac{l}{r} + \frac{S_0}{\pi} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{l}{S_0}}. \qquad (20)$$

При замене труб со стыковым зазором пористыми (совершенными) в выражении (20) следует положить $S_0 = l$, в результате чего, как и ранее, (18) превратится в формулу Дюпюи.

Впервые формулы, аналогичные (8), (13) и (17), были даны Н.Н.Павловским в его работе по расчету плотин методом фрагментов /3/.

Применительно к задачам дренажа подобное решение

рассматривалось Н.Т.Эфендиевым /5/, который для коэффициента ξ_0 (в обозначениях настоящей статьи) вывел несколько иное выражение, чем полученное в данной работе (см.формулу (20)).

Оба названных автора не дали общего решения задачи (см.формулу (16)), которая, как это будет показано ниже, имеет принципиальную важность.

Рассмотрим случай, когда можно пренебречь условием перпендикулярности линий тока по отношению к контуру питания, которому на рис.2 отвечает участок 1-6. Это допущение реализуется, если высоту прямоугольников на плоскостях Z и Z_1 увеличить до бесконечности вдоль осей y и y_1. Тогда $K_0' = \infty$, откуда следует, что $K_0 = \frac{\alpha_0}{2}$ и модуль $m = 0$. Аналогично $K_0' = \infty$; $K = \frac{\alpha_0}{2}$ и $k = 0$. Зная, что при модуле, равном нулю, $sn(\omega, 0) = \sin\omega$, формулу (16) можно значительно упростить:

$$Z = \arcsin \frac{\sin \frac{\alpha_0}{\delta_0} Z}{\sin \frac{\alpha_0}{2} \cdot \frac{\ell}{\delta_0}}. \qquad (21)$$

Таково общее решение задачи, если отказаться от выполнения условия перпендикулярности линий тока по отношению к контуру питания. Для того, чтобы на основе формулы (21) получить интересующую нас величину коэффициента ξ_0, положим далее, что на некотором расстоянии от оси абсцисс $L_{пр}$ напор равен единице.

На плоскости Z этому расстоянию отвечает некоторая ордината $y_{пр}$, величину которой легко определить из формулы (21), если задаться следующим соответствием точек: $Z = iL_{пр}$, $Z = iy_{пр}$. После несложных преобразований имеем

$$У_{пр} = Arch \frac{ch(\frac{\pi}{S_0} L_{пр})}{\sin\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\ell}{S_0}}. \qquad (22)$$

Выражение для вычисления приведенного фильтрационного расхода можно получить из формулы (I7), если в соответствии со сказанным заменить в ней K_0 на $\frac{\pi}{2}$, а K_0' на $У_{пр}$:

$$q_п = \frac{\pi}{У_{пр}}. \qquad (23)$$

Как и ранее, на основе формул (22) и (23) выводим выражение для нахождения коэффициента ξ_0:

$$\xi_0 = \frac{S_0}{\pi} Arch \frac{ch(\frac{\pi}{S_0} \ln\frac{D}{r})}{\sin\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\ell}{S_0}}. \qquad (24)$$

Формулу (24) можно упростить, если положить, что $Arch x \simeq \ln 2x$, что допустимо при $x > 60$. Тогда

$$\xi_0 = \frac{S_0}{\pi} \ln\left[2 \frac{ch(\frac{\pi}{S_0} \ln\frac{D}{r})}{\sin(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\ell}{S_0})}\right]. \qquad (25)$$

В частном случае, когда $S_0 = \ell$, (24) превращается в числитель формулы Дюпюи.

В предыдущих решениях предполагалось, что грунт вплотную подходит к зазору в месте соединения дренажных труб. Однако по данным большого числа наблюдений /2/, в процессе дренирования над приемными отверстиями из частиц

грунта образуются своды, благодаря чему возрастает водоприемный фронт непосредственно у отверстий, что должно способствовать увеличению притока воды в дрену при прочих равных условиях. Высказанные соображения подтверждают целесообразность учета наличия сводов грунта при решении задач, в которых рассматривается поступление грунтовых вод в полость дренажных труб через стыковые зазоры.

В последующем радиус свода принимается равным полуширине зазора и обозначается через δ.

Расчетная схема интересующей нас задачи приведена на рис.3. Характерная особенность фигуры фильтрации в области $Z = x + iy$ - наличие стока, расположенного в т.3. В соответствии с этим в области приведенной характеристической функции $Z = X + iY$ фигура фильтрации имеет вид полуполосы. Для того, чтобы в дальнейшем перейти от фиктивного стока к своду данного радиуса, в общем решении следует исключить сток, введя вместо него свод, очерченный по одной из эквипотенциалей.

Воспользуемся решением В.В.Ведерникова, полученным для случая фильтрации с поверхности земли к системе дрен, лежащих на водоупоре /I/.

При отображении области $Z = x + iy$ на промежуточную полуплоскость $\zeta = \eta + i\xi$ положим, что точки $Z = -\frac{S_a}{2}$; $Z = 0$; $Z = +\frac{S_a}{2}$ отобразятся соответственно в точки $\zeta = -1$; $\zeta = 0$; $\zeta = +1$. Далее точка $Z = \frac{S_a}{2} + iL_{пр}$ перейдет в точку $\zeta = \frac{1}{\lambda}$, где величину λ предстоит еще определить.

По формуле Кристоффеля-Шварца для области $Z = x + iy$ будем иметь

$$Z = A\int_0^{\zeta}(\zeta+\frac{1}{\lambda})^{-\frac{1}{2}}(\zeta+1)^{-\frac{1}{2}}(\zeta-1)^{-\frac{1}{2}}(\zeta-\frac{1}{\lambda})^{-\frac{1}{2}}d\zeta + B =$$
$$= A\lambda F(\zeta,\lambda) + B . \qquad (26)$$

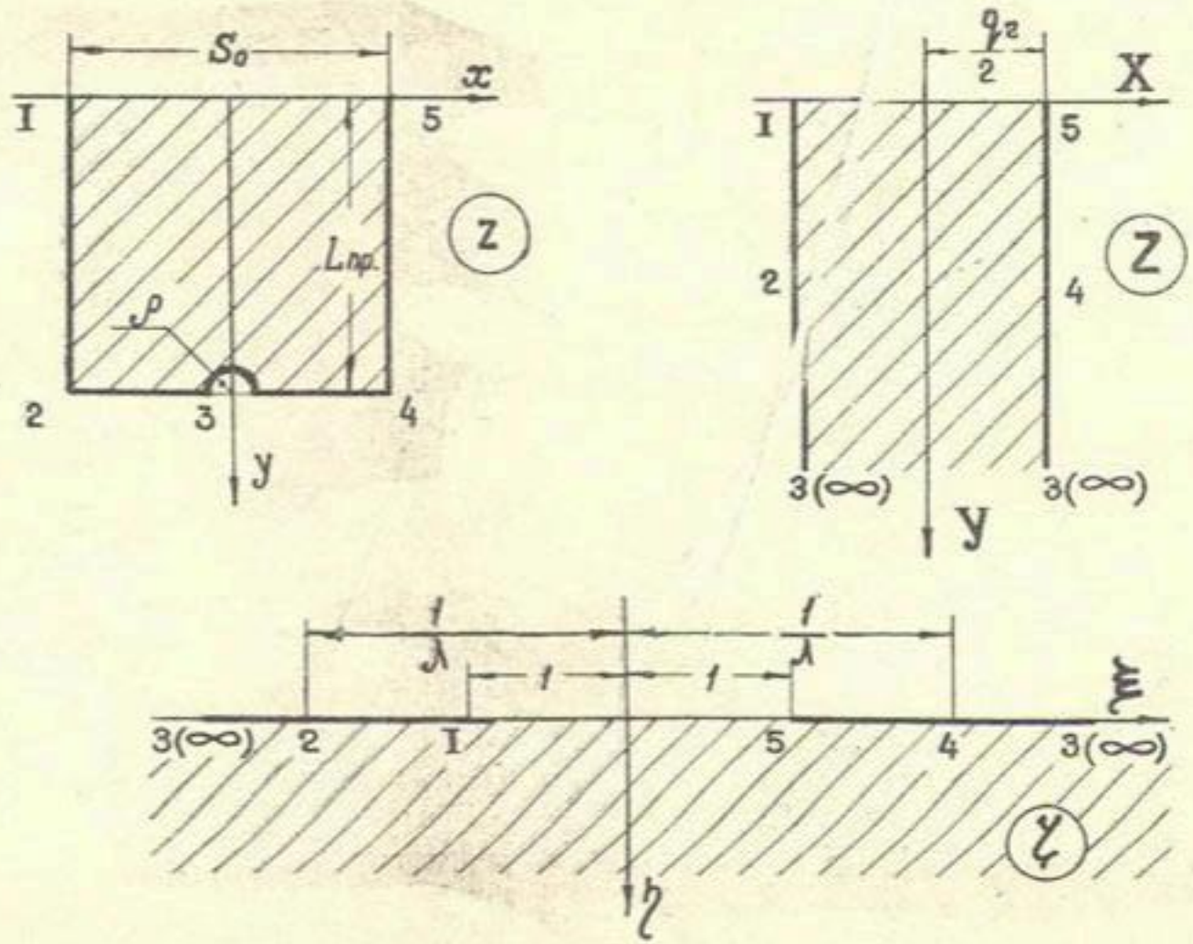


Рис.3

Как и ранее, для фигуры фильтрации в области $Z = x + iy$ постоянная B = 0.

Подставляя $Z = \frac{S_0}{Q} + i L_{пр}$ и $\zeta = \frac{1}{\lambda}$ в формулу (26), в итоге получим

$$\frac{S_0}{Q L_{пр}} = \frac{K}{K_0'}, \qquad (27)$$

где K и K' – полные эллиптические интегралы первого рода соответственно при модулях λ и λ', значение которых определяется соотношением $\frac{S_0}{Q L_{пр}} = \frac{K}{K'}$. Величина $A\lambda = \frac{S_0}{QK}$. С учетом этого, формула (26) будет выглядеть так:

$$Z = \frac{S_0}{QK} F(\zeta, \lambda), \qquad (28)$$

или

$$\zeta = sn\left(\frac{QK}{S_0} Z, \lambda\right). \qquad (29)$$

Отображая на полуплоскость $\zeta = \eta + i\xi$ полуполосу в области приведенной характеристической функции $Z = X + Y$, с помощью формулы Кристоффеля-Шварца имеем

$$Z = A\int_0^{\zeta} (\zeta+1)^{-\frac{1}{2}} (\zeta-1)^{-\frac{1}{2}} d\zeta + B = A \arcsin\zeta + B \qquad (30)$$

При $Z = 0$ и $\zeta = 0$ из формулы (30) получим B = 0. При $Z = \frac{Q_1}{Q}$ и $\zeta = 1$

$$A = \frac{Q_1}{K}. \qquad (31)$$

Таким образом, формула (30) примет вид

$$Z=\frac{q_1}{\mathcal{K}}\arcsin\zeta. \qquad (32)$$

На основе формул (29) и (32) получаем общее решение задачи:

$$Z=\frac{q_1}{\mathcal{K}}\arcsin sn\left(\frac{2\mathcal{K}}{S_0}Z,\lambda\right). \qquad (33)$$

Для того, чтобы от фиктивного стока перейти к своду, очерченному по одной из эквипотенциалей, в формуле (33) положим $Z=i(L_{пр}-\delta), Z=ih$, где δ - радиус свода у стыкового зазора. После ряда преобразований находим интересующее нас выражение для определения коэффициента ξ_0 (формула (5)):

$$\xi_0=\frac{S_0}{\mathcal{K}}Arth\,sn\left[\frac{2\mathcal{K}}{S_0}(L_{пр}-\delta),\lambda'\right], \qquad (34)$$

где λ' - дополнительный модуль полного эллиптического интеграла первого рода $\mathcal{K}$. Формуле (34) можно придать более компактный вид:

$$\xi_0=\frac{S_0}{\mathcal{K}}Arth\frac{cn\left(\frac{2\delta}{S_0}\mathcal{K},\lambda'\right)}{dn\left(\frac{2\delta}{S_0}\mathcal{K},\lambda'\right)}. \qquad (35)$$

Последнее выражение можно упростить до вида

$$\xi=\frac{S_0}{\mathcal{K}}\cdot\frac{1}{2}\ln ctg\frac{\varepsilon\pi}{4}\cdot\frac{\rho}{L_{пр}}, \qquad (36)$$

если воспользоваться соответствующими упрощениями для эллиптических функций Якоби. Формула (36) приближенная.

Задачу о притоке к стыковому зазору при наличии свода можно решить в предположении, что контур питания находится на большом удалении, практически на бесконечности. Расчетная схема для данного случая приведена на рис.4.

Область контура питания имеет вид полуполосы шириной S_0 и с фиктивным стоком, расположенном в точке 3. Область приведенной характеристической функции имеет вид бесконечной полосы шириной Q_1.

Отображая область $Z = x + iy$ на промежуточную полуплоскость $\zeta = \eta + i\xi$, по формуле Кристоффеля–Шварца получим

$$Z = \frac{S_0}{\pi} \arcsin \zeta . \qquad (37)$$

Осуществляя ту же операцию для бесконечной полосы, найдем отображающую функцию для области $Z = X + iY$

$$Z = i\frac{Q_1}{\pi} \ln \zeta + \frac{Q_1}{2} . \qquad (38)$$

Пользуясь формулами (37) и (38), запишем общее решение задачи:

$$Z = i\frac{Q_1}{\pi} \ln \sin \frac{\pi}{S_0} z + \frac{Q_1}{2} . \qquad (39)$$

Для того, чтобы исключить фиктивный сток, в формулу (39) подставим $z = i\delta$, $Z = -ih$. После несложных преобразований получим выражение для коэффициента ξ_0 (формула (5)):

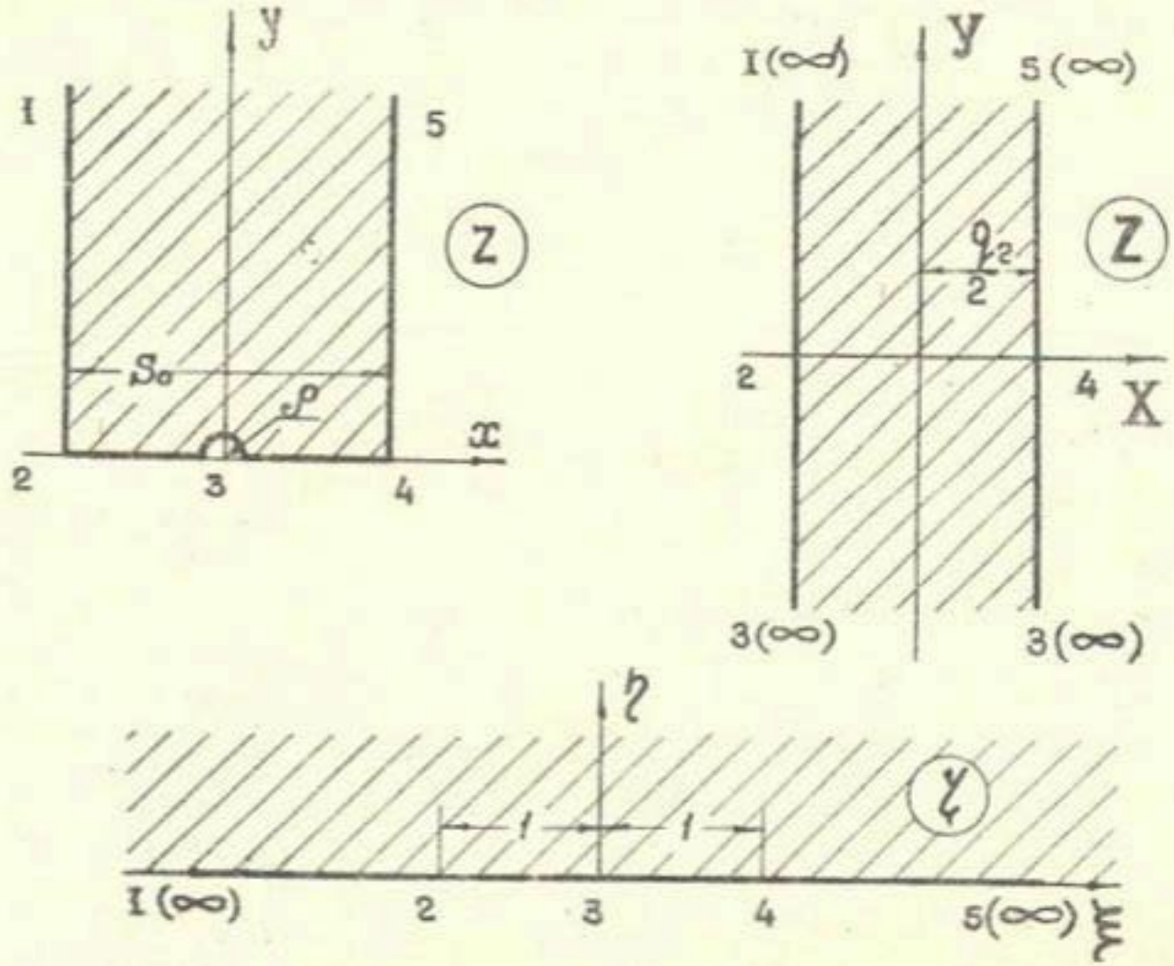


Рис.4

$$\xi_0 = \frac{S_0}{\pi} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi \delta}{S_0}}. \qquad (40)$$

Эта формула упрощается, если принять для малых значений аргумента $\sin x \simeq x$

$$\xi_0 = \frac{S_0}{\pi} \ln \frac{S_0}{\pi \delta}. \qquad (41)$$

Полученные решения можно распространить на случай, когда вместо зазоров для приема грунтовой воды используется продольная щелевая перфорация дренажных труб. С этой целью в выведенных ранее формулах следует положить

$\rho = \frac{\ell_ш}{t}$; $S_0 = \frac{\Omega \pi}{n}$ и $\delta_ш = \frac{\ell_ш}{2}$ (рис.5).

Здесь $\ell_ш$ – ширина щелевого пропила, $\delta_ш$ – радиус свода над щелью.

Приток на I пог.м дрены определяется по формуле

$$Q = nq, \qquad (42)$$

где n – число продольных щелей, q – приток на I пог.м по каждой щели.

Как и ранее, будем искать выражение для коэффициента ξ_0, характеризующего несовершенство дренажных труб в общей для всех случаев формуле (5).

С учетом только что сказанного, вместо формулы (I9) будем иметь

$$\xi_0 = \frac{\pi}{n} \cdot \frac{K_0}{K_0} \qquad (43)$$

(все обозначения известны из предыдущего).

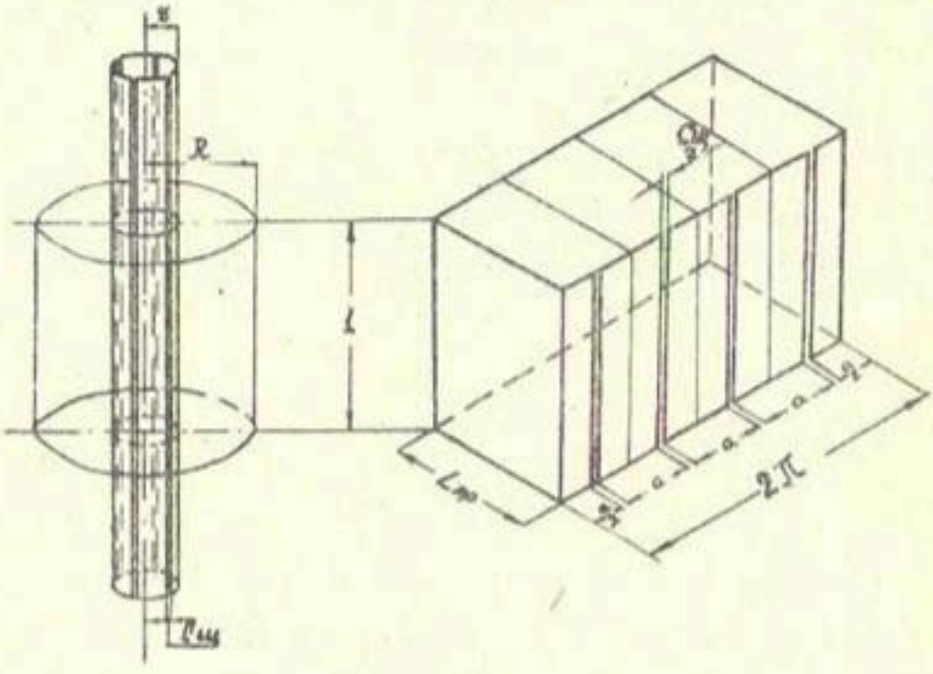


Рис.5

Вместо формулы (20) получим

$$\xi_0 = \ln\frac{R}{r} + \frac{\Omega}{n}\ln\frac{1}{\sin\frac{n}{4}\cdot\frac{C_{ш}}{r}}\,. \qquad (44)$$

Если в формуле (44) положить $nC_{ш} = 2\pi r$, что отвечает случаю, когда труба принимает воду всей своей поверхностью, то выражение для ξ_0 перейдет в знаменатель известной формулы Дюпюи.

Из формулы (44) легко получить выражение, выведенное ранее другим методом В.П.Пилатовским /6/.

Далее, вместо формул (24) и (25) соответственно будем иметь

$$\xi_0 = \frac{\Omega}{n}\operatorname{Arch}\frac{\operatorname{ch}\left(\frac{n}{\Omega}\ln\frac{R}{r}\right)}{\sin\frac{n}{4}\cdot\frac{C_{ш}}{r}}, \qquad (45)$$

$$\xi_0 = \frac{\Omega}{n}\ln\Omega\frac{\operatorname{ch}\left(\frac{n}{\Omega}\ln\frac{R}{r}\right)}{\sin\frac{n}{\pi}\cdot\frac{C_{ш}}{r}}\,. \qquad (46)$$

Для случая, когда над продольными щелями имеются своды из частиц дренируемого грунта, формулы (35) и (36) соответственно примут вид

$$\xi_0 = \frac{\Omega}{n}\operatorname{Arth}\frac{\operatorname{cn}\left(\frac{n}{\pi}\cdot\frac{S_{ш}}{r}\mathcal{K},\lambda'\right)}{\operatorname{dn}\left(\frac{n}{\pi}\cdot\frac{S_{ш}}{r}\mathcal{K},\lambda'\right)}\,, \qquad (47)$$

$$\xi_0 = \frac{\Omega}{n}\ln\operatorname{ctg}\frac{\pi}{4}\cdot\frac{S_{ш}}{r\ln\frac{R}{r}}\,. \qquad (48)$$

Для этого же случая, но при контуре питания, удаленном в бесконечность, вместо формул (40) и (41) будем иметь

$$\xi_0^{\infty} = \frac{D}{\pi} \ln \frac{1}{sh\frac{\pi}{D} \cdot \frac{c_{ш}}{t}}. \qquad (49)$$

$$\xi_0 = \frac{D}{\pi} \ln \frac{D}{\pi} \cdot \frac{\pi}{c_{ш}}. \qquad (50)$$

В заключение укажем, как использовать полученные формулы для общего случая притока грунтовых вод к одиночной дрене или системе дрен. Для любой из этих фильтрационных схем приток на 1 пог.м дрены определяется формулой

$$Q = \frac{K_г \; H_0}{\Phi_0}, \qquad (51)$$

где $K_г$ – коэффициент фильтрации дренируемого грунта,
H_0 – действующий напор при отсутствии дополнительных потерь напора,
Φ_0 – фильтрационное сопротивление фигуры области фильтрации.

Затем, используя правило производных пропорций /4/, на основе формул (5) и (51) получаем выражение, в котором при определении притока на 1 пог.м учитывается несовершенство дренажных труб по характеру вскрытия водоносного пласта:

$$Q = \frac{K_г \; H}{\Phi_0 + \frac{1}{2\pi} \xi_0^{\infty}}, \qquad (52)$$

где H – действующий напор с учетом дополнительных потерь напора.

При вычислении коэффициента ξ_0 в формуле (52) единственной неизвестной величиной является R – радиус зоны влияния водоприемных отверстий. Как правило, эта величина находится опытным путем /4,5/.

Представляет интерес случай, когда дренажные трубы уложены в круговой фильтрующей обсыпке. Естественно предположить, что зона влияния водоприемных отверстий ограничивается контуром фильтра. Используя формулы (5) и (51), аналогично предыдущему получаем

$$Q=\frac{K_c(H+h)}{\Phi_0+\frac{K_c}{K_\phi}\cdot\frac{1}{2\pi}\xi_0}. \qquad (53)$$

Здесь K_ϕ – коэффициент фильтрации фильтрующей обсыпки,
h – потери напора на участке от контура фильтра до полости дренажной трубы.

Выведенные формулы могут быть положены в основу теоретических и лабораторных исследований по определению рациональной площади водоприемных отверстий дренажных труб.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ведерников В.В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа, М.-Л., Госстройиздат, 1939.
2. Гаврилко В.М., Абрамов С.К. Фильтры буровых скважин, М., Госстройиздат, 1954.
3. Павловский Н.Н. Собрание соч., т.2, М.-Л., Изд-во АН СССР, 1956.
4. Чарный И.А. Подземная гидрогазодинамика, М., Гостоптехиздат, 1963.

5. Эфендиев Н.Т. Конструктивные особенности горизонтального трубчатого дренажа. Автореферат диссертации, ТСХА, М., 1963.
6. Пилатовский В.П. Фильтрация жидкости в несовершенном пласте, Изв. АН СССР, о.т.н.4, 1954.

Л.А.СКОРОБОГАТОВА

ОЦЕНКА РАСЧЕТНЫХ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ

Изучение водопроницаемости грунтов явилось одной из задач гидрогеологических изысканий в период проектирования и строительства Чарвакской плотины и ГЭС на р.Чирчик. Объективный показатель водопроницаемости пород - коэффициент фильтрации. В процессе исследований предстояло получить достоверные показатели для определения фильтрационных потерь в основании и в обход плотины, а также исходные данные для проектирования напорных подводящих тоннелей в зоне аэрации грунтов.

На основании результатов многолетних полевых экспериментов автор в данной статье затрагивает некоторые вопросы методики изучения гидрогеологических условий и фильтрационных свойств грунтов.

Основанием гидротехнических сооружений в рассматриваемом районе служат трещиноватые и закарстованные палеозойские известняки типа скальных. Этими породами сложены крутые склоны и дно долины, в них же проложен глубокий врез современного русла реки. Ширина долины по дну составляет 450 м, высота склонов каньона 200 м.

В вертикальном разрезе напластования известняков образуют симметричную синклинальную складку с осью, проходящей по левому, более широкому, берегу реки вдоль основания склона долины.

На всю разведанную до 200 м глубину известняки обводнены. Подземные воды залегают довольно глубоко - в 25-40 м от поверхности земли в дне долины и имеют здесь слабый уклон в сторону реки (0,01-0,006). На крутых склонах уклон зеркала подземных вод резко увеличивается, до-

стигая 0,1-0,6, а глубина возрастает до 100-120 м и более. Кривая депрессии в поперечном сечении имеет корытообразную форму.

Данные наблюдений за пьезометрическими уровнями в разведочных скважинах свидетельствуют о существовании единого водоносного горизонта. Уровни, замеренные при различной глубине скважин (по мере их углубления) в условиях изоляции верхней части ствола выработки устанавливаются, как правило, на одних и тех же отметках. Напоры отсутствуют.

Иногда по мере углубления скважины пьезометрические уровни повышались или, наоборот, снижались. Это наблюдалось на крутых склонах долины и связано, видимо, с подпитыванием водоносного горизонта снизу или перетеканием подземных вод из верхних зон в нижние. В последнем случае важную роль играет затрудненная фильтрация в известняках на склонах в вертикальном направлении.

Поверхность подземного потока свободна, что обязывает называть его потоком грунтовых вод. Однако из-за большой глубины залегания уровня и трещинного характера водовмещающей среды, мы называем эти воды подземными. Питание они получают за счет подземного и поверхностного стоков с расположенных выше горных областей, а также инфильтрации атмосферных осадков в горах. Расходование осуществляется путем выклинивания воды в реку, служащую дреной, и частично за счет подземного стока вниз по долине.

Кривая сезонных колебаний уровня хронологически точно соответствует колебанию горизонта воды в реке. Максимальное положение зеркала подземных вод наблюдается в июне, минимальное - в ноябре-феврале; амплитуда колебаний достигает 4-4,5 м.

Фильтрационная характеристика пород. Степень водопроницаемости и коэффициент фильтрации пород определяли в скважинах колонкового бурения с начальным диаметром 150 мм.

Ниже уровня подземных вод применялись откачки, а в "сухой" зоне – наливы. Частично последние выполнялись и в водонасыщенных породах.

Длина опытных интервалов при откачке составляла 10 м, при наливе – 5 м. Каждый интервал снизу заканчивался забоем скважины, а сверху ограничивался тампонирующим устройством специальной конструкции, обеспечивающим изоляцию от вышерасположенных горизонтов и дающим возможность установить насосные трубы для откачки или пропуска наливаемой воды.

В результате предварительных испытаний, исходя из возможного дебита или производительности скважины и в соответствии с имеющимся в распоряжении буро-силовым оборудованием, длина интервалов при откачке для исследуемого района была установлена как оптимальная. При этом был учтен опыт исследований в аналогичных условиях. В подавляющем большинстве разведочных скважин работы проводились по схеме "сверху вниз" с опробованием каждого следующего интервала указанной длины, либо с пропуском одного интервала. Таким образом изучался весь разрез, вскрытый скважиной.

Разведочные скважины располагались по профилям, перпендикулярным руслу реки и параллельным ему. Число интервалов, опробованных откачками, за период изысканий составило 115, наливами – 1245. Глубина скважин равнялась 100–200 м от поверхности земли. Подавляющее число наливов было выполнено в "сухих" породах.

Откачка проводилась согласно общепринятой методике при трех понижениях. За основу расчета коэффициента фильтрации была принята формула Г.К.Гиринского для напорных вод в несовершенной скважине:

$$K = \frac{0{,}366Q}{lS_0} \lg \frac{1{,}6}{r_0}, \qquad (1)$$

где Q - дебит, $м^3$/сутки;
l - длина водоприемной части, т.е. опробуемого интервала, м;
S_0 - понижение, м;
r_0 - радиус скважины, м.

Отдельно взятый опытный интервал при откачке находился в условиях, аналогичных напорному водоносному горизонту, так как пьезометрический уровень после пробной прокачки из этого интервала независимо от его глубины восстанавливается до известной отметки зеркала подземных вод.

Методика налива состоит в следующем. Опытную скважину наполняют до определенного уровня водой и поддерживают этот уровень постоянным. Опыт продолжается, пока не установится постоянный расход (т.е. бесперебойное поглощение воды скважиной) при одном и том же горизонте. Вокруг скважины образуется воронка растекания, по форме представляющая опрокинутую воронку депрессии, образуемую при откачке. При кустовом наливе с помощью наблюдательных скважин можно установить размеры этой воронки - радиус влияния налива. Налив повторяется трижды при разных условиях (разных напорах), что соответствует трем понижениям опытной откачки. В нашем случае ступени напора равнялись 5, 10 и 15 м. Величину напора в "сухой" породе отсчитывали от середины глубины опробуемого интервала, в водонасыщенной - от уровня подземных вод.

Наливы - менее надежный, чем откачка, способ определения фильтрационных свойств пород, так как при этом может происходить кольматация трещин и возникнуть турбулентный режим. Данные опытных наливов используются для получения относительной характеристики водопроницаемости и трещиноватости пород, выражаемой удельным водопоглощением.

Удельное водопоглощение q - приведенный расход наливаемой воды при напоре I м. За приведенный расход (Q_o) принимается количество наливаемой воды, отнесенное к длине опробуемого интервала:

$$q = \frac{Q}{Hl}; \qquad (2)$$

$$Q_o = \frac{Q}{l}, \qquad (3)$$

где

q - удельное водопоглощение, л/мин;
Q - расход поглощаемой воды, л/мин;
H - действующий напор, м;
l - длина опробуемого интервала, м;
Q_o - приведенный расход, л/мин м.

Формула (2) справедлива при прямолинейной зависимости приведенного расхода Q_o от напора H. При криволинейной связи удельное водопоглощение определяется из построения вспомогательных графиков - анаморфоз кривой в прямую. Для кривой составляется и решается уравнение по одной из трех зависимостей: параболической, степенной или логарифмической.

По данным опытных наливов можно определить ориентировочный коэффициент фильтрации. Расчет производится по тем же формулам, что и при откачках, меняется лишь знак у величин расхода и напоров на обратный. При наливах воды в "сухой" породе коэффициент фильтрации можно подсчитать в случае, если зеркало подземных вод залегает на большой глубине по отношению к нижнему концу опытного интервала. Кроме того, необходимым условием является следующий предел:

$$25 < \frac{H}{d} < 100,$$

где H - напор, м;
d - диаметр скважины, м.

Оба условия в нашем случае были соблюдены. Второе учтено при выборе длины опытного интервала, которая при наливах равнялась 5 м.

Формула В.М.Насберга для определения коэффициента фильтрации по данным опытного налива в "сухой" зоне выглядит так:

$$K = 0{,}423 \frac{Q}{H^2} \lg \frac{4H}{d}.$$

Коэффициент фильтрации по данным налива в несовершенную скважину в безнапорном горизонте определяется по формуле К.И.Добровольского:

$$K = \frac{0{,}366\, Q \lg \frac{R}{r_0}}{lH},$$

(R - радиус влияния налива).

В связи с тем, что результаты опытов по наливам не всегда закономерно соответствовали естественной проницаемости пород и местами произвольно искажались, обработку их мы проводили для установления, главным образом, удельного водопоглощения. Последнее подсчитывали для каждого опытного интервала. Коэффициент фильтрации по данным налива рассчитывали лишь для сопоставления и иногда для проверки.

Анализ данных опытно-фильтрационных работ свидетельствует о большой пестроте величин фильтрации, что характерно для трещиноватых и закарстованных пород.

Значения коэффициентов фильтрации обводненных пород, по данным откачек, в целом для рассматриваемого района изменялись от 3,0 до тысячных долей м/сутки; в двух случаях они равнялись 4,2 и 9,6 м/сутки. В среднем для района коэффициент фильтрации равен I м/сутки, а подавляющее большинство значений находится в пределах I,5-0,I м/сутки. Величины удельных водопоглощений в "сухой"

зоне изменяются в общем от 9,0 до сотых долей литров в минуту, в двух случаях равны 16,0 и 56,0 л/мин; преобладающие значения их колеблются в пределах 1-0,01 л/мин.

Обобщение и статистическая обработка экспериментальных данных позволили выделить в вертикальном разрезе известняков фильтрационные зоны, различающиеся по степени водопроницаемости. Будучи нанесены на геолого-литологические разрезы, освещающие инженерно-геологические условия района расположения сооружений, они выгодно дополнили их.

За основу выделения зон приняты величины коэффициентов фильтрации и удельных водопоглощений. Принимались во внимание также и другие характеристики: коэффициент трещиноватости, сохранность пород по керну, поглощение промывочной буровой воды и другие, имевшие большое значение в случаях неопределенности удельного водопоглощения, когда с ростом напоров при наливе расход воды уменьшался. В таких случаях происходило перераспределение глинистого заполнителя трещин известняков и резкое искусственное уменьшение их проницаемости.

Выделены три основные зоны водопроницаемости:
1) сильная, 2) средняя, 3) слабая.
На поперечных к долине реки литологических профилях (их в районе насчитывается 7-10) зоны различной водопроницаемости вырисовывались вытянутыми вдоль полосами различной мощности. Характеристика каждой зоны дана в таблице.

Практический интерес представляет первая зона сильной водопроницаемости. Она распространена непосредственно в основании плотины и других сооружений и характеризует повышенную водопроницаемость зоны активного водообмена. Последняя развита в прирусловой части долины на 80 м ниже современного дна реки и содержит в себе горизонты известняков повышенной трещиноватости, закарстованности и проницаемости как до уровня подземных вод, так и на несколько десятков метров ниже.

Глубина распространения зоны активного водообмена от поверхности земли в дне долины составляет 120 м.

Таблица

Зона водопроницаемости	Средневзвешенное удельное поглощение, л/мин	Средневзвешенный коэффициент фильтрации, м/сутки	Место расположения
I. Сильная	а) 0,1-1	0,5-3,0	В прирусловой части долины реки в зоне активного водообмена и отдельными горизонтами на склонах долины в пределах других зон
	б) 1-9	3,0-9,6	
2. Средняя	0,01-0,1	0,1-0,5	На склонах гипсометрически выше третьей зоны и отдельными участками в пределах остальных зон
3. Слабая	менее 0,01	менее 0,1	Окаймляет снизу на большой глубине зону активного водообмена и выходит на поверхность земли на склонах долины

При наших расчетах за мощность водоносного горизонта принималась мощность зоны активного водообмена (в том числе и ниже уровня подземных вод).

В пределах первой, самой высокопроницаемой зоны нередко встречаются участки и горизонты известняков, обладающие более низкими фильтрационными свойствами и относящиеся ко второй и третьей зонам. Это объясняется неравномерной трещиноватостью массива известняков и признается вполне закономерным.

Третья зона слабой водопроницаемости, окаймляя зону активного водообмена, располагается в дне долины на большой глубине в обводненных породах, приближаясь к поверхности земли лишь на высоких отметках склонов. К этой зоне отнесена большая часть разреза известняков на склонах долины, где они отличаются монолитностью и в общем слабой трещиноватостью. Крутой уклон кривой депрессии (0,1-0,6) свидетельствует о низкой проницаемости пород.

Малопроницаемая третья зона подстилает вышерасположенную зону активного водообмена не сплошь, местами она "прорвана". Так, одной из скважин (439) в основании плотины была зафиксирована необычно глубокая зона высокой водопроницаемости. На глубине 110 м ниже дна реки, т.е.на 30-40 м ниже основания зоны активного водообмена, водопроницаемость пород была все еще высока: коэффициент фильтрации равен 6,17 и 7,4 м/сутки; удельное водопоглощение - 3,47 и 6,3 л/мин. Этой скважиной так и не удалось достичь менее проницаемых пород. Видимо, это был небольшой по площади уходящий вниз "корень" высокопроницаемых пород, связанных с тектонической зоной дробления, признаки проявления которой можно было наблюдать на поверхности земли.

Выбор расчетного коэффициента фильтрации. В процессе работ проводились специальные комплексные опыты, состоящие в том, что в одном и том же интервале скважины выполнялась сначала откачка, затем сразу же налив. Такие эксперименты можно было провести, естественно, в водоносной части пород. Проведены они были в характерных горизонтах каждой из выделенных выше фильтрационных зон. Опытные интервалы по мере углубления скважины опробовались непрерывно на всю глубину. Число таких комплексных опытов составило 150.

Результаты этих исследований позволили сравнить полученные величины коэффициентов фильтрации и удельных во-

допоглощений для одного и того же интервала и на основании выявленной закономерности дать рекомендации расчета коэффициента фильтрации. Для этого была принята следующая методика.

Положим, что частное от деления величины коэффициента фильтрации данного опробуемого интервала на соответствующую величину удельного водопоглощения есть

$$a = \frac{K}{q},$$

откуда $K = aq$, где a - число неименованное, получившее название коррелятивного множителя. Последний был подсчитан для каждого интервала, в котором проведен комплекс опытов.

Так как величины коэффициентов фильтрации были различны по отношению к соответствующим удельным водопоглощениям, т.е. и более, и менее, то множитель "a" получил значение и меньше, и больше единицы.

Далее были графически сопоставлены множители "a" и соответствующие им величины удельных водопоглощений. Из рис.I видно, что значения множителей "a" колеблются в широких пределах - от сотых долей единицы до I000 и более. Удельные водопоглощения изменяются, как указывалось выше, от сотых долей до 9,6 л/мин. Чрезвычайно малые и необычно высокие значения "a" и "q" связаны, видимо, с дефектностью опытных данных и не принимаются во внимание.

Анализ рис.I показывает, что значение множителя "a" изменяется закономерно и находится в полной зависимости от абсолютной величины проницаемости пород. Так, при очень малых значениях удельного водопоглощения, например, меньше 0,I л/мин, множитель "a" изменяется в широких пределах - от 0,002 до I000 - и в среднем равен I0. При сравнительно больших величинах удельного водопоглощения - от

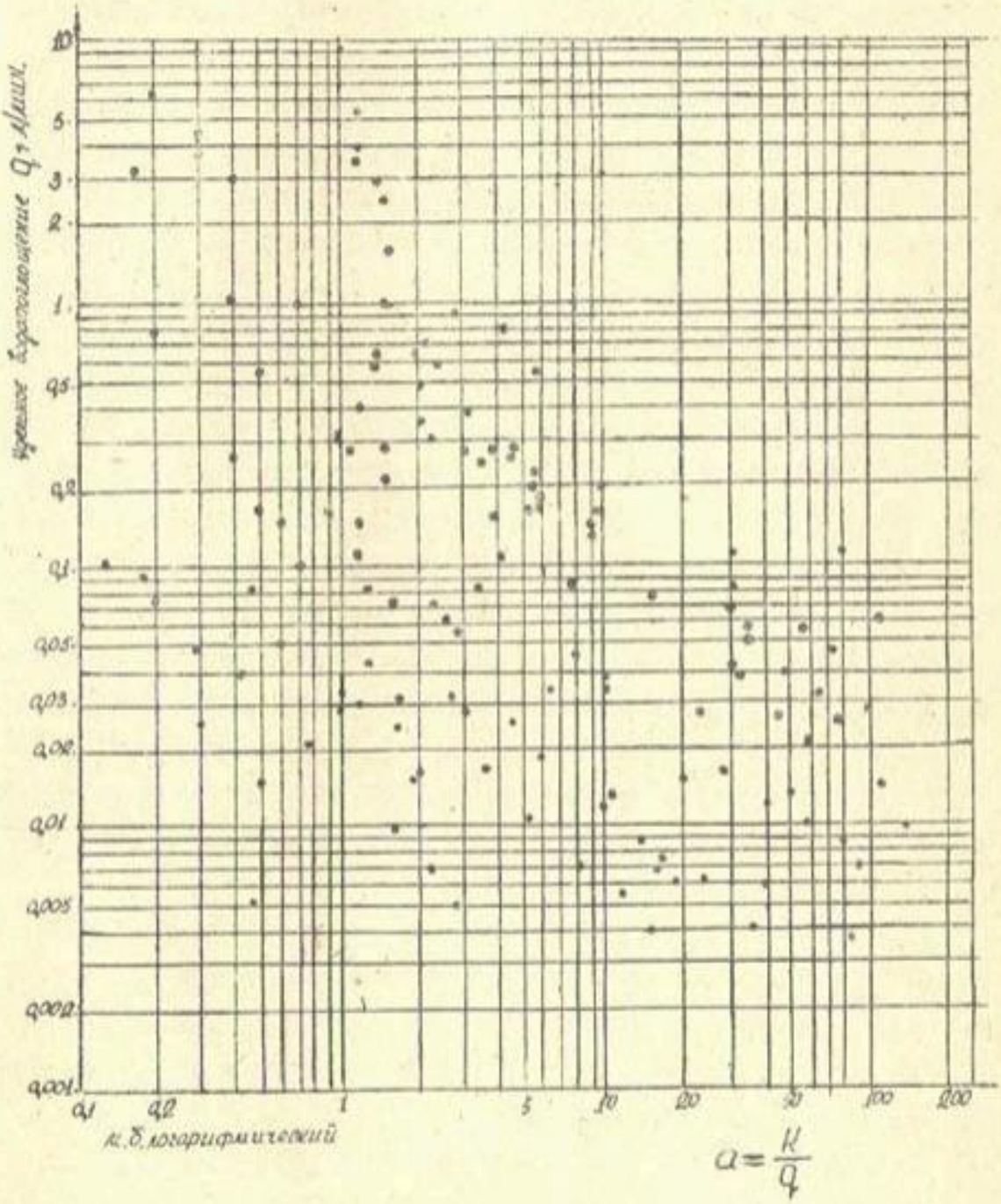


Рис.I График корреляции

0,I до I л/мин - все значения множителя "a" укладываются в интервале от 0,4 до 7-I0, а в подавляющем большинстве - в пределах от I - 5. При максимальных удельных водопоглощениях - от I до 9,6 л/мин - множитель "a" изменяется от 0,2 до 2.

Для пород небольшой и разнородной трещиноватости и проницаемости, какими являются известняки в изучаемом районе, подобные соотношения вполне закономерны. Так, при небольшой естественной трещиноватости и невысокой водопроницаемости коэффициент фильтрации в результате откачки по абсолютной величине может быть много больше удельного водопоглощения в том же интервале по той причине, что в начале проведения налива небольшие по сечению трещины легко закупориваются перераспределяющимся глинистым заполнителем, и с ростом напора расход наливаемой воды резко падает, в связи с чем уменьшается и удельное водопоглощение.

В других случаях, когда при буровых операциях происходит кольматация трещин шламом и остатками буровой дроби, а при откачке (которая в комплексных опытах выполняется первой) эти частицы полностью не выносятся, величина коэффициента фильтрации занижена и множитель "a" меньше единицы.

В описанных случаях низкой и неравномерной водопроницаемости чаще всего наблюдаются уклонения от закона Дарси, когда нарушается пропорциональная зависимость расхода и напорного градиента.

В соответствии с изложенными закономерностями, путем осреднения применяемых величин можно вывести следующее: при удельном водопоглощении более I л/мин корреляционный множитель "a" ($a=\frac{k}{q}$) равен I,5 (от I до 2); при изменении "a" от I до 0,I - 2,5 и когда менее 0,I - 4 (от 3 до 5).

Так как $k=aq$, можно определить коэффициент фильтрации для различных зон и горизонтов или отдельно взятых интервалов пород, по которым имеются определенные опыт-

ным путем величины удельных водопоглощений (см.рис.I).

Так, при удельном водопоглощении для некоторого интервала в массиве пород равном 0,5 л/мин, коэффициент фильтрации будет равен $K = 2,5 \cdot 0,5 = 1,25$ м/сутки. Множитель "α" выявляется согласно величине удельного водопоглощения из рис.I

Так как в расчетах при проектировании в качестве показателя водопроницаемости употребляется коэффициент фильтрации, то необходимость перехода от значений удельных водопоглощений к коэффициентам фильтрации становится очевидной. Особенно важно получить возможность такого пересчета в тех случаях, когда никакой другой способ,кроме налива воды в грунты, для оценки водопроницаемости неприемлем. Так бывает в случаях, когда имеют дело с зоной аэрации; известны и другие случаи. С целью определения расчетного коэффициента фильтрации для каждой из выделенных зон подсчитано средневзвешенное значение удельного водопоглощения и определены коэффициенты фильтрации.

Ниже приведены расчетные коэффициенты фильтрации для рассматриваемых зон: для зоны сильной водопроницаемости коэффициент фильтрации составляет 2,5 м/сутки; средней - I; слабой - 0,I.

Эти расчетные величины были рекомендованы и использованы при проектировании и в схеме моделирования на ЭГДА при расчете противофильтрационных устройств.

Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ

ФИЛЬТРАЦИЯ В СЕКТОРНОМ ЛОТКЕ ПРИ ПРЯМОЛИНЕЙНОМ КОНТУРЕ ПИТАНИЯ

В последние годы при изучении конструкций горизонтальных и вертикальных дрен широко используются секторные лотки. В ряде случаев специфика опыта не позволяет выполнить контур питания в виде части цилиндрической поверхности /3/. Тогда последняя заменяется плоскостью. При этом радиальное движение жидкости заменяется другим, более сложным, в связи с чем при обработке экспериментальных данных формула Дюпюи может быть использована лишь в качестве приближенной.

Представляет интерес дать оценку погрешности, имеющей место при вычислениях по формуле Дюпюи. Для этого необходимо знать точное аналитическое решение для фильтрационной схемы, определяемой размерами лотка. Ограничимся наиболее типичным случаем, когда центральный угол, в вершине которого размещается деталь конструкции дрены, равен 90°. Воспользуемся гидромеханическим методом, единственно возможным в данном случае.

Интеграл Кристоффеля-Шварца непосредственно неприменим к схеме, изображенной на рис.I-а, так как часть контура, представляющая дрену, криволинейна. Чтобы решение стало возможным, в вершине треугольника, в которой находится дрена, поместим фиктивный сток. При этом в области характеристической функции Z фигура фильтрации будет иметь вид полуполосы (рис.I-б) /I/.

При отображении области $Z = x + iy$ на верхнюю полуплоскость положим, что точки $Z_1 = -a$, $Z_2 = +a$ и $Z_3 = +ia$ отобразятся в точки $\zeta_1 = -1$, $\zeta_2 = +1$ и $\zeta_3 = \infty$.

По формуле Кристоффеля-Шварца для области $Z = x + iy$

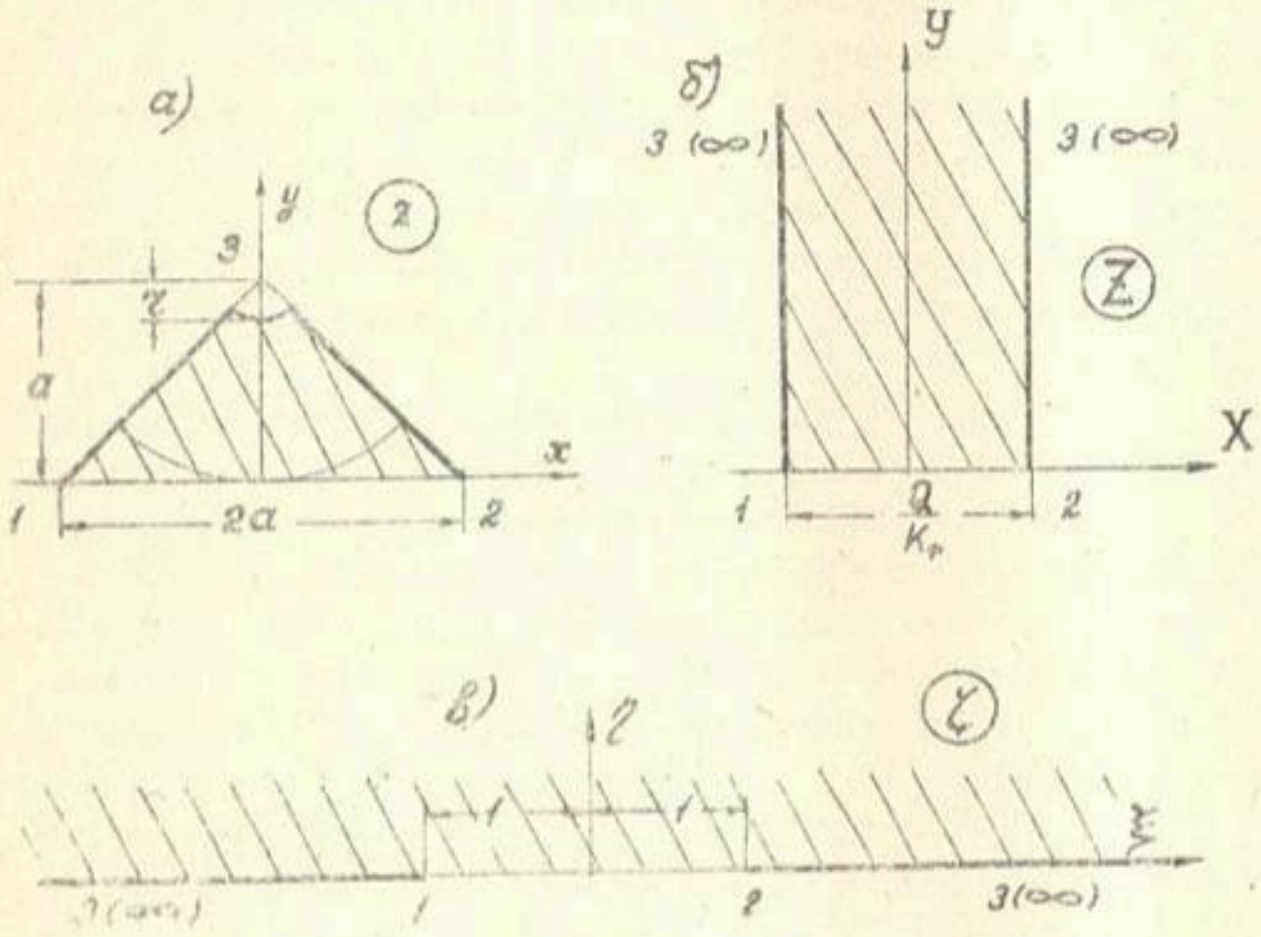


Рис.I

будем иметь /2/:

$$Z = A\int_0^{\zeta} (\zeta+1)^{-\frac{3}{4}}(\zeta-1)^{-\frac{3}{4}} d\zeta + B = AF(\alpha, \tfrac{1}{\sqrt{2}}) + B, \qquad (I)$$

где $F(\alpha, \frac{1}{\sqrt{2}})$ – неполный эллиптический интеграл первого рода при модуле $\lambda = \frac{1}{\sqrt{2}}$. Амплитуда

$$\alpha = \arcsin\left[\sqrt{2}\sin\tfrac{1}{2}(\arcsin\zeta)\right]. \qquad (2)$$

Из соответствия точек находим $A = \frac{a}{I,854}$, B = 0.

Таким образом, функция, отображающая треугольник на верхнюю полуплоскость, имеет вид

$$Z = \frac{a}{1,854} F(\alpha, \tfrac{1}{\sqrt{2}}). \qquad (3)$$

Здесь α определяется формулой (2).

Как известно /I/, полуполоса в области характеристической функции отображается на верхнюю полуплоскость с помощью выражения

$$Z = \frac{Q}{K_\phi \pi} \arcsin\zeta. \qquad (4)$$

(Q – приток на I пог.м лотка, K_ϕ – коэффициент фильтрации грунта).

На основе формул (3) и (4) получаем общее решение задачи

$$Z = \frac{a}{2} \cdot \frac{Q}{K_\phi} \arcsin\left[\frac{1}{\sqrt{2}} sn\left(\frac{1,854}{a} Z, \tfrac{1}{\sqrt{2}}\right)\right], \qquad (5)$$

где $sn\left(\frac{1,854}{a}Z,\frac{1}{\sqrt{2}}\right)$ - эллиптический синус Якоби.

Для того, чтобы перейти от фиктивного стока к реальной дрене, в формуле (5) положим $Z=iH$, $Z=i(a-r)$, где H - действующий напор, a - расстояние от фиктивного стока до контура питания (высота лотка), r - радиус дрены.

После ряда преобразований получаем точное решение для определения притока на I пог.м в секторном лотке с центральным углом 90^0:

$$Q=\frac{K_\Phi H}{\frac{2}{\pi}Arsh\left[\frac{1}{\sqrt{2}}\frac{sn\left[\frac{1,854}{a}(a-r),\frac{1}{\sqrt{2}}\right]}{cn\left[\frac{1,854}{a}(a-r),\frac{1}{\sqrt{2}}\right]}\right]}. \qquad (6)$$

Формула Дюпюи для рассматриваемого случая имеет вид

$$Q=\frac{K_\Phi H}{\frac{\pi}{\alpha}\ln\frac{a}{r}}, \qquad (7)$$

где a - радиус цилиндрической поверхности контура питания (рис.I-а).

Чтобы сопоставить точную формулу (6) с формулой Дюпюи, достаточно построить графики выражений, стоящих в знаменателях этих формул. Эти выражения представляют собой фильтрационные сопротивления соответствующих фигур фильтрации и обозначаются через Φ. Задача облегчается тем, что фильтрационные сопротивления Φ в обоих случаях - функции безразмерной величины $\frac{a}{r}$.

Соответствующие графики для всех случаев, представляющих практический интерес, даны на рис.2, из которого видно, что расхождение между точным решением и формулой Дюпюи невелико (не более 4%). Поэтому при первичной обра-

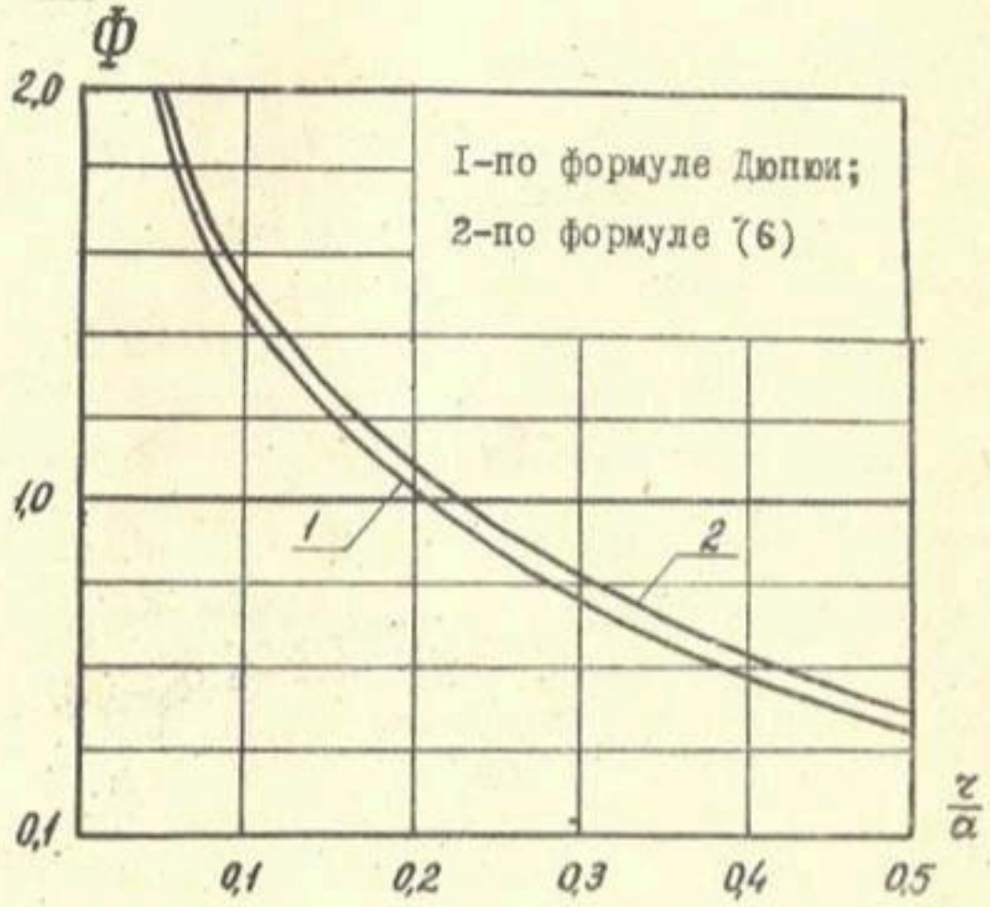


Рис.2

ботке данных опыта вполне допустимо пользоваться формулой Дюпюи. Однако при точных расчетах следует вести вычисления по формуле (6). Для облегчения расчетов рекомендуется пользоваться соответствующим графиком (рис.2).

ЛИТЕРАТУРА

I. Ведерников В.В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа, М.-Л., Госстройиздат, 1939.

2. Градштейн И.С., Рыжик И.М. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений, М., Физматгиз, 1963.

3. Эфендиев Н.Т. Дополнительное сопротивление притоку воды в дрены, Доклады ТСХА, вып.87,М., 1963.

И.Б.ХАМАДОВ

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СИСТЕМАМ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО АВТОРЕГУЛИРОВАНИЯ НА КАНАЛАХ, УПРАВЛЯЕМЫХ ПО НИЖНЕМУ БЬЕФУ И СМЕШАННОМУ ТИПУ

I. Общие соображения. Оросительная система как составная часть мелиоративной, выполняя свое основное назначение - рациональное обеспечение водой сельскохозяйственных культур, а следовательно, получение высоких и устойчивых их урожаев, - должна обеспечить:

а) своевременную и на определенный период подачу необходимого количества и качества воды в требуемую точку выдела для поливов, согласно расчетным графикам водопотребления и принятой схеме распределения воды (плана водопользования);

б) получение максимального коэффициента полезного действия сети (для магистральных каналов и его ветвей к.п.д. $\geqslant$ 0,8-0,9; для распределителей к.п.д. $\geqslant$ 0,90-0,97 / I,2/);

в) наибольший коэффициент земельного использования (КЗИ) орошаемой площади;

г) высокий коэффициент использования оросительной воды (КИВ);

д) эффективную эксплуатацию сети, сооружений, их оборудования с возможно максимальной механизацией, автоматизацией и телемеханизацией процессов работы;

е) высокую производительность труда при поливе;

ж) применение рациональных конструкций сети, сооружений, их оборудования, покрытий, облицовок материалов и т.д., отвечающих современным эксплуатационным, конструктивно-строительным и технико-экономическим требованиям;

з) наиболее полное и высокопроизводительное использование сельскохозяйственных машин, орудий, устройств (дождевание, трубопроводы и т.д.);

и) максимальную механизацию строительных, ремонтно-восстановительных работ и высокую производительность машин;

к) правильную организацию территории хозяйств и т.д.

В настоящее время эксплуатация существующих оросительных систем все еще не лишена ряда недостатков: не обеспечивается полный оперативный учет воды, автоматизированный контроль и распределение ее по плану водопользования; используется преимущественно ручной труд; не соблюдаются поливные нормы; отмечается по каналу сброс, дефицит воды и др. Задачи системного, хозяйственного планов водопользования - комплексного планирования водоподачи и водопотребления - практически решаются неудовлетворительно и нарушаются вследствие недостаточной р е г у л и р у е м о с т и п р о ц е с с о в подачи и потребления воды, полива (сбросы или дефицит, превышение поливных норм, чрезмерная продолжительность полива и др.), а также т е х н о л о г и ч е с к и х и о р г а н и з а ц и о н н ы х недостатков (отсутствие оперативности эксплуатационного штата, неувязка полива и обработки и т.д.).

Поэтому считается, что автоматика и телемеханика - та база, на которой в дальнейшем, с одновременным применением новых методов работы, должна совершенствоваться и развиваться служба эксплуатации оросительных систем.

С точки зрения автоматизации оросительные системы имеют следующие отличительные особенности:

I) кроме своего основного назначения - рационального обеспечения водой сельскохозяйственных культур и двустороннего регулирования оптимального водного режима почвы - оросительные системы обладают целым комплексом взаимосвязанных или взаимовлияющих дополнительных функций, налагаемых другими отраслями народного хозяйства (энергетика, водоснабжение, про-

мышленное потребление воды, рыбоводство и т.д.);

2) технологические схемы производственных процессов работ на оросительных системах - функции, зависящие от многочисленных факторов: физико-географических (зарегулированность и обеспеченность стока, рельеф местности, ее геология, район орошения, населенность, наличие дорог и т.д.), природных (сельскохозяйственные культуры, почвенный состав, климат, необходимые объемы мелиорации, условия возможности использования различных типов орошения - поверхностного, дождевания, подпочвенного и т.п.), конструктивно-строительных (способы подвода и распределения воды - самотечный, машинный, по открытым руслам, напорной сети; использование различных средств производства, механизации и др.), технико-экономических (организация территории хозяйств, оснащенность сети рациональными конструкциями сооружений и оборудованием, наличие новых материалов, сроки окупаемости, эффективность капиталовложений, фонды, показатели и т.д.) и др.;

3) рассредоточенное расположение значительного числа объектов оросительной системы по территории и по отдаленности их друг от друга, в которых при незначительных затратах энергии требуется проведение согласно технологии различных операций - автоматического учета, регулирования воды, контроля, защиты сооружений от переполнения бьефов водой, управления и т.д.;

4) процессы, протекающие на объектах во времени, медленны (кроме сбросных, аварийных сооружений), а сами системы имеют инерционность;

5) редкое изменение установившихся режимов движения потока и управления объектами (смена установок постоянных гидравлических параметров и т.д.);

6) наличие гидравлической (вследствие изменчивости горизонтов и расходов воды на объектах регулирования) и

пневмо-гидравлической энергии (при устройстве соответствующих генераторов воздуха), а также, как правило, отсутствие электрической энергии (кроме крупных сооружений системы);

7) неблагоприятные условия режима работы средств автоматики: невозможность частого или постоянного их обслуживания (ухода), вследствие рассредоточенности объектов, где средства устанавливаются; несоответствие среды, в которой они действуют (значительная влажность, запыленность воздуха, резкая смена температур, выпадение атмосферных осадков на открытые сооружения и т.п.); возможность вывода из строя посторонним вмешательством и т.д.;

8) как правило, зависимое и несвязанное регулирование на существующих объектах через водную среду (особенно на каналах, управляемых по верхнему бьефу; например, водовыпуски имеют общий верхний бьеф узла, но нет "обратной гидравлической связи" между самими бьефами для получения самонастраивающего соответствия между водоподачей головного сооружения и потреблением выпусков сети). Зависимое и связанное авторегулирование на объектах можно осуществить в каналах с системой, управляемой по нижнему бьефу, смешанному типу, способу сообщающихся уровней и т.д.;

9) с точки зрения кибернетического управления и регулирования оросительных систем, для принятия оптимальных решений по водопользованию и правильной их эксплуатации они имеют очень сложный комплекс сбора потока информаций (от датчиков влажности почв, уровня, расходов воды; солемеров; датчиков положений затворов, смены уставок постоянных гидравлических параметров автоматов и т.д.), требующий применения на сети игровых и самонастраивающихся систем автоматического управления и регулирования;

10) с той же точки зрения, в виду того, что сосредоточенно забранный расход воды головного сооружения оросительной системы по мере его продвижения по сети вплоть до

выделов воды в поле делится и распределяется на все более мелкие части, управление водой делается все сложнее. С уменьшением величин расходов воды потери (на фильтрацию, испарение, сбросы и т.д.) все возрастают, особенно на внутрихозяйственной сети. Поэтому здесь требуется более строгий учет, контроль и управление водой с помощью автономных автоматических систем (использующих гидравлическую, пневматическую энергию, источники малой мощности и т.д.).

Вопросы разработки, проектирования, внедрения и эксплуатации средств автоматики, систем гидравлического и электрического авторегулирования, телемеханики для оросительных систем требуют комплексного подхода.

Необходимо начинать с изучения и анализа общих данных: технологических, конструктивно-строительных, технико-экономических факторов, специфических особенностей, условий, требований, показателей и характеристик оросительных систем, сети, сооружений, а также процессов водозабора, водораспределения и орошения в целом. Их изучение и анализ позволяют выявить *исходные данные*, которые являются основой для правильного проектирования, внедрения автоматизации производственных процессов на оросительных системах и их эксплуатации, а также наибольшего соответствия характеристик, выбранных средств и систем автоматики ряду эксплуатационным, конструктивно-строительным и технико-экономическим требованиям, условиям и свойствам работы самих объектов автоматизации.

Под рассмотрением *технологических факторов* понимается детальный анализ всего процесса работ водозабора и водораспределения на всей части оросительной системы во взаимной увязке с сельскохозяйственным производством.

При этом средства автоматики, телемеханики и системы авторегулирования должны обеспечить выполнение работ всего технологического процесса (или отдельных его опера-

ций), чтобы полностью заменить ряд функций эксплуатационного штата по управлению, регулированию, контролю, защите и т.д. Они должны иметь высокую надежность в работе, а также возможности получения необходимой по технологическим условиям точности учета, регулирования и распределения воды, поддержания постоянных (или по заданной программе) параметров во времени, экономии воды и т.п. Вместе с тем необходимо стремиться к централизованному управлению и получению технологически необходимой информации на диспетчерских пунктах.

К о н с т р у к т и в н о - с т р о и т е л ь н ы е ф а к т о р ы при автоматизации оросительных систем позволяют выявить характеристики вариантов систем (автоматического контроля, измерения, защиты, регулирования и управления), а также конструкций средств, элементов автоматики и их соответствие

- с одной стороны, техническим требованиям и условиям существующих нормативных и стандартных материалов проектирования, строительства и дальнейшей их эксплуатации;

- с другой стороны, специфическим особенностям, требованиям и условиям, а также свойствам работы самих объектов автоматизации (оросительной системы, сети, сооружений).

Анализ т е х н и к о - э к о н о м и ч е с к и х ф а к т о р о в оросительных систем состоит в оценке и сравнении различных вариантов схем оснащения и размещения рациональных конструкций сооружений, их оборудования, сети (включая режимы их работы, улучшающие мероприятия, реконструкции и т.д.) на основании экономических расчетов, методов технико-экономических коэффициентов, показателей для выбора из этих вариантов наиболее оптимальных. Оптимальность того или иного варианта определяется факторами, показателями технологического, конструктивно-строительного и технико-экономического характера. Технико-экономические факторы в конечном счете характеризуются эффективностью, сроком окупае-

мости капиталовложений варианта, увеличением производительности труда, а также другими коэффициентами и показателями.

Каждое мероприятие по внедрению средств механизации и автоматизации, а также реконструкция отдельного звена оросительной сети дает экономический э ф ф е к т, но этого еще недостаточно для получения максимальной общей эффективности, которая возможна, например, только при комплексной автоматизации и телемеханизации всей системы. Поэтому об общей технико-экономической э ф ф е к т и в н о с т и внедрения в конечном итоге можно судить только по их сумме /8, 9, IO/.

Основные технико-экономические показатели и преимущества при комплексной автоматизации оросительных систем следующие:

I) экономия оросительной воды (за счет улучшения ее учета и регулирования, уменьшения потерь на сбросы, фильтрацию и т.д.). Сэкономленную воду можно использовать для орошения дополнительных площадей, а ликвидация излишней подачи воды в ряде случаев способствует улучшению мелиоративного состояния земель;

2) оперативное распределение воды и своевременная подача ее водопользователям (согласно плану);

3) рост производительности и культуры труда;

4) уменьшение затрат на содержание линейного обслуживающего штата;

5) ликвидация ряда недостатков технологического и организационного порядка;

6) предупреждение аварийных состояний на сети от переполнения бьефов водой и т.д., а также увеличение надежности и улучшение режимов работы сооружений, их оборудования и др.

Эти показатели могут быть дополнены о б щ и м и

показателями сравнения по состоянию и работе оросительных систем до и после автоматизации производственных процессов на водохозяйственных объектах. К таким общим показателям проф.Н.А.Янишевский /18/ относит:

1) Показатели водообеспеченности и степени зарегулированности источника орошения (гидравлический), водозабора (технический), водоподачи (хозяйственный), их устойчивости по отклонению фактических расходов от установленных, расхождения фактических, расчетных и плановых расходов различных периодов времени.

2) Коэффициенты полезного действия (к.п.д.) и использования воды (КИВ).

3) Показатели ирригационного, хозяйственного и земельного освоения основных и дополнительных площадей под сельскохозяйственными культурами, а также коэффициенты земельного использования (КЗИ).

4) Показатели водораспределения, водоподачи и водопотребления по нормативам, гидромодулям, характеризующие распределение и использование воды в системе.

5) Показатели выполнения плана водопользования (по расходам воды, политым площадям, числу поливов, обработкам, урожаю и т.д.).

6) Показатели технической оснащенности элементов, сооружений и т.д.

7) Показатели поддержания сети, сооружений и оборудования, а также надежности работы системы (безаварийности и т.д.).

8) Показатели техники полива.

9) Показатели мелиоративного состояния орошаемых земель.

10) Показатели переустройства, улучшения оросительной системы.

II) Организационные показатели (штат, производительность, нагрузка и т.д.).

I2) Показатели стоимости и эффективности орошения.

Для оценки технического уровня автоматизации производственных процессов на оросительной системе автор предлагает использовать применяемые в машиностроении, химической промышленности и др. /I9,20,2I,22/ показатели:

$У_о, У'_о$ – объема автоматизации управления;
$У_п, У'_п$ – прогрессивности систем автоматизации управления;
$У_и, У'_и$ – использования информации для целей автоматического управления;
$У'_ц$ – централизации автоматического управления.

Показатели $У_о, У_п, У_и$ относятся к управлению определенным процессом производства работ, а $У'_о, У'_п, У'_и$, $У_ц$ – к управлению составной частью или всей оросительной системой (производством).

Эти показатели математически выражаются следующим образом.

а) Показатели объема автоматизации управления:

$$У_о = \frac{У_a}{\sum_{i=1}^{n} У_i}; \qquad У'_о = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} m_{pi} У_{oi}.$$

Для управления процессом величина $У_о$ определяется удельным весом числа параметров автоматического управления процессом – $У_a$ в общем числе его параметров управления (включая неавтоматизированные) $\sum_{i=1}^{n} У_i$. При этом число параметров управления имеющегося резервного и запасного оборудования не учитывается.

Для управления производством величина $У_o'$ находится как средневзвешенная сумма числа процессов m_{pi} с одинаковыми показателями объема автоматизации управления процессами - $У_{oi}$ на общее число процессов производства - n .

б) Показатели прогрессивности систем автоматического управления (САУ):

$$У_п = \frac{У_{па}\, l}{\sum_{i=1}^{n} У_{ai}}; \qquad У_п' = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} m_{pi} У_{пi}.$$

Здесь для управления процессом величина $У_п$ определяется удельными весами числа систем автоматического управления процессом каждого вида - $У_{па}$ (с учетом коэффициентов, условно характеризующих новизну и сложность систем - l) в общем числе систем автоматического управления процессом - $\sum_{i=1}^{n} У_{ai}$. По выявлению значений коэффициентов l необходимы дополнительные проработки, применительно к оросительным системам. Для управления производством значение $У_п'$ вычисляется как средневзвешенная сумма числа процессов m_{pi} с одинаковыми показателями прогрессивности систем автоматического управления процессами - $У_{pi}$ на общее число процессов производства - n .

в) Показатели использования информации для целей автоматического управления:

$$У_и = \frac{\sum_{i=1}^{n} У_{ai}}{\sum_{i=1}^{n} К_{ai} + \sum_{i=1}^{n} У_{ai}}; \qquad У_и' = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} m_{pi} У_{иi}.$$

Здесь для управления процессом величина $У_и$ определяется удельным весом общего числа параметров автоматического уп-

равления процессом – $\sum_{i=1}^{n} У_{ai}$ в сумме параметров автоматического контроля и управления $\sum_{i=1}^{n} К_{ai} + \sum_{i=1}^{n} У_{ai}$.

В случае управления производством величина $У_и'$ представляет собой средневзвешенную сумму числа процессов m_{pi} с одинаковыми показателями информации для целей автоматического управления процессами – $У_{иi}$ на общее число процессов производства – n.

г) Показатель централизации автоматического управления производством

$$У_ц' = \frac{У_ц}{\sum_{i=1}^{n} У_i'}$$

определяется удельным весом числа параметров централизованного автоматического управления производством – $У_ц$ в общем числе параметров управления производством $\sum_{i=1}^{n} У_i$.

Другими показателями являются показатели обслуживания средств автоматизации: количество приборов и средств автоматизации на одного работника службы контрольно-измерительных приборов (КИП), в том числе регуляторов, показатель труда и т.д.

Однако при самой современной системе показателей количественный анализ надо дополнять логическим; это тем более необходимо при использовании укрупненных показателей.

Автоматизация производственных процессов на оросительных системах способствует повышению технического, организационного, экономического и культурного уровня их эксплуатации, а также оперативному осуществлению планового водопользования /5/. Поэтому автоматизация не является самоцелью, и было бы неправильно требовать осуществления полной или комп-

лексной автоматизации на любой части оросительной системы. Если проанализировать различные составные части оросительной системы в целом по показателям, то для получения необходимого уровня их автоматизации, отвечающего современным запросам, потребуется рекомендовать на одной части системы применение автоматизации только учета воды, контроля, сигнализации аварийных состояний работы сооружений, сети; на другой - частичную автоматизацию, и только на третьей части - комплексную автоматизацию. Вот почему мы говорим, что объемы автоматизации должны быть обоснованными, минимально необходимыми и рациональными.

Рациональные объемы автоматизации работ на объектах оросительных систем устанавливаются в соответствии не только с вышерассмотренными показателями и факторами, но и с характеристиками, назначением, специфическими особенностями, условиями, в которых происходят технологические процессы, а также свойствами и характеристиками как отдельных объектов автоматизации, так и оросительной системы в целом.

Поэтому в настоящее время необходимо особое внимание уделить вопросам развития исследований по технологическим основам автоматизации производства работ на оросительных системах. Высокий технический уровень автоматизации может быть достигнут лишь на основе глубокого изучения автоматизируемых процессов, познания их статических и динамических свойств, взаимосвязей параметров каждого процесса, обусловливающих оптимальный, экономически наивыгоднейший технологический режим.

При рассмотрении очередности и объема автоматизации оросительных систем, придерживаются следующих положений:

а) на существующих оросительных системах первыми должны быть осуществлены мероприятия, не требующие больших капитальных затрат, но имеющие значительную эффективность внедрения - в первую очередь учет водораспределения и авто-

матизация головных и магистральных узлов вододеления со сбросами, которые, как правило, механизируются и электрифицируются, а затем уже регулирующие сооружения, выпуски на распределителях более низшего порядка;

б) в процессе проектирования новых оросительных систем или капитальной реконструкции существующих следует предусмотреть комплексную автоматизацию /9,I0/. Независимо от очередности строительства мелиоративных систем и ввода в эксплуатацию массивов каждой очереди, необходимо придерживаться общего проекта комплексной автоматизации;

в) последующим этапом внедрения явится телеавтоматизация процесса орошения в целом /9,I0/, так как, если одновременно на оросительных участках не будет правильно организован высокопроизводительный полив, оперативно увязанный с послеполивной обработкой, автоматизация только водораспределения полного эффекта не дает.

Основными объектами при телемеханическом осуществлении планового распределения воды, безусловно, должны быть в каждом отдельном случае регулирующие сооружения, оснащаемые средствами автоматики (измерения, контроля, защиты, поддержания и управления). На этих сооружениях должно осуществляться не только маневрирование затворами, но и их "перезарядка" на заданные расходы или горизонты воды с одновременным автоматическим контролем их исполнения и передачей на пульт управления. В обязанность диспетчера централизованного управления ирригационной системой должны входить функции - в ы д а ч а з а д а н и й автоматическим водорегулирующим устройствам сооружений и проверка их исполнения, но не п р я м о е т е л е у п р а в л е н и е их затворами. Еще в I956 г. руководитель лаборатории автоматизации и телемеханизации оросительных систем САНИИРИ Д.П.Колодкевич /II; стр.I35/ говорил: "... чтобы телемеханически управлять 50-I00 пунктами (гидрооружe-

ниями), диспетчеру потребуется столько времени для регулировки, что ему не хватит его рабочего времени (за смену). Это будет невозможно сделать физически, потому что, когда регулируется расход воды в каком-либо водовыпуске, потребуется длительное время, пока расход установится, а первая установка расхода никогда не будет правильной, так как регулировкой других выпусков будет нарушаться режим работы старшего канала, а значит, и водозабор в другие выпуски. Все это затрудняет работу диспетчера.

Таким образом, для больших каналов надо применять более совершенную технику, нежели прямое телеуправление. Диспетчер не должен управлять затворами сооружений, он должен выдавать задания водовыпускам на требуемый расход, а выпуски должны быть саморегулирующимися автоматами, способными выполнять задание".

Значит, оросительные системы необходимо оснастить автоматами расхода и горизонта воды (с возможностью изменения их уставок), которые сами выполняли бы функции авторегулирования, учета воды и защиты гидросооружений от разрушений (при переполнении и т.д.), а за диспетчером оставить функции контроля и выдачи задания для автоматов. При этом, наряду с авторегулированием воды на электрической энергии особое внимание необходимо уделить г и д р а в л и ч е с к и м средствам автоматики и системам авторегулирования каналов, управляемых по нижнему бьефу, смешанному типу, способу сообщающихся уровней и др. Они также должны иметь возможность выдавать задания на новые уставки телемеханическим управлением по с л а б о т о ч н ы м л и н и я м и, если можно, использовать для этих целей м е с т н ы е и с т о ч н и к и энергии.

В настоящее время в стадии рабочих чертежей и типового внедрения могут быть запроектированы средства и системы автоматики для каналов, регулируемых с верхнего бьефа.

Но даже для таких каналов необходима разработка правил технических условий и норм проектирования по конструкциям автоматических водорегулирующих устройств, а также другой аппаратуры; технических условий и указаний по их применению, анализу, выбору и размещению в зависимости от конструкции сети, сооружений; инструкций по их эксплуатации и т.д.

Для доведения других систем гидравлического и электрического авторегулирования каналов до стадии рабочего проектирования и типового внедрения необходимо выполнить комплекс научно-исследовательских, опытно-производственных работ как по средствам, так и действию самих систем авторегулирования, а также разработать требования и соответствующие к ним условия.

По средствам автоматики для таких систем также необходимы вышеупомянутые нормативные материалы. Для самих систем требуется разработка не только технических условий и норм проектирования систем гидравлического и электрического авторегулирований в каналах, инструкций по их эксплуатации, но и методических указаний по выбору их оптимальных вариантов, соответственно факторам технологического, конструктивно-строительного и технико-экономического характера.

Проектирование и внедрение автоматики и телемеханики для оросительных систем требует всестороннего подхода. Нередки еще тенденции разработки средств автоматики и телемеханики для каких-то отвлеченных, конкретно не обобщенных требований, режимов, условий, граничных диапазонов, неувязанных с технологическими особенностями, процессами эксплуатационно-строительных работ, технико-экономическими, конструктивными данными.

В первую очередь, по нашему мнению, необходим вариантный выбор той или иной системы авторегулирования с

комплексной автоматизацией и телемеханизацией, соответствующей оптимальному варианту по технологическим, конструктивно-строительным и технико-экономическим факторам, а также установленному анализом закону управления оросительной системой.

Последующий этап (при проектировании новых и капитальной реконструкции существующих оросительных систем) - выяснение и расчет необходимых гидравлических режимов работы каналов, гидросооружений, управляемых по выбранной системе авторегулирования, для выполнения всех намечаемых технологических схем процессов и обеспечения бесперебойной, нормальной работы сети и арматуры на ней /I6/.

Наконец, соответственно изменению горизонтов, расходов воды на конкретных сооружениях (т.е.гидравлическим режимам, взаимосвязанным переходными процессами и т.д.) нужно подобрать подходящие и рациональные автоматические средства и аппаратуру, которые своими циклами работ будут устойчиво, надежно и точно регулировать намечаемые режимы, выполнять технологические схемы производства работ на системе и удовлетворять эксплуатационные, конструктивно-строительные и технико-экономические требования. Только при таком комплексном подходе, увязке и решении можно получить необходимый эффект от проектирования и внедрения, а также ответить на вопрос, какие существующие средства автоматики и телемеханики наиболее соответствуют сооружениям данного участка или всей оросительной системы, а какие необходимо вновь разработать, испытать или доработать. В свою очередь это не означает, что нет необходимости в общей разработке таких средств автоматики и телемеханики (особенно для типичных условий, режимов и диапазонов работы сооружений и сети, а также обобщенных требований к ним).

Надежность, устойчивость и точность работы средств автоматики и телемеханики зависят не только от оригинально-

сти решения принципа их действия, конструкции и увязки их с условиями и требованиями оросительных систем, но и от разработанности и работоспособности применяемых п е р в и ч н ы х водоизмерительных, водорегулирующих устройств (поплавки, водомерные приборы, сооружения, затворы, гидравлические автоматы и т.д.), к которым обычно эти средства "привязываются" (или создаются на их базе).

При расчете и проектировании системы автоматического регулирования, наряду с критерием качества регулирования, определяющим оптимальные условия работы, необходимо предъявлять требования к

а) запасу устойчивости системы;

б) величине ошибок в установившемся состоянии (или статической точности);

в) динамической точности системы, т.е. к величине ошибок при наличии непрерывно изменяющихся воздействий;

г) поведению системы в переходном процессе (условия качества регулирования);

д) надежности работы системы.

Соответствие работы систем автоматического регулирования выдвинутым требованиям устанавливается данными общих решений с использованием методов теории автоматического регулирования с статической, энергетической и динамической последовательностью расчетов.

Задача проектирования систем автоматического регулирования водораспределения так же, как и решение любой инженерной задачи, сводится к нахождению разумного компромисса между стремлением получить возможно более высокое качество автоматической работы системы и стремлением достигнуть решения этой задачи возможно более простыми техническими средствами и методами.

Обобщая сказанное, можно сказать, что разработка, проектирование и внедрение систем автоматического регулиро-

вания для оросительной сети должны осуществляться по следующим этапам:

а) изучение объектов автоматизации и управления, определение их особенностей, характеристик, параметров, условий и свойств работы и т.д.;

б) формулирование оптимальных законов управления к системе, а также основных условий, требований к средствам и системе автоматического регулирования со стороны свойств работы объектов автоматизации;

в) выбора первоначальной схемы системы автоматического (каскадного) регулирования и управления;

г) установление расчетами величин гидравлических режимов работы гидротехнических сооружений, согласно выбранной схеме системы автоматического регулирования водораспределением, и необходимых циклов действий их автоматического оборудования;

д) выбор средств и элементов автоматики для сооружений с принятой системой регулирования;

е) уточнение структурной схемы регулирования, выбор и расчет элементов и параметров системы регулирования на основе требований к статическим и динамическим свойствам надежности работы системы;

ж) экспериментальное исследование системы регулирования (или отдельных ее частей) и внесение исправлений в схему регулирования в случае необходимости;

з) проектирование, изготовление и монтаж средств, аппаратуры автоматики систем регулирования;

и) наладка системы регулирования в натурных условиях ее работы;

к) опытная эксплуатация систем регулирования;

л) прием и передача систем автоматического регулирования эксплуатационным организациям.

Принятые решения, данные проектирования оформляются в виде технической документации, отвечающей "Указаниям по проектированию автоматизации производственных процессов (СН 28I-64)" /6/.

Каналы и сооружения оросительных систем проектируются и эксплуатируются на основе действующих общесоюзных и ведомственных нормативных материалов /I,2,3,4,5,7 и др./. Но они не содержат специальных рекомендаций, специфических условий и требований для проектирования, внедрения и эксплуатации самих средств, систем автоматики и телемеханики оросительных систем.

Такие нормативные материалы должны иметь положения, учитывающие эти рекомендации. Рассмотрим некоторые положения в качестве примера.

I. Согласно /I, стр.9, п.4.29/ расход воды аварийного сброса канала, как правило, равен 50% (как исключение допускается до 70, а по /2, стр.53, § I27/ - до I00%) от нормального расхода у места установки рассматриваемого сооружения. Для концевых сбросов, по тем же нормативным материалам /I,п.4.30; 2,§ I28/ расходы воды не должны превышать 25–50% от нормального расхода в концевом участке.

При использовании систем автоматического регулирования на каналах, управляемых по нижнему бьефу, максимальные расходы воды аварийных и концевых сбросов составляют, как правило, не менее 90% от нормальных расходов в местах их установки, т.е. больше, чем рекомендуется.

2. Для обычных каналов расходы при одновременном уменьшении или увеличении расходов воды в выпусках ограничиваются условиями разрушения откосов земляных русел от резкого колебания горизонтов воды и др. В системах же авторегулирования каналов, управляемых по нижнему бьефу, смешанному типу и так далее, эти расходы определяют резервные емкости бьефов (их опорожнения или наполнения водой). Чем

меньше величина таких максимальных расходов воды, тем меньше резервные объемы бьефов, а следовательно, и строительная стоимость канала. Поэтому эти расходы нужно стремиться уменьшать: они не должны превышать 15% от нормального расхода воды канала на рассматриваемых участках.

3. По существующим положениям диапазон измерения расходов $\frac{Q\ макс}{Q\ мин} = 3,3 \div 4,0$. Опыт освоения целинных земель, например, Голодной степи, показал увеличение этого диапазона от 1,2 до 1,5 раза, т.е. $\frac{Q\ макс}{Q\ мин} = 5 \div 6$. Это означает, что средства автоматики должны рассчитываться на увеличенные Q макс, а работа аппаратуры (с большей точностью измерения расходов воды) в этом диапазоне возрастает. При учете расходов для водоснабжения коллекторно-дренажной сети этот диапазон (с более грубой точностью измерения) будут составлять десятки

4. Точность измерения расходов воды, согласно существующим положениям, должна быть менее $\pm$ 5–6%.

Наложение средствами автоматики и телемеханики имеющихся погрешностей (конструктивных, строительных допусков и др.) на обычную измерительную технику требует увеличения точности измерения расходов воды первичных приборов, чтобы уже на пульте диспетчера погрешность измерения была менее $\pm$5–6% и т.д.

Такие положения и приведенные примеры еще полностью не апробированы в экспериментальных и опытно-производственных условиях и носят теоретический и отчасти дискуссионный характер. Поэтому соответствующие технические нормы и условия могут быть обобщены только после значительной их проработки.

В данной статье делается попытка дать специфические требования и необходимые условия к системам гидравлического авторегулирования по нижнему бьефу и смешанного действия при проектировании новых и переустройстве существующих

открытых каналов. Причем рассматриваются только каналы для крупных хозяйств (района, совхоза и т.д.) в основном хлопководческого направления, которые представляют собой распределители различного порядка, включая хозяйственные.

В статье не ставится задача разработки полных требований и указаний с количественной оценкой необходимых данных проектирования, поэтому они даются в форме кратких общих качественных положений.

П. Требования и условия, которым должна соответствовать система авторегулирования по нижнему бьефу.

I. Все процессы перерегулирования воды, вызванные изменением потребляемых расходов выпусками, отводами канала, т.е. переход с одного установившегося режима системы (с определенным соответствием подачи и потребления воды) на новый устойчивый режим (с другим соответствием их расходов) должны производиться автоматически. Это достигается благодаря

а) достаточным резервным объемам наполнения и опорожнения бьефов канала, обеспечивающих неразрывное соответствие между потреблением воды и подачей ее в головное сооружение (с учетом к.п.д.);

б) гидравлическим связям (обратной и прямой) между бьефами канала, осуществляемым затворами-автоматами, которые с требуемой точностью поддерживают постоянный горизонт воды в нижнем бьефе каждого перегораживающего сооружения[1], а также в голове канала;

в) забору в любой момент времени постоянных необходимых и независимых от колебания горизонтов в канале расходов воды выпусками, оснащенными автоматами расхода.

---

1) Это характерно для оросительных систем хлопководческого направления, для рисовых систем такие автоматы могут устанавливаться и на отводах-выпусках.

Последние ограничивают зоны регулирования системы (участком самого канала), они могут изменять уставки постоянных расходов, имеют ограничители подъема затворов с подачей воды не выше положенных планом водопользования;

г) наличию автоматических сбросов, которые в аварийных случаях ("заклиненное" положение автоматов нижнего бьефа, попадание ливневых вод в канал и т.д.) предотвращают переполнение нижележащих бьефов;

д) малым уклонам дна русел бьефов (меньше критических) для создания "обратной гидравлической связи" между бьефами[1];

е) возможности быстрого производства ремонта и немедленного восстановления нормальной работы системы в аварийных случаях – выход из строя, поломка автоматов нижнего бьефа и "заклиненное" их положение;

ж) наличию штата для обхода (объезда) или средств телемеханики с аппаратурой управления.

Перечисленные условия и требования к системе, а также положения, приводимые ниже, являются производными по отношению к первым. Кроме того, они специфичны применительно к системе авторегулирования по нижнему бьефу, так как другие требования и условия предусмотрены строительными нормами и правилами, техническими условиями, инструкциями, указаниями по проектированию и эксплуатации сооружений и сети оросительных систем /I,2,3,4,5,7 и др./, а требования к средствам электрической и гидравлической автоматики частично изложены выше и в работах /9,I2,I3,I4,I5 и др./.

В пункте I содержится ряд условий, позволяющих осуществить полную автоматизацию распределения воды системой в канале (при ее водообеспеченности).

I) При значительных уклонах дна бьефа канала отсутствующая "обратная гидравлическая связь" заменяется электрической и пневмо-гидравлической.

2. При любых расходах (минимальных, нормальных, максимальных, промежуточных) горизонт потока в канале должен обеспечить забор необходимого потребителю постоянного расхода воды (до максимального) в отводы. Затворы-автоматы расхода в зависимости от местоположения выпусков должны работать в допустимых гидравлических условиях (например, максимальное колебание уровня воды в верхнем бьефе, минимальный перепад горизонтов бьефов). При этом они должны совмещать функции регулирования (поддержания) и измерения постоянных расходов, а также простого изменения их уставок.

При нормальной работе системы колебания горизонтов воды нижнего бьефа перегораживающих сооружений минимальные, верхнего - максимальные. Поэтому водовыпуски с автоматами расхода, имеющими определенные допустимые пределы изменения горизонтов воды бьефов, рекомендуется располагать в верхних частях бьефов канала, т.е. ближе к нижнему бьефу перегораживающих сооружений или на таком расстоянии, где колебания уровня воды допустимы для автоматов водовыпусков.

Этот пункт представляет собой условие расположения выпусков по длине бьефов, выбор типа автоматов расхода, а также требование - обеспечить забор постоянных расходов воды выпусками при различных режимах работы системы (но при ее водообеспеченности).

3. Немедленное и неразрывное (по времени) обеспечение любого расхода водопользования выпусками должно производиться по потребности, но не выше, чем предусмотрено планом водопользования. Ограничитель подъема затвора или другие устройства в конструкциях автоматов расхода позволяют изменять установки постоянных расходов воды, но не выше положенного данному потребителю на определенный период времени.

Пункт представляет собой требование к системе - ограничение расходов потребления планом водопользования (при

обеспеченности водой системы) и необходимости использования нормированного или смешанного способа водораспределения.

4. Возможно резкое колебание водопотребления внутри системы.

Максимальные изменения расходов потребления воды (при одновременном увеличении или уменьшении воды в выпусках канала) должны быть достаточно обоснованными для каждого конкретного случая, когда предполагается применить рассматриваемую систему авторегулирования. Значительное одновременное изменение установившихся расходов воды (при необходимости получения автоматического безразрывного соответствия между потреблением и подачей воды) может привести к увеличению резервных объемов бьефов, а следовательно, строительной стоимости канала.

При возрастании или уменьшении расходов воды (при одновременном включении или отказе) на одном или нескольких выпусках автоматически должно произойти соответствующее безразрывное изменение расходов воды в голове канала с учетом потерь на фильтрацию и испарение, т.е. к.п.д. системы. Таким образом, между немедленным потреблением воды в выпусках канала и подачей ее головным сооружением должно быть автоматическое соответствие. Причем, возможны следующие варианты изменения расходов потребления воды (при нормальных условиях работы системы):

а) уменьшается или увеличивается забор воды в одном из любых выпусков канала;

б) вода забирается одновременно двумя или несколькими (или даже всеми) водовыпусками;

в) одновременно в одной части выпусков расходы ее уменьшаются, а в другой увеличиваются.

Изменение величин расходов воды в выпусках и в самом канале не должно сказываться на пропускной способности и

работе других отводов выпусков.

Этот пункт представляет собой следующее требование к системе - возможность одновременного изменения расходов потребления, которые являются расчетными характеристиками резервных объемов канала, а также независимость работы выпусков от изменения потребления воды в других водовыпусках при неаварийной работе всей системы.

5. При нормальном режиме работы сбросные расходы отсутствуют; при аварийном - происходит сброс неиспользованной воды после заполнения максимально допустимых резервных объемов любого бьефа.

Автоматические сбросные сооружения в рабоче должны быть безотказными и включаться при превышении максимального допустимого горизонта воды в верхнем бьефе на определенную величину (например, 5 см). Сами автоматы должны обеспечить пропуск сбросных расходов воды до максимального (для данного бьефа до нормального расхода канала). Дамбы бьефов канала должны иметь достаточную высоту, чтобы при максимальном колебании горизонтов неустановившегося потока быть безопасными.

Пункт представляет собой требование к системе - рационально использовать воду (без потерь на сбросы и строго по потребности) в нормальных условиях ее работы, а также предотвращать переполнение бьефов водой (в аварийных случаях).

6. В аварийном случае работы системы (например, при "заклинивании" затвора нижнего бьефа[1]) необходимо обеспечить возможность быстрого обнаружения и устранения отказов, неисправностей.

---

[1] Для увеличения надежности работы затворов-автоматов нижнего бьефа и ликвидации постороннего вмешательства рекомендуется вместо уравновешенных конструкций автоматов использовать конструкции, основанные на принципе действия гидравлического усиления (например, тип Э.Э.Маковского) и односторонней передачи воздействия от чувствительного элемента, так называемые "самотормозящие" (например, тип В.В.Шарова) /28/.

Эти условия позволяют обеспечить безопасность работы системы и немедленное устранение повреждений (т.е.быстрого перехода из аварийных режимов в нормальные).

7. Величины опорожнения резервных объемов воды в бьефах канала должны быть достаточными для обеспечения неразрывного соответствия между потреблением и подачей воды. Они должны обеспечить немедленное измененное питание одновременно включающихся выпусков за время, необходимое для гидравлической передачи возмущения от открытия их затворов из бьефа в бьеф до головы канала (обратной гидравлической связью) и на добег увеличенных волновых расходов воды от головного сооружения до наиболее отдаленных из включающихся выпусков (с учетом времени сработки средств автоматики, формирования горизонта бьефов).

Это требование должно быть выполнено при нормальных условиях работы системы в самых различных режимах водопотребления (для принятого максимального расхода при одновременном включении).

8. Величины наполнения водой резервных объемов бьефов канала[I)] должны быть достаточными, чтобы принять расходы выключающихся выпусков за время, необходимое для гидравлической передачи возмущения от закрытия их затворов из бьефа в бьеф до головы канала с уменьшением подаваемого расхода воды.

Такое требование также должно быть выполнено при различных режимах водораспределения системы (для принятого максимального расхода при одновременном отказе).

В нормальных условиях работы системы пункты 7 и 8 представляют собой следующее требование - соответствие ре-

---

I) Следует отметить, что для одних и тех же бьефов и измененных максимальных расходов при включении и отказе выпусков канала трапецеидального сечения необходимый резервный объем опорожнения бьефов меньше их наполнения.

зервных объемов наполнения и опорожнения бьефов канала, автоматический переход работы системы с одного установившегося режима потребления на другой устойчивый режим (причем, для определенных максимальных расходов одновременного изменения водопотребления).

9. Для предотвращения оседания наносов в ложе русла канала при наличии подпорно-переменных режимов движения потока бьефов необходимо предусмотреть мероприятия для подачи в систему почти осветленной воды.

В пунктах 2-9 перечислены условия и требования, обеспечивающие надежность работы системы в целом. В свою очередь, надежность работы всей системы (также как простота эксплуатации, точность регулирования и распределения воды, общая экономичность и т.д.) зависит и от надежности работы самих средств автоматики, первичных датчиков и др.

IO. Водомерность должна быть обеспечена на головных, концевых сооружениях и выпусках, а в ответственных случаях - и на перегораживающих сооружениях системы.

В пункте IO учитывается потребление воды для составления баланса и сопоставления его с планами водопользования.

II. Для экономичности таких гидравлических систем необходимо, чтобы:

а) уклоны дна бьефов канала (кроме напорных частей сооружений) были малыми и экономически выгодными (выбранными из ряда вариантов);

б) резервные объемы воды в бьефах были минимальными, соответственно с малыми (но обоснованно выбранными из условий эксплуатации, технологии орошения, экономики и т.д.) расходами при одновременном изменении водопотребления;

в) сооружения и их оборудование, а также средства, аппаратура автоматики были недороги, просты по конструкции, обеспечивали необходимую точность учета, регули-

рования и распределения воды, наконец, надежны, долговечны и безопасны в работе;

г) средства и аппаратура автоматики и телемеханики могли использовать малые мощности, слаботочные линии связи, а также местные источники питания.

12. Функции эксплуатационного штата должны быть ограничены изменением уставок постоянных расходов по плану водопользования (вручную, моторным приводом или телемеханически), наблюдением и контролем с возможностью быстрого обнаружения и устранения дефектов работы системы.

Изложенные выше условия и необходимые требования к системе авторегулирования по нижнему бьефу специфичны. Экономичность и эффективность применения системы зависят от эффектов и показателей, получаемых составными частями системы (канала, бьефов, сооружений, средств автоматики и т.д.) для конкретных условий их применения. От последних зависят схема использования, размещение составных частей системы, оснащенной различной аппаратурой.

В свою очередь, проектирование таких систем требует наличия достоверных теоретических, опытно-экспериментальных и производственных данных для расчета резервных объемов бьефов, средств автоматики и т.д.

<u>III. Требования и условия, которым должна отвечать система авторегулирования смешанного регулирования.</u>

1. Работа системы авторегулирования в нормальных условиях ничем не должна отличаться от действия ее по нижнему бьефу. Поэтому при нормальной работе к системе по нижнему бьефу и смешанному регулированию предъявляются одинаковые условия и требования.

2. При избытке расходов воды и достижении максимально допустимых горизонтов ее в верхнем бьефе одного или нескольких перегораживающих сооружений канала, затворы-автоматы смешанного действия этих сооружений должны переключаться

на регулирование по верхнему бьефу, поддерживая наибольший постоянный уровень воды перед ними и предотвращая бьефы от переполнения.

3. Во время резкого уменьшения расходов воды в каком-либо из бьефов или недостаточной обеспеченности системы водой и, если горизонт воды в верхнем бьефе падает ниже минимально допустимых пределов, затворы-автоматы смешанного действия перегораживающих сооружений канала должны поддерживать этот наименьший уровень, предотвращая полное опорожнение бьефов и обнажение водовыпусков.

4. Отсутствие сбросных расходов воды при нормальных условиях работы системы и сброс ее в аварийных случаях (избыточной подаче воды в бьеф, выходе из строя автомата смешанного регулирования в "заклиненном" положении затвора и т.д.) происходит из бьефа в бьеф до концевого сооружения канала.

5. Если регулируемый канал является "разгрузочным" по отношению к старшему (при паводковом или аварийном режиме), то головное сооружение - отвод рассматриваемого канала - оснащается затвором-автоматом смешанного действия; если он не должен выполнять эту функцию - затвором-автоматом нижнего бьефа.

6. Допустимые пределы колебаний горизонтов воды верхнего бьефа для автоматов расхода, применяемых на выпусках канала смешанного регулирования, более значительны, чем для автоматов системы авторегулирования по нижнему бьефу (в равноценных условиях). Поэтому рекомендуется два расположения водовыпусков по длине бьефов в зависимости от принятых условий водопотребления (обеспечения забора необходимых расходов воды):

а) только при нормальных условиях работы системы;

б) включая и аварийные режимы.

В первом случае водовыпуски должны располагаться ближе к нижнему бьефу перегораживающих сооружений канала,

во втором - ближе к верхнему бьефу.

При всей сложности и обширности этих требований в настоящее время необходимо пополнить их количественной оценкой и данными, полученными на основании теоретических и экспериментальных исследований, опыта проектирования, строительства и эксплуатации таких систем авторегулирования.

ЛИТЕРАТУРА

I. Строительные нормы и правила, ч.П, раздел И, глава 3, Сооружения мелиоративных систем, Нормы проектирования (СНиП,П-И.3-67), Госстрой СССР, М., Госстройиздат, 1967.

2. Нормы и технические условия проектирования оросительных систем, вып.I, Нормы и технические условия проектирования оросительных каналов (проект), М., Изд.Гипроводхоза, 1965.

3. Указания по проектированию гидротехнических сооружений на каналах оросительных систем (ВСН 3-64), М., Изд.Гипроводхоза, 1965.

4. Примерные правила технической эксплуатации оросительных систем, М., Изд. Главного управления водного хозяйства МСХ СССР, 1960.

5. Указания по составлению и проведению планов водопользования по оросительным системам, М., Изд.Главного управления водного хозяйства МСХ СССР, 1959.

6. Указания по проектированию автоматизации производственных процессов (СН 281-64), Госстрой СССР, М., Стройиздат, 1964.

7. Временная инструкция по разработке проектов и смет для строительства мелиоративных объектов (взамен Инструкции Н 110-56), ММиВХ СССР, М., 1967.

8. Указания по методике определения эффективности капитальных вложений и новой техники в мелиорацию, МСХ СССР, М., Изд.ВНИИГиМ, 1961.
9. Ганкин М.З. Автоматизация и телемеханизация мелиоративных систем, М., Изд-во "Колос", 1965
10. Дзевенцкий Г.Я. Автоматизация ирригационных систем Узбекистана и методы определения ее экономической эффективности, Ташкент, 1961.
11. Колодкевич Д.П. Материалы объединенной сессии по хлопководству, т.Ш, Ташкент, Госиздат УзССР, 1958.
12. Бутырин М.В. Автоматизация водораспределения на хлопководческих внутрихозяйственных оросительных системах, "Вопросы гидротехники", вып.35, Ташкент, Изд-во "Фан" УзССР, 1969
13. Хамадов И.Б., Хамадова Н.Ш. К вопросам истории развития автоматических водорегулирующих устройств, их классификации и выбора, "Вопросы гидротехники", вып.16, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963
14. Хамадов И.Б., Краснов В.Е. Автоматизированный учет воды на оросительных системах с помощью водомерных сооружений типа приставки и динамического расходоуказателя "ДРС-60", "Вопросы гидротехники", вып.32, Ташкент, Изд-во "Фан" УзССР, 1968.
15. Хамадов И.Б., Гартунг А.А. Устройства гидравлической автоматики для автоматического регулирования расходов и горизонтов воды (там же).
16. Хамадов И.Б., Шаров В.В. Необходимые гидравлические режимы, циклы работ затворов-автоматов горизонтов и расходов воды для каналов, как систем регулирования, "Вопросы гидротехники", вып.35, Изд-во "Фан" УзССР, Ташкент, 1969.
17. Хамадов И.Б., Эйнгорн Ф.Я., Ом Л.А. Системы гидравлического авторегулирования на ирригационных каналах, "Гидротехника и мелиорация", № 3, 1967.

I8. Янишевский Н.А. Оросительная система. Задания, условия и показатели работы, Изд.ТИИМСХ, Ташкент, I959.

I9. Методика укрупненного определения уровня механизации и автоматизации производственных процессов в машиностроении, ЦБТИ Госкомитета по автоматизации и механизации, М., I963.

20. Харакер Г.М. Семинары по определению уровня механизации и автоматизации производственных процессов, "Механизация и автоматизация производства", № 3, 53 (I963).

2I. Леонов А.Л. О технико-экономических показателях для оценки уровня автоматизации производства, "Химическая промышленность", № 9, 46 (I962).

22. Леонов А.Л., Ревзин Ф.Я. Автоматизация химических производств и пути ее развития, М., Изд-во "Химия", I967.

23. Хамадов И.Б., Судаков В.П. Некоторые общие задачи исследований и область применения гидравлических и электрических систем авторегулирования на ирригационных каналах, Труды САНИИРИ им.В.Д.Журина, вып.II5, Ташкент, I967.

24. Хамадов И.Б., Ом Л.А. Принципиальная схема и режимы работы каналов с системами регулирования по верхнему бьефу (там же).

25. Хамадов И.Б., Ом Л.А., Плутно Б.С. Принципиальная схема и режимы работы каналов с системами гидравлического авторегулирования по нижнему бьефу (там же).

26. Хамадов И.Б., Ом Л.А. Принципиальная схема и режимы работы каналов с системами смешанного авторегулирования (там же).

27. Хамадов И.Б. Гидравлические режимы сооружений и соответствующие им циклы работы затворов-автоматов горизонтов и расходов воды для систем авторегулирования, Всесоюзный семинар по автоматизации и телемеханизации ирригационных систем (ММ и ВХ СССР, ВДНХ СССР, ИА АН КиргССР), Тезисы докладов и сообщений, М., 1967.
28. Маковский Э.Э. Гидравлические регуляторы уровней воды, "Гидротехника и мелиорация", № 8, 1968.

А.Г.ЕРЕМЕНКОВ

УВЕЛИЧЕНИЕ ВЫСОТЫ ПОДАЧИ ШНУРОВОГО ВОДОПОДЪЕМНИКА, АГРЕГАТИРОВАННОГО С ДВИГАТЕЛЕМ ЗИД-4,5

Технико-экономические расчеты показывают, что стоимость единицы объема поднятой воды из скважин получается наименьшей при использовании погружных электронасосов и шнуровых водоподъемников. Электропогружные насосы сейчас применяются сравнительно в малом количестве из-за отсутствия на пастбищах стационарных источников электроэнергии, а использование дизель-генераторов для питания электронасосов требует квалифицированного технического обслуживания установки. Шнуровые водоподъемники приводятся от двигателей внутреннего сгорания, надежны, просты в эксплуатации и могут обслуживаться чабанами.

Данные о расположении статического уровня в скважинах на пастбищах Средней Азии и Казахстана показывают, что значительное количество скважин требует водоподъемного оборудования с высотой подачи воды до 30 м. Поэтому существующий шнуровой водоподъемник марки 5СВ рассчитан для подъема воды из скважин с глубины до 30 м. Опыт эксплуатации показал, что эти водоподъемники весьма перспективны для водоснабжения на пастбищах, и необходимо расширить область их применения по высоте подъема воды. Из графика, построенного по данным Узбекского пастбищно-мелиоративного строительного треста для скважин пастбищной зоны УзССР (рис.I), следует, что при увеличении высоты подачи шнурового водоподъемника до 50 м, он может быть использован на 95-98% (от общего количества несамоизливающихся скважин).

Высота подачи шнурового водоподъемника ограничивается мощностью приводного двигателя и механической прочностью рабочего органа (шнура). Наибольшее распространение для при-

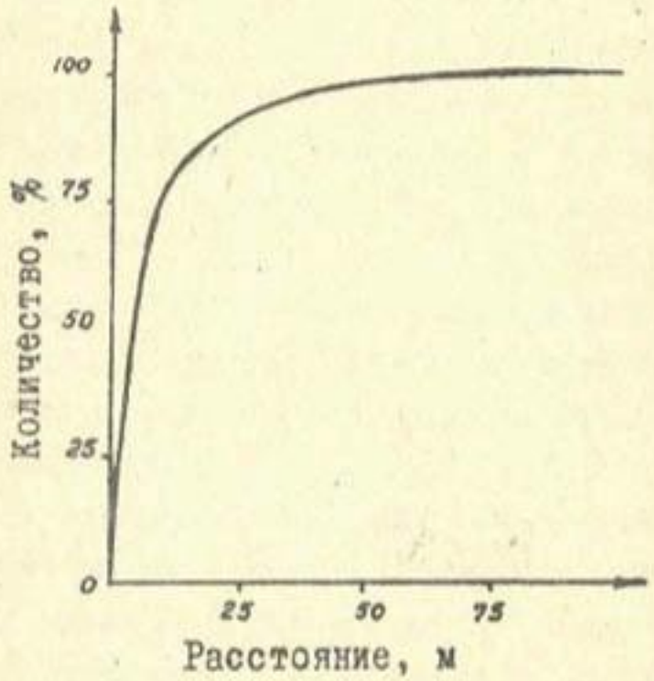


Рис.I. Зависимость между количеством скважин и расстоянием от поверхности земли до статического уровня воды в них

вода водоподъемных машин на пастбищах получил бензиновый двигатель марки ЗИД-4,5 мощностью 4,5 л.с. Он апробирован в эксплуатации и используется в качестве приводного двигателя ленточных водоподъемников, которые широко применяются для водоснабжения на пастбищах из шахтных колодцев.

Шнуровой водоподъемник 5СВ с высотой подачи воды до 30 м также приводится в действие двигателем ЗИД-4,5.

Учитывая перечисленные факторы, рекомендуем использовать двигатель ЗИД-4,5 и для привода шнурового водоподъемника с высотой подачи до 50 м.

При заданной мощности приводного двигателя с увеличением высоты подачи с 30 до 50 м необходимую производительность (не менее I л/сек) можно обеспечить только за счет повышения коэффициента полезного действия водоподъемника. Для этого разработан новый рабочий орган, повышенной шероховатости и прочности, и изготовлен на Заводе резиновых технических изделий.

Новый рабочий орган должен увеличить к.п.д. и производительность существующего водоподъемника с высотой подачи до 30 м и обеспечить возможность применения этого водоподъемника при высоте подачи до 50 м.

Старый рабочий орган изготовлялся из шестислойной транспортерной ленты с тканевыми прослойками из корда. Шероховатость в виде поперечных канавок с шагом 4 мм и углом между откосами 90° нарезалась абразивным камнем на поверхностном слое резины ленты. Высота выступов шероховатости колебалась в пределах I,0-I,5 мм.

Шероховатость нового рабочего органа выполнялась при вулканизации его в специальной прессформе, поэтому высота выступов получилась одинаковой и равной 2 мм по всей длине ленты. Шаг между канавками сохранен равным 4 мм, а угол между откосами сделан 60°. Прочность повышалась за счет применения для несущих прокладок ремня стержневой ткани с капроном.

Поперечное сечение старого рабочего органа - II х 32 мм, нового - I2 х 32 мм.

Для определения эффективности замены старого рабочего органа новым были проведены его испытания на опытной установке (рис.2). Установка состоит из водоподъемника и электродвигателя. Водоподъемник в свою очередь состоит из рабочего органа в виде бесконечной ленты I, охватывающей в верхней водосборной части 2 ведущий барабан 3 и направляющий ролик 5, а внизу - ролик 8 натяжного узла, расположенного в скважине 7. Восходящая ветвь ленты проходит внутри водоподъемной трубы IO, а нисходящая - в пространстве между водоподъемной и обсадной трубами. Лента натягивается с помощью ролика 8, к обойме которого подвешен груз 9. Обойма ролика прикреплена к подвижной трубе, соединенной телескопически с водоподъемной, относительно которой может двигаться вверх и вниз. Водоподъемная труба состоит из секций газовых труб, диаметром $I^{I}/2$ дюйма, соединенных в колонну. Нижний конец водоподъемной трубы опущен под уровень воды в скважине.

Ведущий барабан, вращаясь, приводит в движение ленту. Жидкость за счет сил трения увлекается восходящей ветвью ленты, поднимается вверх по водоподъемной трубе, изливается в водосборную часть, откуда выливается наружу. Водоподъемник приводился в действие электродвигателем 6, посредством клиноременной передачи 4. Изменяя передаточное число передачи с помощью сменных шкивов, меняли скорость движения ленты. Внутренняя полость скважины изолирована от притока грунтовых вод, что позволяло устанавливать любой заданный динамический уровень воды в скважине, сбрасывая часть поднятой наверх воды обратно в скважину.

В процессе испытаний производительность водоподъемника измерялась объемным способом. Скорость движения ленты вычислялась по времени пяти ее оборотов. Время измерялось секундомером; потребляемая водоподъемником мощность - по пока-

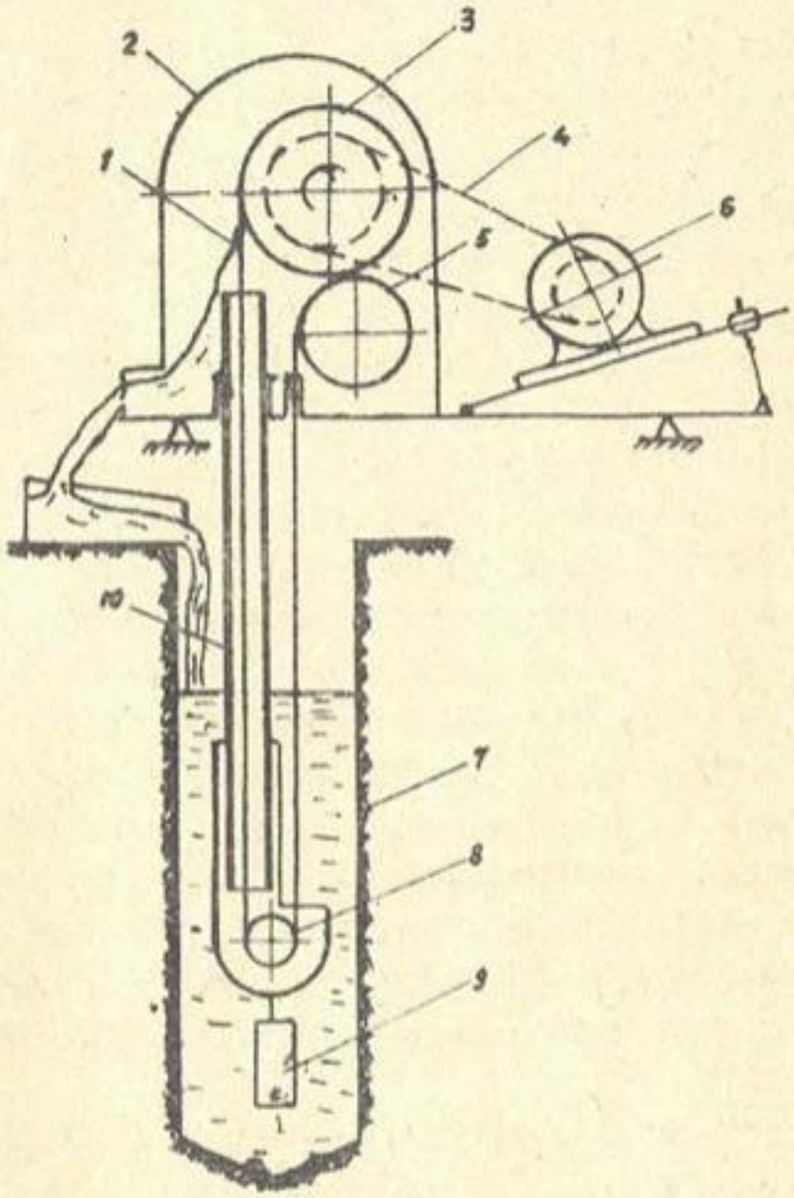


Рис.2. Схема опытной установки

заниям ваттметра на клеммах электродвигателя, предварительно тарированного; положение динамического уровня - уровнемером. Высота подъема воды поддерживалась на уровне H=29,5 м, а нижний конец водоподъемной трубы заглублялся под динамический уровень на 2,5 м.

Из рис.3 видно, что увеличение шероховатости ленты дало повышение оптимального к.п.д. с 19,5 до 25% и снижение оптимальной скорости движения ленты примерно с 6,75 до 5,8 м/сек (высоты подъема в обоих случаях мало отличаются, следовательно, сравнение характеристик допустимо). Снижение оптимальной скорости движения ленты вызывает рост крутящего момента на валу водоподъемника, затрудняет передачу тягового усилия от ведущего барабана к ленте. В то же время возрастание к.п.д. при сохранении установленной мощности приводного двигателя (4,5 л.с.) дает возможность увеличить производительность примерно в 1,3 раза путем повышения скорости движения нового рабочего органа до 6,2 м/сек.

Для определения характеристик водоподъемника с новым рабочим органом при больших высотах подъема были проведены испытания при подаче воды с глубины H = 44,2 м (увеличение высоты подачи воды до 50 м на имеющейся опытной установке было связано со значительными техническими затруднениями).

Опытные зависимости производительности и потребляемой водоподъемником мощности от скорости движения ленты при высоте подъема воды 44,2 м приведены на рис.4. Для сравнения на графике пунктиром нанесены те же зависимости при высоте подачи - 29,5 м.

Сравнение результатов испытаний показывает, что оптимальная скорость рабочего органа (ленты) при большей высоте подъема почти не изменилась и равна примерно 5,8 м/сек. При этом оптимальное значение коэффициента полезного действия возросло с 25 до 27%. Оптимальная потребляемая мощность с 3,95 до 5,25 л.с.

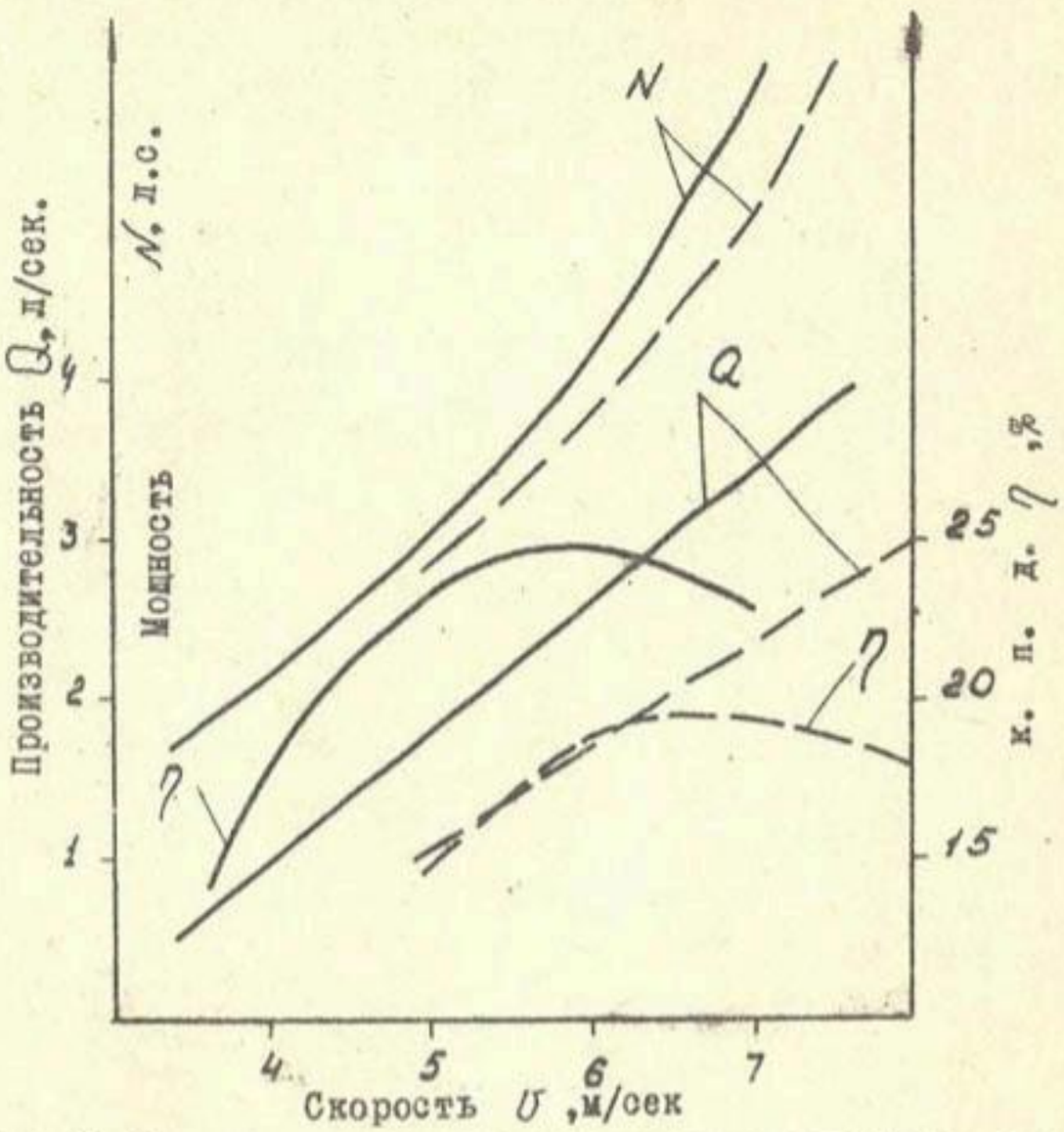


Рис.3. Опытные характеристики водоподъемника со старым (пунктир; H = 31,1м) и новым (сплошная линия; H =29,5м) рабочими органами

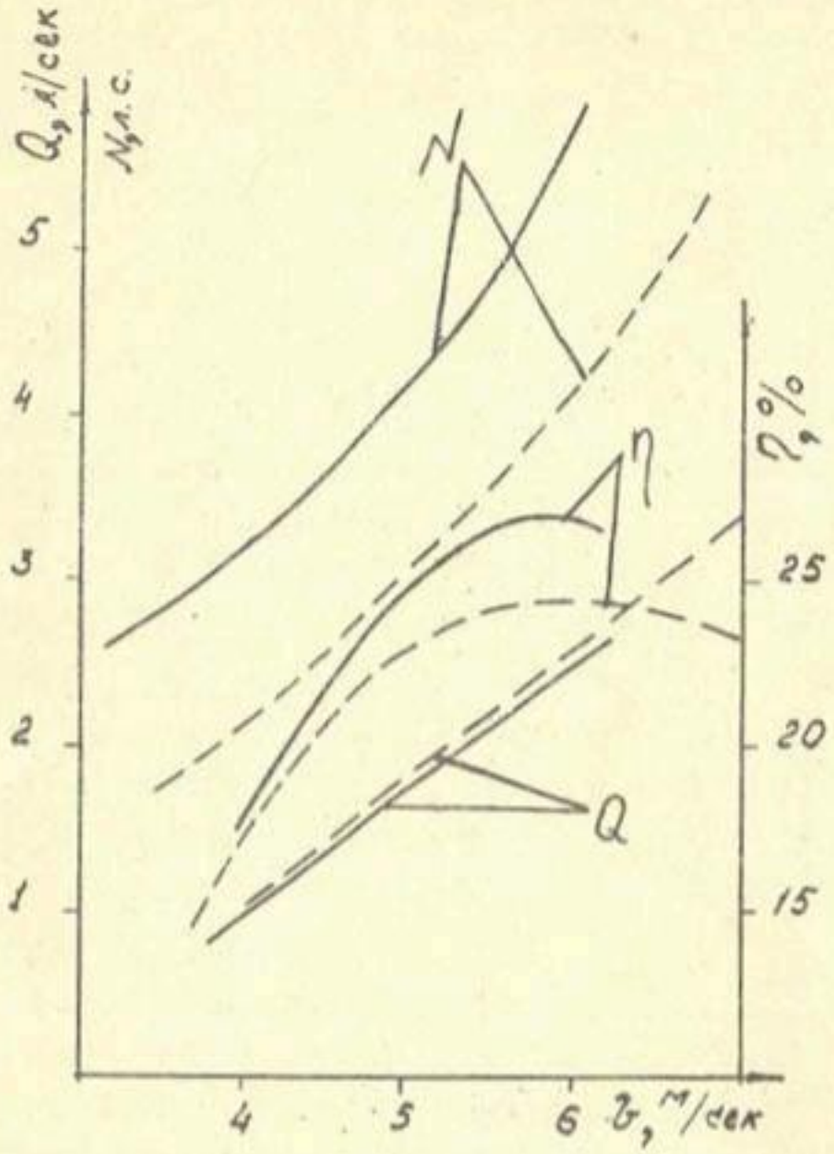


Рис.4.Характеристики подъемника при высоте подачи воды 44,2 (сплошная линия) и 29,5м (пунктир)

Таким образом, если при подаче воды на высоту 30 м мощность двигателя ЗИД-4,5 (4,5 л.с.) была достаточной для работы водоподъемника в оптимальном режиме, то для подъема воды с глубин 45-50 м нужно либо использовать двигатель большей мощности, либо приводить водоподъемник от двигателя ЗИД-4,5, но работать при меньших скоростях движения ленты, с меньшим значением коэффициента полезного действия (22-25%) и производительностью около I,5 л/сек. Используя двигатель большей мощности, можно работать в оптимальном режиме с коэффициентом полезного действия 27% и производительностью 2,5 л/сек.

В заключение следует отметить, что применение нового рабочего органа повышенной шероховатости и прочности позволяет, во-первых, увеличить к.п.д. и производительность существующего шнурового водоподъемника с высотой подачи до 30 м и, во-вторых, решить задачу использования двигателя ЗИД-4,5 для привода водоподъемника с высотой подачи до 50 м. В дальнейшем необходимо решить вопрос об агрегатировании водоподъемника с двигателем большей мощности.

С.А.ПОЛИНОВ, У.Я.ВАФИН

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ОПТИМАЛЬНОГО ПАРКА ЗЕМСНАРЯДОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИРРИГАЦИОННЫХ ОТСТОЙНИКАХ

Одной из важных задач эксплуатации гидромелиоративных систем УзССР, настоятельно требующей решения, является технико-экономическая оптимизация средств борьбы с поступлением и очисткой наносов.

Объем земляных работ по борьбе с заилением гидромелиоративных систем УзССР в последние годы достиг 100-120 млн.м^3 (выемка наносного грунта), на что требуется ежегодно 20-25 млн.руб., или до 55-60% от общих расходов по эксплуатации и до 10 млн.человеко-дней ручного труда.Причем это имеет место при всемерном развитии механизации в последние годы. Очистка магистральной и межхозяйственной сети практически полностью (на 90-92%) механизирована, а внутрихозяйственной сети - на 50%. При этом в общем комплексе выполняемых механизмами работ с послевоенных лет все большее развитие получает гидромеханизация - землесосные установки (ЗУ) - как наиболее технически рациональный по условиям работы гидромелиоративных систем и экономически-эффективный способ.

Как видно из табл.I, наиболее широко на очистке систем гидромеханизация применяется в низовьях Амударьи, являясь ведущим способом. Это предопределяется специфическими природными условиями низовий - район деятельности дельтовых оросительных систем, где наряду с большой мутностью вод Амударьи и мелкопесчаными и илистыми наносами имеет место постоянное блуждание русла реки с образованием отмелей и рукавов, разрушением берегов каирами , вызывающими особенно большое заиление головной части системы с водозабором

здесь единственного вида-бесплотинного типа, непрерывное поддержание которого средствами механизации возможно только землесосными установками. Головная часть каналов всех систем низовий расширена и служит отстойником, в котором сосредоточивается главная масса влекомых и взвешенных наносов, за счет чего создаются определенные условия для защиты оросительной сети от заиления.

Таблица I

Республика, область, район	Общий объем очистки, млн.м³ (1965г)	В том числе			
		механизмами	из них ЗУ	ЗУ, % от механ-очистки	вручную
УзССР	II8,6	92,3	28,3	30,8	26,3
КК АССР	24,2	2I,5	I4,0	66,7	2,7
Хорезмская область	I4,I	I0,4	6,5	53,0	3,7
Низовья Амударьи (территория УзССР)	38,3	3I,9	20,5	64,5	6,4
Пахтаарна (г/м система)	6,0	5,8	3,7	64,0	0,2

Выбор оптимального парка землесосов, работающих на очистке отстойника на примере типичной для низовий гидромелиоративной системы Пахтаарна и является предметом настоящей работы.

Пахтаарна - верхняя правобережная система низовий Амударьи, орошающая 40-42 тыс.га земель Турткульского района КК АССР. К ее системному управлению относятся также небольшие каналы Бештам, Казах-яб и Найман с самостоятельным водозабором из Амударьи. Водозабор осуществляется головным инженерным регулятором, отнесенным на 4,5 км от береговой линии реки. Подводящая часть (до сооружения) - канал с земляным руслом, расчетным наполнением до 4 м, про-

пускной способностью до 80 м³/сек, шириной по дну 22 м и полуторными откосами - используется в качестве головного отстойника с механической очисткой плавучими землесосными установками. От сооружения отходит 27-километровый магистральный канал с пропускной способностью 55 м³/сек, который заканчивается распределителем в межхозяйственные каналы: Бог-яб, Боэ-яб и Амир-Абад, общей протяженностью 248 км, переходящие в сильно разветвленную (2090-км) внутрихозяйственную сеть. Система имеет и коллекторно-дренажную сеть - 320 км.

В эксплуатации системы Пахтаарна главным мероприятием, гарантирующим водообеспечение орошаемых земель, является борьба с наносами при водозаборе и заилением оросительной и коллекторно-дренажной сети (КДС). По данным Пахтаарнинского системного управления, объем земляных работ по борьбе с наносами достиг 6 млн.м³ в год (1964 г.) при следующем распределении по видам сети (тыс.м³).

Таблица 2

Земснаряд	Головной участок и магистральная сеть	Межхоз. сеть	Внутрихоз. сеть	КДС	Итого
Землесосы	2909,2	336,2	-	219,3	3464,6
Экскаваторы	-	803,4	328,9	310,4	1442,7
Прицепные	252,6	406,3	149,0	80,0	887,9
Вручную	-	-	214,0	-	214,0
Всего	3162,8	1545,9	691,9	609,7	6009,2

Как видно из табл.2, более половины работ приходится на головной участок и магистральную сеть. Это объясняется прежде всего крайней неустойчивостью русла Амударьи в зоне водозабора - постоянное образование каира , работы

по прокопу которого достигли в 1964 г. 1,8 млн.м^3, а также условиями бесплотинного водозабора - подпорно-паводочный режим работы, приводящий к интенсивному выпадению здесь влекомых и взвешенных наносов.

Следовательно, исходным фактором для расчета является резко выраженная изменчивость поступления твердого стока в систему, обусловливаемая как внутригодовой, так и в разрезе многолетия естественной неравномерностью мутности источника орошения р.Амударьи и сезонностью остропикового режима потребного ирригационного водозабора (табл.3). Так, данные расчета в разрезе пяти характерных лет - 5, 25, 50, 75 и 95% - по вероятности объема поступивших и осевших наносов в головном отстойнике системы Пахтаарна показывают, что годовые их величины изменчивы более чем вдвое, а месячные - в десятки раз.

Естественно, что подобная неравномерность режима твердого стока во времени предопределяет в известной мере и степень загрузки механизмов, работающих на очистке системы от наносов, что в свою очередь является решающим фактором в стоимости производимых работ (табл.4; рис.1). Расчет проведен для года 5%-ной вероятности по объему осаждения наносов в отстойнике (с учетом сдувания почв с окружающей территории).

Элементы расчета обозначены:

$\sum W_0$ - годовой объем поступления наносов в систему, тыс.м^3;

$\sum W_0$ - годовой объем осаждения наносов в отстойнике, тыс.м^3;

$\bar{W}$ - месячный объем заиления или очистки, тыс.м^3;

n - число землесосов (ед.). В расчете принята землесосная установка с помпой типа 8-НЗ с двигателем Д-6 месячной производительностью при разработке грунта III категории (I) $W_м$ = 20 тыс.м^3;

$\sum K = Kn$ - стоимость ЗУ, тыс.руб.;

K - стоимость одной ЗУ /5/ принята равной 27,5 тыс.руб.;

Таблица 3

Расчетный % обеспеченности	год	Месяцы III	IУ	У	УI	УП	УШ	IX	Итого за год, тыс. м³
5	I952	III,I	546,7	326,7	533,5	606,5	452,I	I27,6	2703,8
		24,I	224,8	I89,7	285,5	267,8	I59,6	72,5	I224,2
25	I949	II4,4	5I2,6	264,0	376,2	59I,8	452,I	II0,0	242I,I
		25,6	223,8	I54,0	I80,2	268,8	I77,I	65,0	I094,5
50	I948	63,5	200,0	278,3	253,0	540,I	475,2	I39,7	I950,0
		8,2	57,3	I60,0	I04,3	204;3	I72,4	I0I,2	833,7
75	I938	236,5	3II,3	29I,5	295,9	256,3	3I3,5	I03,4	I808,4
		63,9	II7,6	I67,5	I25,9	83,0	I04,5	59,5	722,9
95	I947	70,8	89,4	II3,9	I79,3	229,9	492,8	I44,I	I320,2
		II,6	I9,7	54,7	70,4	76,9	I9I,8	88,I	5I3,2

Примечание. В числителе - поступление твердого стока в систему;
в знаменателе - кол-во осевших в отстойнике наносов.

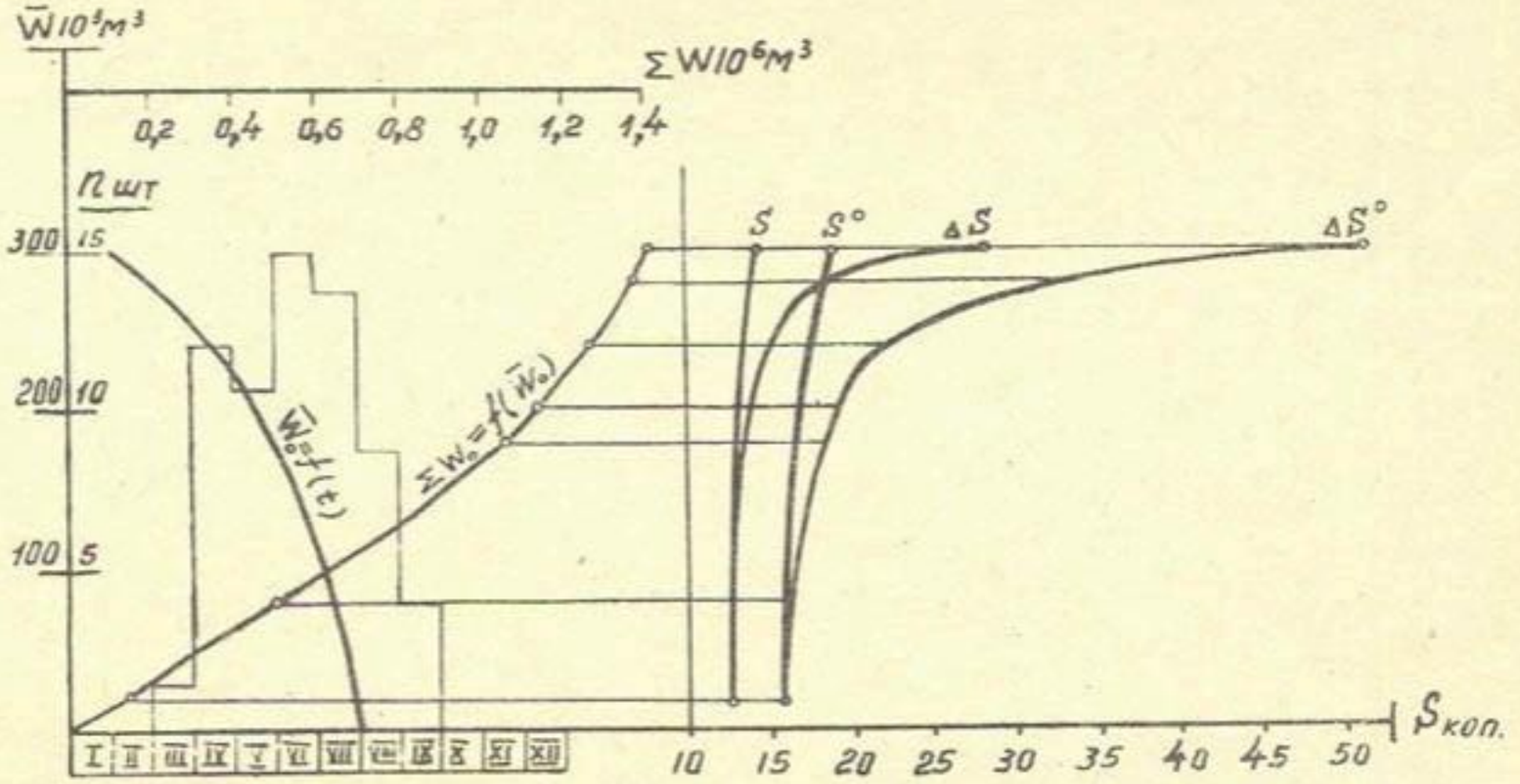

$\bar{W}10^4 м^3$
$\Sigma W10^6 м^3$
0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,2 1,4
n шт
300 15
200 10
100 5
$\bar{W}_0 = f(t)$
$\Sigma W_0 = f(\bar{W}_0)$
S S° ΔS ΔS°
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
10 15 20 25 30 35 40 45 50
$S_{кол.}$

Рис.I

t, h – время использования ЗУ в году по максимуму их производительности (соответственно месяцев и часов);

$\Delta t, \Delta h$ – время использования в году отдельных ЗУ по максимуму их производительности (соответственно месяцев и часов);

α – норма на амортизацию и капремонт как доля от стоимости ЗУ – 0,13;

$\alpha^{o} = \alpha + E = 0{,}23 + 0{,}17 = 0{,}3$ – то же с учетом E;

E – норма эффективности капвложений – 0,17;

$b_з$ – составляющая прямых и накладных затрат стоимости выемки ЗУ I м^3 наносного грунта Ш категории (10,0 коп/м^3); определена по фактическим данным управления канала Пахтаарна и работы /I/;

$И = \alpha \Sigma K + b \Sigma W$ – ежегодные эксплуатационные затраты, тыс.руб.;

$И^{o} = \alpha^{o} \Sigma K + b \Sigma W$ – ежегодные расчетные народнохозяйственные затраты, тыс.руб.;

$\Delta И$ и $\Delta И$ – соответственно дополнительные ежегодные и народнохозяйственные затраты, исчисляемые в зависимости от ΔW в динамике изменения объемов наносов $\bar{W}$ и ΣW в их нарастающих величинах;

$S = \frac{И}{\Sigma W}$ и $S = \frac{И^{o}}{\Sigma W}$ – соответственно, себестоимость и расчетная народнохозяйственная стоимость выемки I м^3 наносного грунта, коп.;

$\Delta S = \frac{\Delta И}{\Delta W}$ и $\Delta S = \frac{\Delta И}{\Delta W}$ – соответственно, дополнительная себестоимость и дополнительная народнохозяйственная стоимость I м^5 выемки наносного грунта, коп.

На рис.I представлены календарные графики помесячного осаждения наносов в отстойнике:

$\Sigma W_o = f(\bar{W}_o)$ – интегральная кривая годового объема осаждения наносов в отстойнике (а также очистки) в зависимости от месячных величин (строится методом послойного приращения);

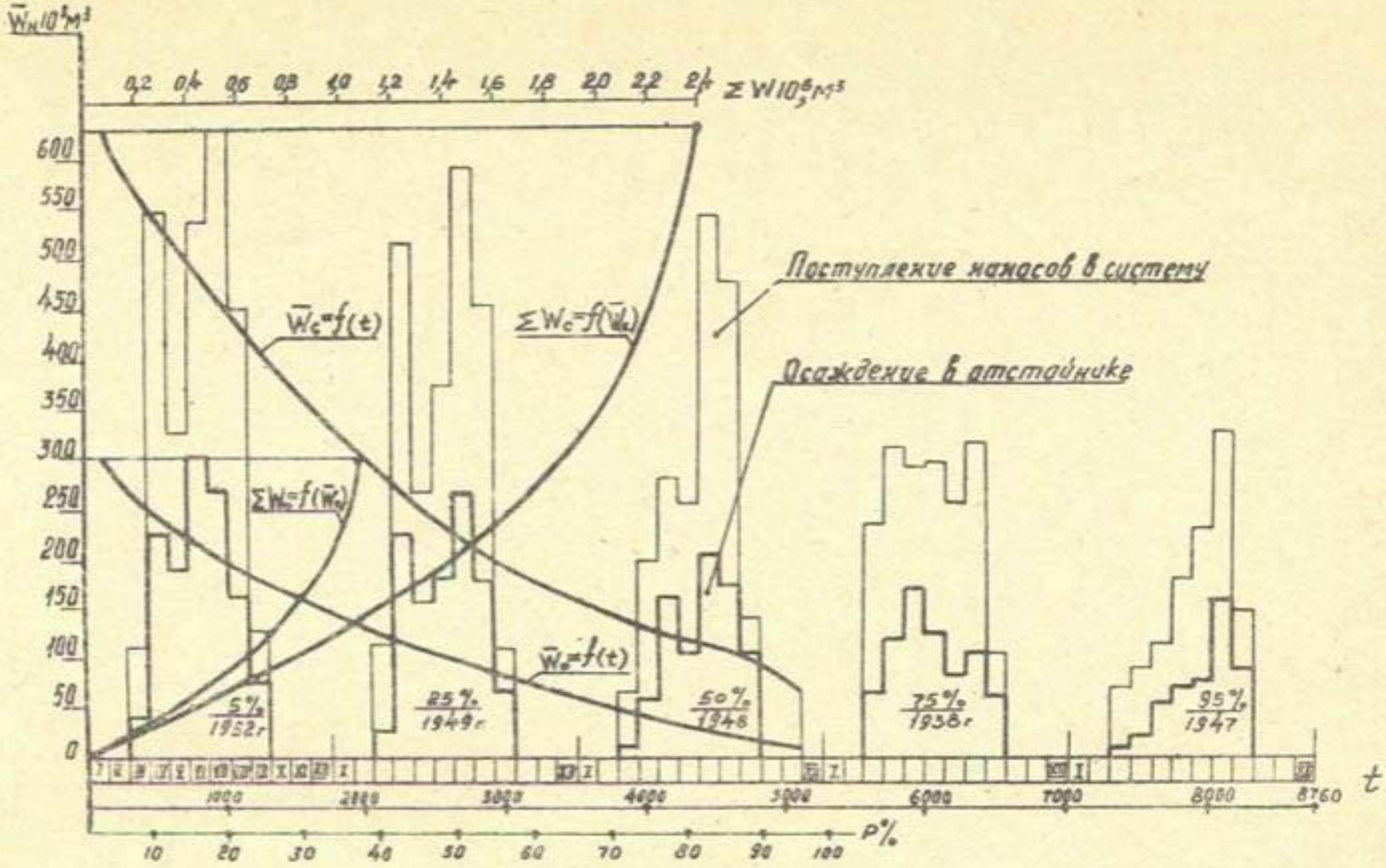

$\bar{W}_н 10^3 м^3$
0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,2 1,4 1,6 1,8 2,0 2,2 2,4 $\Sigma W 10^6 м^3$
600
550
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
$\bar{W}_c = f(t)$
$\Sigma W_c = f(\bar{W}_н)$
$\Sigma W_c = f(\bar{W}_н)$
$\bar{W}_c = f(t)$
Поступление наносов в систему
Осаждение в отстойнике
5% 1952г
25% 1949г
50% 1948
75% 1938г
95% 1947
1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 8760
t
10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
P%

Рис.2

$\bar{W}_0 = f(t)$ – кривая продолжительности месячных объемов осевших наносов в отстойниках (а также очистки).

Из табл.4 и рис.I видно, что средняя загрузка всех механизмов в году по максимуму их производительности составляет 4,7 месяца при использовании отдельных механизмов от I до 7 месяцев. Средняя себестоимость и народнохозяйственная стоимость выемки I $м^3$ грунта изменяются соответственно от I2,5 до I3,9 коп. и от I5,9 до I8,8 коп. при дополнительной себестоимости и дополнительной народнохозяйственной стоимости соответственно от I2,5 до 28,0 коп. и от I5,9 до 5I,0 коп.

Но эти данные характеризуют технико-экономические показатели работы механизмов в зависимости от изменчивости режима твердого стока и очистки только в разрезе одного года. Естественно, что в разрезе многолетия, где изменчивость режима твердого стока выражена более резко (рис.2), технико-экономические показатели изменяются. При этом несомненно, что только в разрезе многолетия может быть выявлена экономическая эффективность ЗУ, работающих на очистке отстойника от наносов.

Из сказанного следует, что технико-экономическая оптимизация рассматриваемого комплекса может быть достигнута за счет уплотнения режима работы механизмов и прежде всего за счет срезки пика, что решается путем аккумуляции наносов

I) в период их пика в дополнительном отстойнике;

2) в основном отстойнике за счет предварительного расширения его перед прохождением пика наносов;

3) в пределах существующей емкости отстойника.

Первое направление дает исключительно мобильную систему регулирования твердого стока и очистки его, но требует строгой диспетчеризации водного потока, строительства регулирующих впускных и выпускных сооружений и дополнительного

отстойника, т.е. требует высокой квалификации обслуживающего персонала и дополнительных единовременных затрат на строительство комплекса сооружений и ежегодных на их эксплуатацию. Заметим, что размещение такого комплекса в условиях низовий Амударьи, а также свал вынутых наносов затруднительны.

Второе направление основывается на изменении параметров отстойника, что легко достигается для отстойников с земляными руслами в наносных грунтах низовий Амударьи. Однако сложна предварительная подготовка дополнительных объемов отстойника для приемки поступления твердого стока, имеющего вероятностный характер.

Третье направление нам представляется наиболее перспективным для современного уровня организации рассматриваемого комплекса работ. Оно основывается на принципе более полного использования производственных возможностей отстойника, имея в виду, что поступление наносов по годам и в разрезе года носит переменный и вероятностный характер, тогда как параметры отстойника обычно определяются по величине мутности 5%-ной вероятности с проверкой по декадам и месяцам по году 50%-ной вероятности поступления твердого стока в систему. Причем не требуется никаких дополнительных единовременных и ежегодных затрат, а также диспетчеризации, но связано с некоторым дополнительным пропуском наносов в систему (однако не нарушающим нормальную водоподачу).

Обратимся к принципам построения расчетной схемы.

Естественно, что исходными являются данные поступления наносов в систему и осаждения в отстойнике (см.рис.2). Обсчет их за годы 5, 25, 50, 75 и 95%-ной вероятности в календарных месячных ординатах даст нам режимную характеристику как по годам, так и за многолетие. Затем, построив кривые продолжительности $\bar{W}_0 = f(t)$ и $\bar{W}_0 = f(t)$ и интегральные кривые $\sum W_0 = f(W_0)$ и $\sum W_0 = f(W_0)$, расчет-

ным методом послойного приращения, устанавливаем необходимые объемные характеристики: площади, заключенные между осями координат и кривыми $W_p = f(t)$ и $W_o = f(t)$, определяют соответственно среднемноголетние объемы поступления наносов в систему и осаждения в отстойнике, а площадь, заключенная между этими кривыми, определяет объем транспортирования наносов из отстойника в систему.

Дальше выбираем тип землесосной установки /I/, исходя из фронта работ и размеров отстойника. На отстойнике Пахтаарна работают ЗУ с помпой 8-НЗ (часть модернизирована на I2-НЗ) и двигателем Д-6. Производительность этих ЗУ в зависимости от группы грунта при толщине разрабатываемого слоя заиления I-2 м (обычное заиление для отстойников с механизированной очисткой) приведена в табл.5, где нормы выработки за машино-час взяты из работы /I/, а за сутки, месяц и год рассчитаны нами по данным работы /2/.

Таблица 5

Норма выработки	Группа грунта					
	I	П	Ш	IУ	У	УI
$м^3$/час	80	64	43	26	I6	I3
тыс.$м^3$/сутки	I480	II85	795	470	295	230
тыс.$м^3$/месяц	38,5	30,8	20,7	I2,2	7,7	6,0
тыс.$м^3$/год	272	2I8	I46	88	54	44

Исходя из норматива сменного, месячного и годового времени чистой работы (в основу норматива времени чистой работы положена номенклатура ремонтов и сопутствующих работ по эксплуатации ЗУ), время чистой работы составляет: за сутки (в три смены) - I8,5 час., за месяц - 480 и за год (при рабочем времени I85 сут.) - 3400 час.

Зная месячную производительность ЗУ (в нашем случае 20 тыс/м^3), легко установить максимальное необходимое число машин

$$n = \frac{\sum W_{max}}{W} = \frac{300}{20} = 15 \text{ ед.}$$

и минимальное (по условиям постоянной загрузки машин в течение рабочего периода года)

$$n = \frac{\sum W_o}{W} = \frac{1075}{146} \approx 8 \text{ ед.}$$

где W - производительность ЗУ за год, тыс.м^3.

Приведенные начальные данные расчета позволяют сделать следующий анализ. Кривая продолжительности $W_o = f(t)$ свидетельствует о резком колебании месячных ординат - от 8,0 до 300,0 тыс.м^3, и соответственно необходимого числа машин - от I до I5 единиц, предельные вероятности которых составляют соответственно 95% и 5%. Промежуточные же ординаты объемов и требуемое число механизмов в изменении вероятности определяются по табл.6.

Таблица 6

Показатель	Вероятность, %					в год
	95	75	50	25	5	
Ординаты месячного объема	8,0	50,0	II0,0	I75,0	300,0	I075
Требуемое число механизмов, ед.	I	3	6	9	I5	8

Возникает необходимость проанализировать, в какой мере используются машины как в разрезе многолетия, так и в разрезе отдельных характерных лет. Из рис.2 видно, что если

на отстойнике работает I5 машин, то годовое использование их по максимуму производительности в разрезе многолетия будет

$$h = \frac{\sum W_o}{n_{max} W} t = \frac{I075}{I5 \cdot 20} 480 = I720 \text{ час.},$$

т.е. их производственная мощность (3400 час.в год) используется лишь на половину.

Данные по использованию машин в нарастающем итоге со стороны пика (индекс Δn_n) приведены в табл.7, а по использованию отдельных машин (индекс Δn_i) - в табл.8.

Таблица 7

Показатель	Количество машин Δn_n						
	2 ед.	5 ед.	7 ед.	9 ед.	II ед.	I4 ед.	I5 ед.
	I3,3%	33,3%	46,6%	60,0%	73,5%	93,5%	I00,0%
Объем очистки на данное кол-во ЗУ, тыс.м³	20	90	I90	335	525	935	I075
То же, % к общ. объему очистки (I075 тыс.м³)	I,86	8,35	I7,6	3I,2	48,7	87,0	I00
Макс.месячн.ординаты объемов очистки, тыс.м³	40	I00	I40	I80	220	280	300
Число часов использования по макс.произв.ЗУ, час.	240	430	650	885	II45	I600	I720
Коэф.загрузки ЗУ относит.возможного времени чистой работы в году	0,07	0,I26	0,I9I	0,262	0,336	0,472	0,505
То же за год	0,027	0,049	0,074	0,I02	0,I30	0,I83	0,I96

Таблица 8

Показатель	Количество машин ДП						
	2	3	2	2	2	3	I
Объем очистки на данное кол-во ЗУ, тыс.м³	20	70	I00	I45	I90	4I0	I40
Макс.месячн. ординаты объемов очистки (тыс.м³) в интервале	40	60	40	40	40	60	20
Число часов использов.ЗУ в интервале, час	240	560	I200	I740	2280	3280	3400
Коэф.загрузки ЗУ относит. возможного времени чистой работы	0,070	0,I65	0,354	0,5I2	0,670	0,96	I,0
То же за год	0,027	0,064	0,I37	0,I98	0,260	0,375	0,388

Данные таблиц 7 и 8 показывают исключительно низкую загрузку последних 5–7 из максимально требуемых I5 землесосных установок. Например, загрузка двух машин (со стороны пика) или I3,3% требуемого числа ЗУ составляет 0,07 по максимуму их производственных возможностей и приходится на них лишь 20 тыс.м³ (приблизительно 2% от среднемноголетнего объема очистки по отстойнику). К тому же вероятность появления пика указанного объема ожидается один раз в 40 лет, а срок амортизации ЗУ 7–8 лет. Загрузка, например, пяти машин - 33,3% требуемого числа ЗУ - составляет 0,I26, при приходящемся объеме очистки наносов 90 тыс.м³, или 8,5% от среднемноголетнего объема наносов отстойника, и т.д.

Соответственно будут определяться и экономические показатели. Так, из табл.9 следует, что себестоимость и рас-

четная народнохозяйственная стоимость очистки I $м^3$ для пикового объема очистки 20 тыс.$м^3$ двумя ЗУ будут составлять 46 и 92 коп/$м^3$, а для пяти машин эти показатели будут I7,2 и 26,4 коп/$м^3$ при базисных величинах, соответственно I2,5 и I5,9 коп/$м^3$.

Заранее оговоримся, что очистка I $м^3$ наносов из системы (за отстойником) экскаваторами составляет примерно 25–30 коп/$м^3$, по данным эксплуатации системы Пахтаарна и нормативов. Возникает предварительное решение – пропуск части наносов в период пика. Например, при отключении от работы на отстойнике пяти землесосных установок (т.е.парка механизмов сократится на 30–35%), среднемноголетний транзитный объем увеличится на 90 тыс.$м^3$, или на 7%. Но сможет ли система принять дополнительный объем, имеет ли она излишнюю аккумулятивную способность, чтобы допустить сверхзаиление, не нарушая пропускную способность каналов, так как очистка в этой части производится экскаваторами при отключении водоподачи? Практически ответ на этот вопрос всегда положителен, так как гидравлические параметры канала системы выполняются на пропуск максимума расхода (из переменного режима водоподачи) с некоторым увеличением на момент форсировки.

Кроме того, возникает вопрос, осуществим ли технически пропуск пика наносов, которые при заданных гидравлических параметрах отстойника осядут в нем. Решение может быть найдено, если допустить определенную асинхронность очистки с осаждением наносов за счет трансформации наносов в отстойнике.

К примеру, производственные возможности парка ЗУ – 200 тыс.$м^3$ выемки наносов в месяц, а максимальное месячное осаждение их – 300 тыс.$м^3$. Из рис.3 видно, что недообеспечивается очистка отстойника в апреле, июне и июле. Это создает определенную аккумуляцию наносов в отстойнике,

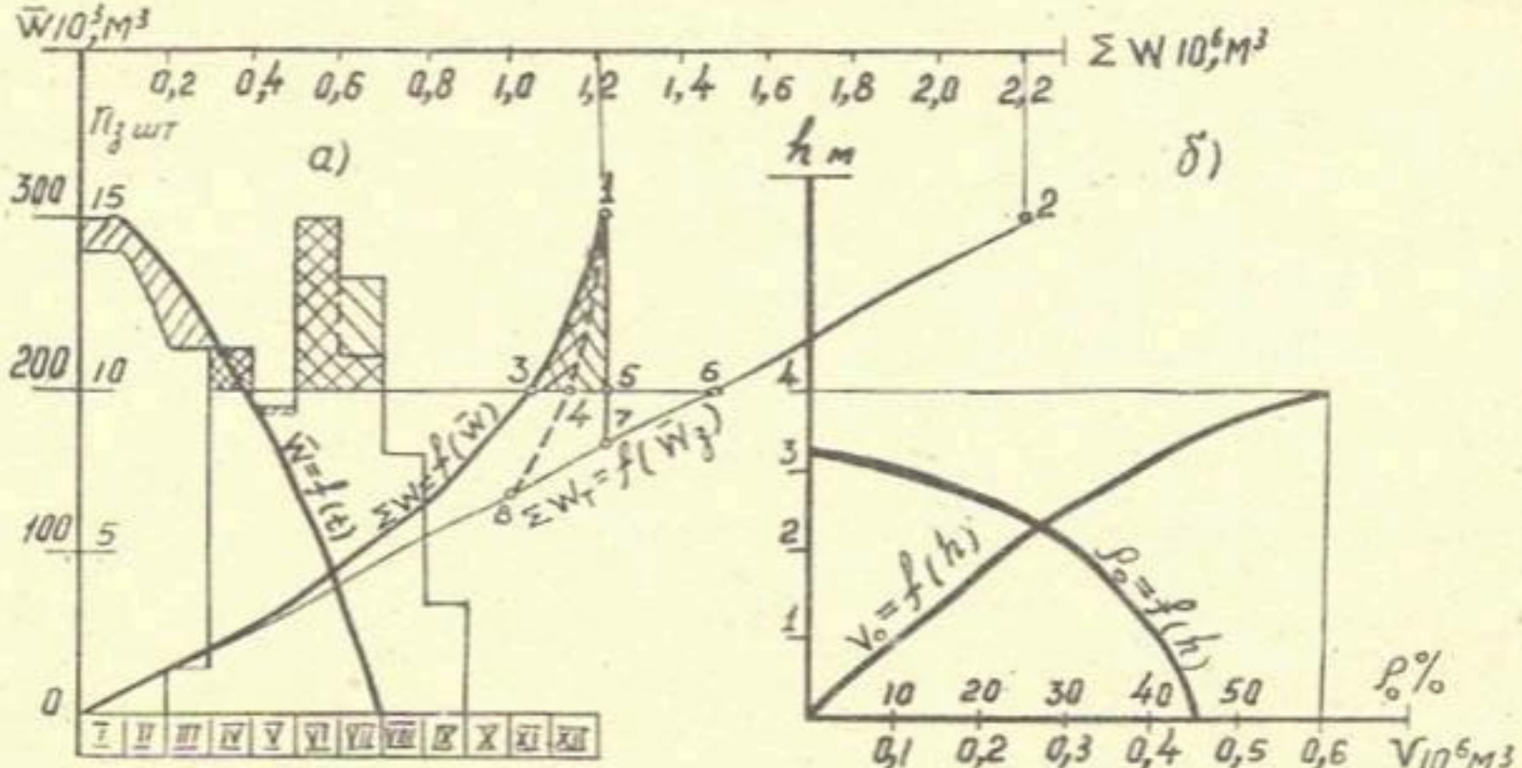


Рис.3

-Аккумуляция наносов в отстойнике

-Дополнительное транспортирование наносов в систему

но в свою очередь увеличивает дополнительное транспортирование их в систему. Так, приведенные расчеты (на основании изменения объемной характеристики отстойника V и процента осветления потока ρ в нем в зависимости от слоя аккумуляции h) показывают, что при синхронности очистки с осаждением, объем наносов составил бы I,22 млн.м^3 (точка I на кривой $\Sigma W = f(\bar{W})$). При асинхронности же очистки с осаждением объем осаждения снизится до I,I4 млн.м^3, т.е. в систему дополнительно пройдет 80 тыс.м^3 наносов (в нашем примере расчетный объем аккумуляции на конец июля составляет I20 тыс.м^3 - на графике отрезок 3–4 или площади с перекрестной штриховкой).

На графике прямая линия 0–2 выражает интегральную зависимость $\Sigma W_r = f(\bar{W}_3)$ - теоретически возможных объемов очистки ЗУ за расчетный период работы (март–сентябрь). Из соотношения этой зависимости и кривой $\Sigma W_r = f(\bar{W})$ следует, что по производственным возможностям ЗУ подлежащий очистке объем осаждения наносов в отстойнике может быть выполнен 8 единицами ЗУ (точка 7) при предельном уплотнении их работы за счет аккумуляции пиковых объемов. Но при этом объем осаждения наносов в отстойнике резко уменьшится против возможного при синхронной очистке. И, как показывают расчеты, предельная величина дополнительного их транзита при полном уплотнении режима работы ЗУ и соответствующей аккумуляции составляет примерно 20–25% от возможного объема их осаждения в отстойнике снижая при этом практически вдвое необходимое число ЗУ.

Из сказанного следует, что выбор оптимального числа ЗУ может быть произведен только в комплексе с механизацией работ по очистке наносов системы и за отстойником, где основным средством очистки являются экскаваторы. Для расчета приняты экскаваторы дизельные с емкостью ковша 0.5 м^3.

Стоимость одной машины $К_э$ = 9,0 тыс.руб.; $\alpha_э$ = 0,22 $К_э$; $б_э$ = 24,5 коп.; возможное время чистой работы в смену - 6,I часа, при двухсменной работе - I2;2, месяц - 320, за рабочий сезон очистки (5 месяцев) - I600 час. Производительность (в зависимости от группы разрабатываемого грунта) определяется по данным табл.IO.

Таблица IO

Производительность	Ед.изм.	Группа грунта I	II	III	IУ
Часовая	$м^3$	66,0	5I,0	40,0	3I,0
Сменная	$м^3$	400	3IO	240	I90
Месячная (работа в 2 смены)	тыс.$м^3$	2I,0	I6,0	I2,5	9,5
За рабочий сезон	тыс.$м^3$	I05,0	90,0	62,5	47,5

Таким образом, исходя из изложенных положений, принципов расчета и расчетных данных в их взаимосвязи предлагается следующая методическая расчетная схема для выбора оптимального парка механизмов. Заметим лишь, что поскольку режимные характеристики стока и осаждения наносов носят вероятностный характер, и аналитическое описание их во взаимосвязи с другими расчетными параметрами затруднительно, для практических инженерно-экономических расчетов и наглядности наиболее приемлем графо-аналитический метод (рис.4).

Прежде всего на основе режимных характеристик (см. рис.2) кривые $W_р = f(t)$ и $\bar{W}_0 = f(t)$. Затем на основе этих графиков методом послойного приращения устанавливаются расчетные интегральные зависимости среднегодовых объемов в изменении месячных ординат соответственно $\Sigma W_р = f(\bar{W}_р)$ и $\Sigma W_0 = f(\bar{W}_0)$. Уточняется кривая объемов осаждения $\Sigma W_0 = f(W_0)$ по условиям аккумуляции - срезки

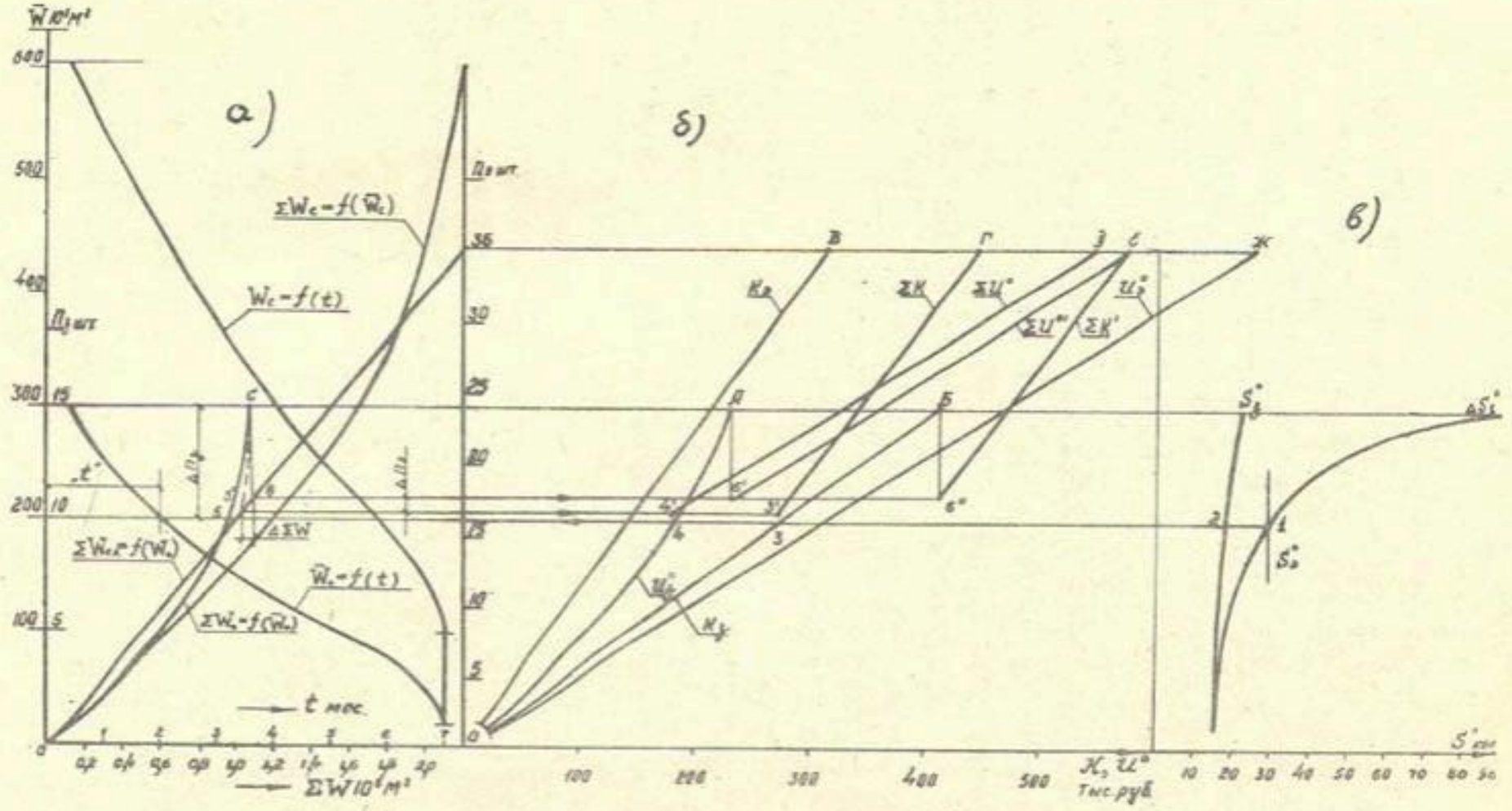

а)
б)
в)
$\Sigma W_c = f(W_c)$
$W_c = f(t)$
$\Sigma W_c = f(W_c)$
$W_c = f(t)$
$\Sigma W_c = f(W_c)$
t мес
$\Sigma W\ 10^4 м^2$
K_3
ΣK
$\Sigma U''$
$\Sigma U'''$
$\Sigma K'$
U_3''
U_4''
K_4
$K_3\ \Sigma U''$
Тыс. руб
S_3''
$\Delta S_3''$
S_4''
S'' тыс

Рис.4.

пика (см.рис.3) – кривая С-5.

Зная месячные производительности земснарядов, определим необходимое количество механизмов и построим соответствующие шкалы $n_з$ -числа земснарядов и $n_э$ – экскаваторов. Причем, требуемое количество экскаваторов определяется не по режимным характеристикам объема поступления наносов в систему, а по трансформированному режиму внутрисистемной аккумуляции – на графике прямая линия $\Sigma W_{ск} = f(\bar{W}_р)$.

Данное построение, обобщающее вероятностные режимные характеристики твердого стока системы, дает нам необходимые расчетные параметры: среднемноголетние объемы поступления наносов в систему и осаждения в отстойнике, ординаты месячных объемов, нужное число механизмов и др. На рис.4б даны экономические показатели механизации – единовременные вложения (К) и ежегодные расчетные затраты $И^{о}$ (с учетом тяжести капитальных вложений) в нарастающих итогах в изменении технических параметров $n_з$, $n_э$, $\bar{W}$, ΣW .

Экономические показатели даны в сопоставлении расчетных вариантов: I – исходный; П – промежуточный; Ш– оптимизированный.

<u>За исходный</u> (эталонный) принимается универсальный вид механизации – очистка экскаваторами. Полагаем в этом случае, что весь объем наносов в системе подлежит очистке экскаваторами, тогда технико-экономические показатели будут следующие:

среднемноголетний объем очистки $\Sigma W_{с}$ – 2,2 млн.м^3;
требуемое число экскаваторов $n_э$ – 35 единиц;
капитальные вложения в экскаваторный парк $К_э$=315,0 тыс.руб.
ежегодные расчетные затраты $И^{о}_э$ – 675,0 тыс.руб.;
народнохозяйственная стоимость очистки I м^3 грунта $S^{о}_э$ – 30,5 коп.;
дополнительная народнохозяйственная стоимость очистки I м^3 $\Delta S^{о}_э$ = 24,5 коп.

Промежуточный вариант предусматривает очистку отстойника землесосными установками синхронно по режиму осаждения наносов в отстойнике, а транзитных - за отстойником, трансформируемых внутрисистемной аккумуляцией - экскаваторами. Технико-экономические показатели следующие:

среднемноголетний объем очистки - 2,2 млн.м^3;

очистка экскаваторами $\Sigma W_э$ - II25 тыс.м^3 (при необходимом числе $n_э$ - I8 ед.);

очистка землесосами $\Sigma W_з$ - I075 тыс.м^3 (при необходимом числе $n_з$ - I5 ед.);

суммарные капитальные вложения в экскаваторно-землесосный парк $\Sigma K' = 574,5$ тыс.руб.;

суммарные народнохозяйственные затраты $\Sigma H^{o\prime} =$ 575,5 тыс.руб.;

народнохозяйственная стоимость I м^3 очистки $S^{o\prime} =$ 26,0 коп.

Оптимизированный вариант предусматривает очистку отстойников также землесосами, но асинхронно с режимом осаждения наносов в нем за счет аккумуляций пиковых объемов, а очистку транзитных наносов, с учетом дополнительного пропуска наносов в систему через отстойник, так же как и в промежуточном варианте - экскаваторами. Технико-экономические показатели оптимизированного варианта таковы:

суммарный объем очистки $\Sigma W_р$ - 2,2 млн.м^3;

очистка экскаваторами $\Sigma W_э$ - II75 тыс.м^3 (при необходимом числе $n_э$ - I9 ед.);

очистка землесосами $\Sigma W_з$ - I025 тыс.м^3 (при необходимом числе $n_з$ - I0 ед.);

суммарные капитальные вложения в экскаваторно-землесосный парк ΣK - 446,0 тыс.руб.;

суммарные народнохозяйственные затраты ΣH^{o} - 545,6 тыс.руб.;

народнохозяйственная стоимость I м^3 очистки $S_э^{o}$ - 24,7 коп.

Показатель	Усл. обознач
Объем очистки экскаваторами, тыс.м^3	$\Sigma W_э$
Требуемое кол-во экскаваторов, ед.	$n_э$
Объем очистки землесосами, тыс.м^3	$\Sigma W_з$
Требуемое кол-во землесосов, ед.	$n_з$
Капвложения в экск. парк, тыс.руб.	$K_э$
То же в землесос. парк, тыс.руб.	$K_з$
Всего капвложений по вариантам, тыс.руб.	ΣK
Ежегодные издержки по экск.парку, тыс.руб.	$И_э$
То же по землесос. парку, тыс.руб.	$И_з$
Всего ежегодных издержек по вариантам, тыс.руб.	$\Sigma И_о$
Народнохоз.затраты по экск.парку, тыс.руб.	$И_{эо}$
То же по землесосному парку, тыс.руб.	$И_{зо}$
Всего народнохоз.затрат по вариантам, тыс.руб.	$\Sigma И^о$
Себестоимость очистки I м^3 экскаваторами, коп.	$S_э$
То же землесосами, коп.	$S_з$
Народнохоз.стоимость очистки I м^3 экскаваторами, коп.	$S_{эо}$
То же землесосами, коп.	$S_{зо}$
То же по вариантам, коп.	$S^{оз}$

Таблица II

Вариант			Относительная эффективность вариантов		
I исходный	II промежуточный	III оптимизированный	II над I	III над I	III над II
2200	II25	II75			
35	I8	I9	+I7	+I6	-I
-	I075	I025			
-	I5	I0	-I5	-I0	+5
3I5,0	I62,0	I7I,0	+I53,0	+I44,0	-9,0
-	4I2,5	275,0	-4I2,5	-275,0	+I37,5
3I5,0	574,5	446,0	-259,5	-I3I,0	+I28,5
620,0	3I8,0	33I,0	+302,0	+289	- I3,0
-	I6I,5	I38,0	-I6I,5	+I38,0	+ 23,5
620,0	479,5	469,0	+I40,5	+I5I,0	+ I0,5
675,0	345,0	360,6	+330,0	+3I4,5	- I5,5
-	230,5	I85,0	-230,5	-I85,0	+ 45,5
675,0	575,5	545,5	+ 99,5	+I29,5	+ 30,0
28,2	28,2	28,2			
-	I5,0	I3,5			+I,5
30,5	30,5	30,5			
-	2I,3	I8,0			+3,3
30,5	26,0	24,7	+4,5	+5,8	+I,3

Из сопоставления вариантов (табл.II) следует:

I) что переход от очистки экскаваторами к очистке землесосными установками - экономически весьма эффективное мероприятие. Хотя в I варианте капвложения в экскаваторный парк меньше, чем суммарные во II варианте ($К_I$ = 315 тыс.руб. $К_{II}$ = 574,5 тыс.руб.), но исключительно высокая экономия на ежегодных издержках по II варианту ($И_I$ = 620 тыс.руб. $И_{II}$ = 479,5 тыс.руб.) определяет высокую эффективность капитальных вложений в гидромеханизацию $Е_{расч}$ = 0,56 против $Е_{норм}$ = 0,17, давая экономию на ежегодных народнохозяйственных затратах 99,5 тыс.руб. Таким образом, народнохозяйственная стоимость очистки I м^3 снижается во II варианте на 4,5 коп. против I;

2) оптимизация III варианта или выбор оптимального числа землесосов (в техническом решении использования некоторого резерва в режимных особенностях осаждения наносов и аккумулятивной способности отстойника) предопределила экономическую эффективность снижения числа землесосов на 5 ед. против промежуточного II варианта абсолютной экономией капитальных вложений в 128,5 тыс.руб. и годовых эксплуатационных издержек в 10,5 тыс.руб., что даст ежегодную экономию народнохозяйственных затрат в 30 тыс.руб. и снижение народнохозяйственной стоимости очистки I м^3 еще на 1,3 коп.

Подытоживая результаты расчетов, принципы экономического расчета и расчетные положения рассматриваемого направления формулируются так:

заданный объем очистки должен быть произведен при минимуме народнохозяйственных затрат -

$$\Sigma И^{\circ} = \alpha^{\circ}\Sigma К + \beta\Sigma W = min.$$

Минимум можно определить с помощью известного математического приема - дифференцирования затрат по изменяющемуся параметру приравниваем первой производной нулю

$$\frac{\partial(\Sigma И^{\circ})}{\partial z} = 0,$$

где Z - изменяющийся параметр, в нашем случае $Z = \Delta\Sigma W$ - объем дополнительного пропуска наносов, вызываемый аккумуляцией наносов в отстойнике.

При этом из величины $\Sigma И^{o}$ могут быть исключены слагаемые, независимые от аргумента $\Delta\Sigma W$, поскольку они не влияют на искомый минимум. Поэтому экономический оптимум может быть найден в расчетном диапазоне $\Delta n_{з}$ в изменении $\Delta\Sigma W$ (см.рис.4).

Для данного диапазона расчетное уравнение, исходя из принципа минимума народнохозяйственных затрат $\Delta\Sigma И^{o}$; предопределяющего принцип максимума экономии $\Delta И^{o}$ на замещающем варианте, можно записать в виде

$$\Delta И^{o} = \alpha^{o}_{з} K_{з} \Delta n_{з} + в_{з} \Delta\Sigma W - \alpha^{o}_{э} K_{э} \Delta n_{э} - в_{э} \Delta\Sigma W = max.$$

Зная, что

$$\Delta n_{з} = \frac{\Delta\Sigma W}{\bar{W}_{зг} \frac{\Delta n}{t_{н}}} \quad ; \text{ а } \Delta n_{э} = \frac{\Delta\Sigma W}{\bar{W}_{эг}},$$

продифференцировав $\dfrac{\partial(\Delta И^{o})}{\partial(\Delta\Sigma W)} = 0,$

получим $\left(\dfrac{t_{н} \alpha^{o}_{з} K_{з}}{t \bar{W}_{зг}} + в_{з}\right) - \left(\dfrac{\alpha^{o}_{э} K_{э}}{\bar{W}_{эг}} + в_{э}\right) = 0.$

Это соответствует

$$\Delta S^{o}_{з} = S^{o}_{э},$$

т.е. экономический оптимум определится при равенстве дополнительной расчетной народнохозяйственной стоимости очистки I м^3 грунта землесосами с основной величиной расчетной народнохозяйственной стоимости очистки I м^3 экскаваторами (рис.3·в). Или, развернув скобки приведенного выше уравнения, экономический оптимум "I" можно найти по техническому пределу t - времени чистой работы (по кривой продолжительности $\bar{W}_0 = f(t)$.

$$t = t_н \frac{\alpha_з^0 K_з}{\bar{W}_{зг}} \times \frac{1}{\left(\frac{\alpha_з^0 K_з}{\bar{W}_{зг}} + b_э - b_з\right)} =$$

$$= t_н \frac{\alpha_з^0 K_з}{\bar{W}_{зг}} \times \frac{1}{S_э^0 - b_з}.$$

Полученное аналитическое выражение экономического оптимума по техническому пределу t для рассматриваемого направления является общим для технико-экономических расчетов выбора оптимального парка землесосов, работающих на очистке ирригационных отстойников любых гидромелиоративных систем. Для нашего примера расчета, подставив значения величин, входящих в уравнение (3), получим

$$t = 3400 \frac{0{,}3275 \cdot 10^5}{146 \cdot 10^3} \times \frac{1}{305 - 10} = 960 \text{ час.},$$

что на рис.4 а (кривая продолжительности $\bar{W}_0 = f(t)$), определяет абсциссу, соответствующую положению точки оптимума "I", полученную графо-аналитическим путем по равенству $\Delta S_з^0 = S_э^0$.

ЛИТЕРАТУРА

I. Ведомственные нормы и расценки на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы, Сб.В-47, М., I96I.

2. Временная инструкция по очистке оросительных каналов землесосными снарядами, МВХ УзССР, Ташкент, I956.

3. Ланцбург Я.Б. Справочник машиниста экскаватора, М., I962.

4. Материалы по производственным силам Узбекистана. Земельно-водные ресурсы низовьий Амударьи, вып.II, Ташкент, Изд-во АН УзССР, I960.

5. Нормы амортизационных отчислений по основным фондам народного хозяйства СССР, Госплан СССР, М., I96I.

6. Пулатов У.Ю. Годовые режимы работы одноковшовых экскаваторов, занятых на водохозяйственном строительстве, и методика их составления, САНИИРИ, Ташкент, I966.

У.Я.ВАФИН

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ И ПОКАЗАТЕЛИ СРЕДСТВ БОРЬБЫ С НАНОСАМИ НА ПРИМЕРЕ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПАХТААРНА

Из всех известных мероприятий по эксплуатации гидромелиоративных систем Узбекистана борьба с наносами и очистка занимают одно из первых мест как по объему, так и по стоимости (долевые денежные затраты на очистку составляют 55–60% от общей суммы эксплуатационных затрат), требуя значительных денежных средств и материально-трудовых ресурсов. Так, в последние годы по УзССР годовые объемы земляных работ по выемке наносного грунта достигли 100-120 млн.м^3, или до 35–40 м^3/га. Объем этих земработ за 15 лет возрос в 3 раза - до 118,6 млн.м^3 в 1965 г. против 42,3 млн.м^3 в 1950 г. при увеличении площади орошения примерно на 15%, денежных затратах в 20–25 млн. руб. (из которых госбюджет составляет не более 35%, остальная часть затрат падает на водопользователей) и затратах ручного труда до 10 млн.человеко-дней. Ручной труд имеет место, хотя земляные работы механизированы на 60% в 1965 г. против 30% в 1950 г. Практически полностью (до 92%) механизирована очистка магистральной и межхозяйственной сети, причем до 40% выполняется землесосными установками, но очистка внутрихозяйственной сети, на которую приходится 35–40% общего объема, механизирована немногим более 50%.

Особое место по борьбе с наносами занимает район орошаемого земледелия в низовьях р.Амударьи - крупнейшем природно-экономическом районе и древнейшем оазисе Средней Азии. Здесь свыше 3 млн.га пригодных к орошению земель, громадные (45 млрд.м^3) водные ресурсы. Это один из основных районов в деле дальнейшего развития хлопководства, рисосеяния и животноводства в крупных масштабах. Площадь современного орошения

составляет 0,5 млн.га при годовом водозаборе до 10 млрд.м^3, перспектива определена соответственно в 1,5 млн.га и 20 млрд.м^3.

Гидрологические характеристики Амударьи в части формирования и транспорта твердого стока в условии бесплотинного водозабора систем низовий предопределяют исключительно высокие трудности по русло-регулировочным работам при водозаборе и большую завлекаемость наносов в оросительные системы. Так, объем земработ по очистке оросительных систем низовий в настоящее время достиг 45 млн.м^3. И в дальнейшем не снимается проблема борьбы с заилением систем и в условиях плотинного водозабора. Строительство Тахиаташского и Тюямуюнского гидроузлов (ввиду известных технических параметров и режимных условий их эксплуатации) облегчит лишь русло-регулировочные работы при водозаборе.

Более детальное изучение показывает, что в КК АССР при площади орошения, составляющей 8% от общей по УзССР, объем работ по очистке от наносов гидромелиоративных систем составляет 20% от всего объема очистки по республике, и на 1 га приходится до 120 м^3, т.е. в 3 раза больше. Соответственно и даже в большей мере это связано с увеличением денежных затрат и материально-трудовых ресурсов.

Приведенные данные в работе показывают, что объем очистки в 1965 г. по КК АССР составил 24,16 млн.м^3 при денежных затратах 5,53 млн.руб. против 6,3 млн.м^3 в 1950 г. при денежных затратах 2,17 млн.руб., т.е. объем очистки за последние 15 лет возрос в 3,7 раза (при увеличении площади орошения на 30%), тогда как денежные затраты увеличивались в 2,5 раза. Последнее связано прежде всего с ростом механизации. Объем механизированной очистки за этот же период повысился с 0,92 до 21,55 млн.м^3, т.е. в 23 раза, при долевом участии в общем объеме очистки с 14,5% до 89%. Причем, если в общих затратах на очистку по остальным рай-

онам Узбекистана госбюджет составляет лишь 30-35%, а остальная большая часть расходов падает на водопользователей, то по КК АССР госбюджетные работы достигли 65-70%.

Это говорит о большом внимании государства к КК АССР как району наибольшей нагрузки по борьбе с поступлением и очисткой наносов.

В общих эксплуатационных затратах доля очистки здесь составляет до 75%.

В настоящее время гидромелиоративная система Пахтаарна является типичной дельтовой системой района орошения низовий Амударьи - с многоголовым водозабором бесплотинного типа, протяженными холостыми и рабочими частями всех видов каналов, их параллелизмом, излишней пропускной способностью и сильной заиляемостью, что определяется спецификой природных и многовековых исторических условий жизнедеятельности этого района и реки.

Существующие ныне оросительные системы низовий Амударьи создавались веками. При многоводности реки и командном ее положении по отношению к землям орошения устройство разветвленной сети каналов в мягких грунтах было вполне доступно примитивной технике ручного труда древности. Но из-за мутности вод Амударьи, непрерывного переформирования русла, неустойчивости берегов имело и имеет место особенно большое заиление головных участков систем, зачастую с закупоркой (каиры) или разрушениями (дейгиш).

Население низовий для сохранения оазиса прежде всего боролось за устойчивость водозабора. Единственный способ - многоголовие точек водозабора, через систему которых регулировались поступления воды и наносов в каналы. Естеотвенно, что особенно трудоемким мероприятием была борьба с наносами на головных участках и магистралях систем. Применялся только малопроизводительный ручной труд. В результате ежегодной

очистки на береговой кромке каналов образовывались раши , достигающие на некоторых участках 5-12 м. Старые каналы забрасывались, строились новые, сеть разветвлялась и значительные площади в хозяйственно освоенной зоне терялись.

Земледельцы низовий вынуждены были затрачивать намного больше труда, чем в других районах поливного земледелия. Чтобы способствовать экономике края и снижению затрат на ручной труд в годы социалистического строительства было произведено подлинное возрождение основ поливного земледелия здесь: основой специализации орошаемого земледелия стало хлопководство (ранее было зерно-бахчевая), что дало возможность более полно оплачивать труд и коренным образом улучшить ирригацию района на основе широкой механизации. Особое внимание было обращено на оснащение средствами механизации и переустройство головных участков систем.

В системе Пахтаарна точка водозабора периодически смещалась до 1947 г. С прибытием плавучих землесосных установок точка водозабора закреплена. И сейчас, хотя процесс дейгиша и каирные явления особенно усилились в последние годы, устойчивость водозабора достаточно обеспечивается мощным парком землесосов, ведущих работы по прокопу каира. С 1937 по 1947 г. была проведена реконструкция и объединение всех систем в единую Пахтаарнинскую. А в 1956 г. последним мероприятием было строительство отстойника и головного железобетонного сооружения.

В настоящее время гидромелиоративная система Пахтаарна - одна из крупных систем низовий Амударьи, орошающая 40-42 тыс.га (из 190 тыс.га земельного фонда) земель хлопкового комплекса с годовым водозабором до 1 млрд.м^3. Основой системы является канал Пахтаарна, кроме того к ее системному управлению относятся также небольшие каналы Бештам и Найман с самостоятельным водозабором из реки. Водозабор осуществляется головным инженерным регулятором, отнесенным на 45 км

от береговой линии реки. Подводящая часть до регулятора канала с земляным руслом, пропускной способностью 80 м^3/сек, используется в качестве головного отстойника с механической очисткой плавучими землесосными установками (ЗУ). Магистральный канал (22 км) с пропускной способностью 55 м^3/сек заканчивается тройником в межхозяйственные каналы общей протяженностью 248 км. Канал переходит в сильно разветвленную (2090 км) внутрихозяйственную сеть. В системе получила развитие и коллекторно-дренажная сеть (главная сеть 320 км).

Основные технико-экономические показатели и результаты исследования мероприятий по борьбе с наносами в системе Пахтаарна приведены ниже.

По данным Системного Управления Пахтаарна объем земляных работ по борьбе с наносами в последние годы достиг 6 млн.м^3, тогда как по нашим расчетам поступления наносов в систему составляют 3-3,5 млн.м^3. По данным специалистов, на поля выносится до 20% наносов, поступивших в систему. Естественно, что такое соотношение между "приходной" и расходной частями ставят под сомнение правильность используемого отчетного материала (исходного для технико-экономического анализа) и соответственно научную и практическую ценность проведенного исследования.

В связи с этим в работе проведено дифференцированное сопоставление данных (отчеты различных Управлений по видам работ, сети, механизмов) с обоснованием и расчетами составляющих (таблица).

Естественно, что между поступлением речных наносов и очисткой оросительной сети (см.табл.) должен быть баланс, так как остальные виды земработ не связаны с поступлением или являются русло-регулировочными работами при водозаборе. Из приведенных данных видно, что и здесь в некоторые годы объемы очистки оросительной сети на 30% превышают поступление наносов. Но нужно иметь в виду, например, что до 20%

Таблица

Год	Расчетн. объем поступления наносов в систему, млн.м³	Всего земработ по очистке, млн.м³	В том числе: прокоп каира	очистка оросит. сети	очистка КДС	растаскивание раш
1955	3,45	3,47	-	3,07	0,40	-
1960	3,44	4,24	0,47	3,02	0,42	0,33
1961	3,19	4,85	0,56	3,71	0,21	0,37
1962	3,18	5,28	0,69	3,71	0,46	0,42
1963	3,85	5,63	0,83	3,94	0,43	0,43
1964	3,40	6,00	1,04	3,54	0,53	0,89

объема (установлено специальными полевыми исследованиями САНИИРИ) очистки головного отстойника (на который приходится до 60% от общего объема очистки по всей сети) составляют оползневые объемы наносов раш , сдувание песка. Кроме того, локальные особенности движения твердого стока в районе водозабора системы Пахтаарна предопределяют известную точность (до 10-20%) данных по мутности, являющихся исходными к определению объема поступления твердого стока в систему.

Проведенный анализ вскрывает практически достаточно точную для намечаемого технико-экономического исследования общую объемную характеристику взаимосвязи поступления и удаления наносов.

Общие данные технико-экономического анализа эксплуатационных мероприятий по борьбе с наносами в системе Пахтаарна приведены ниже.

За последние 15 лет (1950-1964 гг.) при увеличении площади орошения всего лишь на 20% (с 34,2 до 40,7 тыс.га) объем земработ по очистке возрос в 3,5 раза - с 1,7 до

6,0 млн.м^3, а удельные – в 3 раза – с 50 до 147 м^3/га. Объясняется это прежде всего повышением требований к водообеспечению орошаемых земель до гарантированных размеров, что экономически стимулируется ростом урожайности и долевого возделывания здесь исключительно высокодоходной культуры – хлопчатника. Такое увеличение объемов работ достигается за счет широкого применения средств механизации. Причем, если в 1950 г. объем очистки механизмами составлял немногим более 0,4 млн.м^3, или в долевом участии порядка 24% от общего объема, то в 1964 г. – уже 97% (практически полная механизация), или 5,8 млн.м^3, т.е. за этот период объем механизированной очистки возрос в 14,5 раз, при возрастании удельных объемов очистки в 11,5 раза (с 12,2 до 142 м^3/га).

Вследствие этого с 1950 по 1964 г. произошли изменения в размерах и составе денежных затрат: увеличенные в 2,3 раза (при увеличении объема работ в 3,5 раза) с 400 до 1104,7 тыс.руб. при госбюджетном ассигновании соответственно 117,8 и 926,7 тыс.руб., т.е. с увеличением почти в 8 раз и ростом долевой их части в общих затратах по очистке с 25% до 85%. Удельные затраты на 1 га возросли с 14,2 до 27 руб.– в 1,9 раза. Средняя стоимость по системе (договорная) 1 м^3 очистки снизилась с 28,2 до 18,3 коп. – в 1,6 раза.

Детализируя общие объемные и стоимостные характеристики земработ по очистке от наносов системы Пахтаарна по видам сети и работ, приходим к следующему.

До 1950 г. основные объемы составляла очистка межхозяйственной (30%) и внутрихозяйственной (50%) сети, т.е. объемная характеристика как бы нарастала с переходом к более мелкой сети, и основная (75% от общего объема) тяжесть работ ложилась на ручной труд, то начиная с 1955 г. за счет механизации работ основные объемы очистки переносятся уже на магистральную (40%) и межхозяйственную (30%) сеть. Но ручная очистка сохраняется еще в довольно больших размерах (25% от общей).

После 1955 г., когда в системе был построен головной отстойник, основные объемы (до 50%) очистки сосредоточиваются уже в нем, ручная очистка с 1960 г. сохраняется только на внутрихозяйственной сети в размере 4-7% от общего объема земработ по борьбе с наносами. Наряду с этим с 1960 г., когда река стала отходить и создавать каир в районе водозабора, потребовались регулировочные работы при водозаборе (прокоп каира), которые составляли 11% в 1960 г. и 17% в 1964 г. (от общих).

С 1955 г. начались работы по механизированной очистке КДС и растаскиванию раш (до 10% по каждому виду). Согласно этой динамике, вызванной ростом механизации, договорная стоимость 1 $м^3$ очистки наносов по видам сети изменилась с 1950 по 1964 г. следующим образом: по магистральной сети и отстойнику - с 28,3 до 14,4 коп., по межхозяйственной сети - с 28 до 21 коп., по внутрихозяйственной - с 32 до 26 коп., по коллекторно-дренажной сети - с 30 до 22 коп. и по прокопу каира стабилизируется на уровне 15-15,5 коп.

Механизированная очистка наносов в системе Пахтаарна (25% от всего объема) начала применяться с 1950 г. На современном уровне борьба с наносами по всей системе практически полностью механизирована - 95%, водопользователь освобожден от ручного труда, оцениваемого в 2-3 млн.человеко-дней. Из анализа данных по наращиванию потенциала механизации следует, что основным направлением ее развития была и остается гидромеханизация - рост парка и укрепление единичных мощностей плавучих землесосных установок.

Очистка землесосными установками в последние годы достигла 80% (3,5 млн.$м^3$) от общего объема механизированной очистки наносов системы (причем прицепные механизмы заняты не очисткой, а растаскиванием раш), являясь сравнительно с очисткой экскаваторным парком более экономически эффективной, а в части поддержания водозабора - технически и един-

ственно возможным образом. Наряду с этим значительные объемы (до 20% - I,5 млн.м^3) выполняются экскаваторами, и до 0,8-0,9 млн.м^3 - прицепными механизмами, растаскивающими раши .

Землесосный парк Пахтаарна вначале состоял из I0 землесосных установок общей энергетической мощностью I,5 тыс.л.с. (3 шт. - Янговатова и 7 шт. - 8-К3). В настоящее время в нем 45-50 единиц, общей мощностью 4 тыс.л.с. (I3-I5 шт. I2-Н3 и 25-30 шт. 4-ПЗУ, остальные 6 и 8-Н3). Потенциальные возможности годовой производительности возросли в 2,7 раза - 5,5 млн.м^3 против 2,0 млн.м^3 в I950 г. (по технически возможному времени чистой работы). Фактические же объемы очистки ЗУ возросли в 8-I0 раз. Это говорит о высокой степени использования его производственных возможностей. Так, коэффициент использования ЗУ с I950 по I964 г. возрос с 0,2I до 0,66, достигая для установок 8 и I2-Н3 до 0,80-0,95. При этом основные фонды использовались по парку ЗУ следующим образом. С I950 г. - 3I2 тыс.руб., к I960-I964 гг. они возросли в 2 раза - 550-650 тыс.руб. при средневзвешенной фондоотдаче соответственно по годам с I,3 - до 5,8 м^3/руб. По типам ЗУ - с I,3 до 6,2 м^3/руб для установок 8-I2-Н3, 4,2-4,3 м^3/руб для 6-Н3 и с 4,3 до 6,2 для установок 4-ПЗУ.

Нормативные же величины фондоотдачи (рассчитанные нами для категорий грунтов Пахтаарна) при возможном нормативном времени работы 3400 часов в году определяются для всех типов ЗУ в размере 8-I0 м^3/руб. Из сравнения следует, что фактические показатели значительно ниже нормативных, но нужно иметь в виду, что ЗУ по технологическому режиму работы ирригационных каналов (сезонный и остропиковый), характеризуемому числом часов загрузки по максимуму в 2500-3000 часов в году - не могут практически нести полную загрузку по потенциальным их возможностям (с временем чистой работы 3400 часов в году). Таким образом, использование основных фондов парка ЗУ здесь очень высокое и близкое к

практически допустимому уровню фондоотдачи.

Ежегодные фактические эксплуатационные издержки по парку ЗУ в настоящее время находятся на уровне 420-480 тыс. руб., т.е. почти одного порядка с размерами основных фондов. По типам ЗУ фонды распределяются так: 60% приходится на установки 8-I2-НЗ, производящих до 75% от всего объема очистки, 32% - на установки 4-ПЗУ с объемом работ I5 и 8% - на установки 6-НЗ с объемом работы в I0%. Соотношение объемных показателей и эксплуатационных затрат свидетельствует об относительной экономической эффективности различных типов ЗУ, прежде всего группы 8-I2-НЗ, затем 6-НЗ. Это подтверждается соответствующими показателями единичной себестоимости очистки: для группы ЗУ типа 8-I2-НЗ она приблизительно равна 9,5—I0 коп/м^3, для 6-НЗ - I2-I5 коп/м^3 и для 4-ПЗУ - 25-30 коп/м^3.

Как уже отмечалось, борьба с наносами осуществляется специализированными СМУ на договорных началах. И в операционных эксплуатационных расходах по системе в этой части в расчет берется не фактическая, а договорная стоимость работ, финансируемая по линии госбюджета из кассы ММиВХ УзССР. Договорная стоимость работ по системе Пахтаарна за последние 5 лет находится в пределах 600-800 тыс.руб., т.е. договорные суммы по годам превышают фактические в I,5-I,7 раза. Разница между ними - это фонд накопления СМУ, идущий на расширенное воспроизводство и покрытие перерасходов по другим видам средств механизации.

Строго установить размер основных фондов по экскаваторному парку в части работ по очистке системы от наносов не возможно, ввиду комплексного во времени использования его на различных видах земляных работ. Однако, имеющиеся общие данные позволяют сделать анализ в части фондоотдачи, себестоимости и договорной стоимости работ для сопоставительных характеристик с землесосным парком. Показатели фондоотдачи по экс-

каваторному парку за последние 5 лет находятся на уровне 7-8 м^3/руб., что заметно превышает этот же показатель по землесосному парку. Но мы отмечали, что работа землесосного парка на ирригационных системах режимно ограничена и при предоставленных ему возможностях полной загрузки эффективность использования основных фондов землесосного парка была бы в I,5 раза выше, чем по экскаваторному парку. Фактическая же себестоимость I м^3 очистки экскаваторным парком - 22-28 коп/м^3 (в два раза выше общей средней - I2-I4 коп/м^3 - по землесосному парку) при договорной стоимости - 20-25 коп/м^3 (договорная стоимость ближе к нормативной, исчисляемой нами в 20-25 коп/м^3), т.е. СМУ на очистке экскаваторами и растаскивании рам терпит ущерб, что компенсируется экономией за счет ЗУ.

Анализ технико-экономических показателей по прицепному парку показывает, что растаскивание рам сейчас является определенной технико-экономической задачей. Объемы этого вида работ достигли в последние годы 0,8 млн.м^3 при фактических затратах до I00 тыс.руб. Себестоимость I м^3 - II-I5 коп/м^3 при договорной в 5-I2 коп/м^3. Следовательно, в процессе механизации работ по очистке системы от наносов (которая освободив водопользователя от ручного труда, оцениваемого в 50-70 человеко-дней на I га орошаемой площади), за последний I5-летний период произошли значительные изменения и прежде всего ведущему виду механизации - гидромеханизации.

Укрупнение единичных мощностей парка ЗУ и сосредоточение больших объемов работ в отстойниках, (позволивших в 2-3 раза уплотнить режим загрузки ЗУ) предопределило то, что за рассматриваемый период фактическая себестоимость I м^3 очистки земснарядами типа 8-I2-НЗ (производящих до 80% объема очистки от общего ЗУ и до 60% от общего объема механизированной очистки по системе) снизилась в 2,5 раза и стаби-

лизировалась на уровне 9-10 против 26,5 коп/м^3 при становлении гидромеханизации.

Это послужило толчком для снижения договорной стоимости работ с 28-30 до 15 коп/м^3. Кроме того, расширение экскаваторного парка для очистки межхозяйственной и внутрихозяйственной сети - экономически более эффективное направление, по сравнению с очисткой межхозяйственной сети установками типа 4-ПЗУ, что и предопределяло их сокращение и демонтаж в последние годы более чем в 1,5 раза.

На основе технико-экономического анализа мероприятий по борьбе с наносами на примере гидромелиоративной системы Пахтаарна - типичной системы низовий Амударьи - определены актуальные задачи технико-экономической оптимизации 1) распределения (сосредоточения) объемов очистки по элементам системы (проблема растаскивания раш и дальнейшее складирование удаляемых из каналов и отстойников наносов); 2) параметров и диспетчеризация режима работы отстойников с механической очисткой плавучими ЗУ; 3) типов земснарядов по видам сети.

Нами разработан метод технико-экономического расчета выбора оптимального парка ЗУ при работе на очистке наносов ирригационных отстойников.

Подробно метод описан в статье "Технико-экономический метод расчета оптимального парка земснарядов, работающих на ирригационных отстойниках" (данный сборник).

К.И.БЕЛОЦЕРКОВСКИЙ

МЕТОДИКА И СИСТЕМА ПОКАЗАТЕЛЕЙ ДЛЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО АНАЛИЗА ЭКСПЛУАТАЦИИ ГОСУДАРСТВЕННЫХ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ

В намеченной директивными постановлениями программе широкого развития орошения, наряду с большими работами по водохозяйственному строительству и освоению новых земель, значительное внимание уделяется реконструкции и переустройству действующих гидромелиоративных систем, повышению эффективности их использования, выявлению и использованию имеющихся резервов.

Качественное выполнение производственных задач возможно при условии высокого уровня технического оснащения гидромелиоративных систем, рациональной организации их эксплуатации, эффективного использования природных ресурсов и средств производства, правильного хозяйствования, с целью достижения лучших результатов при наименьших материальных, денежных и трудовых затратах.

За годы Советской власти создано значительное количество новых инженерных гидромелиоративных систем. Эти системы построены в соответствии с последними достижениями ирригационной науки и техники: на магистральных и распределительных каналах применены антифильтрационные одежды, часть каналов уложена в трубопроводы, лотки; ирригационная сеть оснащена инженерными гидротехническими сооружениями, оборудована новейшей водоизмерительной аппаратурой; широко развита (в районах мелиоративного неблагополучия) коллекторно-дренажная сеть, применяется закрытый вертикальный и горизонтальный дренаж и т.д.

В это же время в районах старого орошения значительная часть гидромелиоративных систем до настоящего времени

остается неинженерной или полуинженерной, что влечет за собой существенные недостатки в их состоянии и работе:

а) водообеспеченность большого числа систем неудовлетворительна; зарегулированность стока источников орошения не превышает 20%;

б) водозабор в системы, головные участки и магистральные каналы недостаточно оборудован инженерными сооружениями (до 20% - по числу и 57% - по площади);

в) распределительная сеть гидромелиоративных систем и точки выдела в хозяйства - водопользователи слабо оборудованы инженерными сооружениями (сеть на 54%, водовыделы на 30% - по площади);

г) незначительная часть магистральной и распределительной оросительной сети покрыта антифильтрационными одеждами;

д) коллекторно-дренажная сеть в районах мелиоративного неблагополучия орошаемых земель недостаточно развита и содержится в плохом состоянии; слабо внедряются прогрессивные виды закрытых дренажных устройств.

В результате на этих системах нарушается план забора, распределения и подачи воды; каналы работают с низким к.п.д., в условиях низкой водообеспеченности имеют место большие потери воды; ухудшается мелиоративное состояние земель, подверженных засолению и заболачиванию. Соответственно низкими являются и показатели хозяйственной деятельности гидромелиоративных предприятий: не выполняется план водопользования (как по объемам подаваемой воды, так и по срокам водоподачи); непроизводительно используются производственные основные фонды; увеличиваются затраты на проведение эксплуатационных мероприятий; не выполняются плановые задания по поддержанию каналов и сооружений и т.д.

В целях устранения имеющихся недостатков, улучшения эксплуатации гидромелиоративных систем и тем самым повыше-

ния эффективности орошаемого земледелия в целом, на старых системах осуществлены и проводятся в настоящее время ирригационно-мелиоративные мероприятия.

Технический эффект проведенных на старых системах мероприятий изучен в достаточной степени; по этому вопросу имеется ряд рекомендаций, разработанных проектными и научно-исследовательскими организациями. Вместе с тем, до последнего времени недостаточно изучается фактическая экономическая эффективность мероприятий по реконструкции и переустройству действующих гидромелиоративных систем и еще в меньшей степени разработаны вопросы технико-экономического анализа их эксплуатации.

Необходимость проведения экономических исследований на гидромелиоративных системах, в частности технико-экономического анализа эксплуатации, диктуется целым рядом обстоятельств. Прежде всего нужно проверить на фактическом материале проектные решения по реконструкции и переустройству действующих систем.

Анализ эффективности проведенных на отдельных системах мероприятий по усовершенствованию этих систем показывает, что имеет место резкое занижение фактической эффективности против проектной.

Одной из причин создавшегося положения следует считать несовершенство основного экономического инструмента - метода определения экономической эффективности мелиоративных мероприятий.

В свою очередь определение фактической эффективности проведенных на системах мероприятий влечет за собой необходимость детального технико-экономического анализа работы отдельных гидромелиоративных систем.

Технико-экономический анализ работы гидромелиоративных систем должен отвечать

а) всесторонней характеристике выполнения произ-

водственной программы и достигнутого уровня по отдельным звеньям системы и по системе в целом, а также отдельным мероприятиям;

б) объективной оценке достигнутых в работе системы экономических результатов и увязке их с результатами хозяйственной деятельности обслуживаемых сельхозпредприятий;

в) выявлению причин, оказывающих влияние на достигнутые результаты,и установлению влияния каждой из них;

г) разработке рекомендаций по приведению в действие резервов выявленных в процессе анализа;

д) изысканию наиболее рациональных и экономичных путей осуществления отдельных водохозяйственных мероприятий и хозяйственных процессов.

При экономическом анализе работы гидромелиоративных систем, следует учитывать специфические особенности, присущие этому виду предприятий. Работа государственных гидромелиоративных систем строится на базе использования природных ресурсов (земельных и водных) и производственных основных фондов.

От целесообразного использования водных ресурсов, земельного фонда, пригодного к орошению, и технических устройств системы, зависит развитие и результативность сельскохозяйственных предприятий в зоне командования системы.

Таким образом, гидромелиоративная система, будучи самостоятельным водохозяйственным предприятием, является в то же время составной частью сельскохозяйственного производства на орошаемых землях. Поэтому экономическая оценка работы гидромелиоративной системы только по внутренним показателям, характеризующим ее хозяйственную деятельность, является недостаточной.

Эффективность работы гидромелиоративной системы необходимо оценивать также и при помощи ряда косвенных показателей, характеризующих результативность сельскохозяйственного производства в хозяйствах, обслуживаемых системой. В этом прежде всего заключается отличие технико-экономического анализа эксплуатации гидромелиоративных систем от анализа работы предприятий других отраслей народного хозяйства. Однако этим не ограничивается особенность метода анализа эксплуатации гидромелиоративных систем. Системы относятся к хозяйственным предприятиям, чья деятельность финансируется государством в сметно-бюджетном порядке. Свои функции по отношению к хозяйствам-водопользователям, государственные гидромелиоративные системы в настоящее время осуществляют бесплатно.

Практика госбюджетного финансирования гидромелиоративных систем исключает возможность рассмотрения при анализе их работы такой категории, как рентабельность системы, а общая оценка их финансовой деятельности практически ограничивается сопоставлением плановых и фактических данных о размерах затрат на эксплуатацию системы.

Отличительной особенностью гидромелиоративных систем, предопределяющей и особенности технико-экономического анализа, является значительное влияние на их работу природных условий, определяющих, в свою очередь, характер использования водных и земельных ресурсов, размер и состав основных производственных фондов, эксплуатационных затрат и т.д.

Гидромелиоративные системы, работающие в условиях мелиоративного неблагополучия орошаемых земель, помимо мероприятий по забору, распределению и подаче воды хозяйствам, должны обеспечить сохранение необходимого водно-солевого режима на орошаемых землях. Этим объясняется наличие в основных производственных фондах гидромелиоративных систем значительной части фондов мелиоративного назначения.

а в структуре эксплуатационных затрат – определенных расходов на их эксплуатацию и поддержание.

Учитывая особенности гидромелиоративных систем как хозяйственных предприятий, действующих в сфере сельскохозяйственного производства, следует четко сформулировать основные принципиальные положения, на которых будет базироваться метод и система технико-экономических показателей для анализа их эксплуатационной деятельности.

I. Межхозяйственная гидромелиоративная система в условиях социалистического хозяйствования является государственным производственным предприятием, представляющим самостоятельную отрасль народного хозяйства и входящим в систему Министерства мелиорации и водного хозяйства СССР.

2. Определяющая роль гидромелиоративных систем в развитии сельскохозяйственного производства в районах орошения состоит в том влиянии, которое они оказывают на направление, развитие и интенсификацию поливного земледелия, урожайность сельхозкультур, организацию и использование орошаемой территории и, в конечном счете, на экономические результаты деятельности сельхозпредприятий.

Однако учитывая, что эффективность сельскохозяйственного производства является результатом влияния многочисленных факторов, оценку качества работы гидромелиоративных систем нельзя ограничивать только учетом эффекта сельхозпроизводства на подкомандных землях. Работа гидромелиоративной системы должна оцениваться кругом внутренних технико-экономических показателей, характеризующих состояние и результаты их работы как хозяйственных предприятий, и внешних (косвенных) показателей, оценивающих работу системы по результатам сельхозпроизводства.

3. Система технико-экономических показателей для анализа работы гидромелиоративных систем должна удовлетво-

рять

а) определению технико-экономического состояния системы;

б) оценке результатов работы системы за определенный календарный период;

в) установлению динамики изменений происшедших в состоянии и работе системы за ряд лет;

г) сравнению состояния и результатов работы разных систем.

4. Назначение технико-экономических показателей должно определяться задачами, поставленными перед аналитической работой: объективно отражать состояние системы, условия и результаты работы системы в целом, ее отдельных звеньев и элементов; вскрывать имеющиеся недостатки и ориентироваться на их устранении, с целью изыскания резервов и создания условий для наиболее полного использования имеющихся возможностей; служить целям обоснованного планирования работы системы и контроля за выполнением производственной программы. Кроме того, технико-экономические показатели должны обеспечить возможность изучения состояния и работы системы с точки зрения дальнейшего развития, разработки перспективных мероприятий и их влияния на интенсификацию сельхозпроизводства.

5. Состав технико-экономических показателей и способы их определения должны удовлетворять условиям наибольшей простоты их получения, обработки и использования.

6. Количество показателей по возможности должно быть минимальным и вместе с тем удовлетворять задачам всестороннего анализа. Увеличение количества показателей может быть проведено в различной степени в целом по системе или по звеньям системы, видам мероприятий и отдельным периодам работы. Степень дифференциации определяется задачами, поставленными перед аналитической работой.

В целом рекомендуемая система технико-экономических показателей для анализа работы гидромелиоративных систем состоит из шести групп. Прежде чем перейти к анализу показателей работы гидромелиоративных систем Ферганского ОУОС, следует отметить особенности организации его эксплуатационной деятельности.

Первая особенность заключается в том, что действующие в настоящее время три, ранее самостоятельные гидромелиоративные системы, эксплуатируемые Ферганским ОУОС (Исфайрам-Шахимарданская, Сохская и Исфаринская), потеряли свое самостоятельное значение. В связи с тем, что водоносность различных источников орошения этих систем не совпадала по времени, и водообеспеченность подвешенных к ним земель подвергалась резким колебаниям, в целях уравновешивания водообеспеченности и создания условий для переброса воды в критические периоды из системы более многоводной в систему маловодную, были построены крупные магистральные каналы (БФК, СФК, ЮФК), а также ряд каналов-перебросов, закольцевавших указанные системы в единую крупную гидросистему комплексного назначения.

Вторая особенность - это организационное построение службы эксплуатации гидромелиоративных систем в целом по ММиВХ УзССР. В соответствии с положением эксплуатация гидромелиоративных систем Ферганского ОУОС осуществляется через следующие структурные подразделения:

а) водозаборные сооружения из источников орошения - Управлениями водных узлов (ВУ);

б) оросительные каналы межрайонного значения - Управлениями межрайонных каналов (УМРК);

в) внутрирайонная межхозяйственная сеть - Районными управлениями оросительных систем (РУОС);

г) межрайонная и внутрирайонная коллекторно-дренажная сеть - Управлением мелиорации.

Учет особенностей организации эксплуатации гидромелиоративных систем Ферганского ОУОС и необходимость охвата всего комплекса технических и хозяйственных задач, стоящих перед гидромелиоративными системами, предопределяет целесообразность проведения анализа работы Ферганского ОУОС в целом, как единого хозяйственного предприятия с дифференциацией отдельных показателей состояния и работы по эксплуатационным звеньям, входящим в Ферганское ОУОС.

В связи с изложенным, в дальнейшем, при проведении анализа под "гидромелиоративной системой" нами понимается Ферганское ОУОС в целом. Технико-экономические показатели (с 1954 по 1966 гг.) эксплуатации гидромелиоративных систем Ферганского ОУОС приведены в таблице.

Общий анализ данных, приведенных в первой группе, показывает, что в целом гидромелиоративная система располагает значительными возможностями. В зоне командования системы имеются свободные земли, пригодные к орошению. За счет освоения целинных земель Центральной Ферганы, а также внутрисистемных перелогов и залежей орошаемая площадь может быть увеличена на 80-90 тыс.га. Природные особенности обусловили наличие в пределах орошаемых системой земель значительной площади земель, подверженных засолению.

Несмотря на большие работы по улучшению мелиоративного состояния орошаемых земель, все же до настоящего времени площадь их сокращается незначительно - 143 тыс.га или 47% земель с оросительной сетью (1966 г.). Засоленные земли низкоурожайные, и только за счет этого подкомандные земли ежегодно теряют в среднем 20-25 тыс.т хлопка-сырца. Технически система располагает большим костяком основных фондов производственного назначения - около 44 млн.руб.

Так как в пределах командования системы значительное количество засоленных (143 тыс.га) и мелиоративно-неустойчивых земель, в составе ПОФ, кроме основных фондов

оросительного назначения, имеются мелиоративные ПОФ. Анализ динамики ПОФ за 1954-1966 гг. позволяет сделать вывод о том, что растут в основном фонды оросительного назначения, т.е. наиболее значительная часть капиталовложений направлялась на повышение водообеспеченности системы, строительство новой оросительной сети и реконструкцию существующей. В результате при одновременном увеличении орошаемых площадей удельный размер оросительных ПОФ, за указанный период, возрос в 6 раз (с 18,8 до 113 руб/га), в то время как размер фондов мелиоративного назначения увеличился только в 1,5 раза (с 14,8 до 23,6 руб/га).

Вместе с тем следует отметить, что, несмотря на столь значительный рост ПОФ, ирригационная сеть системы недостаточно оснащена инженерными гидросооружениями: при норме 40-50 ед/тыс.га фактически на системе имеется в среднем 9,5 шт/тыс.га. Водозабор из источников орошения оборудован инженерными сооружениями только на 47%. Гидрометрических постов на сети лишь 5,4 шт/тыс.га при норме 12-15. Несмотря на реконструкции межхозяйственной оросительной сети и переход части сети в категорию внутрихозяйственной (в результате укрупнения хозяйств-водопользователей), удельная ее протяженность все еще составляет 8,5 пог.м/га, что хотя и ниже этого показателя в целом по УзССР (12,2 п.м/га), но все же почти в 2 раза выше нормативного значения.

Положительным моментом следует считать общее увеличение протяженности коллекторно-дренажной сети, что позволило повысить с 7,9 до 12 пог.м/га ее удельную протяженность на гектар площади, охваченной сетью.

Несколько хуже обстоит дело с водными ресурсами системы. Несмотря на регулировочные работы, позволившие резко увеличить объемы водозабора из источников орошения в годы с различной обеспеченностью стока источников, ороси-

тельная способность системы (с учетом условий водоносности источников, пропускной способности системы и к.п.д. межхозяйственной сети) все еще недостаточна. Из 305 тыс.га земель с оросительной сетью, в 1966 г. полностью водообеспечено было (по условиям гидромелиоративного районирования) только 269 тыс.га. Особенно низкой (60-80%) водообеспеченность орошаемых земель продолжает оставаться в отдельные периоды вегетации, а в маловодные годы она снижается до 35-40%. Это крайне отрицательно сказывается на работе гидромелиоративной системы и, что самое важное, - на сельскохозяйственном производстве подкомандной зоны.

Анализируя показатели первой группы, следует отметить, что имеются большие резервы повышения производственной мощности. Основные мероприятия в перспективном плане развития должны быть направлены на повышение водообеспеченности системы, увеличение ее оросительной способности, дальнейшее улучшение мелиоративного состояния орошаемых земель и техническое оснащение ирригационной сети инженерными гидросооружениями и водоизмерительным оборудованием.

Если первая группа показателей характеризует наличие и состав природных ресурсов и средств производства системы с их количественной и качественной сторон , то вторая группа показателей определяет степень их полезного использования.

Повышение коэффициента использования годового (с 0,69 до 0,85) и вегетационного (с 0,68 до 0,80) стоков источников орошения позволило значительно улучшить использование системой водных ресурсов. Годовой объем водозабора в систему в многоводный 1966 г. составил 4,5 млрд.м^3, тогда как в многоводные 1954 и 1958 гг., водозабор составил 3,2 и 3,7 млрд.м^3. Соответственно увеличился и объем водозабора из источников в вегетационный период. Увеличение объемов водозабора из источников орошения, несмотря на рост оро-

шаемых площадей (II7% в 1966 г. против 100% в 1954 г.);позволило не только сохранить,но и увеличить размер удельного водозабора в расчете на 1 га орошаемой площади с 13 тыс.м^3 в 1954 г. до 15 в 1966 г.

Особенно важным в условиях низкой водообеспеченности системы явилось увеличение удельного размера водозабора из источников в наиболее ответственный - вегетационный - период (10,5 тыс.м^3 в 1966 г. против 8,6 в 1954 г.). Еще более значительных успехов достигла система в увеличении объемов водоподачи в точках выдела хозяйствам-водопользователям.

В результате реконструкции оросительной сети, проведения мероприятий по борьбе с потерями воды из каналов, упорядочения внутрисистемного регулирования и распределения воды резко повысилось значение к.п.д. системы в целом. В 1966 г. к.п.д. системы составил 0,83 против 0,66 в 1954 г. Повышение к.п.д. наряду с ростом объема водозабора из источников позволило резко увеличить размеры общей и удельной водоподачи и приблизить их значения к оптимальным. Водоподача в хозяйства в 1966 г. достигла 12,5 тыс.м^3/га в годовом объеме и 8,8 тыс.м^3/га в вегетационный период.Это достижение следует считать особенно важным, учитывая недостаточную водообеспеченность системы и постоянный рост орошаемых площадей.

В результате проведения водохозяйственных работ за анализируемый период, за счет освоения целинных земель и внутрисистемных резервов площадь земель с оросительной сетью возросла на 44,2 тыс.га. Земли с оросительной сетью используются интенсивно - КЗИ увеличился с 0,96 до 0,99, в результате чего фактически орошаемые площади в пределах системы увеличились за анализируемый период на 50 тыс.га. Основная часть орошаемых площадей используется под посевы хлопка - 65,7% в 1966 г. С 1954 по 1966 гг. площадь под посевы хлопка возросла на 29 тыс.га (из общего прироста 50 тыс.га).

Как уже сказано, площадь мелиоративно неблагополучных земель в 1966 г. составила 143 тыс.га.

В целях предотвращения ухудшения мелиоративного состояния орошаемых земель коллекторно-дренажной сетью охвачена значительно большая площадь - 224 тыс.га. В практике оценки степени использования производственных основных фондов гидромелиоративных систем принято продуктивность (фондоотдачу) ПОФ определять по размеру выхода сельскохозяйственной продукции на единицу стоимости ПОФ.

Нам представляется целесообразным наряду с этим определять продуктивность ПОФ системы (как хозяйственного предприятия) по внутренним показателям продуцирования ПОФ, т.е. по размеру орошаемых и мелиорируемых площадей, объемам водозабора и водоподачи на единицу стоимости ПОФ.

Эти показатели представляют интерес как при оценке работы одной системы за ряд лет, так и при сравнении работы разных систем. Они могут иметь значение и при определении направлений капиталовложений в ПОФ системы и планировании реконструкции и расширения системы. Анализ данных, приведенных в таблице, показывает, что имеет место достаточно резкое снижение уровня продуктивности ПОФ системы. Причина заключается в том, что рост обеспеченности системы ПОФ (как оросительного, так и мелиоративного назначения) резко опережает рост орошаемой и мелиорируемой площади, рост объемов водозабора и водоподачи. Если стоимость оросительных ПОФ с 1954 по 1966 гг. увеличилась почти в 6 раз, то площадь орошаемых земель в 1966 г. составила 119,7% от площади 1954 г., а объемы водозабора и водоподачи соответственно 136,4% и 172,7%. Такое же положение и с мелиоративным ПОФ - при их росте почти в 2 раза площадь мелиорируемых земель увеличилась только на 4,7%.

Важнейшими показателями работы гидромелиоративной системы, являются показатели третьей группы - себестоимость

эксплуатационных работ. Анализ данных, приведенных в таблице, показывает, что имеет место тенденция роста себестоимости орошения и мелиорации, себестоимости водозабора и водоподачи. Это объясняется тем, что наряду с увеличением затрат по отдельным эксплуатационным мероприятиям в связи со значительным ростом обеспеченности системы ПОФ амортизационная составляющая в структуре себестоимости постоянно возрастает и в последние годы составляет 40-45% от общих издержек.

Таким образом, на системе увеличение обеспеченности системы ПОФ не влечет за собой снижение себестоимости эксплуатационных работ. Анализ затрат и производительности труда эксплуатационного штата системы показывает, что прежде всего значительно выросла техническая вооруженность работников системы - 35,8 тыс.руб/чел в 1966 г. против 7,4 тыс. руб/чел в 1954 г. Рост технической вооруженности позволил увеличить нагрузку орошаемой площади на I работника системы с 203 до 244 га; объем управляемого водотока (т.е. объем водоподачи в хозяйства) с I,7 до 3,I млн.$м^3$.

При оценке работы гидромелиоративной системы следует серьезное внимание уделять степени выполнения производственной программы (показатели пятой группы). Эксплуатационная производственная программа состоит из заданий по проведению плана водопользования, содержания и поддержания ирригационной сети и мелиоративного улучшения орошаемых земель. Анализ приведенных данных показывает, что в результате повышения водообеспеченности системы и проведения других водохозяйственных мероприятий улучшились показатели выполнения плановых заданий по водозабору из источников орошения и водоподаче в хозяйства-водопользователи.

Вместе с тем коэффициент соблюдения плана водопользования (т.е. отношение количества хозяйств, получивших воду в соответствии с планом водопользования и в пределах ±I0% от

плана, к общему числу хозяйств-водопользователей) повысился недостаточно и остается еще на низком уровне. Что же касается выполнения плановых заданий по эксплуатационным мероприятиям (содержание и ремонт системы), то в результате улучшения оснащения системы землеройными механизмами, транспортом и оборудованием значительно улучшились показатели выполнения.

Шестая группа показателей характеризует эффективность работы гидромелиоративной системы по результатам сельскохозяйственного производства подкомандной зоны. С ростом площадей, занятых под хлопчатник, и повышением урожайности основной культуры - хлопка - увеличился валовой сбор хлопка до 516 тыс.т в 1966 г. против 343 в 1954 г. Выросли площади и урожайность по остальным сельскохозяйственным культурам.

В результате стоимость валовой продукции растениеводства, полученной на землях подкомандной системы, увеличилась на 113 млн.руб. Продуктивность 1 комплексного гектара возросла с 678 до 940 руб/га. Значительно меньше изменился показатель продуктивности оросительной воды, поданной хозяйствам. Что же касается продуктивности ПОФ системы, то в связи с тем, что рост ПОФ значительно опередил рост валовой продукции сельскохозяйственного производства, продуктивность ПОФ резко сократилась и в 1968 г. составила 6,5 против 18,8 руб/руб в 1954 г.

В целом показатели шестой группы позволяют сделать вывод о том, что улучшение технического состояния системы, повышение показателей ее производственной деятельности в значительной степени оказали положительное влияние на интенсификацию сельхозпроизводства подкомандной зоны. Дальнейшая дифференциация показателей состояния и работы системы по отдельным ее звеньям, периодам и мероприятиям позволяет выявить наиболее узкие места и наметить организа-

ционно-хозяйственные и технические мероприятия, которые необходимо осуществить для повышения экономической эффективности работы системы.

В силу того, что наиболее узким местом в работе системы является недостаточная водообеспеченность орошаемых земель, одним из ведущих направлений перспективного развития системы следует считать проведение мероприятий по повышению оросительной способности системы. В составе этих мероприятий наряду с дальнейшим регулированием стока источников орошения должны получить развитие работы по строительству и реконструкции магистральной и распределительной сети, оснащению ее инженерными гидросооружениями и водоизмерительным оборудованием и мероприятия по сокращению потерь воды на фильтрацию с целью повышения значения к.п.д. системы.

Повышение водообеспеченности системы, в свою очередь, создаст условия для повышения степени использования свободного земельного фонда, пригодного к орошению в зоне командования системы. Большое внимание следует уделить вопросам мелиоративного улучшения орошаемых земель. Наличие в пределах системы значительной площади засоленных и мелиоративно неустойчивых земель требует усилить внимание к вопросам мелиорации.

Техническое состояние системной коллекторно-дренажной сети (около 27%) неудовлетворительно. В значительно худшем состоянии находится внутрихозяйственная КДС. В целях общего улучшения мелиоративного состояния орошаемых земель следует основное внимание уделить внутрихозяйственному дренажу, вплоть до передачи его на баланс управления мелиорации Ферг.ОУОС.

Эффективность работы системы во многом зависит от качественного выполнения эксплуатационных мероприятий по поддержанию системы в должном техническом состоянии. Несмотря на то, что выполнение плановых заданий по этим мероприятиям за последние годы улучшилось, все же узким местом является

недостаточное финансирование капитального ремонта ПОФ. Размеры финансирования капитального ремонта ПОФ в несколько раз ниже нормативных значений по нормам амортизации.

Следует уже сейчас в условиях бюджетного финансирования увеличить объем финансирования мероприятий по капитальному ремонту. Важным элементом повышения эффективности работы системы является снижение себестоимости эксплуатационных работ.

В условиях работы Ферганского ОУОС основными резервами снижения себестоимости следует считать

а) уменьшение амортизационной составляющей в себестоимости, за счет повышения степени использования ПОФ;

б) сокращение затрат на очистку ирригационной сети от наносов;

в) повышение значений КЗИ и к.п.д. системы.

В общем плане повышения эффективности работы гидромелиоративных систем следует считать целесообразным ускорение решения вопроса о введении платы за воду, подаваемую хозяйствам-водопользователям, и перевода государственных гидромелиоративных систем на хозяйственный расчет.

Т.И.ДЕРЛЯТКА

РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОЛНОВОЙ ГРАВИЕЛОВКИ

Борьба с завлечением наносов из источников орошения в каналы является одной из основных проблем эксплуатации оросительных систем. Отложение наносов в оросительной сети помимо больших затрат на очистку вызывает уменьшение пропускной способности каналов, из-за чего нарушается плановость водопользования.

Борьба с поступлением донных наносов в оросительные системы осуществляется в основном или при водозаборе из источника орошения, или ниже водозабора - на магистральных каналах. Первый из этих способов применяется главным образом на инженерных системах, оборудованных водозаборными гидроузлами; второй - на непереустроенных полуинженерных системах, которые пока еще достаточно широко распространены, особенно в предгорных и горных районах.

Опытом эксплуатации предгорных и горных оросительных систем, где затруднения вызывают донные наносы, установлено, что наиболее эффективными противонаносными сооружениями на каналах являются гравиеловки непрерывного действия, при условии, что обеспечиваются необходимые сбросные расходы, или необходимая величина сброса незначительна.

Две конструкции таких гравиеловок, основанных на предложенном Л.А.Валентини в 1958 г. принципе гидравлического экранирования бурных потоков, разработаны в САНИИРИ /I/. В одной из них (прыжковой) улавливание наносов обеспечивается благодаря экранирующему действию косого гидравлического прыжка, а во второй (волновой) - косой волны, возбуждаемой в бурном потоке косым в плане донным порогом. Волновая гравиеловка, хотя и имеет большие потери на сброс

и хуже улавливает песчаные наносы при насыщенности ими потока более 2-2,5 г/л, чем прыжковая, но выгодно отличается от нее простотой расчета и проектирования, меньшим объемом строительных работ, менее сложным способом их производства, а главное - устойчивостью режима работы в сложных условиях предгорных и горных оросительных систем /2/. В силу этих причин более приемлемой признана волновая гравиеловка.

Проверка этого сооружения в лабораторных и натурных условиях, а также результаты эксплуатации позволяют рекомендовать его широкое производственное применение в соответствующих условиях предгорных и горных систем. Однако, несмотря на то, что исследовательские работы по гравиеловке закончены, опубликованные материалы /2,3/ не дают полного представления о методике расчета и проектирования.

В настоящей статье приведены исчерпывающие рекомендации по расчету, проектированию и эксплуатации гравиеловки, которые позволят без труда применять ее в условиях эксплуатации предгорных и горных оросительных систем.

Принцип действия. На дно лотка прямоугольного поперечного сечения с уклоном больше критического установлен косой в плане донный порог (рис.I). Бурный поток преодолевает его с образованием местного повышения свободной поверхности воды в виде косой волны. В зоне волны на элементарную частицу жидкости действуют в основном две силы: F_v - сила инерции и $F_{\Delta p}$ - перепад гидростатического давления. Частица под действием этих сил движется в направлении, примерно совпадающем с направлением равнодействующей F, вектор которой составляет некоторый угол с гидравлической осью невозмущенного потока.

В результате в зоне действия гидравлического экрана траектория частицы искривляется. Кривизна траектории

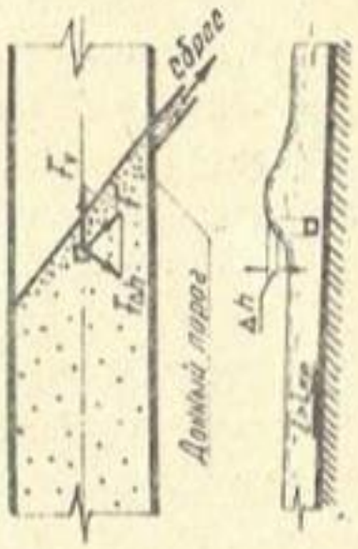


Рис.I. Принцип экранирования
бурного потока

тем больше, чем больше перепад гидростатического давления и меньше сила инерции, т.е. скорость частицы. Поэтому донные струи, имеющие меньшие скорости, поворачивают более резко, чем поверхностные. Вместе с донными струями перемещаются почти параллельно порогу и донные наносы. Перемещаясь в зоне действия гидравлического экрана вдоль порога, они затем поступают с небольшим сбросным расходом воды через донное промывное отверстие в пульповод.

Используемый принцип улавливания наносов выгодно отличается от других тем, что наносы на входе в промывное отверстие не изменяют своего направления и поступают в него по инерции, благодаря чему наносы можно удалять небольшим промывным расходом. Этому способствуют также значительные собственные скорости частиц, приобретенные в бурном потоке. Вместе с тем, в бурном потоке вследствие повышенной турбулентности часть мелких донных наносов завешивается, выходит из зоны гидравлического экрана и проскакивает за порог. Однако этот недостаток не имеет решающего значения, так как в горных и предгорных каналах, характеризующихся большими уклонами, песчаные наносы не осаждаются.

Основным рабочим элементом гравиеловки является косой порог, от высоты которого зависит эффективность экранирования и улавливания донных наносов. Если она будет мала, экранирующий эффект ее ($F_{\Delta p}$ или Δp ; см.рис.I) будет недостаточным для улавливания наносов. Если высота порога больше некоторой предельной, перед ним возникает обычный гидравлический прыжок, в зоне вальца которого наносы взмучиваются, вследствие чего значительная часть их не улавливается гравиеловкой и проскакивает за порог. Оптимальная высота порога определяется по выражению

$$h_n = 0{,}5h_1\left(\sqrt{1+8\Pi_н}-1\right)-0{,}5\sqrt[3]{q^2}\,, \qquad (I)$$

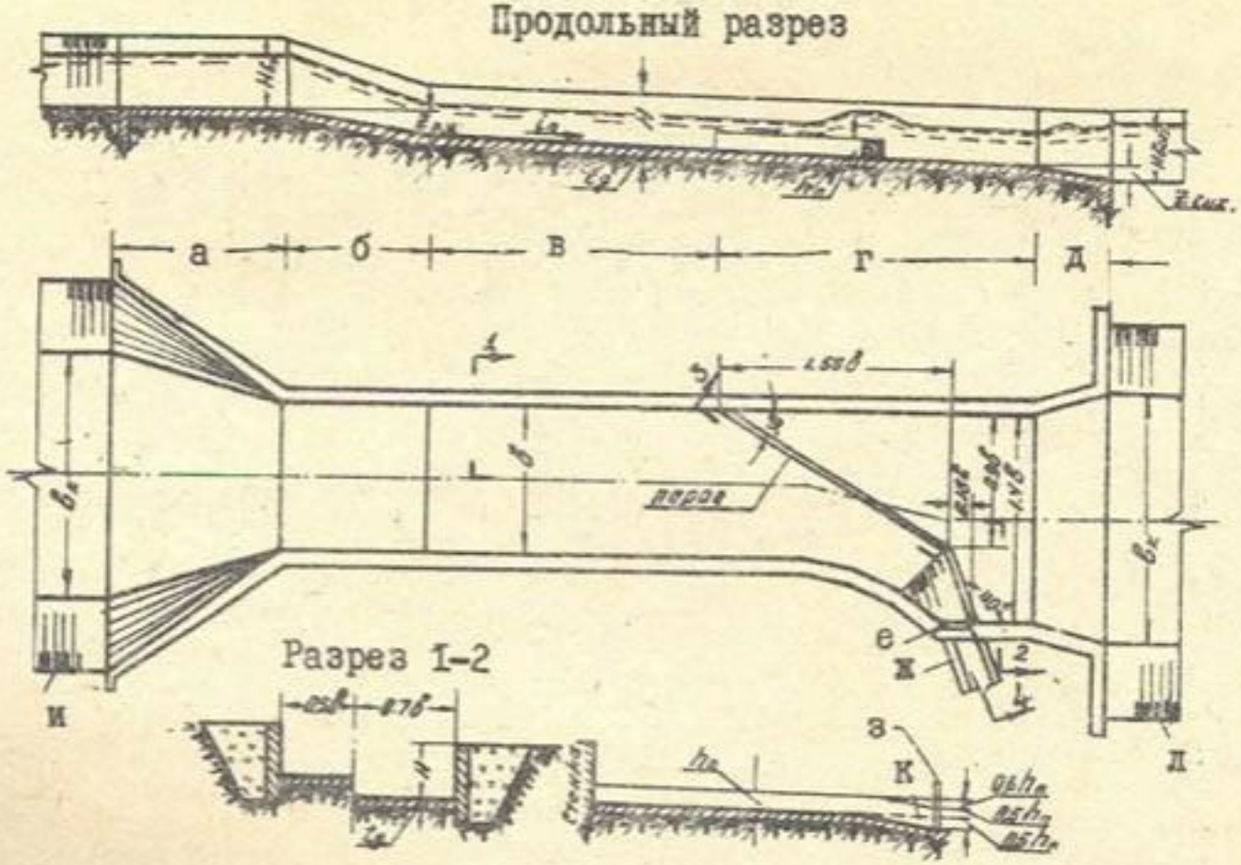


Рис.2.Конструктивный чертеж волновой пескогравиеловки.

Участки:а-входной $l_{вх} = 2(b_н - b)$;б-разгонный $l_{ру} = b_в$;в-стабилизирующий $l_{су} = 2b$; г-волновой $l_{ву} = 22b$;д-выходной 2 $(b_н - 1,4b)$; е-сбросной затвор; ж-пульповод;з-сбросной затвор (разр.3-4);и-подводной канал;к-поверхность дна за порогом;л-отводящий канал.

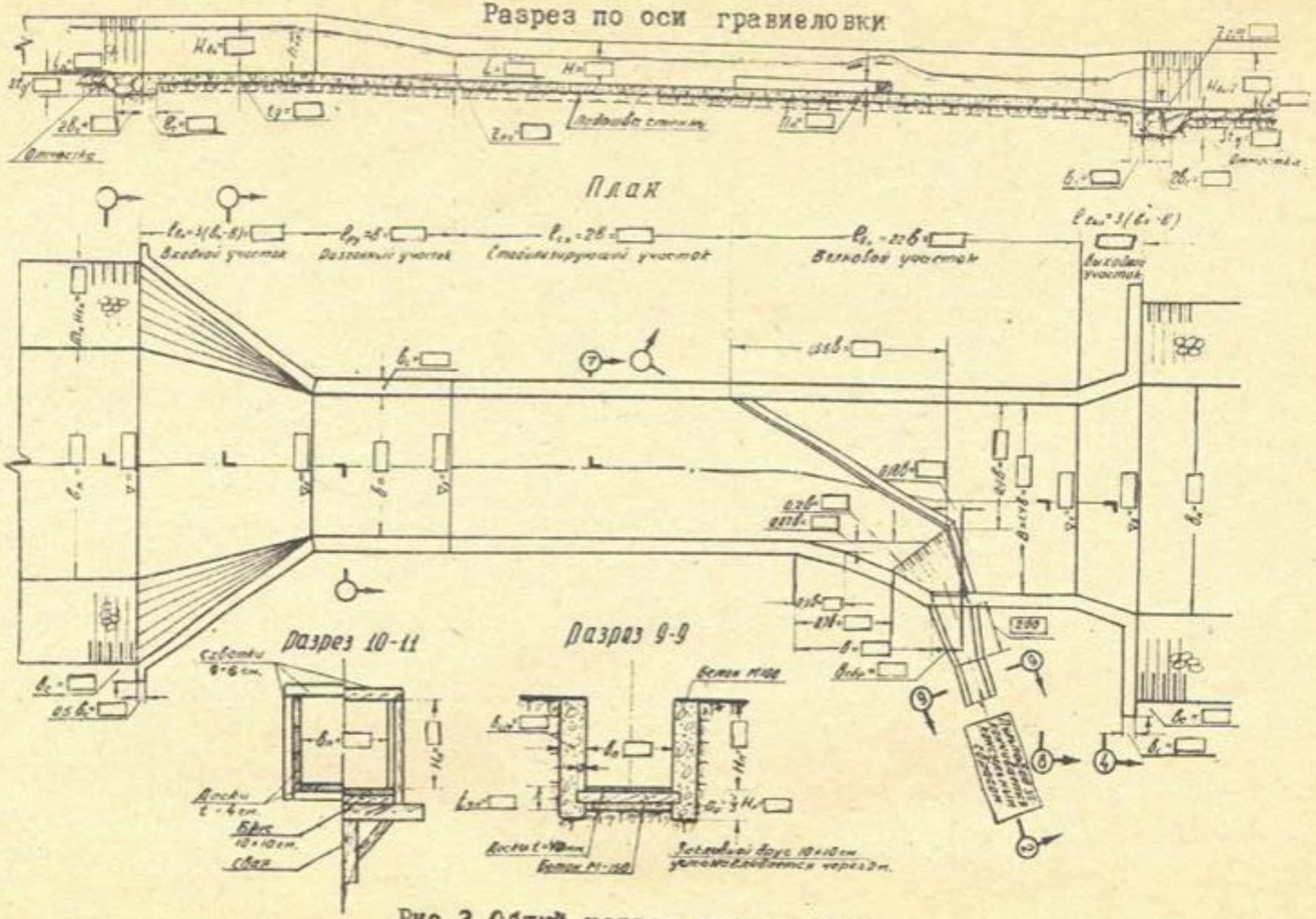


Рис.3.Общий чертеж гравиеловки

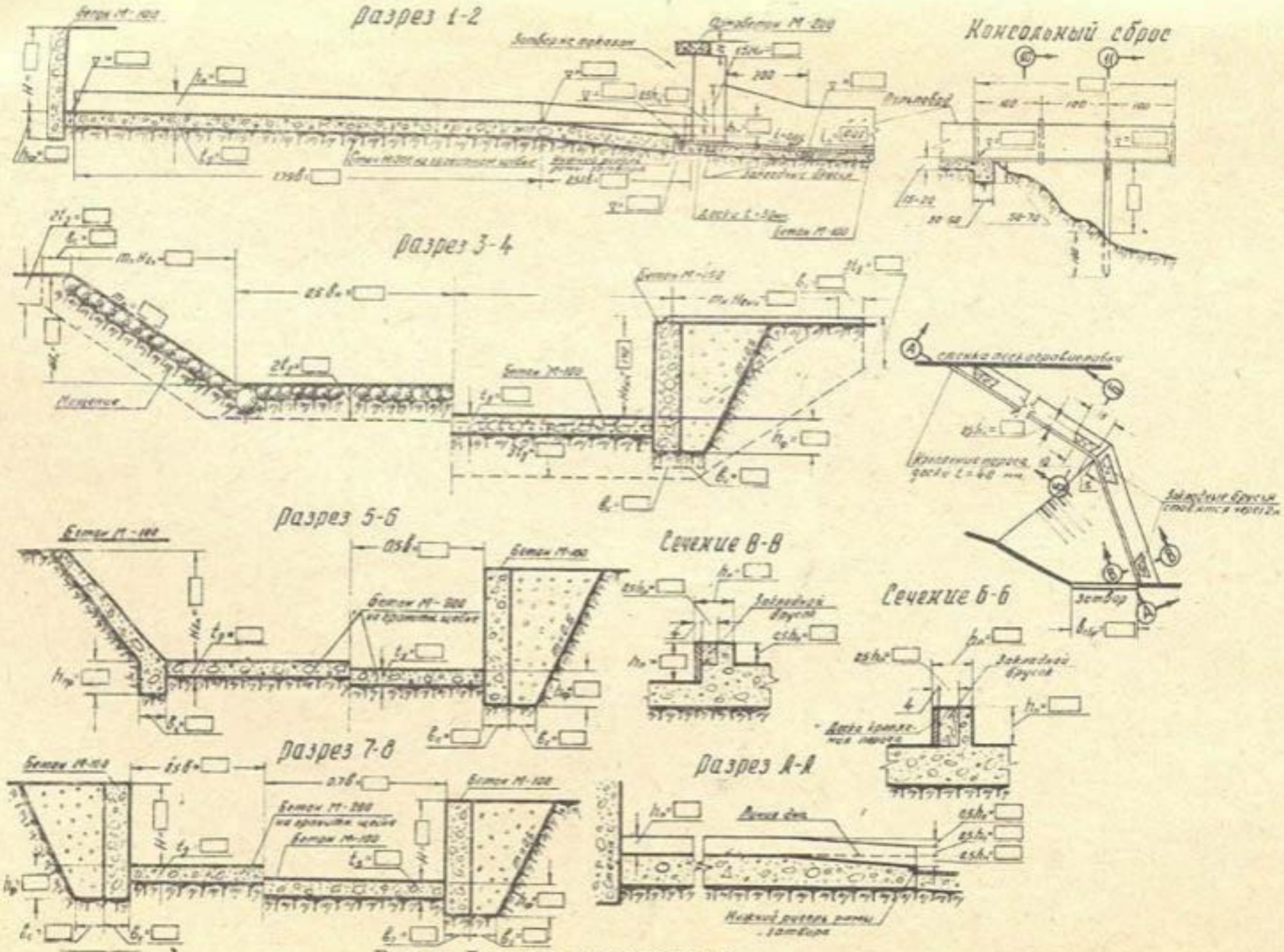


Рис.4. Детали гравиеловки

где h_1 – глубина потока перед порогом;

$П_к$ – параметр кинетичности потока перед порогом;

Q – погонный расход.

Конструкция. Конструкция волновой гравиеловки (рис.2) несколько отличается от принципиальной схемы, представленной на рис.I. Лоток ее имеет одностороннее расширение перед сбросным отверстием, благодаря которому обеспечивается поперечный спад поверхности воды, усиливающий движение донных наносов в сброс. Порог в плане изломан – часть его, удаленная от сбросного отверстия, составляет с осью гравиеловки угол 30°, а примыкающая к отверстию – 70°. Такая форма порога предотвращает образование у сбросного отверстия волны возмущения, которая оказывает взвешивающее действие на донные наносы.

Комплекс сооружения гравиеловки включает в себя подводящий и отводящий участки канала, собственно гравиеловку, состоящую из пяти различных по назначению участков и сбросной лоток-пульповод.

Подводящий участок канала должен иметь гидравлические элементы, обеспечивающие транспортирование донных наносов до гравиеловки. В условиях предгорий для повышения транспортирующей способности его целесообразно облицовывать булыжным мощением, устойчивым против истирания наносами. Наносотранспортирующий уклон и размеры поперечного сечения канала определяют с помощью расчетов или принимают по аналогии с незаносимыми наносами участками каналов. Перед гравиеловкой канал на длине, в три-четыре раза превышающей ширину по дну, должен быть прямолинейным и располагаться на одной оси со стабилизирующим участком.

Входной участок способствует плавному сопряжению трапецеидального подводящего канала с прямоугольным руслом гравиеловки, для чего стенки входного участка выполняются в виде косых плоскостей. Длина его опреде-

ляется по соотношению, приведенному на чертеже, но должна быть не менее mH, где m - заложение откоса канала, а H - его строительная высота.

Разгонный участок, имеющий большой уклон дна, предназначен для придания потоку в конце участка расчетного параметра кинетичности. Падение дна должно быть таким, чтобы на входе в стабилизирующий участок при нормальном расчетном расходе устанавливалась глубина равномерного режима. Длина участка равна ширине, а ширина принимается равной ширине стабилизирующего.

Стабилизирующий участок предназначен для выравнивания структуры потока на подходе к донному порогу. Гидравлические элементы его рассчитываются из условия обеспечения при нормальном расчетном расходе оптимального параметра кинетичности (принимаемого равным 2,5 ÷ 3,5) и относительной ширины потока $\beta = 4,5-6$. Длина участка вдвое больше его ширины.

Волновой участок является продолжением стабилизирующего, а оси их параллельны. Участок имеет одностороннее расширение к сбросному отверстию, выполняемое ломанной расширяющей стенкой специального очертания. Ширина его на 40%, а длина в 2,2 раза больше ширины стабилизирующего участка.

Донный порог, предназначенный для образования косой волны, имеет ломанное очертание. Для предотвращения подтопления косой волны при малых расходах поверхность порога за углом излома равномерно понижается до половины его высоты у сбросного отверстия. Высота порога при этом остается постоянной, так как дно гравиеловки понижается к сбросному отверстию от линии, соединяющей угол перелома порога с последним углом расширяющей стенки (см.рис.2).

Ширина примыкающего к донному порогу сбросного отверстия равна 10-15% от ширины стабилизирующего участка,

но не менее I,5-2 диаметров максимальной фракции донных наносов. Отверстие перекрыто стандартным плоским затвором с измененным относительным расположением щита и рамы (см.рис.2): щит выносится из плоскости рамы, в верхний бьеф и скользит по стойкам рамы, прижимаемый давлением воды. С низовой стороны к щиту привариваются направляющие, ограничивающие его смещение в стороны. Если стандартный затвор по пролету больше необходимого, его сужают, укорачивая ригеля рамы.

Выходной участок представляет собой воронку прямоугольного поперечного сечения, расширяющуюся до ширины отводящего канала и заканчивающуюся обратными стенками. Длина участка определяется по зависимости, приведенной на рис.2. Для предотвращения подтопления косого прыжка с нижнего бьефа дно на длине выходного участка имеет падение, обеспечивающее неподтопленное сопряжение бурного потока гравиеловки со спокойным потоком отводящего канала.

Величина падения дна рассчитывается на нормальный расчетный расход по зависимости

$$Z_{вых} = h_{кан} - \chi h'', \qquad (2)$$

где $h_{кан}$ – глубина воды в отводящем канале;

h'' – вторая сопряженная глубина потока на стабилизирующем участке;

χ – поправочный коэффициент, значение которого с достаточной точностью может быть назначено равным 0,85.

Минимальное падение дна должно составлять 0,I0-0,I5 м.

Подпорные стенки по всей длине гравиеловки, учитывая их небольшую высоту, имеют прямоугольное поперечное сечение. Высота стенок зависит от глубины потока, толщина и заложение фундамента определяются статическими расчетами. Толщина дна гравиеловки устанавливается из конструк-

тивных соображений.

Отводящий канал в большинстве случаев сохраняет бытовые размеры. Гидравлические элементы его проверяются на транспортирование части неуловленных гравиеловкой песчаных наносов. При невозможности выполнения этого условия дно канала заглубляют на длине 100-200 м примерно на 0,5 м против проектного положения. В результате создается резервная емкость для накопления неуловленных наносов.

В начале отводящего канала (за зубом выходного участка гравиеловки) его дно во избежание размыва крепится наброской крупного булыжника или рваного камня. Если отводящий канал проходит в легко размываемых суглинках, русло его на длине, в 4-5 раз превышающей ширину, по дну крепится булыжным мощением или бетоном.

Пульповод представляет собой лоток прямоугольного поперечного сечения с уклоном дна, обеспечивающим транспортирование уловленных гравиеловкой наносов. Ширина лотка пульповода на 10-20% больше ширины сбросного отверстия. Минимальный уклон дна, при котором транспортируется пульпа практически любой возможной концентрации, составляет 0,03. Лоток пульповода для удобства эксплуатации выполняется открытым и лишь в исключительных случаях - в виде трубы.

Повороты лотка, из-за больших скоростей течения в нем, оформляются виражами. Пульповод заканчивается деревянным консольным сбросом длиной не менее 3-4 м. Дно конца консоли должно быть на 0,1-0,5 м выше максимального горизонта воды реки при отводе наносов в реку, и на 1-1,5 м выше поверхности земли - при отводе наносов в понижение местности.

Подпорные стенки пульповода имеют в поперечном сечении прямоугольную форму. Высота стенок должна быть вдвое больше глубины равномерного режима при расчетном сбросном расходе. Толщина стенок и заложение фундамента, учитывая

небольшую их величину, назначаются конструктивно. Толщина дна при любых размерах лотка равна 15 см, что обеспечивает удовлетворительное замоноличивание закладных брусьев, к которым прикрепляются доски облицовки дна.

Основным строительным материалом, используемым в гравиеловке, является бетон. Стенки сооружения и дно на участке за порогом, не подверженном истиранию наносами, а также дно и стенки лотка пульповода выполняются из бетона марки 150. Использование опалубки среднего качества из нестроганных досок обеспечивает коэффициент шероховатости поверхности стенок 0,017.

Дно гравиеловки на входном, разгонном, стабилизирующем и части волнового участка, подверженное истирающему воздействию донных наносов, выполняют из специальных сортов бетона (например, бетон на мономере ФА) или облицовывают устойчивым на истирание материалом. Однако возможность применения их при строительстве таких мелких сооружений, как гравиеловки, ограничена. Поэтому наиболее простым и дешевым, а также достаточно устойчивым против истирания материалом, является жесткий бетон, приготовленный на мелком щебне твердых пород. Укладка бетона производится при тщательном вибрировании или трамбовке. Поверх уплотненного и незатвердевшего бетона рассыпается щебень с размером частиц 5–25 мм слоем 2–3 см и тщательно втрамбовывается в бетон.

В процессе эксплуатации верхний слой цементного раствора истирается наносами, и дно представляет собой поверхность из обнаженных плотно подогнанных щебенок, материал которых устойчив на истирание. Небольшие размеры обнажившихся частиц щебня определяют коэффициент шероховатости дна, не превышающий по данным натурных наблюдений 0,017. Полоса дна вдоль порога и участок понижения перед сбросным отверстием, где концентрация движущихся наносов больше, чем в остальном потоке, облицовывается тесаным гранитом, металлом или

деревом. В последнем случае настил из досок (лучше всего лиственичных) прикрепляется к забетонированным в дно закладным брусьям. Такой способ прикрепления досок облицовки позволяет заменять их по мере износа.

Дно пульповода также облицовывается досками, прикрепляемыми к закладным брусьям, которые устанавливаются через 2 м по длине лотка. При наличии вблизи стройплощадки достаточного количества плоских булыжников или прочных сланцев дно выкладывается обколотыми по прямоугольнику булыжниками или подогнанными под плоскость кусками сланца. Некоторое увеличение шероховатости дна при этом вполне компенсируется незначительным увеличением уклона пульповода против рекомендуемой величины (примерно на 0,005).

Порог выполняется из тесаного камня твердых пород. При отсутствии его можно использовать швеллера соответствующего размера или толстые доски, прикрепляемые к заложенным в бетон порога брусьям.

Большое значение для эффективной работы гравиеловки имеет правильная высотная привязка ее к месту, обеспечивающая наилучшие условия работы сооружения, простоту производства и минимальный объем строительных работ. Длина пульповода при этом должна быть минимальной, а уклон дна его - возможно большим. При сбросе уловленных наносов в понижение местности емкость понижения должна быть достаточной для накопления наносов в течение вегетационного периода.

Высотное положение гравиеловки должно обеспечивать достаточную транспортирующую способность подводящего участка канала и незатопленное сопряжение гравиеловки с отводящим. Минимальный наносотранспортирующий уклон подводящего канала составляет около 0,01.

Возможны два основных варианта высотной привязки.

I. При уклоне канала больше 0,01 дно конца выходного участка назначается на отметке дна канала. Дно входного уча-

стка в этом случае располагается выше бытового дна канала, в результате чего на входе в гравиеловку образуется подпор. С течением времени этот участок подводящего канала заиляется, и продольный профиль дна выравнивается, приобретая транспортирующий уклон. Высота дамб подводящего канала при таком варианте привязки может оказаться недостаточной, поэтому они подсыпаются до нужной высоты.

2. Если уклон дна канала меньше 0,01, дно входного участка гравиеловки назначается выше среднего дна подводящего канала на величину, равную 10–15% глубины воды в нем. В этом случае выходной участок заглубляется относительно бытового дна отводящего канала. Чтобы горизонт воды нижнего бьефа не подтоплял гравиеловку, отводящий канал углубляют. Гидравлические элементы и длина участка углубления назначаются такими, чтобы при минимальном объеме земляных работ обеспечить сопряжение гравиеловки с каналом отогнанным прыжком.

Расчет и проектирование. Гидравлический расчет и проектирование гравиеловки выполняется в следующем порядке:

1. Устанавливается расчетный расход гравиеловки, который должен быть на величину сброса больше расчетного расхода канала. Сбросной расход составляет от 5 до 7–8% для гравиеловок с расходом соответственно от 15 до 1 $м^3$/сек.

2. Рассчитываются на принятый расход гидравлические элементы стабилизирующего участка. Коэффициент шероховатости русла гравиеловок, стенки и дно которых выполнены из бетона указанным выше способом, принимается равным 0,017. Параметр кинетичности, подсчитанный по формуле

$$П_к = \frac{\alpha V^2}{gh},$$

где $\alpha = 1,1$; V и h – скорость и глубина на стабилизирующем участке (принимают в пределах 2,5–3,5, а относи-

тельную ширину β - 4,5–6,0); если в составе наносов преобладают песчаные фракции, при расчете выбираются меньший предел параметра кинетичности и больший предел относительной ширины .

3. Определяется перепад отметок дна разгонного участка из условия обеспечения в конце его (начале стабилизирующего) глубины равномерного режима при нормальном расчетном расходе и принятом параметре кинетичности. Учитывая малую длину участка, расчет выполняют способом Чарномского по выражению

$$Z = Э_2 + i_{тр} l - Э_1, \qquad (3)$$

где $Э_1$ и $Э_2$ - удельные энергии начального и конечного сечений;

Z и l - падение дна и расстояние между сечениями;

$i_{тр}$ - средний "уклон трения" на участке.

При этом необходимо учитывать, что на входе в разгонный участок, т.е. в начальном сечении, устанавливается критическая глубина.

4. По известным гидравлическим параметрам потока на стабилизирующем участке определяется высота порога по формуле (I).

5. Определяется по формуле (2) падение дна выходного участка.

6. Уточняется максимальная величина промывного расхода по формуле

$$q_{гбр} = \mu b_0 h_0 \sqrt{2g(H - 0{,}5h_0)}, \qquad (4)$$

где $\mu = 0{,}70$;

b_0 - ширина сбросного отверстия;

h_0 - высота сбросного отверстия, максимальная величина которого не превышает половины глубины

равномерного режима на стабилизирующем участке при нормальном расчетном расходе или принимается равной ширине затвора;

$$H = h + h_п ,$$

где h – глубина равномерного режима на стабилизирующем участке при нормальном расчетном расходе;

$h_п$ – высота порога.

7. В зависимости от уклона лотка пульповода по известной величине сбросного расхода определяют глубину потока в лотке и высоту его стенок.

8. Высота стенок гравиеловки назначается с учетом запаса над горизонтом воды при форсированном расходе. При этом необходимо учитывать, что на входном участке устанавливается критическая глубина, а на стабилизирующем участке глубина равномерного режима. Величина запаса принимается равной I/3 глубины потока. Ширина стенок и глубина фундамента устанавливается статическим расчетом.

Высота стенок лотка пульповода принимается в два раза больше глубины потока при максимальном сбросном расходе. Размеры стенок, имеющих небольшую величину, а также все остальные размеры назначают конструктивно.

Типовой проект. Гравиеловки, рассчитанные на различные расходы, подобны и отличаются только абсолютными размерами. Для упрощения проектирования гравиеловок в производственных условиях нами составлены типовые чертежи (рис.3 и 4) и таблица размеров основных элементов, полученных расчетом по описанной методике. Все расчеты (табл.I) выполнены на расходы гравиеловок от 0,6 до I5 $м^3/сек$. Невошедшие в таблицу размеры элементов устанавливаются по рис.3 и 4.

Данные табл.I в сочетании с чертежами могут быть использованы как типовые проекты гравиеловок. В зависимости

от ширины стабилизирующего участка и расхода все гравиеловки разбиты на семь групп. Ширина участка гравиеловок I группы I,25 м, П - I,50 и далее через 0,5 м. Для каждой группы указаны величины максимального и минимального граничного расходов (графы 3 и 4), соответствующих допустимым значениям относительной ширины потока ($\beta_{min} = 6$ и $\beta_{max} = 4$) при расчетных расходах. Каждой группе сооружений дано условное обозначение (шифр), характеризующее тип гравиеловки и диапазон расходов, на который они рассчитаны. Так, шифр $\frac{ГВ}{I,0-I,8}$ обозначает: гравиеловка волновая на расход от I до I,8 м^3/сек.

При выборе группы гравиеловки по расчетному расходу соответствующий ему форсированный расход не должен превышать максимального граничного расхода Q_g. Ширина стабилизирующего участка и уклон дна гравиеловки даны в графах 5 и 6.

Расчетные расходы гравиеловок одной группы имеют значительный диапазон, поэтому размеры элементов, определяющих режим потока, рассчитаны и на промежуточные расходы Q_p, выраженные в долях от минимального граничного; результаты расчетов приведены в графах 8-II. Ширина сбросного отверстия дана в графе I2. В табл.I также приводятся размеры конструктивных элементов гравиеловки: ширина и глубина пульповода (для уклона 0,03), высота и толщина стенок, толщина дна (графы I3-I9), установленные расчетом, выполненным с соблюдением соответствующих условий и норм.

Пример проектирования. Установим размеры гравиеловки по следующим исходным данным:

нормальный расчетный расход канала	- 9,4 м^3/сек
форсированный расход	-II,5 "
глубина воды в канале при нормальном расходе	- I,I0 м
заложение откоса канала	- I,5
ширина канала по дну	- 4,5 м

средний уклон дна канала - 0,01

перепад отметок дна между дном канала и понижением местности для сброса наносов - 2,0 м

расстояние до места сброса - 25,0 м

Принимаем сбросной расход равным 6%, тогда расчетный расход гравиеловки составляет 10,0 м³/сек, а форсированный расход может быть оставлен без изменения.

По расчетному расходу, учитывая величину форсированного, принимаем (графы 3 и 4 табл.I) гравиеловку УI группы ($\frac{ГВ}{7,5-11,5}$). Далее по графам 5, 6 и 12-19 устанавливаем основные размеры гравиеловки. Ширина стабилизирующего участка равна 3,5 м, уклон дна - 0,013, ширина сбросного отверстия - 0,50 м. Размеры лотка пульповода: ширина - 0,55 м, высота стенок - 0,60 м. Размеры стенок гравиеловки: H = 1,10 м, $h_{ф}$ = 0,40 м, $b_{ст}$ =0,35 м, $H_{вх}$ = 1,40 м, толщина дна 0,25 м.

По отношению расчетного расхода к минимальному граничному $\frac{Q_р}{Q_1} = \frac{10}{7,5} = 1,33$, интерполируя значения граф 9 и 10 имеем: перепад разгонного участка $z_{ду}$ = 0,25 м, высота порога $h_п$ = 0,24 м, глубина равномерного режима при нормальном расчетном расходе на стабилизирующем участке h = 0,68 м, сопряженная ей глубина h'' = 1,32 м. Перепад выходного участка по формуле (2) равен: $z_{вых.у} = h_{пан} - 0,85\,h''$ = 1,10 - 0,85 · 1,32 = -0,02 м, т.е. можно перепад не делать. Однако с запасом принимаем: $z_{вых.у}$ =0,15 м.

Максимальная величина сбросного расхода по формуле (4) равна

$$q_{сбр} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \sqrt{19,62\left[(0,68+0,24)-0,5 \cdot 0,5\right]} = 0,62 \text{ м}^3/\text{сек},$$

или 6,2% от расхода гравиеловки.

Принципы эксплуатации. Волновая гравиеловка не имеет закрытых элементов, поэтому она безотказна в работе и проста в эксплуатации. Правильная работа сооружения обеспечивается при соблюдении следующих основных требований.

I. В паводок, когда содержание наносов в воде максимальное, а величина сбросных расходов не ограничена, сбросной затвор должен быть открыт на полную высоту. При спаде и на подъеме паводка, когда величина сброса может быть ограничена, а движение наносов еще интенсивно, открытие затвора следует назначать равным его ширине (или равным половине глубины на стабилизирующем участке).

В остальное время при содержании в потоке небольшого количества наносов и ограниченной возможности сброса, открытие затвора должно быть минимальным, равным I,2-I,5 диаметра максимальной фракции наносов. Если размер максимальной фракции не известен, то минимальное открытие затвора определяют опытным путем. Для этого, постепенно увеличивая открытие затвора от нуля, фиксируют его положение, при котором сбросное отверстие не забивается наносами. Для установления величины минимального открытия затвора наблюдение за работой сброса необходимо вести в течение пяти-шести часов.

Закрывать сбросной затвор разрешается только в критический период, когда любые сбросы нежелательны, а движения наносов почти нет. В этих случаях один раз в сутки открывают на 0,5 часа затвор и промывают отложившиеся перед порогом наносы.

2. В конце каждого вегетационного периода устанавливается степень заполнения резервной емкости отводящего участка канала (если она есть) неуловленными гравиеловкой песчаными наносами. После заполнения емкости отложившиеся наносы удаляются для предотвращения возможного перемещения их вниз по каналу.

3. Контроль за работой гравиеловок должен осуществляться главным образом в паводковый период. В это время один раз в сутки проверяется состояние промывного отверстия. В конце вегетационного периода на несколько часов закрывают воду в канал и проверяют подводные элементы гравиеловки. Особое внимание обращают на состояние дна перед порогом. Если оно имеет разрушения, обязательно производят ремонт. В противном случае повышенная шероховатость русла вызовет взвешивание донных наносов (особенно мелких) и интенсивное проскакивание их за порог.

4. Для облегчения наблюдений за гравиеловкой, расположенной в головной части канала, ее совмещают с гидрометрическим постом. В отдельных случаях в качестве гидропоста может использоваться протарированное русло гравиеловки.

5. Если накопившиеся наносы у консольного лотка пульповода мешают их нормальному отводу, отложение расчищают (продукты отложений могут быть использованы как заполнитель для бетона, так как практически не содержат глинистых частиц).

Технико-экономические показатели и условия применения. Работа волновой гравиеловки проверена в лабораторных и натурных условиях на двух сооружениях, построенных в Северной Киргизии. Во всех случаях установлена надежность и эффективность сооружений. Так, гравиеловкой на канале Чон (расчетный расход 7 $м^3$/сек) улавливается около 90% наносов диаметром 2-10 мм и практически все крупнее 20-40 мм. Сбросной расход при этом не превышает 6-8%. Следует отметить, что мелкие наносы улавливались гравиеловкой значительно хуже ее возможностей, так как дно сооружения, выполненное из некачественного бетона, было сильно истерто наносами, вплоть до каверн, глубиной более 20 см.

Результаты лабораторных и натурных исследований гравиеловки позволяют рекомендовать ее широкое производственное применение при подходящих условиях на предгорных и горных системах. Об эффективности сооружения свидетельствуют основные технико-экономические показатели (табл.2), выведенные применительно к группам сооружений, предусмотренных типовой таблицей размеров (см.табл.I). Пользуясь табл.2, можно установить возможность и технико-экономическую целесообразность применения гравиеловки при выборе варианта противонаносного мероприятия.

Волновая гравиеловка предназначается для улавливания гравелисто-песчаных наносов главным образом на каналах предгорных и горных оросительных систем. Простота и сравнительно невысокая стоимость сооружений определяют особую эффективность их применения на оросительной сети в качестве эксплуатационного мероприятия по борьбе с донными наносами. Помимо этого они могут включаться и в состав вновь проектируемых водозаборных сооружений как вторая ступень борьбы с наносами.

Гравиеловки размещают преимущественно на участках магистральных каналов от голов до выхода их из долины реки на конус выноса. За пределами этих участков возможность применения гравиеловок ограничивается отсутствием достаточных перепадов, обеспечивающих сброс наносов.

Местные условия определяют три основных принципиальных схемы компоновки гравиеловок.

По первой схеме гравиеловка включается в состав водозаборного гидроузла и располагается непосредственно за водоприемными отверстиями водозаборного сооружения. Уловленные наносы сбрасываются в нижний бьеф гидроузла. Гравиеловка в этом случае представляет собой вторую ступень борьбы с наносами и может применяться или на существующих водозаборных гидроузлах, борьба с донными наносами на ко-

Таблица 2

Показатель	Группы гравиеловок						
	I	II	III	IУ	У	УI	УII
Расчетный расход, $м^3$/сек	0,6-I	I-I,8	I,8-3,4	3,4-5,5	5,5-7,5	7,5-II,5	II,5-I5
Сбросной расход, %	7,0	7,0	6,7	6,5	6,5	6,0	5,5
Макс.диаметр улавливаемых наносов, см	I5	I5	20	25	25	30	30
Мин.диаметр наносов (мм), улавливаемых более чем на 90%	I-2	2-4	2-4	2-4	4-I0	4-I0	4-I0
Расход бетона, $м^3$	I0	I4	2I	33	48	62	88
Сметная стоимость, руб.	460	640	800	I390	I990	2620	3620

торых осуществляется недостаточно эффективно, или включаться в состав проектируемого сооружения. Во втором случае комплекс наносоперехватывающих устройств при водозаборе может быть значительно упрощен.

По второй схеме гравиеловка размещается на магистральном канале несколько ниже полуинженерного или неинженерного водозабора и является единственным устройством по борьбе с донными наносами. Положение сооружения назначается в таком месте, где уже наблюдается достаточный для сброса наносов перепад между каналом и рекой.

Третья схема компоновки предусматривает размещение гравиеловки на участке канала, за которым транспортирующая способность потока недостаточна для перемещения наносов, и ниже зоны возможного поступления в канал наносов, образующихся вследствие размыва русла канала или водной эрозии вышележащей территории. Местоположение гравиеловок назначают чаще всего неподалеку от выхода канала из долины источника орошения на конус выноса, где между его дном и рекой имеется значительный перепад отметок. Концевые части холостых участков магистральных каналов находятся, как правило, на значительном удалении от реки, поэтому в целях укорочения длины пульповода сброс уловленных наносов целесообразно производить не в реку, а в ближайшее понижение местности, достаточное для накопления наносов, или к основанию дамбы, если канал проходит по косогору. Сбросная вода, освобожденная от наносов, поступает при этом в реку. Отложившиеся наносы, отмытые от глинистых частиц, представляют собой хороший строительный материал.

Помимо предгорных систем гравиеловки могут применяться на магистральных каналах верхней части долинных систем. Наиболее употребительной в этих условиях является компоновка по первой схеме.

Гравиеловки могут также применяться и на деривационных каналах существующих ГЭС. Применяемые на них отстойники часто работают неудовлетворительно вследствие содержания в потоке крупных донных наносов. Мелкие же песчаные фракции улавливаются ими полностью. При сочетании гравиеловки и отстойника, первой будут улавливаться все крупные наносы, а во втором - полностью задерживаться мелкие.

ЛИТЕРАТУРА

I. Валентини Л.А., Дерлятка Т.И. О теории косого гидравлического прыжка и его практическом применении, Вопросы гидротехники, вып.23, Ташкент, "Наука", 1965.

2. Валентини Л.А., Дерлятка Т.И. Использование гидравлического экранирования бурных потоков в новых конструкциях пескогравиеловок, ж."Гидротехническое строительство", 1966, № 4.

3. Дерлятка Т.И. Пескогравиеловка новой конструкции для предгорных и горных каналов, ж."Механизация и электрификация горного земледелия и животноводства", 1965, № I.

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к выпуску II9 Трудов САНИИРИ им.В.Д.Журина

(Орошение, мелиорация, эксплуатация
гидромелиоративных систем)

1969 год

УДК 626.80

ОБ ИЗМЕНЕНИЯХ СТОКА р.СЫРДАРЬИ В ПРЕДЕЛАХ ФЕРГАНСКОЙ ДОЛИНЫ В СВЯЗИ С РАЗВИТИЕМ ОРОШЕНИЯ

Ф.Э.РУБИНОВА, М.И.ГЕТКЕР

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В статье анализируется водный баланс Ферганской долины за многолетний промежуток времени. Развитие орошения здесь привело к увеличению потерь на продуктивное испарение на 3,I км/год. Потери речного стока за тот же период выросли на I,7 км/год. Разница между этими величинами составила экономию речного стока за счет сокращения непродуктивного испарения.

При современном мелиоративном состоянии Ферганской долины возвратные воды составляют 49% от водозабора. Планируемое увеличение водозабора (ЦФК) в случае отсутствия существенного улучшения мелиоративного состояния долины приведет к возрастанию потерь речного стока до 4,6 км/год.

УДК 551.48

СРЕДНИЙ МНОГОЛЕТНИЙ СТОК РЕК ВОДОСБОРА АМУДАРЬИ

В.А.ШУЛЬЦ, Л.И.ШАЛАТОВА
Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В статье проанализированы исходные данные и рассмотрено влияние продолжительности наблюдений на точность подсчета среднего многолетнего стока. Установлено, что десятилетних наблюдений не достаточно для выведения среднего стока с необходимой точностью. Приведена зависимость наибольших отклонений средних расходов воды за n-летия от средних за весь период наблюдений. Отмечается отсутствие связей между колебаниями годового стока и показателями солнечной активности. В бассейне Амударьи (с учетом левобережной части) выявлено четыре района с зависимостью $M_0 = f(H_{ср})$. Рассмотрено распределение стока по территории бассейна.

УДК 626.8

О ДВИЖЕНИИ СОЛЕЙ В КАПИЛЛЯРНОЙ ЗОНЕ ГРУНТА ПРИ НАЛИЧИИ ИСПАРЕНИЯ

А.С.ХАБИРОВ

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В статье рассматривается динамика засоления верхних слоев почвы при наличии испарения. Интенсивность испарения зависит от глубины залегания грунтовых вод и выражается линейной зависимостью. Задача сводится к интегрированию уравнения конвективной диффузии солей с учетом растворения. Уравнение удовлетворяет граничным условиям третьего рода на поверхности почвы.

Решение получено с помощью интегрального преобразования Лапласа. Отдельно рассмотрены некоторые частные случаи, когда процесс миграции солей является установившимся, и все соли в почвенной воде полностью растворились.

Полученные расчетные формулы позволяют определить, как распределяются соли в различных горизонтах в различные моменты времени при наличии испарения. Результаты могут быть использованы в мелиоративных расчетах.

УДК 628.II: 551.493

О НЕКОТОРЫХ АКТУАЛЬНЫХ ВОПРОСАХ В ОБЛАСТИ ОХРАНЫ ВОДНЫХ ИСТОЧНИКОВ

Ю.П.БЕЛИЧЕНКО

Труды САНИИРИ, вып.II9, 1969

Растущая потребность в воде требует увеличения водных ресурсов и охраны их от загрязнения. Основные мероприятия в этом направлении должны сводиться к следующему: обеспечить снабжение населения необходимым количеством воды; организовать более эффективное повторное ее использование; сводить до минимума практически безопасного уровня загрязнение водных источников.

Ливневый сток нельзя рассматривать, как безопасный с точки зрения его влияния на качество вод в водоемах. Состав атмосферных осадков в значительной мере зависит от степени загрязненности тех слоев атмосферного воздуха, через которые они проходят. В ряде мест приняты меры, направленные на ликвидацию последствий загрязнения водоемов талыми и ливневыми водами.

Вопросы повторного использования очищенных стоков для нашей страны представляют особый интерес. Сооружения по очистке и использованию отработанных вод требуют значительных капиталовложений, но они вполне окупаются за счет сокращения ряда других эксплуатационных затрат.

Основным направлением дальнейшего развития техники очистки сточных вод является повышение эффекта конечной обработки их перед выпуском в водоем.

УДК 626.01

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ЗАПАСОВ ВЛАГИ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ ПОЧВО-ГРУНТОВ

И.А.ЕНГУЛАТОВ

Труды САНИИРИ, вып.119, 1969

В статье рассматривается методика проведения полевых исследований и обобщения результатов по запасам почвенной влаги в зоне аэрации почво-грунтов. Даны расчетные зависимости, позволяющие установить некоторые слагаемые баланса почвенной влаги.

УДК 626.8

К ВОПРОСУ РАЦИОНАЛЬНОГО РАЗМЕЩЕНИЯ СЕТИ НАБЛЮДАТЕЛЬНЫХ СКВАЖИН НА ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМАХ

И.А.ЕНГУЛАТОВ, Е.КАЛХАНОВ

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В статье описываются существующие принципы размещения сети наблюдательных скважин без учета природных факторов. Рекомендуется размещать сеть на основе проектов, составленных с учетом естественно-исторических факторов. На основе этого разработана проектная схема размещения сети для оросительных систем Ферганской области.

УДК 551•491•5

ИЗУЧЕНИЕ РЕЖИМА УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЙ

В.Г.Коновалов

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В работе излагается способ расчета среднего превышения $\bar{H}(t)$ над плоскостью сравнения уровня грунтовых вод орошаемых земель I и 2 надпойменных террас р.Зарафшан в пределах Самаркандской области. Плоскость сравнения проводится по минимальным отметкам уровня в течение года.

Установлено, что $\bar{H}(t_i)$ может быть найдено как среднеарифметическое из некоторого числа независимых реализаций случайного процесса $H(S)$ в i-й момент времени. Совокупности $\bar{H}(t)$, определенные по измерениям в наблюдательных гидрогеологических скважинах были использованы для установления эмпирической зависимости между $H(t)$ и фактором, влияющим на режим грунтовых вод. Наиболее тесной получилась связь между $\bar{H}(t)$ сдвинутыми на 2 декады к началу вегетационного периода и средней подачей воды U на поля Иштыханского, Пайарыкского, Булунгурского и Каттакурганского районов Самаркандской области. Уравнение регрессии имеет вид

$$\bar{H}(t) = 0{,}98\,U + 3.$$

По этой формуле можно рассчитывать средние на конец декады значения $\bar{H}(t)$ в течение вегетационного периода и затем, умножая их на орошаемую площадь S и коэффициент водоотдачи-недостатка насыщения μ определять адекватные положению уровня над плоскостью сравнения запасы грунтовых вод на орошаемых площадях двух надпойменных террас р.Зарафшан в границах Самаркандской области.

УДК 627*83

ОПЫТ ПЕРВЫХ ЛЕТ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Т.И.ДЕРЛЯТКА, А.Ф.НОВИКОВ

Труды САНИИРИ, вып. II9, I969

В статье по результатам двухлетних исследований освещается опыт эксплуатации Каркиданского водохранилища и дается анализ недостатков работы его сооружений.

УДК 626.8

УСТРОЙСТВО, ОБЕСПЕЧИВАЮЩЕЕ АВТОМАТИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ ПОЛИВА ПРИ ПОДЗЕМНОМ ОРОШЕНИИ

В.М.МАСЛЕННИКОВ, И.Б.ЧИК

Труды САНИИРИ, вып.II9, 1969

В статье описано устройство, состоящее из замкнутого резервуара, внутри которого помещен регулятор в виде поплавка, соединенный гибким патрубком с трубопроводами подпочвенной оросительной сети, обеспечивающий стабильность уровня воды в очаговых увлажнителях при одновременном регулировании транзитного и путевого расходов воды.

В целях автономного саморегулирования расчетных напоров воды в затрубных пространствах трубчатых увлажнителей, они оснащаются подобными устройствами, тем самым обеспечивается возможность применять известные системы подпочвенного орошения на землях со значительно большими уклонами.

УДК 626.8

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ВОДОПРИЕМНЫХ ОТВЕРСТИЙ НА ПРИТОК ВОДЫ В ДРЕНУ

Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

Статья посвящена оценке влияния зазоров в месте соединения дренажных труб и продольной щелевой перфорации на характер поступления воды в дрену. В общем случае задача пространственная и осесимметричная. Выведенные формулы могут быть положены в основу теоретических и лабораторных исследований по определению рациональной площади водоприемных отверстий дренажных труб.

УДК 626.012

ОЦЕНКА РАСЧЕТНЫХ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ

Л.А.СКОРОБОГАТОВА
Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В результате многолетних полевых исследований в период проектирования одной из среднеазиатских плотин и ГЭС обобщен конкретный материал, характеризующий гидрогеологические условия и, в частности, фильтрационную способность грунтов в основании гидротехнических сооружений. Оценка водопроницаемости грунтов в основании сооружений (в зоне аэрации и в зоне развития подземных вод) одна из основных задач при изысканиях и проектировании.

Способами определения фильтрационной способности водоносных грунтов и грунтов в "сухой" зоне служили опытные откачки и наливы воды в скважины. Полученные многочисленные данные после статистической обработки позволили выделить в толще грунтов различные по степени водопроницаемости зоны. Они изображены на схемах в плане и на профилях в вертикальном разрезе.

В результате комплексных опытов (сочетание откачек и наливов) произведено сопоставление данных и получена возможность расчета обобщенных коэффициентов фильтрации для выделенных зон при любом способе оценки фильтрационных свойств грунтов.

В статье дана методика получения расчетных коэффициентов фильтрации и приводятся эти расчетные величины. Они были рекомендованы и использованы при проектировании и в схеме моделирования на ЭГДА при расчете противофильтрационных устройств.

УДК 626.013

ФИЛЬТРАЦИЯ В СЕКТОРНОМ ЛОТКЕ ПРИ ПРЯМОЛИНЕЙНОМ КОНТУРЕ ПИТАНИЯ

Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В статье дается оценка возможности применения формулы Дюпюи для изучения конструкций горизонтальных и вертикальных дрен с помощью секторных лотков в случаях замены цилиндрической поверхности плоскостью. На основе теоретического анализа установлено, что формулой Дюпюи вполне допустимо пользоваться при первичной обработке данных опыта. Для более точных расчетов рекомендуется применять формулу

$$Q=\frac{K_\Phi H}{\frac{2}{a}\,Arch\left\{\frac{1}{\sqrt{2}}\cdot\frac{sn\left[\frac{2K}{a}(a-\gamma),\frac{1}{\sqrt{2}}\right]}{cn\left[\frac{2K}{a}(a-\gamma),\frac{1}{\sqrt{2}}\right]}\right\}},$$

где Q – приток на I пог.м лотка; K_Φ – коэффициент фильтрации грунта; H – действующий напор; a – высота лотка; γ – радиус дрены;

Облегчение расчетов по данной формуле достигается с помощью соответствующего графика.

УДК 626*8

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СИСТЕМАМ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО АВТОРЕГУЛИРОВАНИЯ НА КАНАЛАХ, УПРАВЛЯЕМЫХ ПО НИЖНЕМУ БЬЕФУ И СМЕШАННОМУ ТИПУ

И.Б.Хамадов

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

Рассматриваются отличительные особенности оросительных систем с точки зрения их автоматизации, общие соображения по выбору оптимальных вариантов систем комплексной автоматизации на основе их технологических, конструктивно-строительных и технико-экономических факторов, показателей, очередность их внедрения и объем автоматизации и телемеханизации. Даются соображения по исследованию, выбору и внедрению средств автоматики на основе анализа типичных условий и обобщенных требований к оросительным системам для конкретных режимов их работы.

Требования к системам гидравлического авторегулирования по нижнему бьефу, смешанному действию даются в кратких и неразвернутых формах для определенной части оросительной сети хлопководческого направления - распределителей различного порядка. Эти условия и требования делятся на основные и производные положения, представляющие собой следствие первых.

Основные положения - ряд условий, позволяющих произвести полную автоматизацию водораспределения канала (при наличии ее водообеспеченности), определить возможности осуществления плана водопользования, использования телемеханики и т.д. Особо выделены требования к водомерности сооружений и экономичности систем гидравлического авторегулирования каналов, а также функциям эксплуатационного штата.

УДК 621.6

УВЕЛИЧЕНИЕ ВЫСОТЫ ПОДАЧИ ШНУРОВОГО ВОДОПОДЪЕМНИКА, АГРЕГАТИРОВАННОГО С ДВИГАТЕЛЕМ ЗИД-4,5

А.Г.ЕРЕМЕНКОВ

Труды САНИИРИ, вып.119, 1969

Описан способ увеличения высоты подачи шнурового водоподъемника, агрегатированного с двигателем ЗИД-4,5. Разработан новый рабочий орган повышенной шероховатости и прочности, позволяющий увеличить коэффициент полезного действия и производительность существующего шнурового водоподъемника, а также использовать двигатель ЗИД-4,5 для привода водоподъемника с высотой подачи до 50 м. Описана экспериментальная установка и методика проведения опытов.

УДК 626.33

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ОПТИМАЛЬНОГО ПАРКА ЗЕМСНАРЯДОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИРРИГАЦИОННЫХ ОТСТОЙНИКАХ

С.А.ПОЛИНОВ, У.Я.ВАФИН
Труды САНИИРИ, вып.119, 1969

В статье приводятся некоторые обобщающие данные по борьбе с заилением средствами механизации в гидромелиоративных системах УзССР и в частности низовьий Амударьи; принципы, теоретические положения и практические графоаналитические методы технико-экономического расчета оптимального парка землесосных установок (ЗУ), работающих на очистке от наносов ирригационных отстойников. Расчеты приведены на основе технико-экономических и режимных характеристик поступления и очистки наносов землесосами действующего головного отстойника гидромелиоративной системы Пахтаарна.

УДК 626.33

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ И ПОКАЗАТЕЛИ СРЕДСТВ БОРЬБЫ С НАНОСАМИ НА ПРИМЕРЕ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПАХТААРНА

У.Я.ВАФИН

Труды САНИИРИ, вып.119, 1969

В статье приведены основные результаты специального исследования по технико-экономическому анализу средств борьбы с наносами в системе Пахтаарна по видам сети, видам работ и видам механизмов. Рассматриваются производительность, использование основных фондов и состав эксплуатационных издержек.

УДК 631.6:338.I

МЕТОДИКА И СИСТЕМА ПОКАЗАТЕЛЕЙ ДЛЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО АНАЛИЗА ЭКСПЛУАТАЦИИ ГОСУДАРСТВЕННЫХ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ

К.И.БЕЛОЦЕРКОВСКИЙ

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

В работе рассмотрены основные принципиальные положения, разработаны методические указания и рекомендована система технико-экономических показателей для анализа работы государственных гидромелиоративных систем.

Рассмотрены вопросы специфической особенности организации и производственной деятельности гидромелиоративных систем как хозяйственных предприятий; определена их юридическая и экономическая природа, характер взаимоотношений системы с хозяйствами-водопользователями и степень влияния работы гидромелиоративных систем на развитие сельскохозяйственного производства подкомандной зоны.

Разработанные методика и система показателей апробированы в работе на примере анализа эксплуатационной деятельности гидромелиоративных систем Ферганского ОУОС УзССР.

В результате проведения анализа в работе даны рекомендации по повышению экономической эффективности эксплуатации систем Ферганского ОУОС.

УДК 627.88

РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОЛНОВОЙ ГРАВИЕЛОВКИ

Т.И.ДЕРЛЯТКА

Труды САНИИРИ, вып.II9, I969

Разработанная в отделе эксплуатации гидромелиоративных систем САНИИРИ волновая гравиеловка основана на принципе гидравлического экранирования бурных потоков. Конструктивно она представляет собой лоток прямоугольного поперечного сечения с уклоном дна больше критического. На дне лотка установлен ломаный в плане порог, угол которого с осью потока составляет 70° на участке примыкания к сбросному донному отверстию и 30° – на начальном участке. Протекание бурного потока над порогом сопровождается местным повышением свободной поверхности в виде косой волны. В зоне волны донные наносы, испытывающие ее экранирующее действие, меняют ее направление и, перемещаясь вдоль порога, поступают в сброс.

На основе разработанной методики расчета составлены таблица основных размеров сооружения и типовые чертежи гравиеловки семи типоразмеров на расход от 0,6 до I5 $м^3/сек$. Проверка сооружения на модели и в натуре показала ее эффективность, экономичность и надежность. Натурным сооружением с расчетным расходом 7 $м^3/сек$ улавливается около 90% наносов диаметром 2–I0 мм и практически все наносы крупнее 20–40 мм. Сбросной расход при этом не превышает 6–8%. Срок окупаемости сооружения – около трех лет.

Волновая гравиеловка предназначена в основном для каналов предгорных и горных оросительных систем, где она может применяться в качестве второй ступени борьбы с донными наносами; как самостоятельное сооружение при неинженерном водозаборе; а также на дерривационных каналах мелких и средних ГЭС в комплексе с отстойником.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Ф.Э.РУБИНОВА, М.И.ГЕТКЕР – Об изменениях стока р.Сырдарьи в пределах Ферганской долины в связи с развитием орошения..... 3
В.Л.ШУЛЬЦ, Л.И.ШАЛАТОВА – Средний многолетний сток водосбора Амударьи..... 25
А.С.ХАБИРОВ – О движении солей в капиллярной зоне грунта при наличии испарения..... 53
Ю.П.БЕЛИЧЕНКО – О некоторых актуальных вопросах в области охраны водных источников..... 63
И.А.ЕНГУЛАТОВ – К вопросу расчета запасов влаги в зоне аэрации почво-грунтов..... 77
И.А.ЕНГУЛАТОВ, Е.КОЛХАНОВ – К вопросу рационального размещения сети наблюдательных скважин на оросительных системах..... 91
В.Г.КОНОВАЛОВ – Изучение режима уровня грунтовых вод орошаемых территорий..... 95
Т.И.ДЕРЛЯТКА, А.Ф.НОВИКОВ – Опыт первых лет эксплуатации Каркиданского водохранилища..... 111
В.М.МАСЛЕННИКОВ, И.Б.ЧИЖ – Устройство, обеспечивающее автоматическое регулирование полива при подземном орошении..... 125
Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ – Учет влияния водоприемных отверстий на приток воды в дрену..... 133
Л.А.СКОРОВОГАТОВА – Оценка расчетных фильтрационных показателей грунтов в основании сооружений 157
Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ – Фильтрация в секторном лотке при прямолинейном контуре питания..... 171
И.Б.ХАМАДОВ – Общие требования к системам гидравлического авторегулирования на каналах, управляемых по нижнему бьефу и смешанному типу..... 178

А.Г.ЕРЕМЕНКОВ - Увеличение высоты подачи шнурового водоподъемника, агрегатированного с двигателем ЗИД-4,5..... 211

С.А.ПОЛИНОВ, У.Я.ВАФИН - Технико-экономический метод расчета оптимального парка земснарядов, работающих на ирригационных отстойниках.. 221

У.Я.ВАФИН - Технико-экономический анализ и показатели средств борьбы с наносами на примере гидромелиоративной системы Пахтаарна..... 253

К.И.БЕЛОЦЕРКОВСКИЙ - Методика и система показателей для технико-экономического анализа эксплуатации государственных гидромелиоративных систем..... 265

Т.И.ДЕРЛЯТКА - Расчет, проектирование и эксплуатация волновой гравиеловки..... 291