

ISSN 0131-1905

**МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР**

**СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА (САНИИРИ)**

**РАЦИОНАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
СООРУЖЕНИЙ НА КАНАЛАХ
И РЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРАХ**

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Выпуск 168

Ташкент — 1983

УДК 626.823.4

В книге на основе лабораторных и производственных исследований САНИИРИ даются научные разработки в области гидравлики и гидротехнических сооружений.

Приводятся рациональные конструкции сооружений и каналов в предлагаемых вариантах их компоновки и в режимах их работы. Исследуются транспортирующая способность потока, скорость течения, размыв берегов и методы его предотвращения. Предлагается выбор расчетной и гидравлической схем водопропускных сооружений и т.д.

Книга предназначена для научных работников, проектировщиков и работников службы эксплуатации гидромелиоративных систем

Редакционная коллегия:

Духовный В.А. (отв.редактор), Валентини Г.Г., Дерлятка Т.И.,
Кадыров А.А. (зам.редактора), Мухамедов А.М., Мухтаров М.П.,
Пулатов А.Г., Скрыльников В.А., Якубов Х.И., Умаров У.У.

А.А.КАДЫРОВ

канд. техн. наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

О выборе гидравлической расчетной схемы составных водопропускных сооружений

При разработке методики расчета пропускной способности принципиальное значение имеет выбор гидравлической (расчетной) схемы исследуемого водослива или сооружения. Казалось, что с выбором расчетной схемы нет никаких затруднений: отверстие можно рассматривать состоящим из поверхностного водослива и донного отверстия или короткой трубы с истечением под уровень или в атмосферу в зависимости от того, куда выпускается вода в нижнем бьефе сооружения. Однако исследователи /1,2,3,4,6,7/ давно обратили внимание на существенную разницу между фактической пропускной способностью таких составных отверстий и расчетной, которую определяют как сумму расходов поверхностного и донного отверстий по известным расчетным формулам. Причем разница довольно существенная, достигающая до 20-25 %, всегда шла "в запас", что удорожало стоимость таких сооружений. Уточняя методику расчета таких сложных двух- и трехъярусных отверстий, исследователи предложили корректирующие коэффициенты /1,2,7/.

В 1963 г. были проведены модельные исследования головного сооружения Амубухарского машинного канала (АБМК) П очереди, в связи с необходимостью увеличения его пропускной способности / 3 /. Головное сооружение представляло собой трехпролетный регулятор, каждое отверстие которого имело горизонтальную полку, оборудованную клапаном для сброса плавающего мусора перед сооружением в нижний бьеф (рис.1).

Как видно из рис. 1, отверстие работает по схеме, представляющей сочетание как бы двух гидравлических схем: короткой донной трубы и затопленного водослива с широким порогом. Сопоставление измеренных расходов с расчетными по названной схеме показало разницу до 25 % для среднего про-

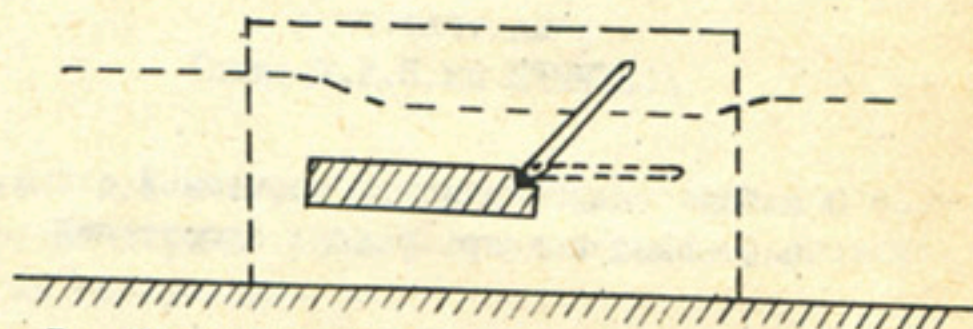


Рис. 1. Схематичный продольный разрез по водопропускному отверстию головного сооружения АБМК II очереди.

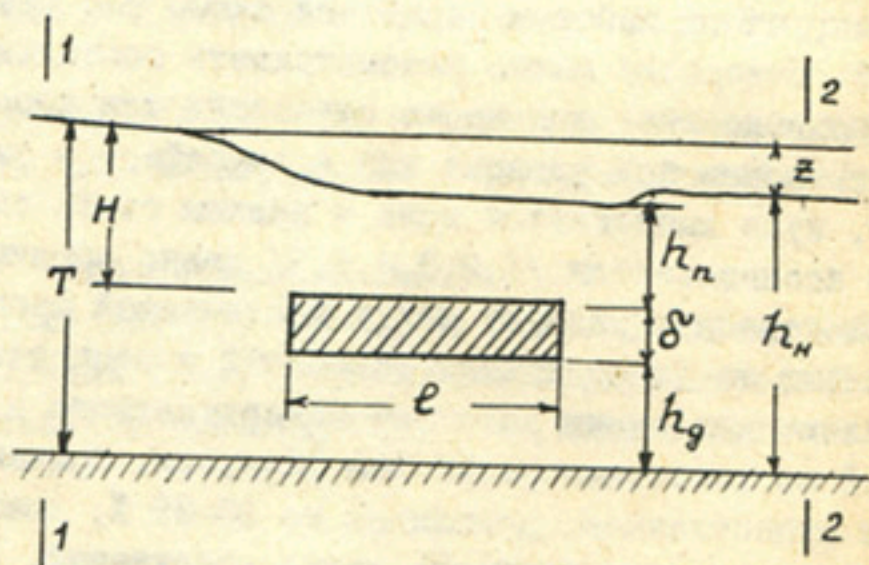


Рис. 2. Схема двухъярусного водопропускного отверстия - д.в.о.

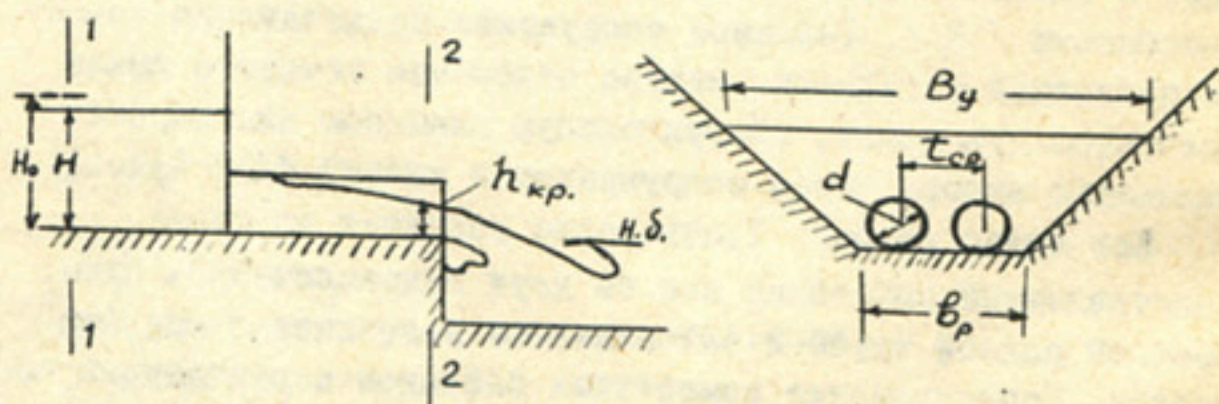


Рис. 3. Расчетная схема трубчатого водовыпуска в случае фронтального отвода воды.

лета и до 20–25 % для крайних пролетов (фактические оказались больше). Аналогичные результаты были получены А.Ф.Квардаковым / 4 /, Я.И.Татаровым / 7 / и др.

Тогда же А.А.Кадыровым впервые была высказана идея о принципиальной возможности и необходимости рассмотрения двухярусных водопропускных сооружений в гидравлическом плане как единой системы.

Такая идея оказалась плодотворной. Б.Г.Полякова / 5 / подробно изучила пропускную способность отверстия, разделенного на две части горизонтальной полкой, названного ею д.в.о. – двухярусным водопропускным отверстием (рис. 2).

В уравнение количества движения для сечений I–I и 2–2 введена сила реакции полки при ее обтекании, зависящая от относительных размеров полки и отверстия.

В итоге получена расчетная формула для определения пропускной способности д.в.о.:

$$q_{д.в.о.} = m_{д.в.о.} H_0 \sqrt{2gz}, \quad (I)$$

где $m_{д.в.о.}$ – коэффициент расхода д.в.о., функционально зависящий от относительных размеров $\frac{h}{T}$; $\frac{\delta}{T}$; $\frac{H}{T-\delta}$ и $\frac{\ell}{T}$; $z = T - h_{н.б.}$ – разность горизонтов в верхнем и нижнем бьефах.

Следует подчеркнуть, что при выводе расчетной формулы в отличие от традиционных схем (подходов) использовано уравнение количества движения, а не Бернулли, и формула не содержит корректирующих коэффициентов. В зависимости от размеров полки наблюдается один из трех случаев:

- 1) при $\frac{\delta}{T} < \left(\frac{\ell}{T}\right)_{min}$; $\frac{\ell}{T} < \left(\frac{\ell}{T}\right)_{min}$ влияние полки в потоке не существенно и не формирует самостоятельной гидравлической схемы;
- 2) при $\frac{\ell}{T} > \left(\frac{\ell}{T}\right)_{max}$ создается схема лотка и трубы;
- 3) при $\frac{\delta}{T} > \left(\frac{\delta}{T}\right)_{min}$ и $\frac{\ell}{T} < \left(\frac{\ell}{T}\right)_{max}$ явление истечения соответствует схеме д.в.о.

Традиционно принимаемое предположение о том, что пропускная способность многоочковых сооружений есть сумма рас-

ходов одноочковых в идентичных условиях, а коэффициенты расходов для каждой трубы есть величина постоянная, не оправдывается. Экспериментально доказано, что пропускная способность многоочкового водовыпуска при работе в безнапорном режиме ($\frac{H_0}{d_{тр}} \leq 0,8$) оказывается меньше суммарного расхода труб его составляющих / 8 %. При $\frac{H_0}{d_{тр}} > 0,8$ наблюдается обратная картина: фактическая пропускная способность оказывается больше расчетной. Принципиальная схема многоочкового водовыпуска показана на рис.3.

За основу принималась рекомендованная А.А.Угинчусом расчетная формула для полунапорного режима и коротких труб ($l \leq 10 H_0$):

$$Q = \mu_0 \omega n \sqrt{2g (H_0 - \eta d_{тр})}, \quad (2)$$

где μ_0 — коэффициент расхода; ω — площадь трубы;
 n — количество труб; η — коэффициент, зависящий от типа входного оголовка и уклона труб.

Обработка экспериментальных данных на моделях одно-, двух- и трехочковых трубчатых водовыпусков в условиях полунапорного режима позволила получить эмпирическую зависимость для коэффициента расхода /8/:

$$\mu_{ср} = 0,53 \left(\frac{T_*}{\psi} \right)^{0,17}, \quad (3)$$

где $T_* = \frac{n \cdot d_{тр}}{b_p}$ и $\psi = \frac{H_0}{B_{ур}}$.

Эксперименты выявили влияние относительного расстояния между трубами $\frac{t_{ср}}{d_{тр}}$ на коэффициент расхода. Установлен предел, за которым эффект совместной работы нескольких труб практически исчезает, и расчет можно вести для каждой трубы в отдельности как самостоятельной.

По структуре зависимость (3) напоминает аналогичные зависимости, полученные для д.в.о., что говорит о возможности использования идеи и в этом случае — рассматривать многоочковые трубчатые водовыпуски в гидравлическом плане как единую систему.

Таким образом, при исследовании пропускной способности

водосливных и водопропускных отверстий, особенно, когда такие отверстия располагаются одно над другим по высоте, можно выделить целый ряд задач, где может оказаться плодотворной идея: рассматривать изучаемые явления и конструкции в гидравлическом плане как единую систему. В таких случаях в качестве исходного предпочтительнее использование уравнения количества движения, написанного для двух характерных сечений. Принципиальное значение приобретает выбор второго сечения за сооружением (отверстием).

Ниже приводится перечень задач, при изучении которых можно воспользоваться приведенными выше рекомендациями:

- пропускная способность двухъярусных и многоярусных водопропускных отверстий, истечение из которых происходит под один общий уровень в н.б.;

- пропускная способность двухъярусных и многоярусных водопропускных отверстий, истечение из которых происходит под два или более уровней в н.б. (например, двух- и многослойный водозабор в разные каналы и отводы);

- то же, что и в предыдущих случаях, но количество водопропускных пролетов 2 и более;

- пропускная способность недостроенных сооружений в строительный период (строительные расходы), когда в составе сооружений имеются донные отверстия;

- пропускная способность многоочковых трубчатых (круглых, прямоугольных и других форм сечений) сооружений при полупапорном режиме протекания потока.

Перечень задач, естественно, не окончательный. Однако каждый конкретный случай должен быть тщательно проанализирован прежде, чем будет выбрана расчетная схема, по которой поток во всех частях сооружения рассматривается как единое целое без деления на донную, поверхностную и другие части.

Литература

1. Ананян А.А. О пропускной способности двухъярусных водосбросов. Изв. АН Арм.ССР (серия физ.-мат.наук), т.Ш, №3, 1952.

2. Вейц И.И. Основные задачи соединения двух потоков. Изв. ВНИИГ, т. 32, Л., 1947.

3. Кадыров А.А. К расчету пропускной способности составных водосливных отверстий. "Вопросы гидротехники", вып. 23, Ташкент, "Наука", 1965.

4. Квардаков А.Ф. Об одновременной и совместной пропускной способности донных труб и водосливных пролетов. Изв. ВУЗов. "Строительство и архитектура" № 9, Новосибирск, 1963.

5. Полякова Б.Г. Метод определения пропускной способности двухъярусных водопропускных отверстий. Автореф. канд. дисс. Ташкент, 1969.

6. Синицын Н.В. Совместная работа водоводов двухъярусных сооружений и гидравлика потока на входном участке. Автореф. канд. дисс., Минск, 1967.

7. Татаров И.Я. Пропускная способность донных труб и водосливных пролетов при совместной и одновременной их работе. Автореф. канд. дисс., Новосибирск, 1964.

8. Хусанходжаев Э.З. Гидравлический режим и расчет пропускной способности многоочковых трубчатых водовыпусков. Автореф. канд. дисс., Ташкент, 1982.

М.Р.КАРАПЕТЯН

канд. техн. наук

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Пропускная способность головных
регуляторов Каракумского канала
им.В.И.Ленина

Каракумский канал эксплуатируется более 25 лет. За этот период отметки дна, а следовательно, и уровня воды в реке, в районе водозабора, выросли, в нижних же бьефах головных регуляторов они уменьшились из-за общего размыва канала. Отсюда увеличилось напор на сооружениях и перепады на них, изменились коэффициенты расхода и в итоге — несоответствие пропускной способности регуляторов ее первоначальным проектным данным.

Цель натурных исследований — определить коэффициенты расхода головных регуляторов, работающих в различных гидравлических режимах.

Водозабор в Каракумский канал в последнее время осуществляется по трем головам-отстойникам (рис. I). Многоголовье сложилось следующим образом: с пуском в эксплуатацию в 1959 г. водозаборного сооружения № I подвод к нему осуществлялся по первой голове, но рост освоения земель, подлежащих орошению, и увеличение водоотбора из реки требовали новых водных ресурсов, и тогда была построена вторая голова-отстойник, подводящая воду к этому же регулятору.

По мере увеличения плановой водоподачи и в соответствии с очередями строительства Каракумского канала в 1966 г. был построен еще один головной регулятор № 2 и подводящая к нему третья голова-отстойник.

Сооружение № I состоит из двух симметрично расположенных регуляторов, имеющих отдельные подводящие каналы и общий отводящий. Регуляторы одинаковы по конструкции и размерам и имеют самостоятельные понурную и щитовую части, но водобой и водослив общие. Регуляторы трубчатого типа, прямоугольного сечения, длиной 16 м имеют по шесть пролетов шириной по 3,5 м в свету, при высоте трубы в начале 3 м и в конце 3,8 м. Отметка порога сооружения на 0,5 м выше среднебытовой отметки дна р. Амударьи в районе водозабора. Пролеты перекрываются плоскими колесными затворами, расположенными в начале трубы, в конце трубы — пазы для шандор.

Сооружение № I может работать в двух режимах: безнапорном и полупонапорном, причем, в первом случае оно работает как водослив с широким порогом, а во втором — в режиме истечения из-под щита.

Сооружение № 2 представляет собой железобетонное сооружение открытого типа с общей длиной по фронту 23,5 м, состоящее из четырех пролетов шириной по 5,0 м, отделенных друг от друга бычками. Отметка порога сооружения № 2 равна среднебытовой отметке дна р. Амударьи в этом районе. Длина понура сооружения составляет 30 м, водосливной части — 16 м, водобойной — 19 м, длина крепления рисбермы — 45 м, причем, водобойная часть ниже порога сооружения на 2 м, а рисберма — на

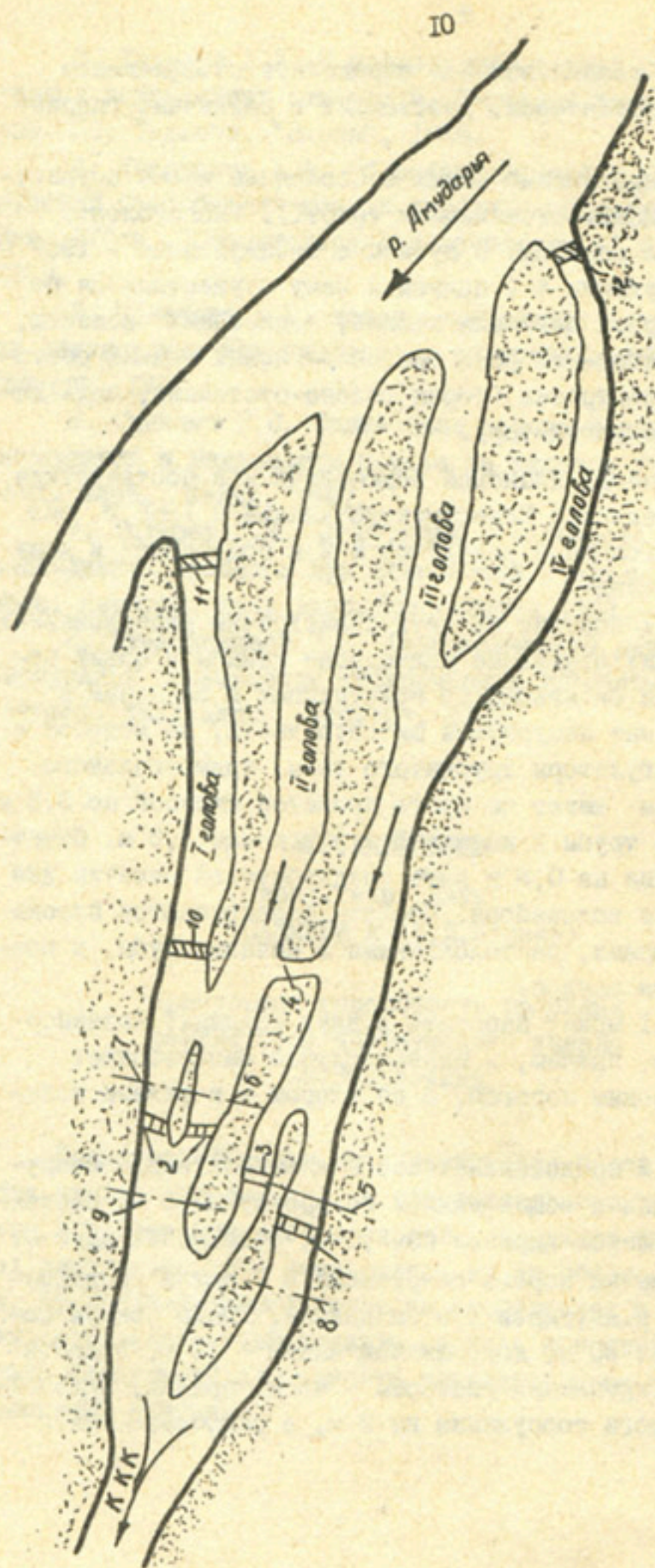


Рис. 1. Схема водозабора Каракумского канала и расположения его головных регуляторов:

- 1 - "новое" сооружение; 2 - "старое" сооружение;
- 3 - судовой шлюз; 4 - прорезь; 5 - створ №1;
- 6 - створ №2; 7 - створ №3; 8 - створ №4;
- 9 - створ №5; 10...12 - перемычки.

2,7 м. Ширина подводящего русла 60 м, ширина отводящего русла в пределах рисбермы переменная в плане — от 23,5 до 60 м для обеспечения плавного растекания потока.

Поскольку сооружение посажено на среднебытовую отметку дна реки, оно работает как щитовая плотина, причем, в двух режимах: как водослив с широким порогом при полностью открытых щитах и в режиме истечения из-под щита при закрытых щитах. Расходы и уровни воды регулируются с помощью двойных щитов — верхних и нижних; затворы — плоские.

Между сооружениями № I и 2 расположен судоходный однокамерный шлюз, который в период производства гидрометрических замеров не эксплуатировался.

Для выполнения исследований было выбрано пять участков, число которых было predeterminedено компоновкой сооружений и числом подводящих голов-отстойников и отводящих русел, т.е. три участка в верхнем бьефе сооружений и два — в нижнем (см. рис. I). Створы для замеров расходов воды выбирались на прямолинейных участках с постоянной шириной русла поверху. Водоотбор между двумя створами на каждом из сооружений отсутствовал. Глубины и скорости по сечению выбранных створов за период наблюдений распределялись достаточно равномерно. Все работы выполнялись в соответствии с "Наставлениями" [I].

Регулирование расходов воды щитами производилось одновременно на обоих регуляторах, причем, щиты устанавливались на каждом сооружении на одинаковую отметку, т.е. исследовалась пропускная способность регуляторов при равномерно открытых щитах. Службой эксплуатации практикуется именно равномерное открытие щитов, иначе в нижних бьефах образуется сбой потока, неравномерное распределение погонных расходов воды и скоростей и, как следствие, происходит размыв бортов отводящих русел.

Рассмотрим пропускную способность каждого из сооружений.

С о о р у ж е н и е № I трубчатого типа, а такого типа водовыпуск может работать в напорном, полупонапорном и безнапорном режимах. Здесь напорный режим не наблюдался из-за особенностей конструкции.

Полупонапорный режим это режим, при котором замковое сечение входного портала трубы оказывается затопленным, вместе с тем в самой трубе имеется безнапорное движение. Натурные

съемки показали, что за весь период наблюдений сооружение работало в полуплунном режиме. В этом случае движение потока через сооружение можно рассматривать как истечение из-под щита, а пропускная способность регулятора определяется по формулам /2/: для затопленного отверстия -

$$Q = \mu b e \sqrt{2g Z_0}, \quad (1)$$

для незатопленного отверстия -

$$Q = \mu b e \sqrt{2g H_0}, \quad (2)$$

где μ - коэффициент расхода; b - ширина водосливного фронта; e - величина открытия щитов; H_0 - напор воды на сооружении с учетом скорости подхода; Z_0 - перепад между уровнями воды в верхнем и нижнем бьефах.

Проверка условий затопления ($\frac{Z_0}{\rho} < 0,7 \dots 0,75$; ρ - высота порога со стороны нижнего бьефа, $\rho = 2,0$ м) показала, что во всех опытах отверстия были незатопленными. В этом случае коэффициент расхода, найденный из формулы (2), определится как

$$\mu = \frac{Q}{b e \sqrt{2g H_0}}. \quad (3)$$

Измеренные величины расходов воды, гидравлические элементы потока, величина открытия щитов, а также подсчитанное значение μ по формуле (3) для сооружения № I приведены в табл. I.

На график в координатах $\mu = \mu \left(\frac{e}{H_0} \right)$ (рис. 2) нанесены значения μ , полученные по натурным данным и формуле (3), а также приводится линия, соответствующая формуле С.В.Соколова и рекомендованная к применению для режима истечения потока из-под щита при незатопленном отверстии / 3 /:

$$\mu = 0,62 \left(1 - 0,12 \frac{e}{H} \right). \quad (4)$$

Как видно из рис. 2, значения коэффициентов расхода, найденные по натурным данным и по формуле (4), значительно разнятся между собой. Это, по-видимому, объясняется тем, что

Таблица I

Значения коэффициентов расхода для соору-
жения № I, работающего в режиме истечения
из-под щита

Номер опыта	$Q_{ис},$ м ³ /с	Напор на сооруже- нии, м (H_0)	Ср. ско- рость у сооруж., м/с (V_0)	Величина открытия щитов, м (e)	Значение: коэфф. расхода (μ)	$\frac{e}{H_0}$
2	169,2	4,83	0,42	0,75	0,76	0,155
4	235,9	4,79	0,55	1,1	0,69	0,23
6	237,6	4,72	0,56	1,1	0,702	0,233
8	223,1	4,51	0,55	1,1	0,675	0,244
10	312,6	5,35	0,65	1,4	0,682	0,262
12	305,5	5,22	0,65	1,5	0,63	0,287
14	247,3	5,21	0,53	1,05	0,73	0,201
16	151,7	3,31	0,51	1,15	0,51	0,347
18	136,4	3,08	0,55	1,15	0,586	0,373
20	143,3	3,06	0,59	1,15	0,602	0,370
22	177,0	3,63	0,54	1,15	0,569	0,317
24	177,0	3,77	0,52	1,15	0,560	0,305
26	192,0	3,89	0,55	1,15	0,598	0,296
28	211,6	3,98	0,59	1,15	0,652	0,289
30	137,1	3,16	0,50	1,0	0,572	0,300
32	128,1	3,03	0,54	0,80	0,656	0,27
34	111,9	3,25	0,38	0,60	0,72	0,184
36	97,0	3,96	0,27	0,50	0,688	0,126
38	237,5	4,77	0,55	1,35	0,57	0,283
40	265,1	5,98	0,49	1,10	0,699	0,183
42	256,1	5,92	0,48	1,10	0,676	0,186
44	190,2	4,34	0,49	1,0	0,645	0,23
46	178,5	4,0	0,50	0,95	0,663	0,238
48	189,4	5,09	0,41	0,85	0,697	0,167
50	184,6	5,12	0,40	0,85	0,679	0,165
52	182,9	5,10	0,41	0,85	0,673	0,166

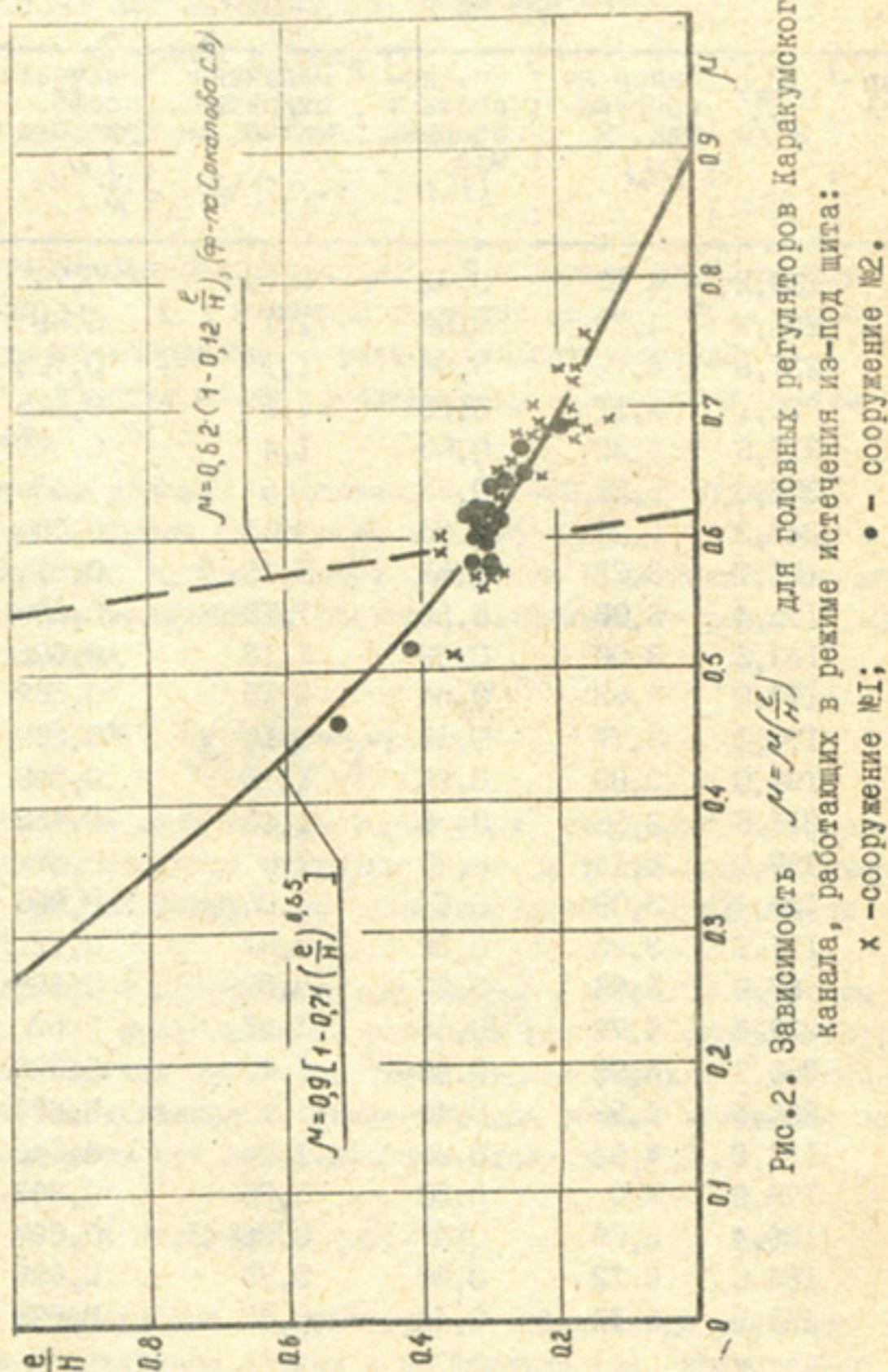


Рис.2. Зависимость $\mu = \mu(e/H)$ для головных регуляторов Каракумского канала, работающих в режиме истечения из-под щита:

формула С.В.Соколова была получена в лабораторных условиях при рассмотрении плоской задачи, и перенос ее на натурные условия дает завышенную пропускную способность сооружения при $\frac{e}{H} > 0,33$ и заниженную при $\frac{e}{H} < 0,33$.

Сооружение № 2 может работать в двух гидравлических режимах — истечение из-под щита и как водослив с широким порогом.

При истечении из-под щита пропускная способность регулятора должна определяться по формуле (2), а коэффициент расхода по формуле (3), так как во всех опытах отверстия были затопленными.

В табл.2 приведены данные по сооружению № 2, на рис.2 нанесены значения $\mu = \mu\left(\frac{e}{H_0}\right)$.

На основании результатов выполненных опытов получена эмпирическая зависимость коэффициента расхода для сооружений, работающих в режиме истечения из-под щита. Формула выведена методом наименьших квадратов и имеет вид:

$$\mu = 0,9 \left[1 - 0,71 \left(\frac{e}{H} \right)^{0,65} \right]. \quad (5)$$

Таблица 2

Значения коэффициента расхода для сооружения №2, работающего в режиме истечения из-под щита

Номер- опыта	$Q_{нб},$ м ³ /с	$H,$ м	$V_0,$ м/с	$H_0 = H_0 + \frac{V_0^2}{2g},$ м	$\ell,$ м	$\frac{e}{H_0}$	Значение коэфф. расхода
I	131,2	4,78	0,46	4,78	1,0	0,208	0,676
3	174,0	4,82	0,60	4,84	1,5	0,31	0,595
5	191,9	4,72	0,67	4,75	1,6	0,337	0,621
7	198,6	5,42	0,63	5,44	1,65	0,303	0,583
9	228,3	6,03	0,63	6,06	1,6	0,264	0,654
II	204,9	5,56	0,61	5,57	1,6	0,287	0,613
13	258,7	6,06	0,74	6,09	1,9	0,312	0,621
21	180,0	4,06	0,74	4,09	2,2	0,538	0,457
23	162,4	4,17	0,65	4,19	1,75	0,418	0,522
25	127,8	3,73	0,57	3,74	1,27	0,330	0,598
27	97,4	3,40	0,48	3,41	0,90	0,263	0,662

I	2	3	4	5	6	7	8
37	298,4	6,60	0,75	6,65	2,25	0,34	0,580
39	290,1	6,76	0,72	6,80	2,1	0,308	0,600
41	317,1	7,05	0,76	7,08	2,1	0,296	0,637
43	344,4	7,23	0,79	7,28	2,3	0,316	0,625
45	336,6	6,76	0,83	6,81	2,35	0,345	0,618
47	199,0	5,08	0,65	5,11	1,6	0,313	0,619

Статистическая обработка показала, что коэффициент корреляции формулы (5) равен $Z = 0,9998$, а среднеквадратичное отклонение — $\sigma = 0,06$.

При низких уровнях воды в реке и, следовательно, в подводящих каналах щиты сооружения № 2 открываются полностью и регулятор работает как водослив с широким порогом.

Известно, что водослив будет относиться к водосливу с широким порогом, если удовлетворяется требование ($2H \leq \delta \leq 8H$). Здесь: δ — ширина порога водослива по течению, $\delta = 16$ м; H — напор на сооружение, $H = 3,4 \dots 7,25$ м, $\frac{\delta}{H} = 2,2 \dots$

4,7, т.е. требуемое условие во всех опытах выполнялось. Кроме того, водослив работал как затопленный, т.е. выполнялось условие $a_0 > 1,25 h_{кр}$, где a_0 — разность отметок уровня воды в нижнем бьефе и порога водослива; $h_{кр}$ — критическая глубина на пороге водослива.

Для определения пропускной способности затопленного водослива с широким порогом [2] существует следующая формула:

$$Q = m_o \sigma_n b \sqrt{2g} H_o^{3/2}, \quad (6)$$

где σ_n — коэффициент подтопляемости; m_o — коэффициент расхода, который из уравнения (6) будет равен

$$m_o = \frac{Q}{\sigma_n b \sqrt{2g} H^{3/2}}. \quad (7)$$

В табл. 3 приведены данные натурных замеров, а также значения коэффициента σ_n , найденные по табл. 6-24 [2].

Таблица 3

Значения коэффициентов расхода для сооружения № 2,
работающего как водослив с широким порогом

Номер опыта :	Q	$\frac{a_0}{H}$	σ_n	$\frac{P}{H}$	m	$m_0 = m\sigma_n$
15	281,4	0,756	0,974	0,487	0,381	0,371
17	246,8	0,828	0,88	0,528	0,378	0,332
19	257,7	0,805	0,92	0,512	0,378	0,347
29	237,2	0,841	0,86	0,541	0,376	0,323
31	273,2	0,857	0,85	0,493	0,377	0,320
33	266,2	0,829	0,88	0,503	0,379	0,330
35	290,1	0,929	0,67	0,476	0,380	0,254

В табл. 3 значения коэффициента m определены по формуле (7) при $\sigma_n = 1$, а коэффициент расхода для подтопленного водослива с широким порогом — по зависимости

$$m_0 = m\sigma_n.$$

Сопоставление значений m_0 , полученных по натурным данным (см. табл. 3) и по формуле А.Р.Березинского для затопленного водослива [4]:

$$m_0 = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \frac{P}{H}}{1,2 - 1,5 \frac{P}{H}},$$

показало завышение значений m_0 по формуле А.Р.Березинского.

Таким образом, на основе выполненных натурных исследований пропускной способности головных регуляторов Каракумского канала можно сделать вывод о том, что коэффициенты расхода сооружений, работающих в режиме истечения из-под щита, занижены, а пропускная способность регуляторов завышена. При работе сооружения № 2 в режиме водослива с широким порогом при напоре на сооружении до 4,0 м коэффициент расхода завышен, следовательно, пропускная способность его занижена.

Л и т е р а т у р а

1. Наставления гидрометеорологическим станциям и постам, вып.6. ч.I. Гидрометеиздат, Л., 1978.
2. Киселев П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам. "Энергия", М., 1974.
3. Чертоусов М.Д. Гидравлика. Спецкурс. Госэнергоиздат, М.-Л., 1957.
4. Березинский А.Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. Стройиздат М.-Л., 1950.

Р.Р.АБДУРАУПОВ

канд.техн. наук

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

Рациональная схема бесплотинного водозабора
в крупный канал

Основная задача бесплотинного водозабора из рек — обеспечение подачи воды в каналы согласно графику водопотребления.

Для выбора рациональной схемы бесплотинного водозабора и его конструкции предварительно изучаются природные условия источника, намечаются различные варианты компоновок и путем их сравнения устанавливается наиболее надежная и экономичес-

ки выгодная для данного источника орошения схема. Окончательный вариант водозаборного сооружения основывается на проектных и лабораторных проработках.

Для проектирования бесплотинного водозабора необходимы топографические, геологические и гидрологические данные; сведения о жидком и твердом стоках, руловых процессах; график водопотребления, предельный коэффициент водозабора. В результате изучения природных условий устанавливается необходимость мероприятий по борьбе с наносами, плавниками, шуголедовыми явлениями, определяются местоположение потребителя по отношению к источнику и возможная схема подачи воды потребителю.

По рекомендациям С.Т.Алтунина, А.Г.Аверкиева и В.Б.Дульнева / 1,2,3,4 / голову бесплотинного водозабора следует располагать на вогнутых берегах плесовых участков рек, где глубины потока большие и возникает вызываемая изгибом потока поперечная циркуляция. Малонасыщенные наносами поверхностные струи циркулирующего потока прижимаются к берегу, а насыщенные наносами донные струи отжимаются в сторону реки, способствуя меньшему завлечению донных наносов в каналы. С.Т.Алтунин рекомендует располагать створ водозабора на расстоянии $(0,75 \dots 1,0) B_y$ ниже вершины кривой или на расстоянии от начала поворота, определяемом по выражению $L = 4 B_y$ при радиусе кривизны вогнутого берега, изменяющемся в пределах $5B_y \leq R \leq B_y$. В.Б.Дульнев рекомендует устраивать створ водозабора ниже вершины кривой на расстоянии, определяемом по формуле

$$L = 0,88 \sqrt{4 + \frac{R}{B} + 1}$$

Автор считает более правильным при определении местоположения головы водозабора исходить из условий развития поперечной циркуляции при изгибе потока на повороте русла рек /5/. При повороте с центральным углом от 45° до 60° поперечная циркуляция успевает полностью развиться, достигая максимальной интенсивности на расстоянии $L = \frac{\pi R \alpha}{180^\circ}$ от начала поворота. Интенсивность поперечной циркуляции выражается тангенсом угла отклонения струй и определяется отношением попереч-

ной составляющей скорости V_z к продольной V_x . Наибольшая интенсивность поперечной циркуляции наступает на поверхности изгибаемого потока при $\operatorname{tg} \theta = 0,5$. Следовательно, наиболее рациональный (оптимальный) угол отвода воды

$\alpha^\circ = 27^\circ$. При этом скорость в канале V_k должна быть близка скорости потока в реке V_p . При угле отвода больше этого значения и прочих одинаковых условиях расход водозабора всегда меньше.

При угле отвода $27^\circ \dots 30^\circ$ струи равномерно распределены в пределах $2/3$ ширины входа в отвод, а при угле 123° и более сходятся вблизи верхового борта. При скорости потока в канале равной неразмывающей, т.е. меньшей чем в реке, почти все струи потока независимо от угла отвода сосредотачиваются вблизи низового борта входа, образуя водоворот вдоль верхового борта. По этой причине ковшовые водозаборы с низовым входом не могут обеспечить высокие проценты самоотечного водозабора.

Бесплотинный водозабор обычно применяется, когда бытовые уровни воды в реке достаточны для поступления воды в канал, участок русла глубокий и устойчивый, имеются условия для ведения борьбы с наносами и шугой. При отсутствии естественных условий руслу придается устойчивая форма, устраиваются струенаправляющие дамбы, производится расчистка, спрямление русла, крепление берегов на участке водозабора. В зависимости от командных условий над каналами и характера формирования русла реки проектируют одnogоловные и многоголовные водозаборы. В суровых условиях Сибири применяют ковшовый тип водозабора с низовым входом.

При водозаборе из рек с неустойчивым руслом и при недостаточной обеспеченности командных условий для регулирования расхода в канале применяется многоголовый водозабор. При забивке наносами и шугой одной головы другие продолжают действовать нормально, и можно поочередно производить очистку головной части.

При бесплотинном водозаборе в случае отсутствия регулятора в голове вода из реки свободно поступает в канал с мутностью, почти равной мутности речного потока. Положение дна канала у его входной части изменяется в соответствии

с колебанием отметок дна реки. При этом под влиянием высоких уровней в реке в период половодья скорость течения в канале уменьшается, происходит отложение наносов и, как следствие, уменьшение пропускной способности, для восстановления которой производят очистку канала.

На участках рек с устойчивым руслом регулятор расхода воды располагают вблизи береговой кромки реки, а отстойник с механической очисткой устраивают на начальном участке канала ниже регулятора. На участках с блуждающим руслом регулирующие сооружения располагают на некотором расстоянии от берега и соединяют с рекой подводными каналами, выполняющими одновременно роль отстойника.

Расход воды при бесплотинном водозаборе определяют при свободном поступлении воды в каналы по формуле

$$Q = \frac{2}{3} \beta m b \sqrt{2g} h_2^{3/2}$$

а при затопленном водосливе по формуле

$$Q_k = \varphi b h_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)},$$

где h_n — глубина на пороге, при отсутствии последнего равна глубине потока в канале h_k .

Расчет каналов производят по формуле Шези подбором, при этом необходимо иметь сведения о грунтах по трассе будущего канала, топографические данные и значение коэффициента шероховатости и задать продольные и поперечные профили канала. Скорость течения в канале принимается равной допустимой скорости на размыв, что позволяет уменьшить возможные русловые деформации в период эксплуатации.

По вышеизложенной методике составлена схема бесплотинного водозабора в Главный канал переброски (ГКП). Обеспечение водоподачи в ГКП согласно графику водопотребления в значительной степени зависит от конструкции водозаборного сооружения. Этим определена актуальность исследования и разработки схемы водозабора из р.Оби.

В ТЭО переброски части стока сибирских рек на юг по первой очереди предусматриваются два варианта водоподачи в

ГКП с бесплотинным водозабором: I — с обратным током по руслу нижнего Иртыша (схема "анти-Иртыш") и II — по руслу специального Левобережного Иртышского канала (ЛИК), протрассированного параллельно р.Иртышу в направлении вверх по ее течению.

Водозабор из р.Оби в обоих вариантах предполагается осуществлять: при схеме "анти-Иртыш" — непосредственно в устье Иртыша, а при схеме ЛИК — ниже этого устья на 10–15 км, в районе с.Белогорья.

Водозабор должен надежно и бесперебойно обеспечивать подачу нужного количества воды в течение всего года, а также удовлетворять условиям судоходства и движения рыбы в период нерестовых миграций на Оби и Иртыше.

Задачи исследований — разработка схемы водозабора из р.Оби на основе обобщения опыта проектирования и эксплуатации бесплотинных водозаборов с учетом природных условий формирования русел рек Оби и Иртыша; обоснование схемы расчетами, модельными исследованиями, позволяющими дать прогноз о возможных величинах водозабора и деформации на участке водозабора.

Модельные исследования проводились в основном для одноголового водозабора в устье Иртыша. Однако, учитывая шугоносность р.Оби, был рассмотрен и вариант многоголового водозабора с устройством двух дополнительных голов для обеспечения бесперебойной водоподачи в зимний период.

В работе излагаются результаты исследования деформации русла р.Оби при сосредоточенном (одностороннем) водозаборе в устье Иртыша для подачи воды в ГКП по схеме "анти-Иртыш".

При выборе схемы водозабора учитывались природные условия формирования рек Оби и Иртыша, русловые процессы, командные условия, наносный и водный, а также зимний режимы.

Режим наносов р.Оби характеризуется уменьшением мутности по ее длине (у с.Колпашева — 132 г/м³, с.Белогорья — 65 г/м³, г.Салихарда — 36 г/м³). Среднемноголетние расходы взвешенных наносов в ст.Белогорье — 670 м³/с при среднемноголетнем расходе воды 10 280 м³/с. Среднегодовой сток воды здесь составляет

394 км³, а сток взвешенных наносов — 13,4 млн. т. К стоку взвешенных наносов следует добавить сток донных, так как более крупные частицы наносов перемещаются у дна потока в виде гряд. Однако данные измерения этого стока пока отсутствуют, поэтому среднегодовой расход донных наносов в русле р. Оби в районе с. Белогорья определен по формуле

$$P_{\%} = 2 + 38 e^{-1.1 \left(\frac{V}{V_0} - 1.2 \right)},$$

полученной на основании лабораторных и натурных исследований / 6,7 /, составляет около 600 кг/с.

С учетом расхода донных наносов общий годовой сток наносов в ст. Белогорье составляет 25,92 млн. т.

Для водного режима р. Оби характерно однопиковое затяжное половодье с амплитудой колебаний уровня от 10 до 12 м и увеличением скоростей течения от 0,25 до 1,5 м/с. Последнее позволяет считать Обь рекой с относительно спокойным течением. Уклон ее изменяется от 0,000015 до 0,00004, а средняя глубина потока от 10 до 12 м. Число Фруда колеблется в пределах 0,0006...0,012. Параметр устойчивости поперечного профиля по С.Т. Алтунину $A_y = 1$, а по В.Х. Лохтину — 7,5 ... 25.

Изменения уровня, глубины и ширины по времени во всех диапазонах одинаковы, что свидетельствует о наличии динамического равновесия русла. Многочисленные протоки достаточно устойчивы, в половодье они затапливаются, а в межень обнажаются, но своего планового расположения не меняют.

При повороте вправо в устьевой части р. Иртыша Обь образует устойчивый плесовой участок, удобный для бесплотинного водозабора. Использование русла р. Иртыша в качестве подводящего канала (анти-Иртыш) к насосной станции ГКП, а устья реки в качестве основной головы бесплотинного водозабора приводит к схеме ковшового водозабора с низовым входом (рис. 1).

Ввиду малых скоростей течения сопряжение русел Иртыша и Оби у вогнутого левого берега последней достаточно плавное, и водозабор можно осуществить с небольшим перепадом уровней, сохраняя естественный угол отвода $\alpha^{\circ} = 130^{\circ}$, что вполне достаточно для свободного перемещения судов.

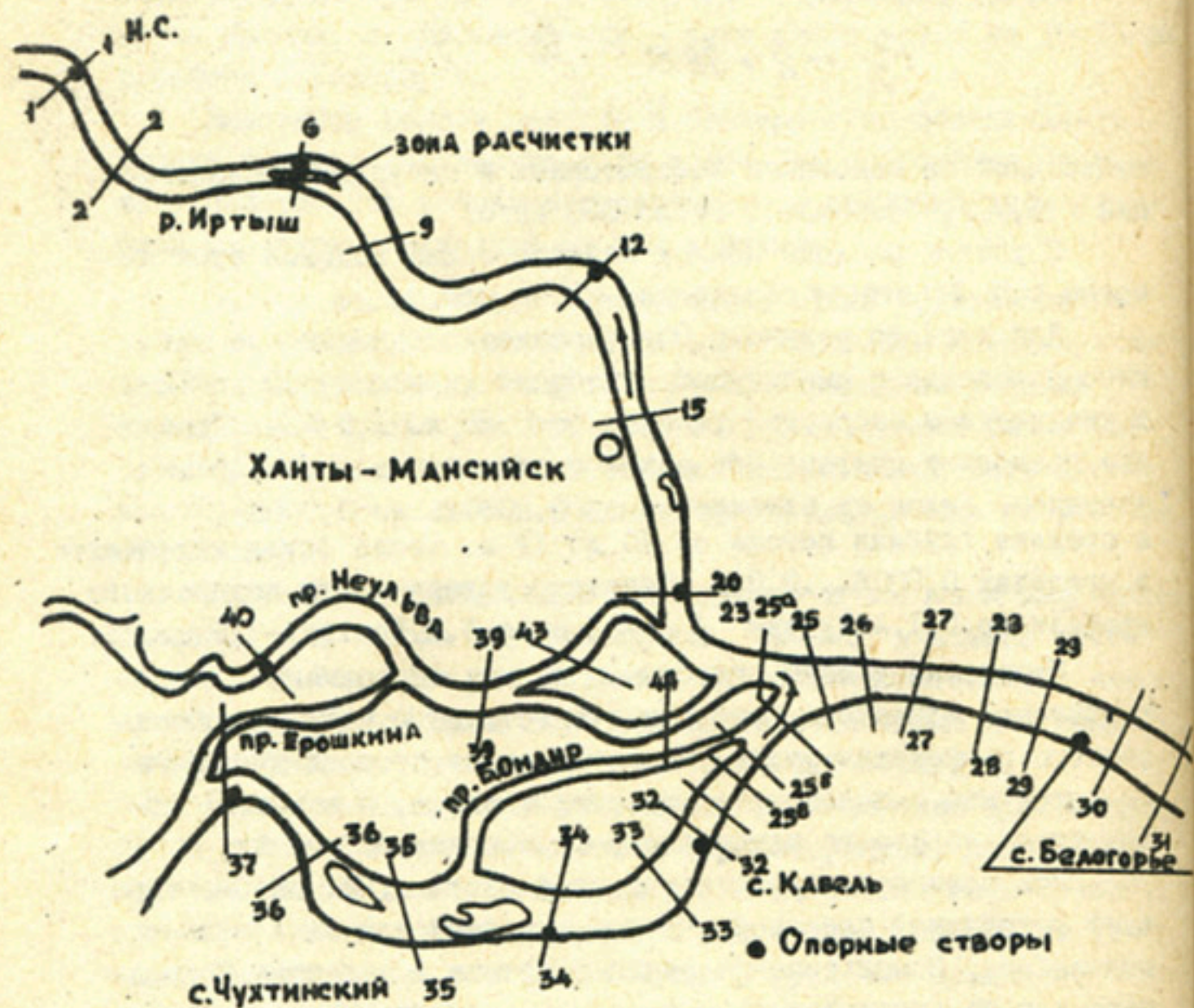


Рис. I. Схематический план модели рек Оби, Иртыша и расположения поперечников, головы бесплотинного водозабора в устье Иртыша.

Минимальный гарантированный расход в створе устья Иртыша $Q_p = 4830 \text{ м}^3/\text{с}$, что при водозаборе в ГКП $Q_x = 430 \text{ м}^3/\text{с}$ дает расход в ст. Белогорье $Q_p' = 4400 \text{ м}^3/\text{с}$. Этим расходам соответствует отметка (относительная) уровня $Z_y' = 25,36 \text{ м}$ в створе устья Иртыша и $Z_y' = 25,15 \text{ м}$ в створе с. Белогорья. Глубина потока на входе в анти-Иртыш принята $4,0 \text{ м}$, что больше потребной глубины судового хода на $0,5 \text{ м}$. Ширина входа B принята порядка 153 м из условия допустимой скорости $V_0 = 0,7 \text{ м/с}$, определенной по формуле / 8 /

$$V_0 = 0,8 V_{01} \left(\frac{H}{1000 L} \right)^{0,2}.$$

Перепад уровня на входе по формуле затопленного водослива $\Delta Z_y = 0,04 \text{ м}$.

Расчет обводящего русла (для схемы "анти-Иртыш") проведен исходя из отметки уровня воды в Оби $25,36$. Кривая свободной поверхности потока в анти-Иртыше (кривая спада) построена по способу В.А. Чарномского. В расчете использованы план, продольный и поперечные профили русла р. Иртыша. Коэффициент шероховатости русла принят $n = 0,025$.

Расчет показал недостаточную пропускную способность естественного русла Иртыша и необходимость местных расчисток его дна в некоторых створах. Согласно дополнительно произведенным расчетам, такая расчистка должна производиться до отметки $21,0 \text{ м}$ на ширине $B = 150 \text{ м}$ (что $> B_{суд}$), при глубине $h = 4 \text{ м}$ (что $> h_{суд}$). Во избежание неблагоприятных переформирований русла анти-Иртыша расчистка проектировалась исходя из допустимой скорости $V_0 = 0,7 \text{ м/с}$.

Схема водозабора в устье Иртыша и результаты прогнозных расчетов (размеры расчистки, условия входа, пропускная способность) требовали проверки и уточнения на русловой модели. Такая модель была построена с искажением масштабов (масштаб ширины $\alpha_B = 500$ и глубины $\alpha_h = 40$), что обосновывалось использованием критериев подобия Фруда ($Fz = idem$) и гидроморфометрии ($\lambda \frac{B}{h} = idem$) / 9 /.

Модель включила участки русел рек Оби длиной 50 км и Иртыша 47 км и была оборудована створными знаками, масштабными рейками и водомерными приборами. Так как русла и бере-

га Оби и Иртыша сравнительны устойчивы, дно модели оформлено неразмываемым (жестким). Поскольку при принятых значениях масштабов ширины и глубины искажения геометрических размеров составляют 12,5, то, согласно критерию гидроморфометрии, значение коэффициента гидравлического трения на модели должно быть в 12,5 раз больше натурального. Поэтому шероховатость модельного русла была искусственно увеличена с помощью грубой штукатурки. Для проверки правильности такого увеличения шероховатости были проведены специальные тарировочные опыты. В опытах после стабилизации пропускавшихся расходов воды фиксировались (переводившиеся автоматически в масштаб природы) отметки уровня в гидростворах рек Оби и Иртыша, которые наносились на натурные графики $Q = f(Z_g)$ (рис. 2). Характер расположения полученных опытных точек на этих графиках достаточно удовлетворительно согласуется с построенными натурными кривыми. Это свидетельствует о достаточном сходстве модельной шероховатости с натурной и подтверждает правомерность принятых значений масштабов модели. После проверки правильности масштабов были проведены исследования рекомендуемой на основании расчета схемы водозабора в устье Иртыша.

Основным элементом водозаборных сооружений является нижний участок русла р. Иртыша до насосной станции (анти-Иртыш), через который осуществляется подача воды из р.Оби в ГКП. На модели проверена пропускная способность русла анти-Иртыша с расчисткой в тех створах, которые были намечены в процессе прогнозных расчетов. При отметке уровня в с.Белогорье 25,15 м в устье Иртыша установилась отметка уровня 25,40 м (вместо расчетной 25,36), а в створе насосной станции при расходе $430 \text{ м}^3/\text{с}$ — 24,66 м (вместо расчетной 24,62 м). При этом скорость течения в намеченных для расчистки дна створах в русле Иртыша составила около $0,67 \text{ м/с}$ (в расчете $0,7$). Сопряжение русла Иртыша с р.Обью при входе в анти-Иртыш на модели (согласно построенным по опытным данным планам течения) было достаточно плавным. Перепад уровня воды при входе в анти-Иртыш составил $0,07 \text{ м}$ (вместо расчетного $0,04 \text{ м}$).

При водозаборе $430 \text{ м}^3/\text{с}$ в устье Иртыша произошло неко-

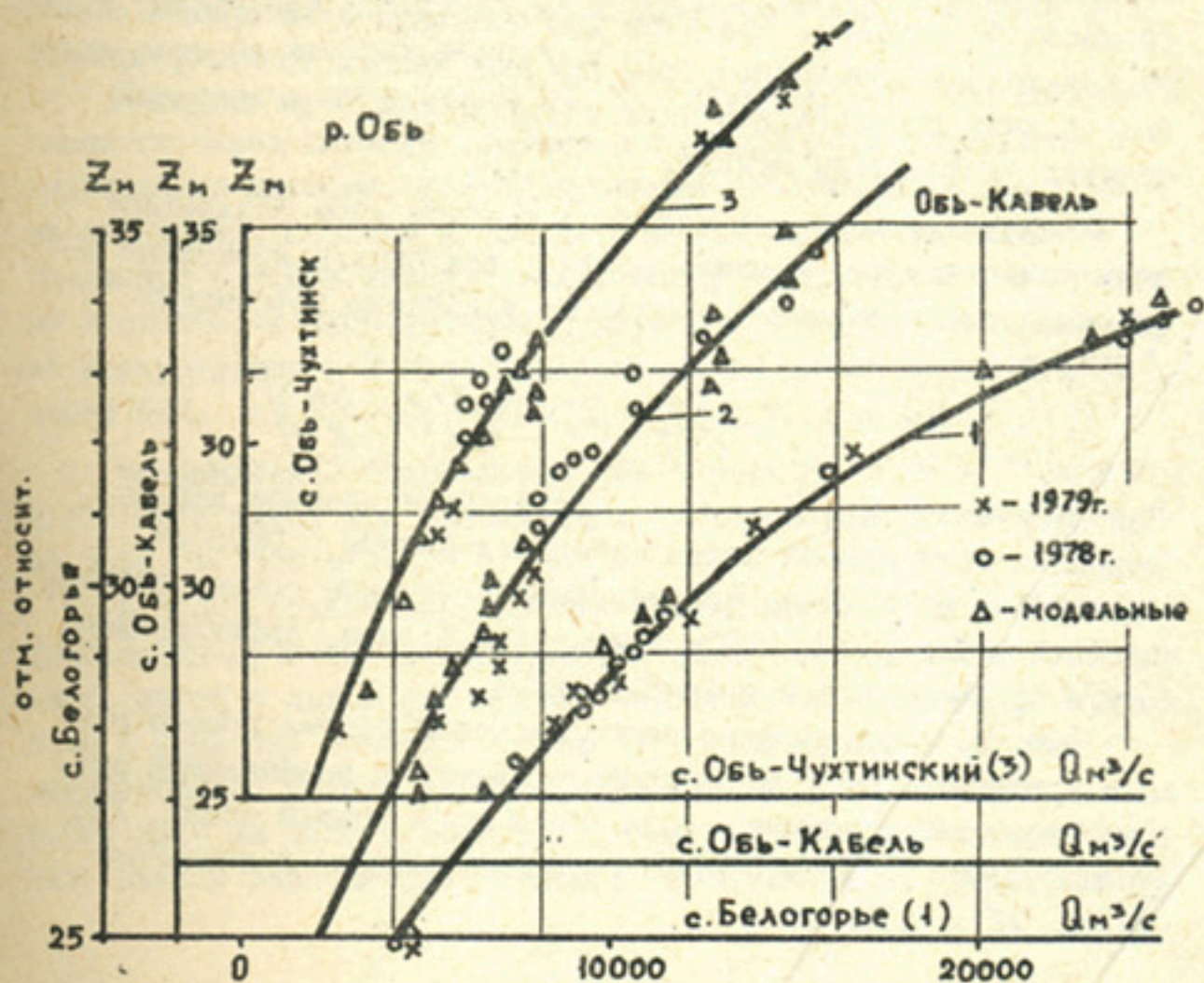
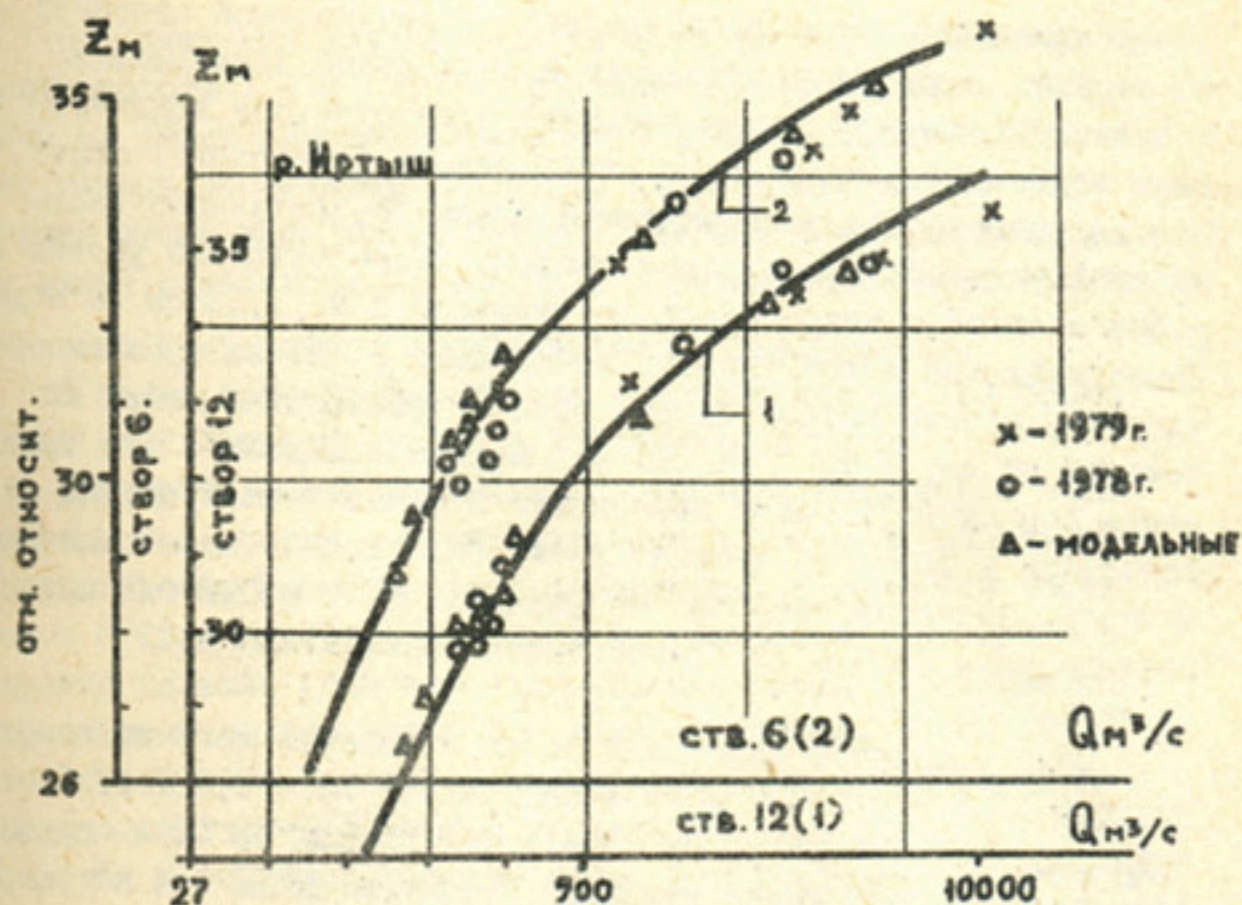


Рис. 2. Графики $Q = f(Z)$ по створам рек Иртыша и Оби.

торое изменение эпюры распределения поверхностной скорости по ширине. Вода при поступлении в анти-Иртыш прижималась к правому (нижнему) борту входного отверстия под воздействием водоворота, возникшего вдоль левого (верхового) борта. Это характерно для рекомендуемой схемы бесплотинного (ковшового) водозабора с низовым входом. Общее снижение уровня в р.Оби в связи с водозабором составило 0,5 м (1,25 см на модели). Такое снижение может вызвать деформацию русла на верхнем участке, в зоне кривой спада, распространяющейся вверх по течению на длину до 5 км (10 м в масштабе модели). Для проверки возможности такой деформации и качественной оценки ее характера в поток (с жестким дном) было подано небольшое количество песчаных наносов из расчета $\mu = 0,021$ г/л при расходе реки $4800 \text{ м}^3/\text{с}$ (такой расход наблюдался в 1975 г. в ст.Белогорье).

Опыт с подачей наносов в поток в количестве 3 кг/ч при расходе 35,5 л/с ($4830 \text{ м}^3/\text{с}$ в натуре) и $\mu = 0,021$ г/л показал, что в русле р.Оби ниже устья Иртыша за 50 ч опыта образовались отложения наносов объемом около $0,1 \text{ м}^3$ (в масштабе модели). При этом дно модели в зоне кривой спада оставалось обнаженным, так как все наносы транспортировались вниз и отлагались ниже устья Иртыша, где скорости течения значительно меньше.

Описанные опыты на модели с жестким дном определяют лишь качественную картину. Поэтому для оценки возможной деформации был произведен расчет по уравнению деформации [10]

$$W_p = \gamma_c B_0 S \left[x_n + (J_3 - J_2) \left(l + \frac{S_n}{2} \right) \right].$$

При $Q = \text{const}$ и $Q_T = 0$ общий объем размыва дна на модели в зоне кривой спада определен равным $0,0875 \text{ м}^3$.

Этот объем достаточно близок указанному выше объему отложения ($0,1 \text{ м}^3$) в русле р.Оби ниже устья Иртыша, зафиксированному в процессе опыта с жестким дном.

Для проверки определенного расчетом объема общего размыва проведены опыты на фрагменте модели с размываемым руслом, отражающем участок русла Оби в зоне кривой спада. Дно русла фрагмента выполнено из песчаных наносов с диаметром частиц $d = 0,25 \text{ мм}$.

При снижении уровня воды на 1,25 м (0,5 м в натуре), ширине потока 1,4 м (700 м) и длине участка размыва 10 м (5000 м) объем общего размыва на модели составил 0,0805 м³, т.е. близок расчетному. Продукты размыва отложились на участке русла ниже устья Иртыша. Глубина и ширина потока при входе определены по величине неразмывающей скорости течения, поэтому наносы в анти-Иртыш не увлекались.

С целью поддержания потока у головы водозабора проводилось регулирование русла р.Оби системой шпор.

При прохождении минимального расхода воды шпоры обнажались и весь поток сосредотачивался в пределах зарегулированного русла. Размывы русла наблюдались в головной части шпор при глубине руслового потока 4...4,5 м. При прохождении больших (паводковых) расходов шпоры затапливались. Глубина размыва достигала 8 м вниз от гребня. В опытах с устройством шпор произошел размыв дна в русловой части модели, по величине близкой к средней отметке дна после его расчистки в опытах с жестким дном. Это указывает на возможность выполнения исследований в случаях малой подвижности русла реки на жесткой модели.

Водоподача из р.Оби в ГКП по схеме "анти-Иртыш" обеспечивается через сложную систему ряда подпорных гидроузлов с судоходными шлюзами, рыбопропускными сооружениями, насосными станциями, сбросом в Иртыш. Все эти сооружения слишком осложняют условия эксплуатации. Ввиду трудности строительства и сложности эксплуатации сооружений анти-Иртыша в качестве конкурирующего II варианта предложена схема водоподдачи через ЛИК.

Максимальный водозабор в ЛИК определен 1000 м³/с летом и 572 м³/с зимой при минимальных расходах рек соответственно 5033 и 3590 м³/с.

В целях обеспечения бесперебойной водоподдачи в ЛИК и уменьшения русловых деформаций, а также для борьбы с наносами, шугой и льдом рассмотрен многоголовный водозабор. При этом в качестве основной (первой) головы принята голова водозаборного канала на 1000 м³/с длиной 1 км в створе р.Оби на 4 км выше с.Белогорья. Головы остальных водозаборных каналов располагаются выше по течению р.Оби, на расстоя-

нии 3,5 км от основной и друг от друга. Они подают воду в береговой объединенный водозаборный канал, впадающий в ЛИК в створе впадения основного.

Ширина основного водозаборного канала в начале 500 м и на входе в ЛИК 210 м при глубине потока 6,15 м. Размеры остальных двух водозаборных каналов определены на случай частичной забивки основной головы наносами или шугой и льдом. Ширина этих водозаборных каналов в створе впадения в объединенный канал принята 120 м, при заложении откосов $m = 3,5$.

В ы в о д ы

Опыт проектирования и эксплуатации бесплотинных водозаборов показал, что обеспечение подачи воды в каналы при водозаборе непосредственно из рек, находящихся в различных природных условиях, является сложным вопросом, требующим всестороннего изучения. Сложность вопроса заключается в том, что в каждом конкретном случае необходимо найти наиболее рациональную схему водозабора. При этом необходимо учитывать водный, наносный и зимний режимы, а также обеспечить условия для судоходства. С таких позиций решался вопрос бесплотинных водозаборов из р.Оби в анти-Иртыш при водозаборе 430 м³/с летом и 230–300 – зимой и в ЛИК при водозаборе 1000 м³/с летом и 572 – зимой. Найдены пути улучшения водозабора в зимних условиях путем подключения дополнительных голов.

В процессе модельных исследований удалось получить подтверждение выбранной схемы бесплотинного водозабора в устье Иртыша с низовым входом и определить пропускную способность анти-Иртыша с расчисткой его дна.

В результате опытов на фрагменте модели с размываемым руслом установлена эффективность работы системы из четырех шпор длиной по 1000 м, расположенных под углом 70° против течения. При плановом обтекании потоком малого расхода в головной части наблюдается размыв русла, при прохождении паводковых расходов шпору затапливаются и происходит отклонение поверхностных струй в сторону основного русла, а

донных — в сторону шпор. Тем самым создаются благоприятные для судоходства условия. С уменьшением расхода воды шпоры снова обнажаются и продолжают удерживать речной поток у головы водозабора.

Следует отметить, что значение коэффициента шероховатости при расчете пропускной способности анти-Иртыша принято исходя из движения потока в бытовых условиях. Следует уточнить правомерность использования его в расчетах по схеме обратного течения.

Литература

1. Алтунин С.Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., изд-во "Колос", 1964.
2. Абдураупов Р.Р., Монаков С.К. Водозаборные узлы. В кн: "Развитие ирригации Узбекистана", т. IV. Ташкент, "Фан", 1981.
3. Аверкиев А.Г. и др. Бесплотинные водозаборные сооружения. Л., "Энергия", 1969.
4. Дульнев В.Б. Выбор места отвода воды из потока на изгибе русла. "Гидротехника и мелиорация" № 10, 1950.
5. Абдураупов Р.Р. О компоновке водозаборного узла ферганского типа. Сборник научных трудов САНИИРИ, вып. 157. Ташкент, 1978.
6. Тузов В.Е. К вопросу определения расхода донных наносов по объему русловой деформации. Бюллетень научно-технической информации № 6, Ташкент, САНИИРИ, 1968.
7. Абдураупов Р.Р. Размыв берегов вследствие свала потока в поперечном направлении под влиянием русловых форм. Деп. в ВИНТИ, 19.09.1977.
8. Абдураупов Р.Р. Выбор формулы неразмывающей скорости для Амударьинского песка. Тр. САНИИРИ, вып. 135. Ташкент, 1972.
9. Абдураупов Р.Р. Моделирование песчаных русел (на примере р. Амударьи) Деп. в ВИНТИ, № 3212-79.
10. Абдураупов Р.Р. Процесс занесения нижнего бьефа деривационных узлов и его расчет. Изв. АН УзССР. № 4. Ташкент, 1957.

И.Ю.ИБРАГИМОВ

М. КАРИМОВА

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Натурные исследования пропускной
 способности перегораживающих сооружений ЛМК
 Кзылординского гидроузла х)

Для обеспечения водоподачи в межхозяйственные отводы на Левобережном магистральном канале построены 5 перегораживающих сооружений, разделяющих его длину на 6 участков.

Конструкции перегораживающих сооружений, а также их основные размеры идентичны. Все они представляют собой 10-очковые трубчатые регуляторы с перепадом. Сечение труб 2,5 х 2,5 м, длина 20,25 м и толщина стенок 0,35 м. Порог оголовка заложен на 0,55 м ниже среднего дна канала. В нижнем бьефе сооружений сопряжение труб с каналом осуществляется с помощью быстротока повышенной шероховатости, заканчивающегося водобойным колодцем и сливной частью.

Актуальность изучения пропускной способности указанных перегораживающих сооружений определяется необходимостью установления оптимальной величины подпора на границах участков между сооружениями. До настоящего времени вододеление осуществляется при произвольном подпоре, что приводит к увеличению потерь воды на фильтрацию.

Осуществление контроля за водозабором на основе специально организуемых контрольных измерений расходов в нижнем бьефе сооружений требует значительных затрат времени и труда, тем более, что на канале нет оборудованных постоянно действующих гидрометрических постов, и каждое измерение надо начинать с предварительного оборудования створа.

Наиболее приемлемым следует считать определение расходов воды на границах участков с помощью специально составленных тарифовочных таблиц или графиков. При этом проведение гидрометрических работ, являющихся основой для составления таких таблиц, позволяет проанализировать фактические условия работы

х) Работа выполнена под руководством к.т.н. Р.Р.Абдураупова

сооружений и разработать рекомендации по их оптимизации.

Поскольку сооружения на канале являются трубчатыми, то проходящие через них расходы воды можно вычислять по формулам гидравлики. Расчетные формулы следует принимать в соответствии с одной из трех схем возможной работы сооружения (рис. I).

Схема № I — труба за линией щитов безнапорная, истечение из-под щита не затопленное (прыжок отогнан). Схема № 2 — труба за линией щитов безнапорная; истечение из-под щита затопленное (прыжок затоплен). Схема № 3 — труба за линией щитов затопленная (работает полным сечением). При работе по схеме № I действующий напор определяется разницей между уровнем воды в верхнем бьефе и отметкой низовой кромки щита; по схемам № 2 и 3 — разницей уровней верхнего и нижнего бьефов.

Для корректировки эмпирических коэффициентов, содержащихся в гидравлических формулах и соответствующих указанным схемам работы сооружений на канале, в 1980–1981 гг. нами были проведены гидрометрические измерения. Расходы воды замеряли вертушечным способом на 5 створах, расположенных в нижних бьефах исследовавшихся сооружений (за пределами рисбермы) с одновременной фиксацией уровней в верхнем и нижнем бьефах (для определения перепада уровней Z , напора над порогом в верхнем бьефе h_b и глубины нижнего бьефа h_n), а также определением высоты открытия щитов в каждом пролете. Всего было произведено 100 таких измерений, достаточно полно охвативших весь диапазон изменения расходов воды в канале в период вегетации.

Анализ полученных материалов натурных измерений показал, что перегораживающие сооружения ЛМК в основном эксплуатируются по схеме № 3, хотя при низких уровнях воды в нижнем бьефе работают по схеме № I — в некоторых трубах сооружений образуется отогнанный прыжок. Расход через эти сооружения следует определять по формуле

$$Q = \mu_{щ} \cdot \omega_{тр} \sqrt{2g \cdot Z_0}, \quad (I)$$

где $\mu_{щ} = f(h_{щ})$ — коэффициент расхода, зависящий от высоты открытия щита ($h_{щ}$);
 $\omega_{тр}$ — площадь поперечного сечения трубы, м²;
 Z_0 — перепад уровня с учетом скорости подхода.

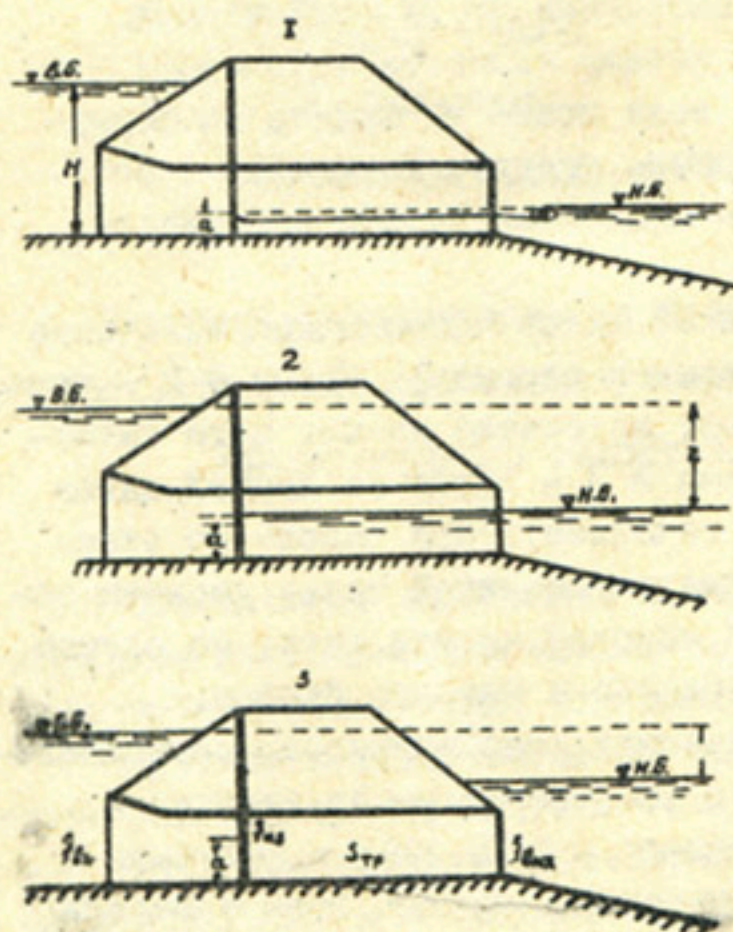


Рис.1.

Возможные схемы работы трубчатых сооружений ДМК: 1) с отогнанным прыжком за щитом; 2) с затопленным прыжком за щитом; 3) при напорном движении потока за щитом.

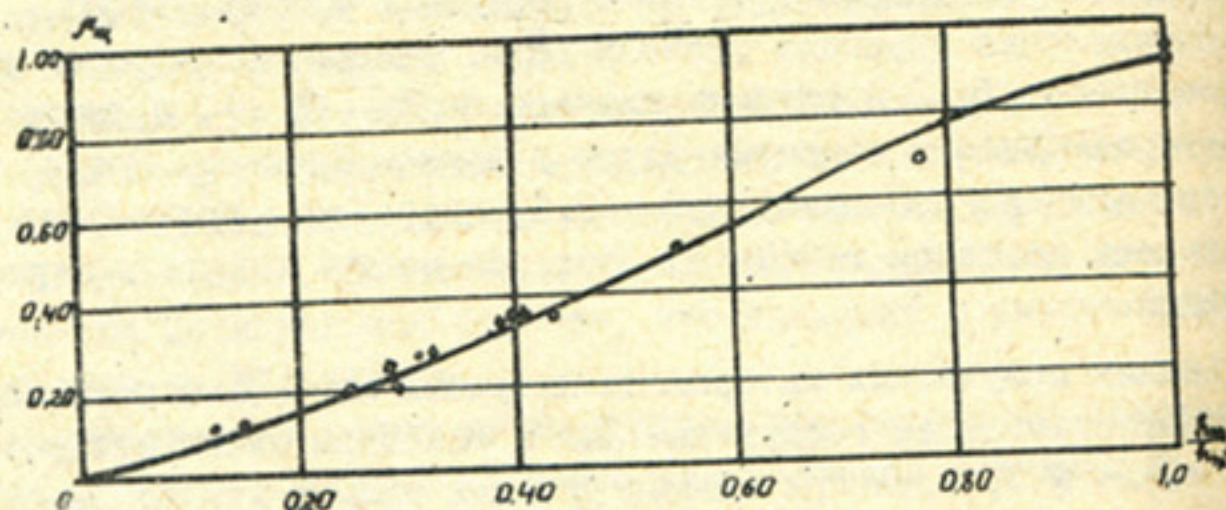


Рис.2. Кривая зависимости $\mu_m = f\left(\frac{h_m}{h_{tr}}\right)$ для сооружения № 3:

○ — точки по измерениям 1980 г.;

○ — точки по измерениям 1981г.

Теоретическая формула для определения коэффициента расхода имеет вид:

$$\mu_{\text{ш}} = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{тр}} + \xi_{\text{вых}} + \xi_{\text{ш}}}}, \quad (2)$$

где $\xi_{\text{вх}}$ - коэффициент сопротивления входного оголовка;
 $\xi_{\text{тр}} = \frac{2gl_{\text{т}}}{C_{\text{т}}^2 R_{\text{т}}}$ - коэффициент сопротивления трению по длине трубы ($l_{\text{т}}$, $R_{\text{т}}$, $C_{\text{т}}$ - длина, гидравлический радиус и коэффициент Шези трубы) соответственно;
 $\xi_{\text{вых}}$ - коэффициент сопротивления на выходе из трубы;
 $\xi_{\text{ш}}$ - коэффициент сопротивления, вызываемый сжатием потока щитом.

Входящие в формулу (2) коэффициенты $\xi_{\text{вх}}$ и $\xi_{\text{тр}}$ практически не зависят от расхода трубы, а следовательно, и открытия щита (если течение за щитом остается напорным до конца трубы). Нами в процессе расчетов коэффициент $\xi_{\text{вх}}$ принимался равным $\xi_{\text{вх}} = 0,5$, а $\xi_{\text{тр}} = 0,154$, исходя из длины трубы $l_{\text{т}} = 20,25$ м, ее гидравлического радиуса $R_{\text{т}} = 0,625$ м и значения коэффициента Шези, вычисленного по формуле Маннинга при $n = 0,014$. Таким образом, $\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{тр}} = 0,654$.

Коэффициент гидравлического сопротивления на выходе можно определять по формуле Борда, вводя в расчеты отношение площади сечения всех труб сооружения к площади поперечного сечения русла нижнего бьефа в створе конца рисбермы сооружения. Площадь рисбермы значительно больше площади сечения русла на промерном створе и ввиду заглубленности рисбермы по отношению к дну канала мало меняется при изменении расхода. В связи с этим коэффициент потерь на выход, связанный с расширением потока, практически не зависит от расхода и открытия щитов, что позволяет переписать формулу (2) в следующем виде:

$$\mu_{\text{ш}} = \frac{1}{\sqrt{\xi_0 + \xi_{\text{ш}}}}, \quad (3)$$

где ξ_0 - суммарный коэффициент гидравлических сопротивлений для труб исследуемых сооружений при полном открытии щитов.

Формула (3) позволяет построить кривую $\mu_{\text{ш}} = f(h_{\text{ш}})$ для сооружений ЛМК, работающих в условиях схемы № 3, если предварительно будет достаточно надежно определен суммарный коэффициент гидравлических сопротивлений.

В целях выяснения значений ξ_0 были произведены вычисления расходов, пропускаемых сооружениями при полном открытии щитов, исходя из фактически измеренных значений перепадов уровней (Z) и глубин воды в нижнем бьефе (h_n). При этом было учтено следующее обстоятельство. Формула Борда выведена для расширения струи в напорном водоводе, при котором обеспечивается равенство давлений в начальном и конечном створах зоны расширения. Между тем, в случае внезапного расширения безнапорного потока давления в начальном створе зоны расширения оказывается несколько меньше, чем давление в конечном створе этой зоны. Это вызывает снижение уровня в начальном створе и образование так называемого перепада восстановления, т.е. повышения уровня свободной поверхности на участке между указанными створами. Поэтому в процессе вычисления был произведен расчет с учетом "перепада восстановления", который определялся на основе совместного решения формулы истечения и уравнения изменения количества движения, составленного для отсека потока между створами выхода из труб и конца рисбермы.

Величины перепадов восстановления определяли подбором, после чего пропускаемые расходы вычисляли по формуле

$$Q = \varphi \cdot \omega_{\text{тр}} \sqrt{2g (Z + Z_{\text{восст}})}. \quad (4)$$

При этом коэффициент φ для рассматриваемых сооружений

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{тр}} + 1}} = \frac{1}{\sqrt{1,654}} = 0,778.$$

Суммарная площадь сечения всех 10 труб сооружений составила $\omega_{\text{тр}} = 62,5 \text{ м}^2$.

Подставляя численные значения: $\omega_{\text{тр}} = 62,5$ и $2g = 19,6$ в (4), получим

$$Q = 215,26 \sqrt{Z + Z_{\text{восст}}}. \quad (5)$$

Произведенные расчеты показали, что величины перепадов восстановления для сооружения № I колебались в пределах от 0,18 до 0,14 м, для №2 — от 0,17 до 0,12 м, для №4 — от 0,12 до 0,06 м, и для №5 — от 0,14 до 0,08 м, уменьшаясь с уменьшением разницы между уровнями верхнего и нижнего бьефов и увеличением глубины последнего. При этом расходы воды, вычисленные по формуле (5), несколько больше расходов, определенных замерами в нижнем бьефе сооружений. Это можно объяснить неучетом влияния на зону расширения потока, тормозящего действия повышенной шероховатости на быстротоке. Такое влияние, по-видимому, увеличивает коэффициент гидравлических потерь на выход не более, чем до $\xi_{\text{вых}} = 1,0$. Это позволяет принять коэффициент расхода μ в формуле (I) согласно (2) $\mu = 0,778$, что при $\omega_{\text{тр}} = 62,5 \text{ м}^2$ и $2g = 19,62$ приводит эту формулу к выражению

$$Q = 215,26 \sqrt{Z}. \quad (6)$$

Анализируя результаты вычислений по формулам (5) и (6), мы пришли к выводу, что формула (5) дает верхний, а формула (6) нижний пределы расходов воды, проходящих через сооружения. По-видимому, это можно объяснить различным влиянием повышенной шероховатости быстротока в зависимости от характера сопряжения выходящей из трубы струи в нижнем бьефе (т.е. образованием донного и поверхностного прыжка).

Ранее нами в процессе построения эмпирической кривой $\mu_{\text{ш}} = f(h_{\text{ш}})$ по результатам натурных измерений 1980 г. был определен коэффициент расхода при полном открытии щитов равным $\mu_0 = 0,870$.

Расходы воды, определенные по формуле (I) при $\mu_0 = 0,87$, во многих случаях имеют меньшие проценты отклонений от фактически измеренных, чем вычисленные по (5) и (6). Однако эти расхождения говорят только о недостаточно правильно выбранных значениях принятых коэффициентов гидравлических сопротивлений на вход и трение в трубе.

В 1980–1981 гг. были произведены определения значений коэффициента расхода μ по данным натурных измерений для каждого сооружения отдельно. Для сооружений № I и 2 $\mu_0 = 0,84$, для сооружений № 3 и 4 $\mu_0 = 0,90$ и для сооружения

№ 5 $\mu_0 = 0,68$. Исходя из указанных значений μ_0 и соответствующих значений коэффициента сопротивления при полном открытии щитов $\xi_0 = \mu_0^{-2}$, по формуле (3) вычисляли значения $\mu_{щ}$ при различных открытиях щитов. При этом была использована теоретическая кривая $\xi_{щ} = f\left(\frac{h_{щ}}{d}\right)$, построенная на основе данных таблицы коэффициентов сопротивления при протекании напорного потока через задвижку в прямоугольной трубе [I]. Таким образом построены кривые зависимости $\mu_{щ} = f\left(\frac{h_{щ}}{h_{np}}\right)$ для каждого из перегородивающих сооружений ЛМК отдельно. Нанесенные на эти кривые значения $\mu_{щ}$, вычисленные по данным натурных измерений, достаточно удовлетворительно их подтвердили (рис.2).

В целях выяснения возможного влияния на точность результатов расчетов практикуемого эксплуатацией неравномерного открытия щитов, нами произведены вычисления расходов по формуле (I) при измеренных значениях перепада " Z ". При этом коэффициент расхода μ определяли по построенным кривым $\mu_{щ} = f\left(\frac{h_{щ}}{h_{np}}\right)$ в двух вариантах:

а) как среднюю величину коэффициентов расхода, определенных для каждой трубы, исходя из фактического открытия щита:

$$\mu_{cp} = \frac{\sum \mu_{щ}}{10}, \text{ где } \mu_{щ} = f(h_{щ});$$

б) исходя из средней арифметической высоты открытия щитов всего сооружения:

$$\mu_{cp} = f(h_{cp}), \text{ где } h_{щ.ср} = \frac{\sum h_{щ}}{10}.$$

Полученные результаты показали, что в большинстве случаев неравномерность открытия щитов практически мало искажает величину расхода, вычисленную, исходя из средней высоты открытия щитов.

В заключение нами рекомендуется определять расходы перегородивающих сооружений ЛМК по формуле (I).

В ы в о д ы

I. Для упорядочения водораспределения на ЛМК Кылординского гидроузла и организации контроля за правильностью водораспределения необходимо определять расходы воды в конце участков,

на которые разбивается канал лестницей перегораживающих сооружений.

2. Перегораживающие сооружения в основном работают по схеме № 3. Расходы воды, проходящие через эти сооружения, следует определять по формуле (I) с использованием графика

$$\mu_{из} = f\left(\frac{h_{из}}{h_{пр}}\right).$$

3. Вводить поправки на перепад восстановления в нижнем бьефе и общее падение уровней за счет уклона на участке между рейками верхнего и нижнего бьефов ввиду их незначительности не требуется.

4. Для обеспечения работы перегораживающих сооружений с затоплением прыжка во всех трубах желательно, чтобы открытия щитов в пролетах сооружений различались между собой не более, чем на 5 %.

Литература

1. Чугаев Р.Р. Гидравлика. М., 1972.

2. Щербина Л.И. Гидравлические исследования пропускной способности некоторых гидротехнических сооружений с целью разработки средств автоматического учета и регулирования водоподдачи. "Вопросы гидравлики", М., 1969.

Р.Р.АБДУРАУПОВ

Д.Ш.АБДУЛЛАЕВ

Н.Г.ИВАНЕНКО

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Лабораторные исследования водоприемного
ковша насосной станции Большого Ашта на
р.Сырдарье

Производительность орошаемых земель связана с технической возможностью обеспечения забора нужных расходов воды из источника в оросительные системы. При этом водообеспеченность головного водозабора определяется прежде всего водоносностью

реки, а также ее многолетним режимом и условиями протекания речного потока на участке водозабора. Большую роль в обеспечении необходимого водозабора играет борьба с поступлением в каналы речных наносов.

В настоящее время широко распространена схема бесплотинного водозабора непосредственно из реки.

Выбору рациональной схемы бесплотинного водозабора с учетом природных условий рек посвящен ряд экспериментальных, теоретических и натурных исследований.

Рекомендации С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова, А.Н.Гостунского и И.И.Горошкова, А.М.Мухамедова, К.Ф.Артамонова, Н.Ф.Данелия, А.С.Образовского, В.Б.Дульнева, А.Г.Аверкиева, М.А.Михалева и других авторов успешно применяются на практике и используются проектными организациями.

При бесплотинном водозаборе трудно регулировать расход воды и количество поступающих в канал наносов; головной участок канала быстро заносится, происходит деформация русла, иногда отрицательно сказывающаяся на эксплуатации. При снижении уровня воды перед водозабором или же в случае отхода основного русла бесперебойное обеспечение водозабора затрудняется, что влечет за собой необходимость применения различных конструкций. При выборе схемы водозабора учитываются обеспеченность уровня и расхода воды, устойчивость русла и берегов, отсутствие зон водоворотов и перекатов близ сооружений, возможность применения мер против захвата вредных наносов, шуги и плавника.

При наличии этих условий водозабор можно осуществить под некоторым углом отвода непосредственно на берегу реки или же в некотором удалении от него.

Бесплотинный водозабор в зависимости от природных условий рек бывает одnogоловный, многоголовный, шпорный и ковшовой.

В настоящее время получил развитие бесплотинный водозабор с механическим подъемом воды, называемый машинным. Воду в канал в этом случае качают насосами непосредственно из реки или из магистрального канала. Головная часть машинного канала часто устраивается в виде ковша. Целесообразность применения ковша в условиях наносонесущих и шугоносных рек подтверждается многочисленными исследованиями А.С.Образовского,

А.Г.Аверкиева и других. Существуют ковши незатапливаемые и самопромывающиеся, предложенные А.С.Образовским. Водозабор в оросительную систему Большого Ашта с насосной станцией на берегу р.Сырдарьи в Ленинабадской области, запроектированный Союзгипроводхозом, представляет собой ковшовой водоприемник с выдвинутыми в русло незатопляемыми дамбами и углом отвода воды почти 90% (рис.1).

При выборе такой конструкции проектировщики предполагали, что расположение водозабора на вогнутом участке правого берега и предусмотренная перед его входом криволинейная расчистка дна обеспечат захват минимального количества взвешенных наносов и отстой в ковше наиболее крупных их фракций.

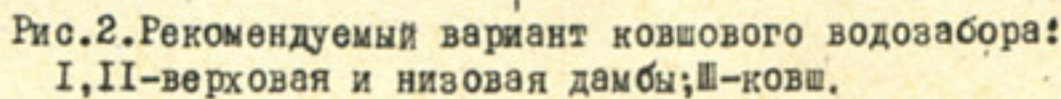
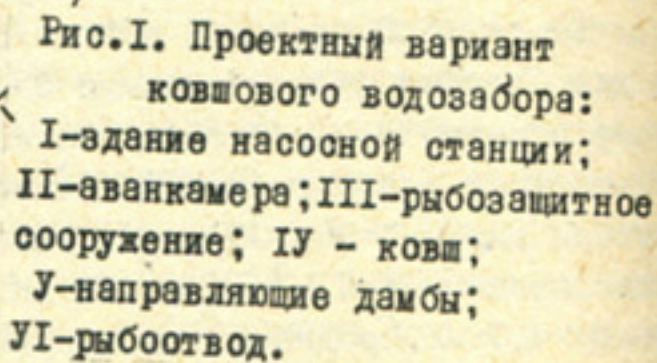
С целью проверки данного проектного варианта и выбора более надежной конструкции ковшовой водозабор в 1976 г. в лаборатории эксплуатации водозаборных узлов САНИИРИ были выполнены лабораторные исследования.

Берега р.Сырдарьи в районе водозабора неразмываемые, а ее дно сложено мелкопесчаными аллювиальными отложениями. Вдоль правого вогнутого берега на всем протяжении тянется мелководная недеформируемая полка в виде резко выделяющейся ступени шириной 50-200 м. Максимальный расход воды - 4300, минимальный - 163 м³/с; амплитуды колебания уровней воды достигают 4,7 м; среднемесячная мутность - 3,7 кг/м³, а максимальная - 9,1 кг/м³; скорости течения потока - до 3 м/с и более; продолжительность ледохода не превышает 8 дней, а шугохода - 5.

В районе водозабора из-за малой стесненности русла внутрирусловые переформирования незначительны. Устойчивые отметки дна сохраняются лишь на мелководной полке, примыкающей к правому берегу.

Исследования ковша выполнены на жесткой русловой модели участка р.Сырдарьи длиной 2,0 км, запроектированной по критериям гидроморфометрии и числа Фруда ($\frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \cdot F_2$). Масштаб модели 1:100 (плановый) и 1:50 (вертикальный).

Поверхностные скорости течения фиксировались методом засечек поплавков, а вертикальные в характерных створах у водозабора - микровертушкой конструкции САНИИРИ. Движение нано-



сов и их отложения изучали при пуске в поток кальцинированных опилок и хлорбензоловых шариков. Гидравлический режим работы ковша изучен при четырех уровнях воды: меженном, среднепаводковом и двух половодных.

В результате построены план течений, поля осредненных скоростей донных и поверхностных скоростей, эпюры осредненных скоростей по вертикалям. Выявлены недостатки проектного варианта ковша, заключающиеся в сложности удаления отстойных наносов от ковша, установлено, что он нуждается в замене другой конструктивной компоновкой, способной в паводковые периоды обеспечивать самопромыв его входа от наносов.

В результате анализа накопленного опыта строительства и эксплуатации ковшовых водозаборов [I-I2 и др.] в основу решения рассматриваемого водозабора производительностью $25 \text{ м}^3/\text{с}$ положена идея самопромыва ковша от наносов проф. А.С. Образовского. Она заключается в устройстве двух, выдвинутых в русло, косопоставленных дамб: затопляемой в паводок верховой и незатопляемой низовой.

Верховая дамба представляет собой донный наносорегулирующий порог. В паводковый период он играет основную роль в защите ковшового водозабора от наносов. Выдвинутый в русло затопленный порог способствует перераспределению удельных расходов воды по его ширине. Согласно теории проф. Р.Ж. Жулаева, в потоке вдоль дамбы возбуждается поперечная циркуляция, дополнительное усиление которой может быть достигнуто изменением доли расхода, проходящего над порогом. Последнее может быть обеспечено устройством гребня дамбы переменной высоты и подбором оптимального угла атаки дамбы речным потоком.

Структура течений перед верховым откосом дамбы, согласно экспериментальным данным проф. Н.Ф. Данелия, должна быть подобна структуре обтекания незатопленных преград у берега. С учетом этого обстоятельства рекомендованный А.С. Образовским и В.С. Бондаренко угол расположения дамбы по отношению к направлению течения потока $\alpha = 40 + 50^\circ$ следует считать оптимальным. В этом случае возбуждаемые у верхового откоса защитные течения имеют практически равноценные продольные и поперечные составляющие полных скоростей.

Одновременно вдоль низового откоса дамбы в результате сложения поперечной циркуляции, возникающей за дамбой, и

продольной скорости формируется продольно-винтовое течение.

Низовая дамба представляет собой глухую преграду, обтекаемую водным потоком, работающую как отражатель. В период работы водозабора в режиме водообмена основную роль в защите его от наносов играют циркуляционные течения, возбуждаемые самой преградой. В схемах ковшового водоприемника для создания направленных промывающих течений (по данным А.С.Образовского и В.С.Бондаренко) низовую дамбу также следует располагать под углом атаки $\alpha = 40 + 50^\circ$. Как отмечено в работе [13], при таких углах ширина активной зоны отраженных низовой дамбой течений остается достаточно большой, а точка раздела течений смещается в сторону головной части преграды, поэтому индуцированные течения не только экранируют водоприемное отверстие, но и промывают пространство перед ним.

В возбуждении промывающих и защитных течений необходимой интенсивности немаловажная роль принадлежит крутизне откосов дамб. Чем круче откосы, тем интенсивнее формируемые течения, поэтому откосы дамб по возможности следует приближать к вертикали.

С учетом изложенного нами, для рассматриваемого объекта были сделаны наброски пяти вариантов конструктивных схем ковшей с самопромывающимися входами. В результате изучения их гидравлического режима работы на модели отобран и рекомендован для применения оптимальный вариант ковша, обладающий существенными преимуществами перед проектным.

Предложенный вариант ковша (рис.2) имеет следующие особенности:

а) верховая косо поставленная затопливаемая дамба устраивается переменной высоты и имеет уширенный корень в месте примыкания к берегу;

б) низовая дамба устраивается комбинированной: затопляемой в головной части и незатопляемой в корневой;

в) перед верховой затопляемой дамбой осуществляется расширяющаяся к голове канала русловая расчистка.

Защита водозабора от наносов обеспечивается:

— поперечной циркуляцией руслового потока, возникающей вследствие перераспределения верховой дамбой удельных расходов воды по ширине русла;

— циркуляционным течением, возбуждаемым верховой дамбой как затопляемой преградой;

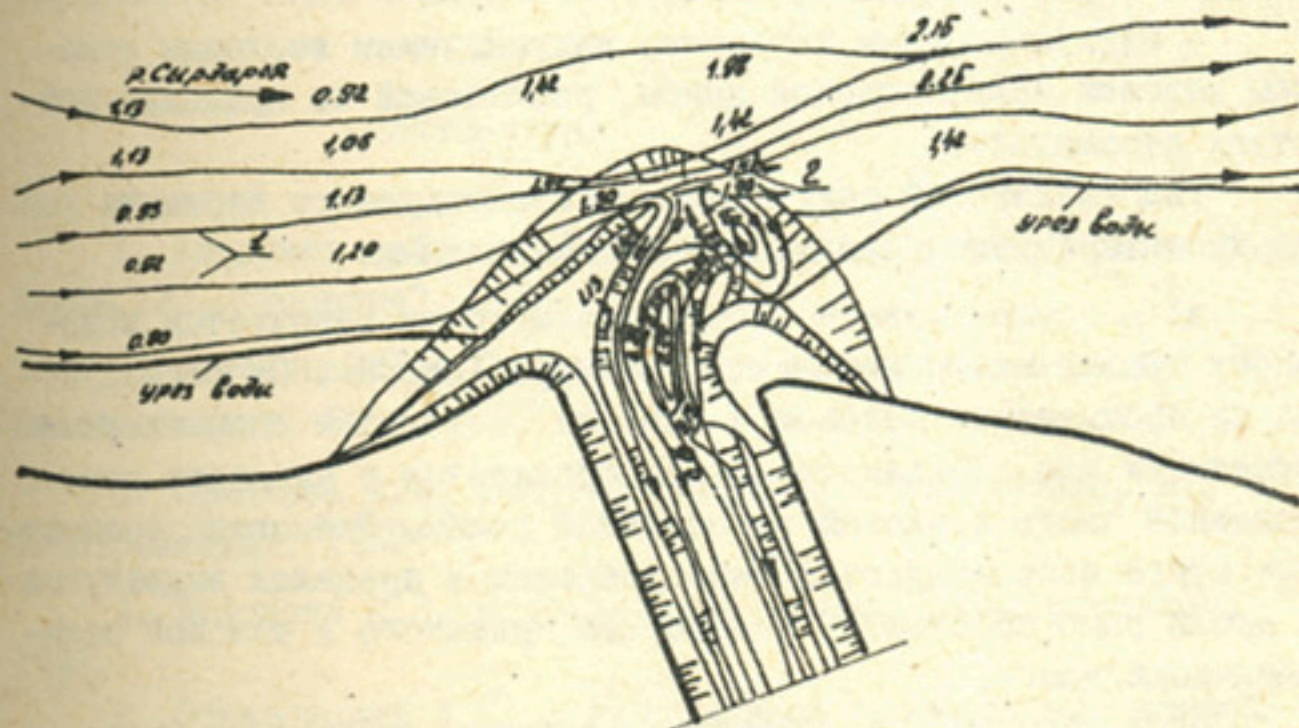


Рис.3. Структурная схема течений потока в ковше
(период межени):

1-поверхностные токи; 2-величина и направление скоростей потока на глубине 0,2 Н.

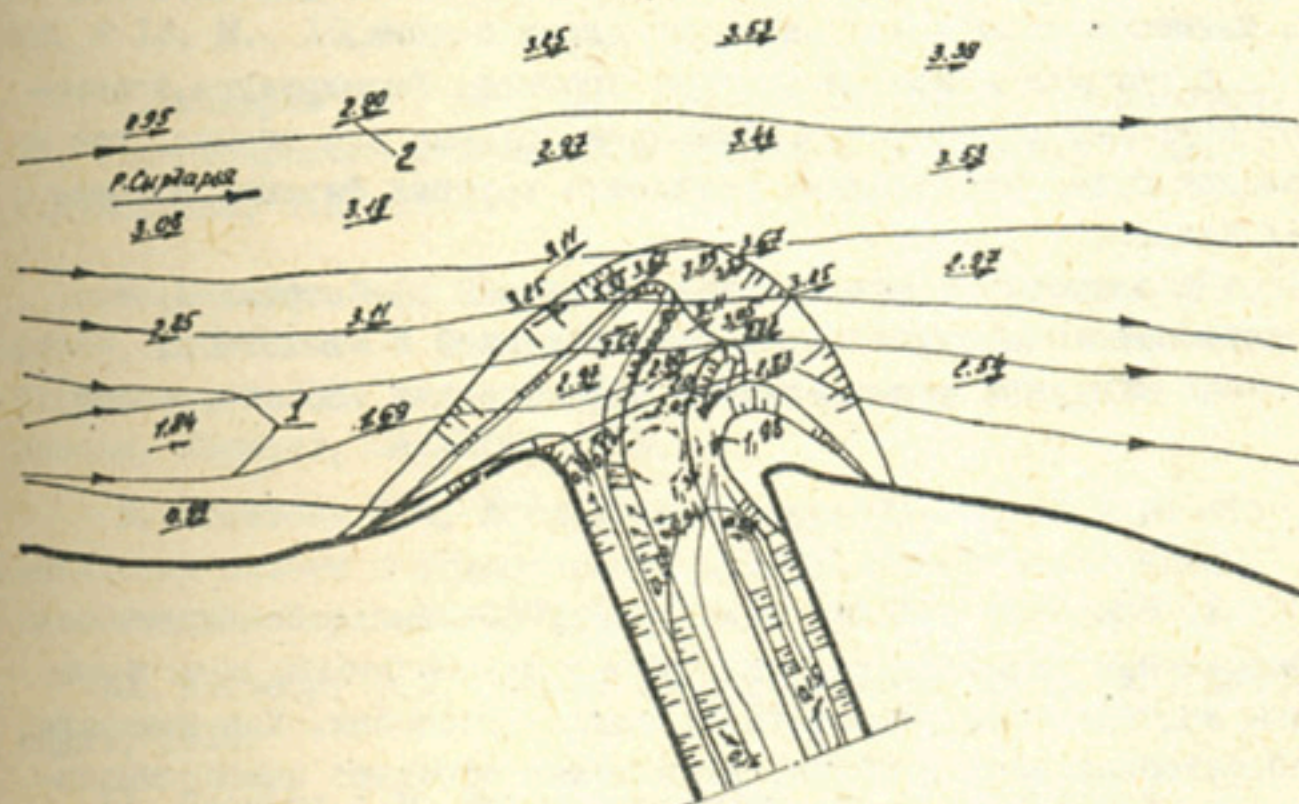


Рис.4. Структурная схема течений потока в ковше
(период паводка):

1-поверхностные токи; 2-величина и направление скоростей потока на глубине 0,2 Н.

– продольно винтовым течением (формируемым за низовым откосом верховой дамбы);

– циркуляционным течением, индуцируемым верховым откосом низовой незатопляемой дамбы, работающей по принципу действия отражателя.

Гидравлический режим работы рекомендуемого варианта ковша характеризуется следующими особенностями:

а) в период межени перед входом ковша образуется водоворот сравнительно небольшого размера (рис.3). Он формируется на промываемом потоком в паводок участке с пониженными отметками дна. Транзитная струя образуется у низового откоса головной части верховой затопляемой дамбы. Втекающие транзитные струи сопровождаются формированием в пределах выдвинутых в русло дамб небольшого водоворота, прижатого к низовой незатопляемой дамбе;

б) в паводок при обтекании потоком верховой дамбы перед низовым откосом формируются винтовые течения, а перед верховым и низовым откосами циркуляционные, обеспечивающие самопромыв от наносов выдвинутой в русло части ковша (рис.4). Вследствие этого в паводок водоотбор в ковш осуществляется из наименее насыщенных наносами слоев потока.

В глубине ковша, выше зоны промыва, формируется водоворот круглого очертания с диаметром, равным его ширине, где в паводок будет происходить осаждение крупных фракций взешенных наносов.

Предложения и рекомендации внедрены при строительстве водозаборного сооружения Большой Аштской НС в 1979 г.

Годовой экономический эффект равен 156 тыс.рублей.

В ы в о д ы

1. При бесплотинных водозаборах возникает необходимость обеспечения гарантированных глубин у места забора воды и защиты водоприемных устройств от завала наносами. Как показали лабораторные исследования, этим целям отвечают самопромывающиеся ковши.

2. Конкретные задачи, которые ставятся перед ковшовым водозабором в каждом частном случае, несколько отличаются и

для своего окончательного решения требуют выбора наиболее эффективной схемы компоновки элементов ковша.

Литература

1. Аверкиев А.Г. и др. Бесплотинные водозаборные сооружения. Л., "Энергия", 1969.

2. Образовский А.С. Гидравлика водоприемных ковшей. М., Госстройиздат, 1962.

3. Офицеров А.С. Вопросы гидравлики водозабора. М., Госстройиздат, 1952.

4. Белоконь П.Н. Водоприемные ковши. Госэнергоиздат, 1948.

5. Образовский А.С. О компоновках водоприемных ковшей усовершенствованных типов. Информационный выпуск по обмену опытом в строительном проектировании № 38, серия 2. М., 1967.

6. Образовский А.С., Войно-Сидорович Г.Б. Водоприемные ковши, работающие как регуляционные сооружения. Тр. ВОДГЕО, сб. № 12. М., 1969.

7. Макеров Н.С. Борьба с шугой при ковшовых водозаборах. Тр. Новосибирского инженерно-строительного института им. В.Куйбышева, т. II, 1951.

8. Михалев М.А. Исследование ковшовых водозаборных прорезей, работающих в режиме водообмена. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам. Ташкент, САНИИРИ, 1974.

9. Игнатова Ж.А. Исследование турбулентности и расчет осаждения взвеси в водоприемных ковшах. Автореферат канд. диссертации. Харьков, 1971.

10. Альтберг В.Я. Защита водопроводов от льда. М., Стройиздат, 1939.

11. Порядин А.Ф. Новые водозаборы на реках Сибири. "Водоснабжение и санитарная техника" № 5, 1971.

12. Бондаренко В.С. Разработка и исследование бесплотинного водозабора для рек с тяжелыми гидрологическими и наносными режимами. Автореф.канд.дисс., Новочеркасск, 1975.

Р.В.ТИМИРОВА

канд.техн.наук
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Конструкция водобоя для водозаборных узлов Ферганского типа

В основу компоновки водозаборного узла Ферганского типа положен принцип использования поперечной циркуляции потока для борьбы с донными наносами, которая создается в криволинейном подводящем русле. Благодаря поперечной циркуляции потока свободный от наносов поток сосредотачивается вдоль вогнутого берега, а наносы располагаются вдоль выпуклого берега. Для того, чтобы не нарушать это условие, пролеты плотины следует открывать по ступенчатой схеме, по которой в работу включаются сначала пролеты, примыкающие к вогнутому берегу, а затем и остальные в направлении к выпуклому берегу. При этом наибольшее открытие должно быть в пролетах, примыкающих к вогнутому берегу, т.е.

$$h_{щ_1} > h_{щ_2} > \dots > h_{щ_n}$$

Данная схема открытия пролетов плотины способствует сохранению интенсивности поперечной циркуляции, т.е. её способности отвлекать донные наносы от водозаборного отверстия. Однако такая структура потока — с максимумом расходов воды вдоль вогнутого берега — неблагоприятна для нижнего бьефа. Расходы воды и наносов по фронту регулятора сброса распределяются неравномерно. Максимальные расходы воды приходятся на I, II, III пролеты; максимальный объем наносов сбрасывается через пролеты $n, (n-1)$.

Таким образом, основная масса наносов сбрасывается не-

значительными расходами воды, что затрудняет транспортирование наносов по нижнему бьефу. Наносы, откладываясь непосредственно за плотиной, создают условия для возникновения боковых течений.

На основе анализа существующих конструкций нижнего бьефа нами предлагается конструкция нижнего бьефа для водозаборных узлов Ферганского типа, в которой максимальные расходы воды и наносов сосредоточены в средней части водобойного пола.

Предлагаемая конструкция (рис. I) представляет собой короткий водобой, состоящий из наклонного водоската с уклоном 1:3, в плане несколько расширяющимся по направлению потока и горизонтальной площадки, заканчивающейся заглубленным зубом. На горизонтальной площадке установлены косынки, наибольшей гранью по высоте примыкающие к устоям плотины. Поверхностная грань косынок сопрягается с порогом регулятора сброса двумя сферическими поверхностями, благодаря которым основная масса воды и наносов сосредотачивается в средней части водобоя.

Таким образом, в разработанной конструкции благодаря сферическим поверхностям и косынкам, при несимметричном открытии пролетов плотины, эпюр распределения расходов воды на носке водобоя совпадает по форме с эпюрой распределения наносов. Это обеспечивает устойчивое протекание потока с максимальными скоростями в средней части русла и транзит наносов по нижнему бьефу, что выгодно отличает данную конструкцию от ранее известных.

В рекомендуемой конструкции для правильного подбора параметров предлагается:

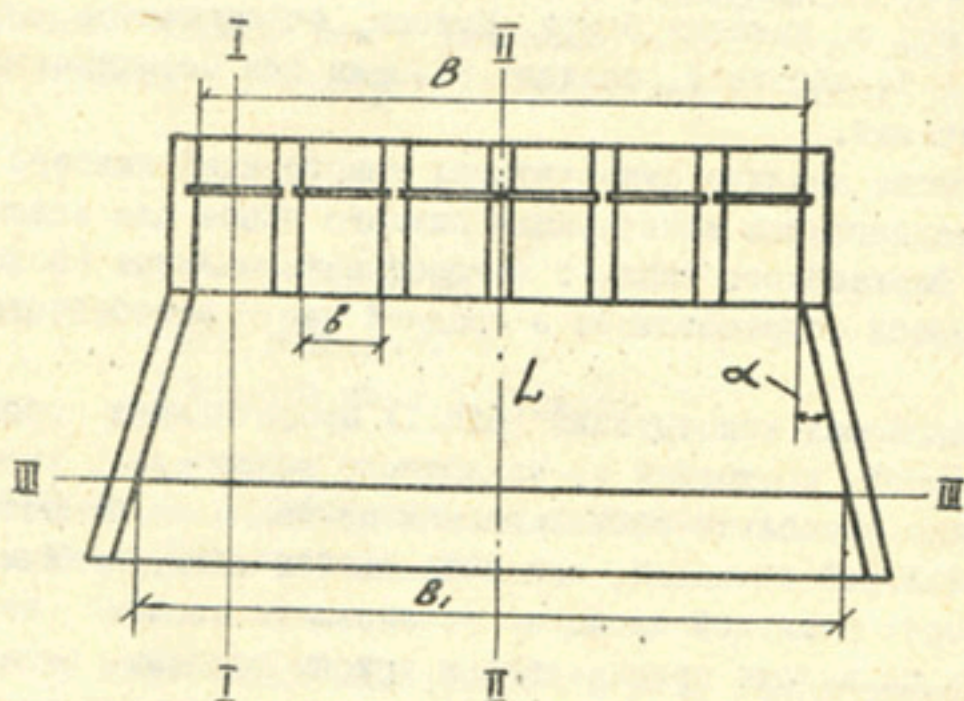
1. Параметры регулятора сброса определять по общеизвестным формулам / I /.
2. Величины открытия пролетов регулятора сброса находить из графика $Q = f(h_{из})$ (рис. 2), который строится, исходя из следующих условий:

1) при $Q_p = Q_I$ работает один пролет:

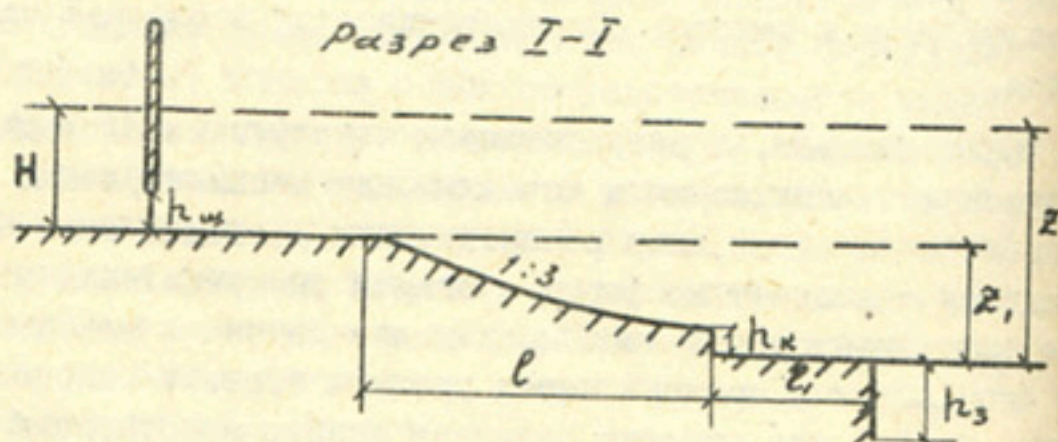
$$Q_p = (n \cdot b \cdot J^{0.2})^2, \quad (I)$$

где n — количество пролетов;

План



Разрез I-I



Сечение III-III

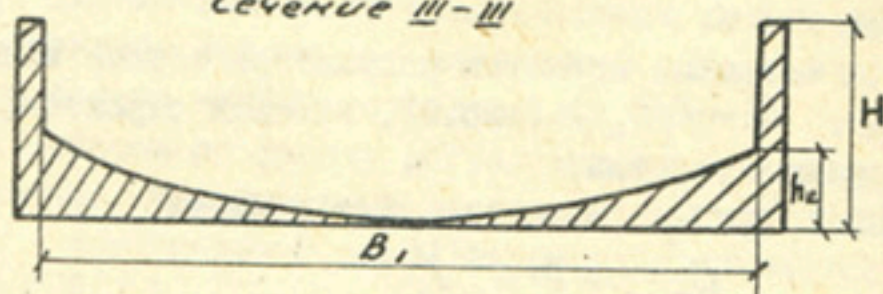


Рис. I. Расчетная схема конструкции нижнего бьефа для водозаборных узлов Ферганского типа.

Схема открытия пролетов плотины

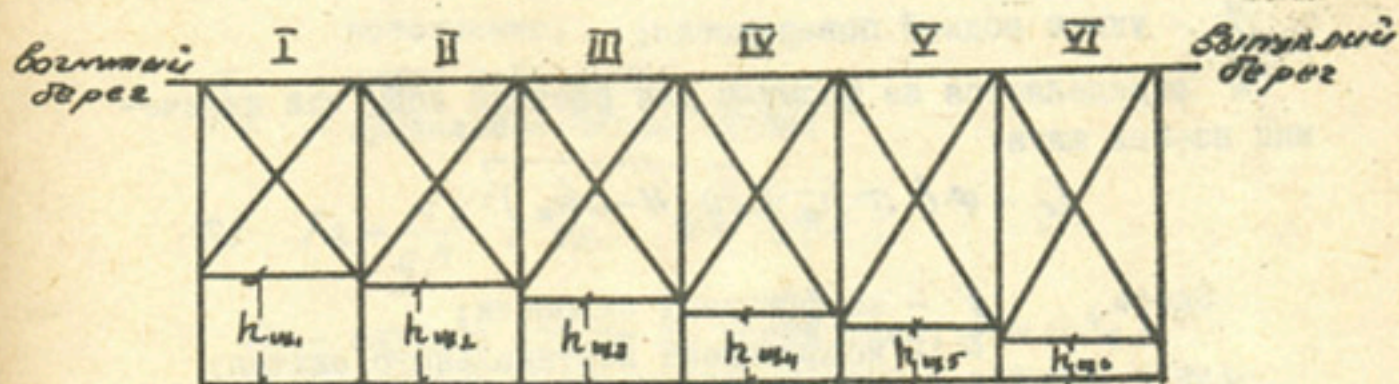


График зависимости величины открытия плотины от расходов воды

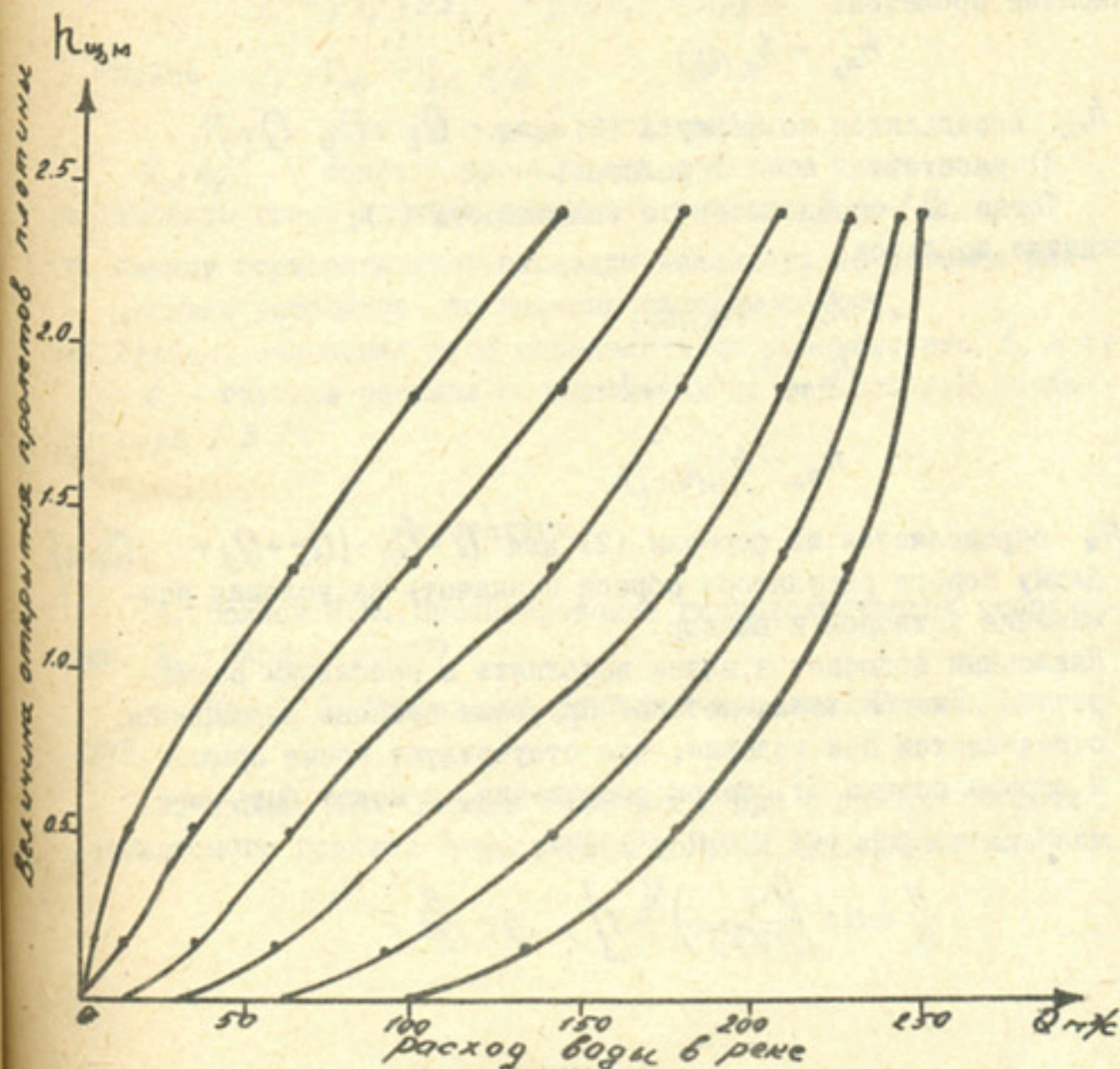


Рис.2. Схема маневрирования затворами на сооружениях Ферганского типа.

b — ширина пролета

J — уклон водной поверхности;

$h_{из}$ определяется из формулы для расхода воды при истечении из-под щита:

$$Q_I = \varphi \cdot b \cdot a \cdot h_{из} \sqrt{2g(H - ah_{из})}. \quad (2)$$

Здесь φ — коэффициент скорости;

a — коэффициент вертикального сжатия;

H — напор на узле,

2) при Q_p работают два пролета.

Тогда Q_p определяется по зависимости (1),
открытие пролетов:

$$h_{из1} = h_{из1}(Q_I)$$

$h_{из1}$ определится по формуле (2) для $Q_{II} = Q_p - Q_I$;

3) работают n — пролетов.

Тогда Q_p определится по зависимости (1);
открытие пролетов:

$$h_{изn} = h_{изn}(Q_I)$$

$$h_{изn-1} = h_{изn-1}(Q_{II})$$

$$\dots \dots \dots$$

$$h_{из2} = h_{из2}(Q_{n-1})$$

$h_{из}$ определяется из формулы (2) для $Q = Q_p - (Q_I + Q_{II} + \dots + Q_{n-1})$

3. Длину порога регулятора сброса назначать из условия размещения затворов и шандор.

4. Наклонный водоскат в плане выполнять с небольшим расширением в направлении потока. При этом степень расширения определяется при условии, что отсутствуют косые прыжки и отрывы потока от стенок сооружения, и может быть вычислена по формуле В.Т.Чоу / 2 /:

$$\frac{y}{B} = 0,5 \left[\left(\frac{x}{B\sqrt{Fz}} \right)^{3/2} + 1 \right], \quad y = \frac{B_1}{2},$$

где B и B_1 — ширина водоската до и после расширения соответственно;

x — длина водоската;

Fz — предельное число Фруда:

$$Fz = \frac{\alpha V^2}{g h}, \text{ где } V = \sqrt{2gZ};$$

h — глубина потока до расширения; $h = ah_n$;

Z — разница между уровнями воды в верхнем и нижнем бьефах.

5. Длину водоската определять по следующей зависимости:

$$L = \sqrt{Z_1^2 + 9Z_1^2} = \sqrt{10Z_1^2} = Z_1\sqrt{10}$$

Здесь $Z_1 = V_{пор} - V_{з.б.} \cdot H/\delta$;

$V_{пор}$ — отметка порога сооружения;

$V_{з.б.} \cdot H/\delta$ — отметка уровня воды в нижнем бьефе узла.

6. Высокую грань косынок принимать равной $h_k = \frac{1}{3} Z_1$.

7. Ширину горизонтальной площадки назначать из условия размещения устройств по гашению энергии потока.

8. Глубину заложения зуба определять из условия, что $t_z > t$;
 t — глубина размыва определяется по формуле А.Н. Набиева [3].

Литература

1. Волков И.М. Проектирование гидротехнических сооружений. М., "Колос", 1977.

2. Чоу В.Т. Гидравлика открытых каналов. Стройиздат, 1978.

3. Набиев А.Н. Размыв падающих струй с учетом свойств размываемого грунта. Труды САНИИРИ, вып. 124, Ташкент, 1971.

А.М.МУХАМЕДОВ

докт. техн. наук

Т.Ж.ЖУРАЕВ

канд. техн. наук

Х.Х.ИШАНОВ

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Модельные исследования параметра формы русел песчаных каналов

Выбор параметра формы поперечного сечения русла ($\frac{B}{H_{cp}} = \beta$) является одним из основных вопросов при проектировании каналов в несвязных грунтах. Особое значение он приобретает в связи с проектированием крупных каналов межбассейновой переброски, проходящих в различных мелкопесчаных грунтовых разностях и пустынно-климатических условиях.

При проектировании крупных каналов в таких условиях для уменьшения поперечного сечения русла и объема земляных работ и, следовательно, затрат на строительство, естественно, стараются назначать среднюю скорость течения больше неразмывающей. Однако в этом случае русло канала подвергается деформациям, интенсивность которых определяется значением относительной скорости течения (v/v_c).

В настоящее время решению этого вопроса посвящены работы многих исследователей / I-9 /. Однако в них решаются отдельные конкретные задачи и исследования проведены различными методами. Во время опытов первоначальная форма русла формировалась вручную, с крутыми откосами ($m = 1-2$), тем самым заранее была заложена неустойчивость исследуемого русла. Значение числа Фруда достигало до $Fz = 1,35$, а относительная скорость течения до $v/v_c = 2,86$, что характерно для речных потоков. Из-за мелкого масштаба моделей глубины потока были соизмеримыми с высотой русловых форм. Деформация протекала весьма неравномерно, и к концу опытов русло приобретало форму естественных рек.

Большинство выполненных исследований проведены на мел-

комасштабных моделях с большими искажениями формы русла и кинематики потока. Ввиду неудачно принятых размеров первоначального русла пионерной траншеи и относительных скоростей эти работы не дали конкретных положительных результатов, за исключением работ / 7,8,9 /.

Проектируемые в последнее время крупные каналы межбассейновой переброски требуют постановки специальных комплексных крупномасштабных модельных исследований с тем, чтобы достичь наименьшего искажения гидравлических параметров с сохранением геометрической формы русла, и на основе методических опытов выявить основные закономерности русловых процессов в условиях квазиравномерного режима в канале.

В связи с этим в отделе русел САНИИРИ по заданию "Союзгипроводхоза" с 1978 г. проводятся модельные исследования для обоснования проекта Главного канала переброски части стока сибирских рек в Среднюю Азию и Казахстан. Настоящая работа является частью этих исследований и посвящена решению одного наиболее важных вопросов — установлению зависимости параметра формы русла от относительной скорости потока.

Исследования проводились на размываемой модели, длина которой 220 м, ширина 10 м, высота стенок 1,2 м. Песок на модель привозили с трассы канала переброски с Чардаринского карьера барханных песков Кызылкумской пустыни.

Для определения влияния относительной скорости на параметр формы русла первоначальная форма была рассчитана оптимальной для данного расхода воды / 9 /, а откосы приняты равными естественному заложению откоса грунта под водой ($m_0 = 1:3$).

Для решения поставленной задачи на модели были проведены семь опытов с разными значениями параметра формы русла и относительной скорости потока. Основные характеристики гидравлических элементов расчетных сечений, принятых в опытах, приведены в табл. I.

Опыты проводились по следующей методике. Вначале по всей длине модели производилось грубое (вручную) формирование русла заданного поперечного сечения. Окончательно русло формировали после замочки с помощью электромеханического мостика о ранее изготовленным металлическим шаблоном, прикрепленным к

Таблица I

Номер опыта	Q : м ³ /с	$\frac{v}{v_0}$	β_0	v_{cp} : м/с	H : м	H_{cp} : м	B : м	w : м ²
1	0,320	1,1	15	0,289	0,453	0,272	4,076	1,107
2	0,320	1,2	15	0,313	0,435	0,261	3,915	1,022
3	0,320	1,2	18,3	0,317	0,388	0,234	4,30	1,008
4	0,346	1,3	18,3	0,343	0,388	0,234	4,30	1,008
5	0,320	1,1	25	0,277	0,283	0,215	5,375	1,145
6	0,320	1,2	25	0,300	0,272	0,207	5,165	1,067
7	0,320	1,2	20,8	0,253	0,313	0,222	4,620	1,030

движущемуся устройству.

В целях обеспечения равномерного режима движения воды русло на модели было создано с расчетным уклоном, который контролировался нивелиром (по рейке, прикрепленной к шаблону). Во время проведения опытов был достигнут равномерный режим движения воды.

Из рис. I видно, что в процессе исследований происходило равномерное расширение русла во времени, т.е. без раструба, который наблюдается в мелкомасштабных моделях. В начале и в конце модели входной и выходной оголовки с наиболее благоприятными очертаниями формировались вручную. Ввиду больших размеров модели заполнение водой происходило в течение 10–12 ч и поэтому все опыты проводились круглосуточно, без остановки модели. В процессе опытов производилось визуальное наблюдение и через определенное время фиксировались уклон водной поверхности и изменение береговой линии. В рабочих створах ежедневно микровертушкой конструкции САНИИРИ определялось распределение скоростей по глубине и ширине русла, а при помощи ультразвукового микроэхолота замерялись поперечные и продольные профили русла, формы, размеры и скорость перемещения гряд. Стабилизация уклона водной поверхности, размеров гряд и прекращение плановой деформации русла принимались как завершение опытов.

Проведенные опыты показали, что в процессе исследований в результате взаимодействия потока и подстилающего его песка—

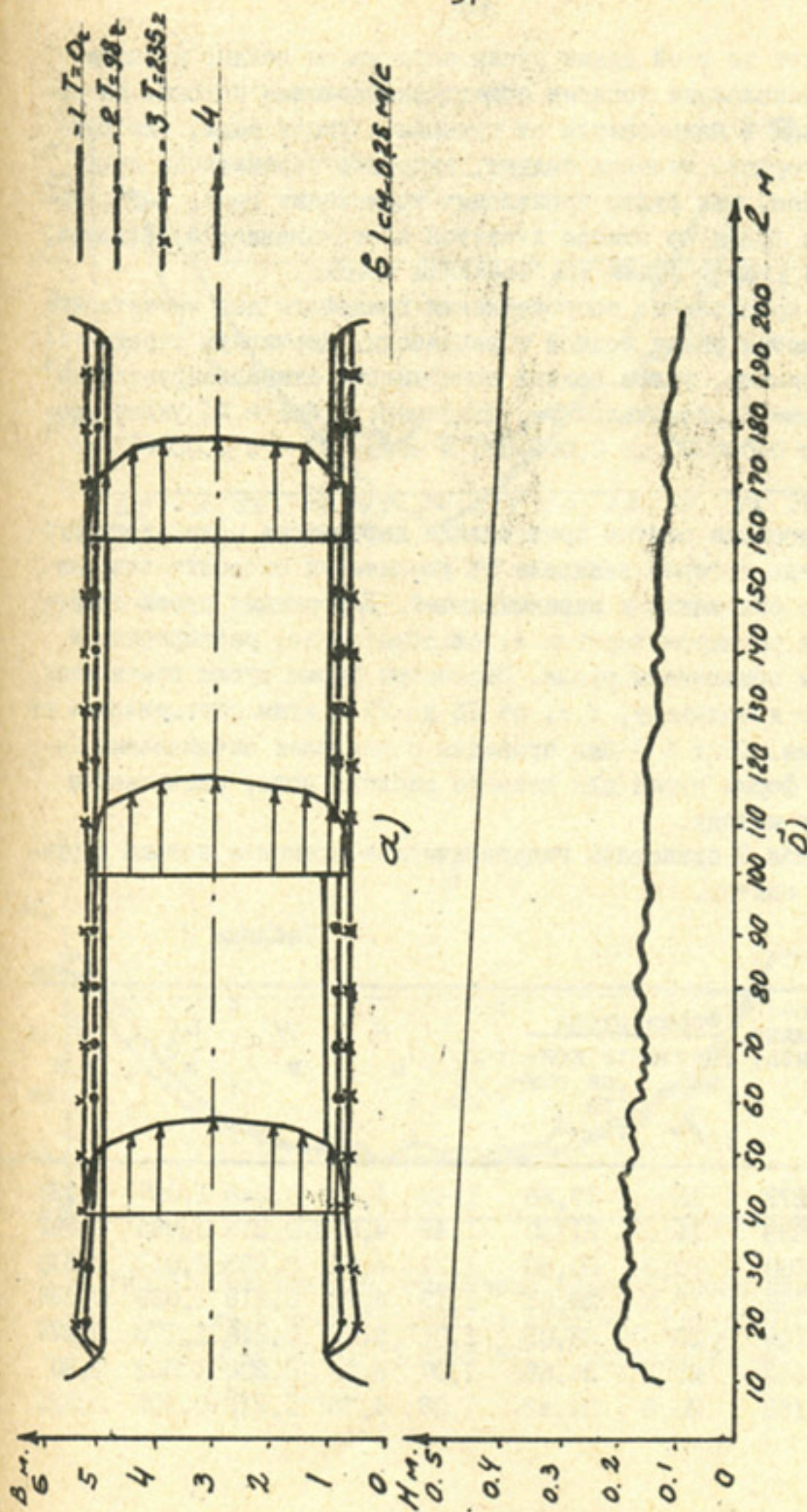


Рис. 1. Плановые расположения русла канала (а) с эпюрой распределения поверхностных скоростей течения; продольные профили дна и поверхности воды (б).

ного грунта по всей длине русла образуются гряды, которые на дне расположены поперек общего направления потока. На откосе канала в направлении от подошвы к урезу воды, где глубина и скорость течения падают, скорость перемещения гряд уменьшается, как будто происходит торможение гряд, в результате чего гряды на откосе движутся с отставанием и образуют некоторый угол с общим направлением потока.

Для преодоления сопротивления грядового дна естественно увеличивается уклон водной поверхности. Достигнув определенного максимума, уклон водной поверхности стабилизируется на уровне выше первоначального. Например, в опыте №1 уклон увеличился с 0,000230 до 0,000288, в опыте №2 – с 0,000255 до 0,000486.

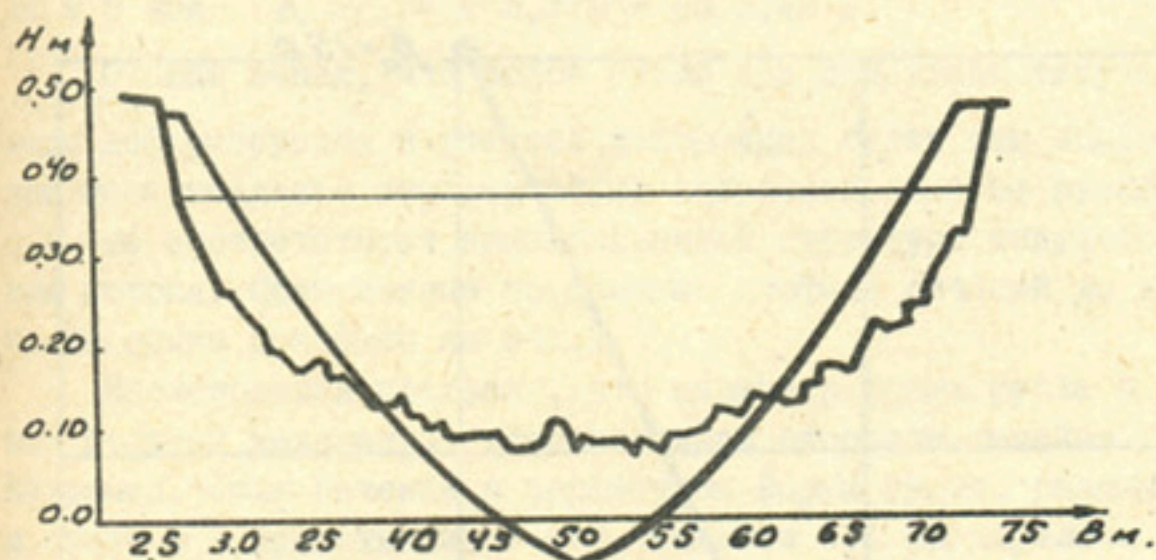
В процессе опытов происходила деформация модельного русла, степень которой зависела от увеличения скорости течения потока по отношению к неразмывающей. Деформация русла сопровождалась размывом берегов и, следовательно, расширением и небольшим обмелением русла. Параметры формы русла изменялись от малого к большому, т.е. от 15 до 25 и этим определялась их деформация. Опыт № 7 был проведен с наиболее оптимальным параметром формы русла для данного расхода воды, рассчитанным по нашему методу.

В табл.2 приведены гидравлические элементы потока и русла после опытов.

Таблица 2

Номер опыта	Про- должит. опыта, ч	Форма русла		β		B	H	ω	V
		перво- нач.	в кон- це опы- та	β/β_0	м	м	м	м ²	м/с
		β_0	β						
1	273	15	17,86	1,19	4,43	0,248	1,097	0,292	
2	235	15	21,30	1,42	4,60	0,216	0,993	0,322	
3	160	18,3	20,30	1,11	4,54	0,223	1,011	0,310	
4	166	18,3	20,65	1,19	4,72	0,218	1,029	0,336	
5	146	25	25,05	1,01	5,42	0,216	1,173	0,273	
6	142	25	26,69	1,07	5,32	0,200	1,062	0,30	
7	153	20,8	22,42	1,08	4,75	0,212	0,995	0,322	

a



б

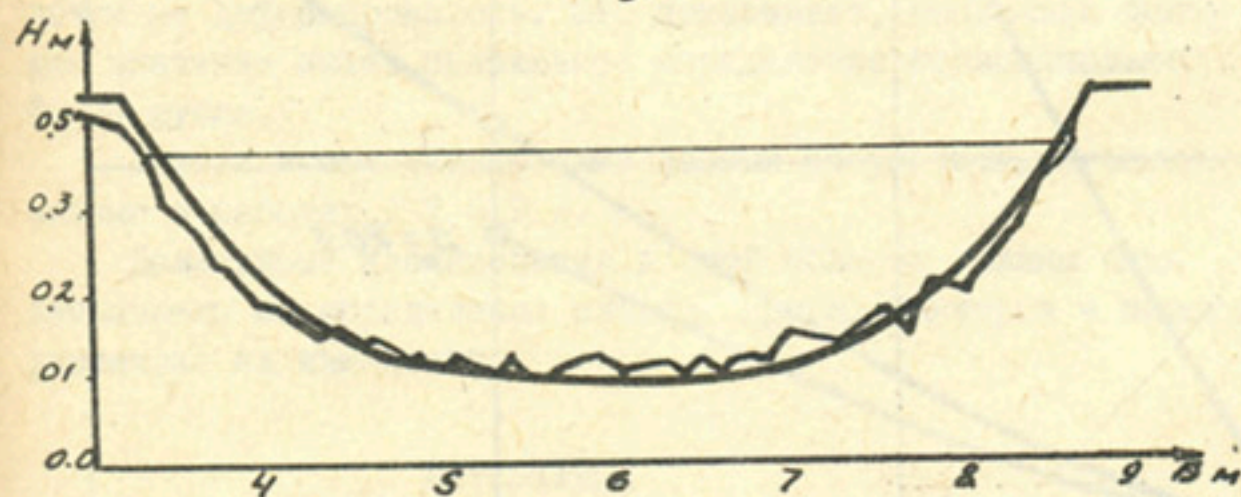


Рис.2. Совмещенные поперечные сечения русла канала до и после опыта: а) опыт №2, где $\beta_0 = 15,0$; $v/v_0 = 1,2$; б) опыт №7, в котором $\beta_0 = 20,8$; $v/v_0 = 1,2$.

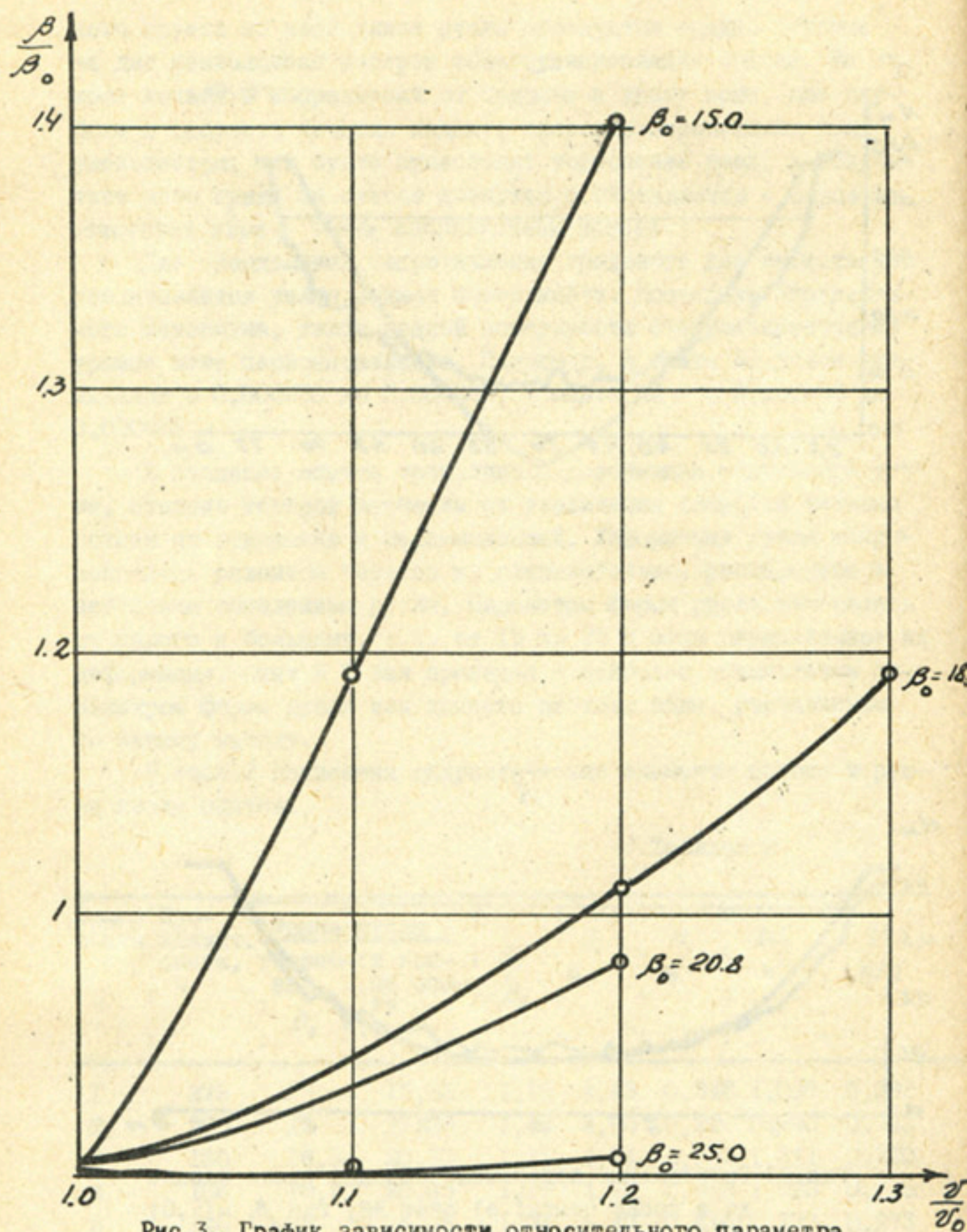


Рис.3. График зависимости относительного параметра формы русла от относительной скорости потока.

Из табл.2 видно, что в опыте № I при $\beta_0 = 15$ и $\frac{v}{v_0} = 1,1$ русло расширилось с 4,076 м до 4,43 м, а в опыте № 5 при $\beta_0 = 25$ - с 5,375 м до 5,42 м.

Отсюда вывод, что любое русло под действием текущей воды деформируется и степень деформации будет тем больше, чем неоптимальнее первоначально запроектированное русло, т.е. не соответствует кинематической структуре текущего в нем потока. Совмещенные поперечные профили сечений до и после опыта показаны на рис.2.

Исследования показали, что параметр формы русла в большей степени зависит от относительной скорости течения. Например, если сечение с параметром формы русла, равным 15, в опыте № I при относительной скорости 1,1 расширилось с 4,076 м до 4,42 м, то при скорости 1,2 - до 4,60 м. В опыте № 3 при $\beta_0 = 18,3$ русло с 4,30 м расширилось соответственно до 4,54 и 4,72 м (см.рис.2).

Для иллюстрации этого процесса нами был построен график зависимости отношения параметра формы русла до и после опыта (β/β_0), в зависимости от относительной скорости течения (v/v_0) (рис.3). На графике видно, что деформация русла прямо пропорциональна относительной скорости течения. В опыте № I параметр формы русла был оптимальным и здесь наблюдалась наименьшая деформация, а при $\beta_0 = 25$ русло почти не деформировалось. Это доказывает, насколько большее значение имеет правильное определение первоначальной формы русла.

Близки к полученным нами данным результаты, опубликованные в работах / 7,8,9 /.

Дальнейшие исследования в этой области должны быть направлены на определение влияния других факторов в широком диапазоне их изменений.

Литература

1. Алтуни В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. "Колос", М., 1979.

2. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Гидрометеиздат, Л., 1981.

3. Железняков Г.В., Аннаев С.А. Формирование русла Каракумского канала. "Вестник с/х наук", №5, 1967.
4. Мухамедов А.М., Жураев Т.Ж., Ишанов Х.Х. Некоторые результаты модельных исследований параметра формы устойчивых сечений каналов. Тр.САНИИРИ, вып.162, Ташкент, 1981.
5. Викулова Л.И., Дымшиц Е.А., Селиванова Е.А., Шишова О.Н. Экспериментальное исследование процесса расширения песчаных каналов. В кн.: Динамика и термика речных потоков. М., "Наука", 1972.
6. Викулова Л.И., Шишова О.Н., Селиванова Е.А. Лабораторные исследования деформаций песчаных каналов. В кн.: Водные ресурсы. Изд.АН СССР, №4, М., 1981.
7. Скрыльников В.А. Методика моделирования плановой устойчивости русел крупных каналов в мелкопесчаных грунтах. Тр. САНИИРИ, вып.162, Ташкент, 1982.
8. Михайлова Н.А., Шевченко О.Б., Селяметов М.М. Лабораторные исследования формирования устойчивых русел каналов. "Гидротехническое строительство", №7 1980.
9. Мухамедов А.М., Ишанов Х.Х. Об устойчивости крупных земляных каналов. Доклады ВАСХНИЛ, № II, 1982.

Р.К.УРКИНБАЕВ
канд.техн. наук
Г.И.ЧЕРНИКОВА
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Результаты модельных исследований регулирования русла Амударьи на участке бесплотинного водозабора АБМК системой поперечных земляных дамб

Бесплотинные водозаборы из р.Амударьи в Каршинский магистральный канал (КМК), Амубухарский машинный канал (АБМК) и другие крупнейшие каналы в среднем ее течении

очень осложняются интенсивным завлечением речных (взвешенных и донных) наносов, которые, поступая в подводящую часть и на головной участок каналов, интенсивно там отлагаются, создавая угрозу уменьшения пропускной способности и значительного сокращения водоподачи против плановой.

Для устранения этой угрозы подводящие водозаборные каналы и головные участки каналов, а также устроенные на них специальные отстойники, в течение всего периода водоподачи непрерывно очищаются от образующихся отложений наносов караванами земснарядов, систематически перемещающихся по их длине.

Однако проведение очистных работ в последние годы сопряжено с серьезными затруднениями, связанными со следующими обстоятельствами:

- увеличением завлечения донных наносов в водозаборы вследствие подпора реки в створе наносными отложениями, образующимися в ее русле ниже этого створа в результате перегрузки сбросных расходов наносами;

- ухудшением условий складирования продуктов очистки вдоль подводящих водозаборных каналов и головных участков магистральных каналов вследствие образования высоких отвалов, созданных отложениями продуктов очистки прошлых лет, которые, увеличивая высоту качания пульпы, значительно уменьшают производительность земснарядов.

Для борьбы с указанными затруднениями сотрудники отдела русел САНИИРИ, а также Узгипроводхоза (Р.К.Уркинбаев, Я.С.Мухамедов, М.М.Кучкаров, А.Р.Халиков) разработали, наряду с другими предложениями по улучшению работы земснарядов и складированию продуктов очистки при водозаборе из Амударьи в условиях среднего и нижнего течения, схему регулирования русла реки на участке бесплотинного водозабора траверсными земляными дамбами.

Технология регулирования русла Амударьи траверсными дамбами из местного грунта была разработана еще в 1976 (В.Е.Тузov, М.Р.Карапетян; САНИИРИ) и внедрена в районе Хорезмского производозабора.

Регулирование русла Амударьи траверсными дамбами на участке бесплотинного водозабора позволяет увеличить транспортирующую способность речного потока в нижнем бьефе и тем

самым предотвратить образование наносных отложений, способных вызвать подпор реки в створе водозабора или блуждание русла, опасное для прибрежных территорий. Одновременно схема предусматривает смыв и транспортирование вниз по течению реки продуктов очистки подводящих каналов, сбрасываемых в реку ниже створа водозабора при помощи специальных пульповодов, что достаточно полно и удобно решает проблему складирования наносов.

Применительно к конкретным условиям бесплотинного водозабора в АБМК описанная схема регулирования русла реки характеризуется следующим образом.

На участке протяженностью 15 км (рисунок) должно быть произведено одностороннее регулирование русла Амударьи системой земляных траверсных дамб с сужением русла в створе головной части самого нижнего водозаборного канала до устойчивой ширины $B = 800$ м. Земляные траверсные дамбы необходимо возводить вдоль левого берега поймы; они должны пересекать ее в направлении к правому берегу под углом 60° к динамической оси потока, проходя в основном по побочным и островам. Длина дамб согласно проектному расположению в плане от 500 до 1300 м. Расстояние между ними, в соответствии с рекомендациями С.Т.Алтунина / 1 / и К.В.Гришанина / 2 / и учетом реальной русловой обстановки на участке реки, принято равным 1200 м, что дает проектное число дамб 8.

Рассматриваемая схема в 1982 г. была подвергнута лабораторным исследованиям на русловой модели, построенной на русловой площадке отдела русел САНИИРИ.

Моделированию подвергался участок Амударьи протяженностью 15 км (от створа головной части первого подводящего водозаборного рукава АБМК до Чарджоуского моста) и шириной 4 км (ширина полосы блуждания реки). На модели была отображена русловая обстановка на участке водозабора в АБМК по съемке 1981 г., включая все три подводящих водозаборных канала и отвалы продуктов ежегодной очистки подводящих каналов №1 и 3 высотой до 18 м, занимающие вдоль берега реки полосу длиной до 3 км и шириной до 1 км. Кроме того, на модели были возведены траверсные дамбы, число которых, а также длина и положение уточнялись в процессе опытов.

Исходя из размеров русловой площадки, принятый горизонтальный масштаб модели был равен $\alpha_g = 400$.

М — 200 м в натуре
50 см на модели

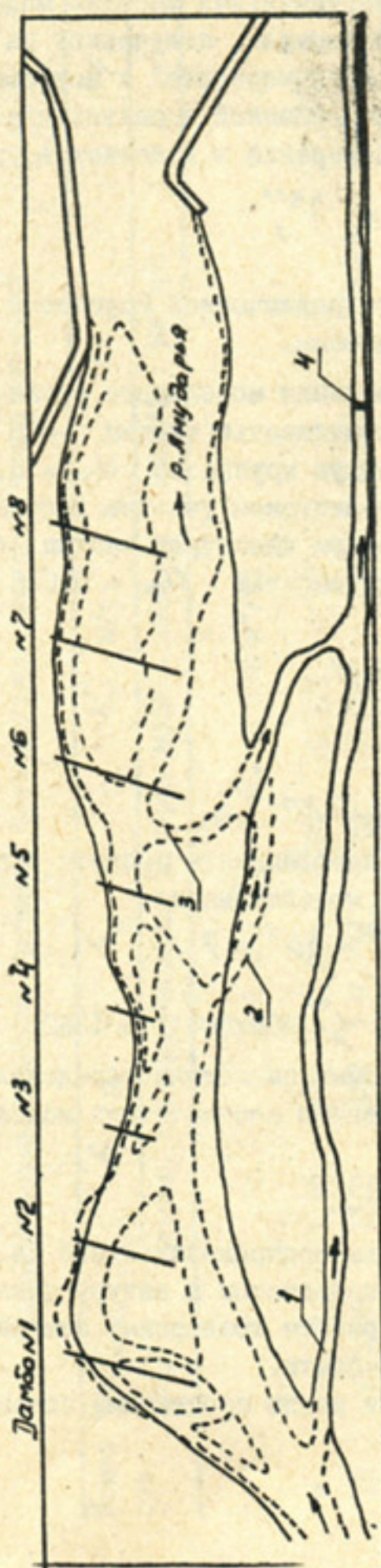


Схема регулирования русла р. Амударья на участке водозабора в АБМК

системой поперечных земляных дамб:

----- бытовое русло 1981 г. ($Q_M = 688 \text{ м}^3/\text{с}$):

— русло реки после зарегулирования,

$Q_M = 0,016 \text{ м}^3/\text{с}$ ($Q_N = 2210 \text{ м}^3/\text{с}$):

Q_M

1 — первый подводящий канал;

2 — то же, второй;

3 — то же, третий;

4 — головное сооружение АБМК.

Масштаб глубины или вертикальный масштаб модели определяли по полуэмпирической формуле, полученной на основе применения теорий подобия и размерностей к морфометрической зависимости для " h ", установленной в результате обработки большого объема натурных измерений в условиях Амударьи /3/:

$$\alpha_h = (\alpha_b \cdot \alpha_u)^{0,67}, \quad (I)$$

где $\alpha_u = \frac{U_H}{U_M}$ - масштаб гидравлической крупности моделируемых наносов.

Материалом для изготовления модельного русла и наносов явился молотый керамзит с крупностью частиц $d_{cp} = 0,5$ мм, имеющий среднюю гидравлическую крупность $U_{cp} = 0,032$ м/с.

Русло Амударьи на моделируемом участке водозабора в АБМК сложено песком со средним диаметром частиц $d_{cp} = 0,3$ мм и средней гидравлической крупностью $U_{cp} = 0,026$ м/с.

Следовательно,

$$\alpha_u = \frac{0,026}{0,032} = 0,87 \quad (2)$$

Тогда согласно (I) -

$$\alpha_h = (400 \times 0,87)^{0,67} = 50.$$

Остальные масштабные коэффициенты приняты согласно существующим формулам теории моделирования:

$$\alpha_v = \alpha_h^{0,5} = 50^{0,5} \approx 7; \quad (3)$$

$$\alpha_Q = \alpha_b \cdot \alpha_h \cdot \alpha_v = \alpha_b \cdot \alpha_h^{1,5} = 400 \times 50^{1,5} = 136000. \quad (4)$$

Насыщение потока наносами на модели определяли методическими опытами с соблюдением соответствия модельного русла натурному при условии

$$Fz_H = Fz_M \quad (5)$$

Гидравлические элементы воспроизведенного на модели бытового русла Амударьи с пересчетом в натуру приведены в таблице. Всего по изучению работы траверсных земляных дамб на модели было проведено 3 опыта.

В первом опыте изучали режим протекания потока после

Масштаб глубины или вертикальный масштаб модели определяли по полуэмпирической формуле, полученной на основе применения теорий подобия и размерностей к морфометрической зависимости для " h ", установленной в результате обработки большого объема натурных измерений в условиях Амударьи /3/:

$$\alpha_h = (\alpha_b \cdot \alpha_u)^{0,67}, \quad (I)$$

где $\alpha_u = \frac{U_H}{U_M}$ - масштаб гидравлической крупности моделируемых наносов.

Материалом для изготовления модельного русла и наносов явился молотый керамзит с крупностью частиц $d_{cp} = 0,5$ мм, имеющий среднюю гидравлическую крупность $U_{cp} = 0,032$ м/с.

Русло Амударьи на моделируемом участке водозабора в АБМК сложено песком со средним диаметром частиц $d_{cp} = 0,3$ мм и средней гидравлической крупностью $U_{cp} = 0,026$ м/с.

Следовательно,

$$\alpha_u = \frac{0,026}{0,032} = 0,87 \quad (2)$$

Тогда согласно (I) -

$$\alpha_h = (400 \times 0,87)^{0,67} = 50.$$

Остальные масштабные коэффициенты приняты согласно существующим формулам теории моделирования:

$$\alpha_v = \alpha_h^{0,5} = 50^{0,5} \approx 7; \quad (3)$$

$$\alpha_Q = \alpha_b \cdot \alpha_h \cdot \alpha_v = \alpha_b \cdot \alpha_h^{1,5} = 400 \times 50^{1,5} = 136000. \quad (4)$$

Насыщение потока наносами на модели определяли методическими опытами с соблюдением соответствия модельного русла натурному при условии

$$Fz_H = Fz_M \quad (5)$$

Гидравлические элементы воспроизведенного на модели бытового русла Амударьи с пересчетом в натуру приведены в таблице. Всего по изучению работы траверсных земляных дамб на модели было проведено 3 опыта.

В первом опыте изучали режим протекания потока после

возведения траверсных дамб, намечавшихся проектом, и условия их работы при различной величине расходов воды. При меженном расходе $q_m = 0,005 \text{ м}^3/\text{с}$ ($Q_m = 688 \text{ м}^3/\text{с}$) наблюдался размыв правого берега с максимальной шириной полосы смыва 0,35 м (140 м в натуре).

Земляные дамбы, возведенные на островах (№1,2,5), сохранились полностью. Оголовки других дамб были смыты на протяжении от 0,12 до 0,30 м (48–120 м в натуре). Средняя глубина потока на модели к концу опыта увеличилась с 0,005 м до 0,010 м, а уровни воды поднялись по сравнению с первоначальными бытовыми на 0,013–0,018 м (0,65–0,90 м в натуре). Разница в подъеме уровней и увеличении средней глубины объясняется отложением продуктов размыва на дне русла. Это подтверждает обработка совмещенных поперечников, показавшая, что результирующим объемом наносов деформации является намыв.

При увеличении расхода модели до $q_m = 0,008 \text{ м}^3/\text{с}$ ($Q_m = 1100 \text{ м}^3/\text{с}$) и $q_m = 0,016 \text{ м}^3/\text{с}$ ($Q_m = 2200 \text{ м}^3/\text{с}$) размыв правого берега по всему участку усилился, а ширина полосы смыва берега при максимальном расходе достигла 0,5 м (200 м в натуре). Дамбы №3 и 4, возведенные в русле, смыты полностью. Оголовки других дамб были смыты на длине 0,87–1 м (350–400 м в натуре). Результирующим объемом наносов деформации при паводковом расходе был размыв.

Метод регулирования русла траверсными земляными дамбами предусматривает их частичное разрушение в процессе пропуска паводков с последующим восстановлением в меженный период. Поэтому следующая серия опытов была проведена после восстановления дамб. Последовательность и продолжительность пропуска расходов была такой же, как в опыте №1. Как показали замеры, скорость потока и число Fz уменьшились. Одновременно значительно сократилась протяженность смытых оголовков дамб и интенсивность размыва правого берега.

Третья серия опытов была проведена после восстановления разрушенных дамб и увеличения их количества на участке интенсивного разрушения.

Максимальная величина смыва земляных дамб в паводок достигала 350–400 м (в объемном выражении до 50 тыс. м^3 для одной дамбы).

Максимальный размыв береговой полосы наблюдался при паводковых расходах. За время опытов была смыта береговая полоса шириной 0,85 м (340 м в натуре) и общей площадью 900 га. Общий объем смыва достигал 17 млн.м³ или 50 тыс.м³ на 1 км длины берега.

Продукты размыва в основном транспортировались потоком за пределы зарегулированного участка, но частично осаждались в русле, вызывая подъем дна.

Проведенные лабораторные исследования показали, что регулирование русла траверсными земляными дамбами является эффективным мероприятием, обеспечивающим смыв отвалов продуктов очистки, складываемых в пойме реки, и транзит наносов по течению. Кроме того, обеспечивается более устойчивое удержание форватера в головной части водозабора.

Литература

1. Алтуниин С.Т. Регулирование русл. Ташкент, "Сельхозгиз", 1962.
2. Чекренев А.И., Гришанин К.В. Водные пути. Л., Изд-во "Транспорт", 1976.
3. Черникова Г.И. К вопросу о морфометрических закономерностях р.Амударьи. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.146, ч.1, Ташкент, 1975.

Р.К.УРКИНБАЕВ

М.М.КУЧКАРОВ

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Компоновка и расчет наносорегулировочных сооружений при бесплотинном водозаборе в условиях Амударьи

В условиях рек, несущих большое количество наносов (типа Амударьи), значительные затруднения при бесплотинных водозаборах вызывает борьба с наносами. Ежегодный объем заилнения

головной и подводящей частей каналов составляет 3–3,5 м³ на 1000 м³ забранной воды.

Основным способом борьбы с наносами при водозаборе из Амударьи является осаждение их в головных отстойниках, непрерывно очищаемых от отложений плавучими земснарядами. Применение отстойников с гидравлической промывкой в условиях нижнего и среднего течения Амударьи нецелесообразно в связи с отсутствием достаточного для этой цели перепада уровней между каналом и рекой. Механическая же очистка отстойников приводит к необходимости решать весьма важный вопрос о складировании (размещении) вынутых из отстойников наносов.

В зависимости от условий эксплуатации водозаборного сооружения, гидрологического режима жидкого и твердого стоков участков реки, емкости и ширины полосы отчуждаемых земель вдоль подводящей части каналов, а также технико-экономических соображений могут применяться следующие способы складирования наносов:

- осаждение крупных фракций наносов в так называемых наносохранилищах, расположенных в пойме реки и по длине канала – отстойника;
- непосредственный сброс пульпы в речной поток без регулирования твердого стока реки;
- непосредственный сброс пульпы в поток с регулированием русла и твердого стока реки;
- комбинированный способ (в период прохождения паводка пульпа непосредственно сбрасывается в речной поток, а в период межени – в наносохранилище);
- осаждение наносов в наносоаккумулирующих водохранилищах.

Первые два способа размещения наносов следует применять при годовых объемах жидкого стока канала, составляющих менее 1 млрд. м³ и при объемах очистки менее 3 млн. м³ в год; остальные способы – при объемах водоподачи, превышающих 1 млрд. м³, и объемах очистки более 3 млн. м³ в год.

Наносоохранилище для складирования наносов путем намыва представляет собой участок отчужденных земель, огражденных дамбами первичного обвалования (рис. I). Обвалование можно устраивать или наращивать также в процессе намыва. При этом в целях возможности регулирования распределения отложений

по площади наносохранилища, его делят на ряд карт намыва небольших размеров.

Для осуществления бесперебойного сброса пульпы непосредственно в речной поток, необходимо обеспечить условия для захвата и последующего транспортирования им наносов. Одно из первых условий — обеспечение сосредоточенного потока к месту сброса пульпы. Оно может осуществляться путем сужения русла до устойчивой ширины, возводимой вдоль противоположного берега реки (рис.2) с помощью системы постоянных поперечных дамб (шпор) инженерного типа или временных из местного грунта.

При комбинированном способе размещения наносов в головной и подводящей частях каналов устраивают отстойники, оборудуемые системами приемных и сбросных пульпопроводов / I /, позволяющих производить сброс пульпы в реку (при больших расходах воды) или в наносохранилище (если расходы в реке недостаточны для транзита дополнительных наносов).

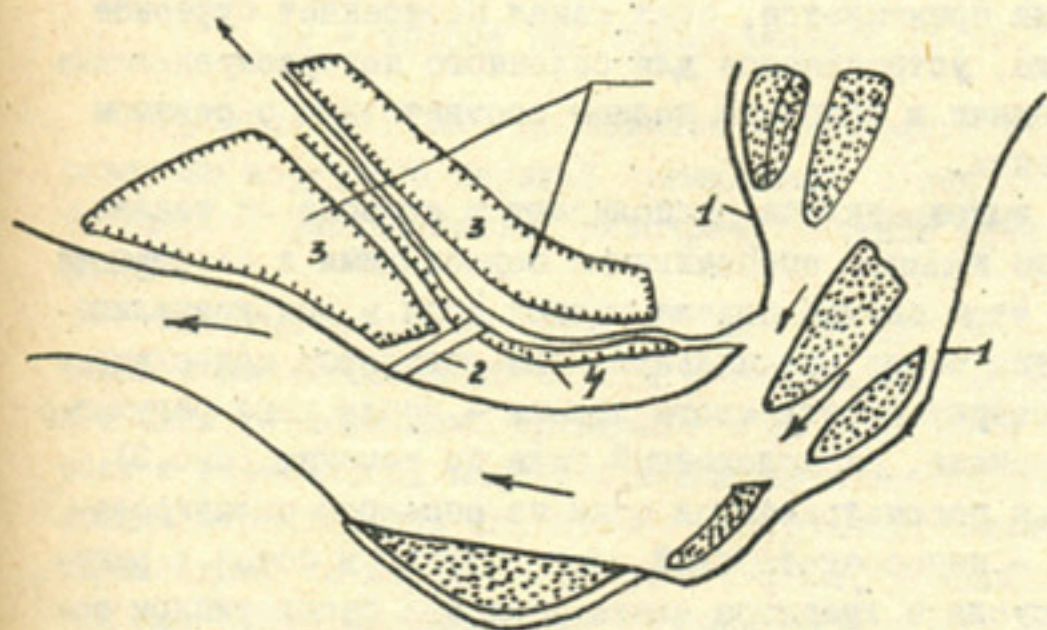


Рис. I. Схематический план расположения пульпосбросных и пульпозадерживающих устройств при бесплотинном водозаборе: I — коренной берег; 2 — пульпосбросной канал; 3 — наносохранилище; 4 — приемный пульпопровод.

Для приема пульпы из напорных трубопроводов землесосов и транспортирования ее до сбросного канала вдоль берегов отстойников следует прокладывать один или несколько напорных пульпопроводов из труб. Длина пульпопроводов и диаметр их труб назначается в зависимости от количества работающих землесосов и длины отстойников, которые подбирают, исходя из прогнозируемых объемов заиления или очистки каналов.

Для приемки пульпы, поступающей по напорным пульпопроводам, и сброса ее в речной поток устраивают сбросные пульпопроводы, выполняемые по типу открытых каналов с бетонной облицовкой или в виде железобетонных лотков сборной конструкции (см. рис.1).

Сброс пульпы в реку необходимо осуществлять со стороны вогнутого берега, где отмечаются наиболее сосредоточенный подход и высокие скорости течения, а также поперечная циркуляция, отклоняющая донные струи к противоположному (выпуклому) берегу. Последнее способствует дальнейшему транзиту сбрасываемых наносов и рассредоточению их по длине реки.

Способ отчуждения части наносов в наносоаккумулирующие водохранилища применяется, если канал пересекает буферное водохранилище, устраиваемое для сезонного перераспределения стока водоподачи в наиболее полном соответствии с режимом водопотребления.

Иногда водохранилище располагают в стороне от канала, подключая его к каналу специальными подводящими и отводящими каналами. В этом случае подача мутной воды в водохранилище осуществляется через специальный шлюз-регулятор подводящего канала, а возврат осветленного потока — через шлюз-регулятор отводящего канала, расположенный ниже по течению (рис.3).

В статье рассматривается один из способов складирования наносов — непосредственный сброс пульпы в поток с регулированием русла и твердого стока реки при бесплотинном водозаборе; приводятся метод компоновки и расчет. Этот способ, как правило, требует одностороннего сужения русла реки до устойчивой ширины, осуществляемого с помощью продольной дамбы и системы поперечных дамб (см.рис.2).

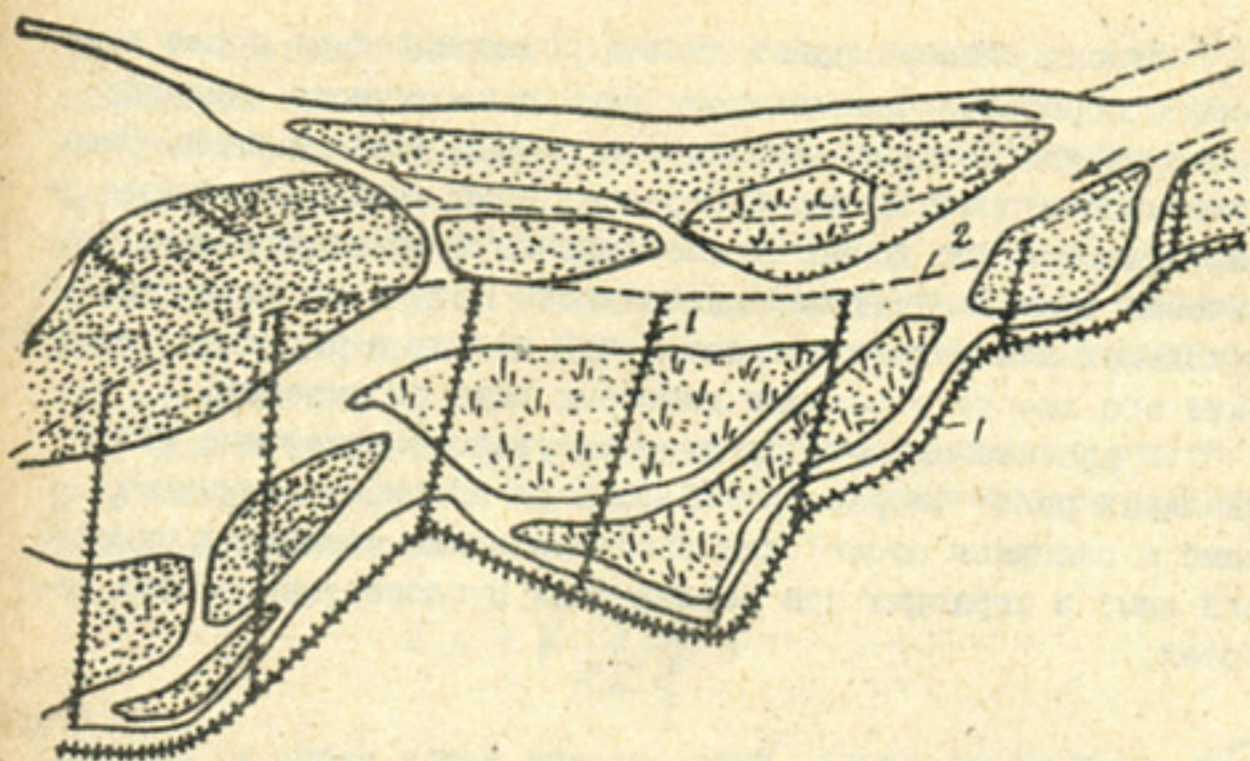


Рис.2. Схематический план расположения руслорегулирующих сооружений на р.Амударье в районе бесплотинного водозабора: 1 – продольные и поперечные дамбы; 2 – трасса зарегулированного русла.

Продольная дамба возводится параллельно основному направлению коренного берега; примыкающие к ней поперечные дамбы (шпоры) располагаются навстречу течению реки под углом $60-80^\circ$.

Рабочая длина поперечных дамб зависит от планового очертания кромки коренного берега и устойчивой ширины реки. Поперечные размеры дамб принимаются из условия свободного проезда и возможности маневрирования автотранспорта с учетом основных строительных характеристик грунтов. Обычно принятая ширина дамб по верху составляет 8-10 м, возвышение их гребня над расчетным максимальным уровнем воды в реке равно 2-3 м, заложение откосов $m = 1...3$.

Повышения транспортирующей способности и устойчивого протекания потока в районе бесплотинного водозабора лучше достичь путем поэтапного строительства дамб и постепенного формирования устойчивой ширины реки. Поэтому в первую очередь работ включается строительство продольных дамб и части поперечных дамб в пределах поймы реки, а также перекрытие небольших рукавов и протоков.

Вторая очередь работ должна осуществляться после некоторого переформирования русла реки и частичного заиления пространства между поперечными и продольными дамбами. Сюда относится строительство поперечных дамб в основном русле реки, сужающих его до устойчивой ширины и обеспечивающих увеличение транспортирующей способности потока до значений, необходимых для захвата сбрасываемой пульпы и последующего транзита его вместе с речными наносами вниз по течению.

В проекте следует предусмотреть дополнительные объемы земляных работ (в размере 20–30 % от объемов поперечных дамб в основном русле) для восстановления возможных разрушений дамб в периодах при последующих руслорегулирующих работах.

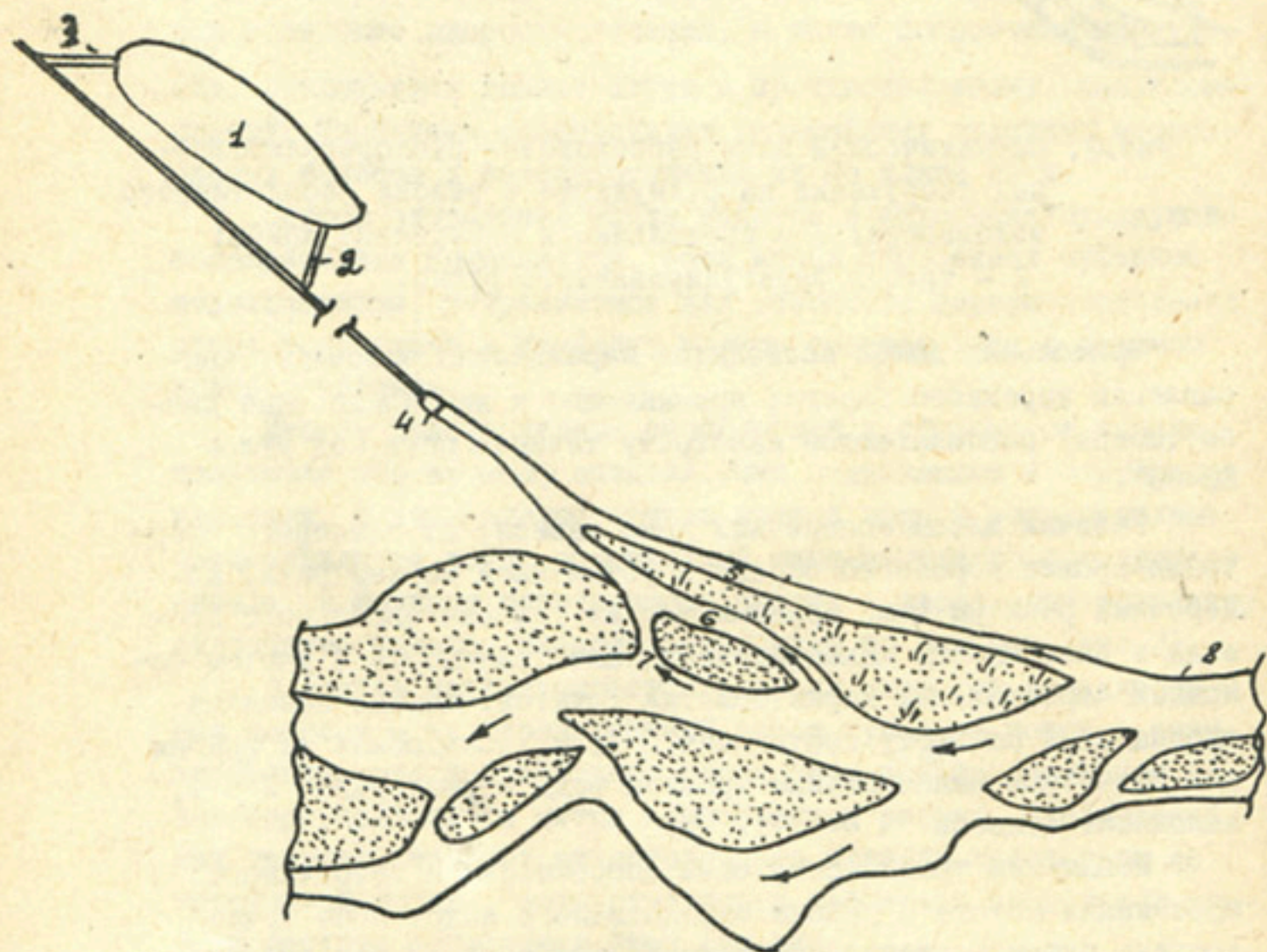


Рис.3. Схематический план расположения водохранилища наливного типа по длине магистрального канала: 1 - водохранилище; 2 - водоприемный канал; 3 - водосбросной канал; 4 - головное сооружение; 5, 6, 7 - водозаборные каналы I, 2, 3; 8 - коренной берег.

В зарегулированном русле реки гидравлические элементы изменяются вследствие перераспределения скоростей течения, которое вызывается резким увеличением гидравлических сопротивлений в боковой продольной зоне русла с повышенной шероховатостью при незначительном возрастании уклона и глубины потока (так как при достаточной длине боковой зоны отметки свободной поверхности в ней равны отметкам уровней свободной части потока).

При гидравлических расчетах зарегулированного участка реки коэффициент Шези $C_{ш}$ для зоны действия поперечных шпор можно определить по формуле / 2 /

$$C_{ш} = \sqrt{\frac{2g L_{ш}}{R \sum \xi}}, \quad (1)$$

где $L_{ш}$ — общая длина участка реки, зарегулированного системой шпор;

$\sum \xi$ — суммарный коэффициент местных сопротивлений, создаваемый системой поперечных шпор на длине $L_{ш}$.

Для всего же зарегулированного участка реки в расчет следует вводить обобщенный коэффициент Шези " $C_{об}$ " / 2 /:

$$C_{об} = \frac{C \cdot C_{ш}}{\sqrt{C^2 + C_{ш}^2}} \quad (2)$$

Здесь C — коэффициент Шези для бытового речного русла реки.

Коэффициент местных сопротивлений для одиночных поперечных шпор (дамб) можно найти по следующей формуле / 3 /:

$$\xi = (K_v^2 - 1) \sqrt{K_c \cdot \sin \theta}, \quad (3)$$

где K_v — коэффициент, учитывающий конструкцию шпоры (для глухих шпор $K_v = 3,2$);

θ — угол установки шпор относительно направления течения потока;

K_c — коэффициент стеснения потока, определяемый по формуле

$$K_c = \frac{B_n - B_y}{B} K_p. \quad (4)$$

Здесь: B_n — ширина поймы или зоны блуждания потока;
 B_y — устойчивая его ширина;
 K_p — коэффициент, учитывающий уменьшение стеснения потока за счет размыва дна у оголовка шпор (для земляных дамб $K_p = 0,6-0,8$).

Скорость потока в свободной зоне русла реки можно установить из уравнения неразрывности потока с учетом модуля расходов воды "М":

$$V_c = V \left(\frac{1 - K_c M \zeta}{1 - K_c} \right), \quad (5)$$

где $M = \frac{H_{ш}}{H_c} \sqrt{\frac{R_{ш} \cdot i}{R_c \cdot i_c}} ;$

$\zeta = \frac{C_{ш}}{C}$ — отношение коэффициента Шези зарегулированного русла реки ($C_{ш}$) к бытовому (C).

При достаточной длине участка русла, зарегулированного системой шпор, приближенно можно принять $H_{ш} = H_c$, $i_{ш} \approx i_c$ и $R_{ш} = R_c$.

При этом выражение (5) примет вид

$$V_c = \pi V \quad (6)$$

($\pi = \frac{1 - K_c \zeta}{1 - K_c}$ — коэффициент, учитывающий повышение сопротивлений в боковой продольной зоне русла).

Площадь живого сечения потока в свободной зоне русла определяется по формуле

$$\omega_c = \omega \left(\frac{1 - K_c}{1 - K_c \zeta} \right),$$

где ω — площадь живого сечения потока до регулирования русла реки,

а глубина потока в этой же зоне — по формуле

$$H_c = H \left(\frac{1 - K_c}{1 - K_c \zeta} \right). \quad (7)$$

Здесь H — глубина потока до регулирования.

Транспортирующую способность потока в свободной зоне зарегулированного русла можно определить из соотношения

$$\frac{\rho_c}{\rho} = \frac{H\bar{U} \cdot U_c^3}{(H\bar{U})_c \cdot U_c^3} \quad (8)$$

Произведенные нами исследования показали, что гидравлическая крупность наносов после регулирования изменяется мало, поэтому можно принять $\bar{U}_c \approx \bar{U}$, что с учетом (6) и (7) позволяет привести выражение (8) к виду:

$$\rho_c = \rho \left(\frac{1 - K_c U}{1 - K_c} \right)^2. \quad (9)$$

Расстояние между поперечными шпорами следует принимать согласно / 3 /:

$$L = \frac{2}{3} \operatorname{cosec} (\alpha + \beta), \quad (10)$$

где α - угол свала потока ;

β - угол планового растекания потока ($\beta = 10-11^\circ$).

Более точные значения β можно получить при определении числа Фруда и коэффициента сопротивления шпоры по / 5 /:

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \left[\theta + \arcsin \left(\frac{\cos \theta}{1 + \sqrt{\xi}} \right) \right] + 15,2 (\xi \cdot Fz)^{\frac{2}{3}}$$

Использование приведенных зависимостей позволяет проанализировать изменение гидравлических элементов потока в пределах зарегулированного русла реки и дать проекту намечаемых регулировочных мероприятий достаточно надежное расчетное обоснование.

Литература

1. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках. Тр. САНИИРИ, вып. 96, 1958.

2. Башкиров Г.С. Гидравлический расчет сквозных сооружений. Ж. "Гидротехника и мелиорация", вып. 12, М., 1956.

3. Уркинбаев Р. Некоторые вопросы гидравлики сквозных шпор. Тр. САНИИРИ, вып. 117, 1968

4. Амбарцумян и др. Некоторые вопросы гидравлического расчета берегозащитных поперечных шпор. Тр. АрмНИИГим, вып. III, 1958.

В.Е.ТУЗОВ

К.Ю.РАДЖАПОВ

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Регулирование русла р.Амударьи поперечными сооружениями из местного грунта

Река Амударья — основной источник орошения в Средней Азии. Однако, давая жизнь людям и земле, река ежегодно причиняет огромные беды, интенсивно, иногда со скоростью 50 м/сут., размывая свои коренные берега, состоящие преимущественно из мелкого песка, покрытого слоем суглинка. Деформация берегов, как следствие блуждания потока, и получившая местное название "дейгиш", является стихийным бедствием для жителей побережья. Она сопровождается разрушением населенных пунктов и всевозможных инженерных сооружений; выводит из строя ирригационные каналы и дамбы обвалования; губит возделанные хлопчатником поля и цветущие сады. Кроме того, блуждание потока в свою очередь сильно затрудняет и ухудшает условия водозабора в ирригационные каналы, а также судоходство на реке.

В X в. была смыта столица древнего Хорезма — Кят, а в 40-х гг. XIX в. от дейгиша скрылся в водах Амударьи г. Турткуль — столица Каракалпакии. В настоящее время угроза разрушения нависла над г. Керки. Из-за дейгиша разрушился головной регулятор канала Клычбай. Четырежды переносили участки крупного канала Ташсака. Таких примеров можно привести много.

Для борьбы с грозным явлением природы были опробованы всевозможные конструкции сооружений укрепления и защиты берегов — это проволочно-камышовые маты и гибкие тюфяки, щиты Потапова и сетчатые заилители Алтунина, сипайные дамбы и

сквозные шпоры из железобетона, глухие шпоры и продольное крепление из каменно-хворостяной кладки и др. Всего было опробовано около 50 конструкций сооружений. Уникальным примером борьбы с дейгишем и продолжительности берегозащитных работ является железнодорожный мост у Чарджоу, где защитные работы ведутся с первых дней его эксплуатации. На защиту моста затрачено средств значительно больше, чем на его строительство.

Несмотря на применение большого количества различных и дорогостоящих конструкций защитных сооружений, разрушительное действие дейгиша в большинстве случаев полностью не устранялось, а лишь замедлялось. Малая эффективность применявшихся конструкций берегозащитных сооружений главным образом заключалась в следующем. Не все конструкции сооружений пригодны были для защиты берегов на р. Амударье. Из-за недостаточной изученности механизма дейгиша и причин его возникновения конструкции берегозащитных сооружений применялись методом проб и ошибок.

В лаборатории защитно-регулирующих сооружений САНИИРИ разработан и внедрен на р. Амударье способ предотвращения размыва коренных берегов путем регулирования русла поперечными дамбами из местного грунта. Данный способ целесообразно и эффективно применять на реках с широким руслом и разветвленным потоком.

Разработанный способ базируется на рациональном использовании некоторых свойств и особенностей переформирования русла и блуждания потока.

Например, русло Амударьи, сформированное в процессе многовековой деформации берегов, блуждания потока, отложения наносов, хозяйственной деятельности человека и воздействия других факторов, в настоящее время имеет ширину между коренными берегами 2...5 км. В местах наибольшей ширины русла реки чаще и интенсивнее происходит процесс деформации коренных берегов.

Исследованиями установлено, что вся ширина русла р. Амударьи затопляется потоком на непродолжительное время только при самых больших расходах воды. Однако и в это время значительную часть русла занимают мелководные зоны потока с малыми скоростями течения. После спада уровня воды эти зоны про-

являются в русле реки в виде различных русловых образований — островов, отмелей, кос, побочней, сухих русел и др., а поток реки делится на рукава, протоки, второстепенные русла и основное русло. Русловые образования постоянно изменяются и перестраиваются, поскольку отметки верха русловых образований, в основном, ниже отметок уровня паводка.

После каждого очередного подъема и спада уровней на месте бывших русловых образований, путем их промыва, может сформироваться новое главное русло потока, расположенное близко или далеко от коренного берега. В результате этого русло основного потока, ширина которого меньше ширины русла реки, может свободно принимать самые различные положения относительно коренных берегов как по ширине, так и по длине реки.

Когда русло основного потока расположено непосредственно у коренного берега, — берег размывается, а когда далеко от берега, — ухудшаются условия водозабора в ирригационные каналы, так как их разделяют обширные размеры побочней и отмелей, изрезанных действующими или сухими руслами.

Таким образом, на р. Амударье основной причиной постоянного блуждания потока, деформации коренных берегов и перестроения русла является очень широкое русло реки и отсюда русло потока всегда меньше русла реки. Поэтому поток реки неустойчив и делится на рукава и протоки, а в русле реки то появляются, то исчезают русловые образования.

Сущность предлагаемого способа в том, что при помощи системы поперечных земляных дамб, построенных под углом против течения на русловых образованиях между коренным берегом и основным потоком, создается буферная зона, назначение которой не допустить поток к коренному берегу. При возникновении свального течения размыву будет подвергаться не берег, а буферная зона.

Преимущества строительства поперечных дамб трудно сравнивать: освобождаются сотни гектаров пойменных земель, находящихся в зоне отчуждения под дамбы обвалования; уменьшаются ширина русла реки и интенсивность блуждания потока; восстанавливается утраченная ранее береговая площадь.

Защита берегов данным способом в 5–8 раз дешевле приме-

навшихся для этих целей прорезей с последующим перекрытием старого русла и возведением траверсных дамб. Строительство поперечных дамб позволяет проводить работы в течение всего года, не требуя одновременного участия большого количества землесосов. Весь процесс возведения дамб полностью механизирован. Траверсные дамбы, из которых создаются буферные зоны, легче и быстрее восстановить, чем капитальные берегозащитные сооружения или размывтый берег. Все эти работы выполнены по отраслевому и ведомственному планам внедрения новой техники и технологии в 1978 и 1980 гг. с общим годовым экономическим эффектом 1,5 млн. рублей.

Такие зоны защиты построены в районе совхоза "Россия" Хорезмской области (рис. I). Левый берег этого участка реки размывался в течение многих лет, нанесен большой ущерб хозяйству совхоза. Строительство буферной зоны из поперечных дамб дало возможность предотвратить размыв берега на этом участке и восстановить около 500 га утраченного ранее берега.

В районе водозабора канала "Октябрь-арна" восстановлено 1500 га утраченного берега и на 2 км уже стала ширина русла реки. Поперечными сооружениями из местного грунта были спасены от разрушения скважины промводозабора Хорезмской области. Впервые созданная на этом участке берега буферная зона шириной 900 м (в критические моменты — 50 м) надежно защищает в течение уже 6 лет берег и промводозабор. На правом берегу реки поперечными дамбами из местного грунта защищены скважины промводозабора г. Беруни в Каракалпакии.

Поперечные сооружения из местного грунта можно также успешно применять для двустороннего регулирования русел рек. Если такими сооружениями зарегулировать русло реки одновременно с каждого берега и на большой длине, т.е. весь поток собрать в единое зарегулированное русло, то размыв коренных берегов прекратится, улучшатся условия судоходства и водозабора в ирригационные каналы.

Исходя из этого, нами разработана схема двустороннего регулирования русла р. Амударья ниже Тюямуянского гидро-

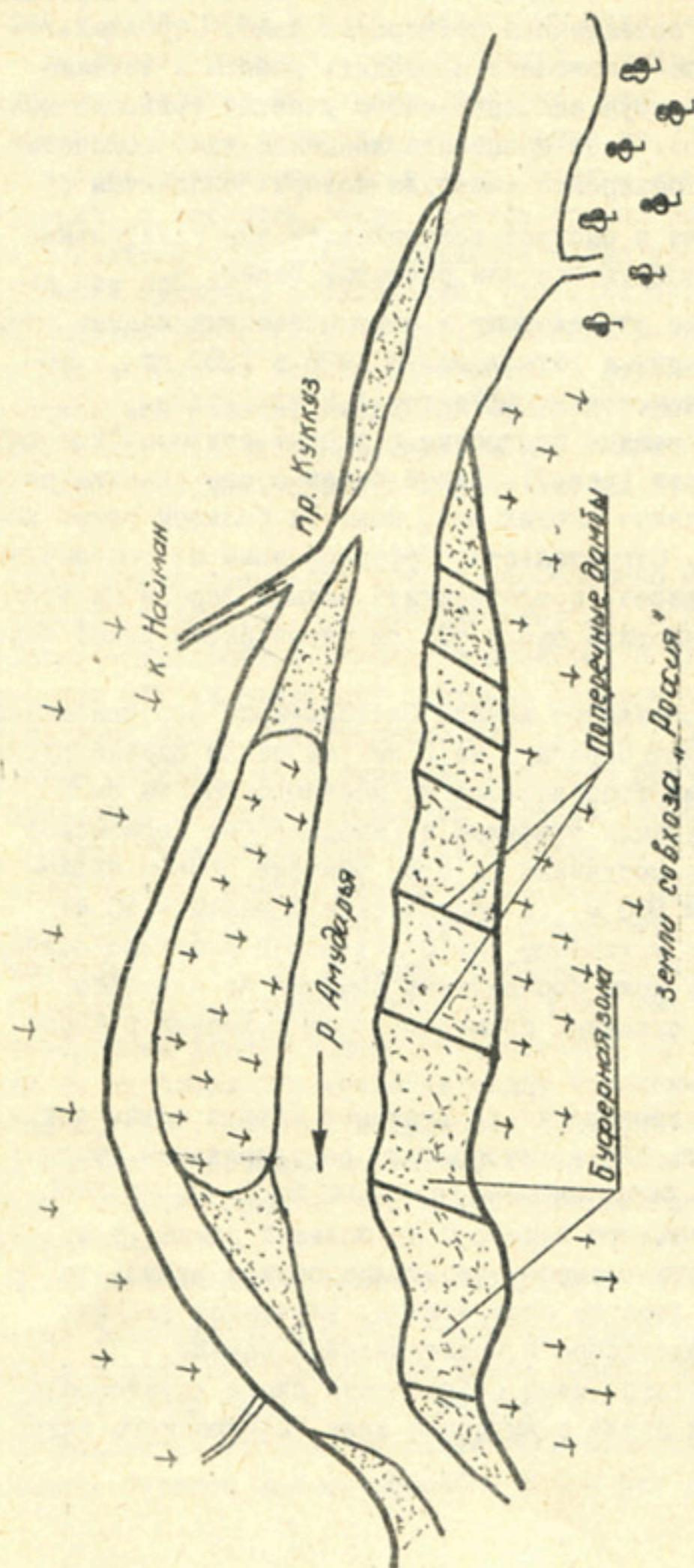


Рис. I. Буферная зона из траверсных дамб
в районе совхоза "Россия".

узла на длине 185 км траверсными дамбами из местного грунта. План двустороннего регулирования русла на длине 15 км выше водозабора Турангасака приведен на рис.2.

В разработанной схеме зарегулированное русло принято шириной 600 м и располагается по возможности в средней части русла. В плане зарегулированное русло прямолинейное и только на изгибах реки криволинейное. Русло реки регулируется поперечными грунтовыми дамбами, расположенными под углом 60° против течения зарегулированного русла. Такой угол расположения дамб является оптимальным, когда

не образуется продольных течений вдоль верхового и низового откосов и размыв дамб происходит только с торца. При образовании продольных течений вдоль верхового или низового откосов дамбы очень быстро размываются, так как их ширина по верху всего 20 м. Оголовки поперечных дамб расположены противоположно друг к другу и таким образом создают заданную ширину зарегулированного русла. Длина поперечных дамб зависит от размеров русла реки и зарегулированного русла. В схеме максимальная длина поперечных дамб составляет 2,5 км. Расстояние между дамбами принято в пределах 1-2 их длины. Все корни поперечных дамб на каждом коренном берегу объединены общей продольной дамбой обвалования. Отметки верха поперечных дамб в русле реки и продольных дамб по берегам на 1 м выше максимально возможных уровней воды в реке. Это необходимо для предотвращения возможного прорыва дамб и перелива потока через дамбы.

В последующем, когда пространство между поперечными дамбами будет заилено наносами реки до отметок уровня паводковых вод, продольные дамбы обвалования можно будет перенести ближе к руслу потока, а восстановленную площадь земель в русле реки освоить под посевы культур. Таких земель по разработанной схеме только в русле реки восстанавливается около 40 тыс.га, без учета площадей, расположенных в зоне отчуждения каждого коренного берега, которую занимают три линии продольных дамб обвалования. Уже сейчас зона отчуждения под дамбы обвалования в совхозе "Россия" освоена под посевы риса. Кроме того, за

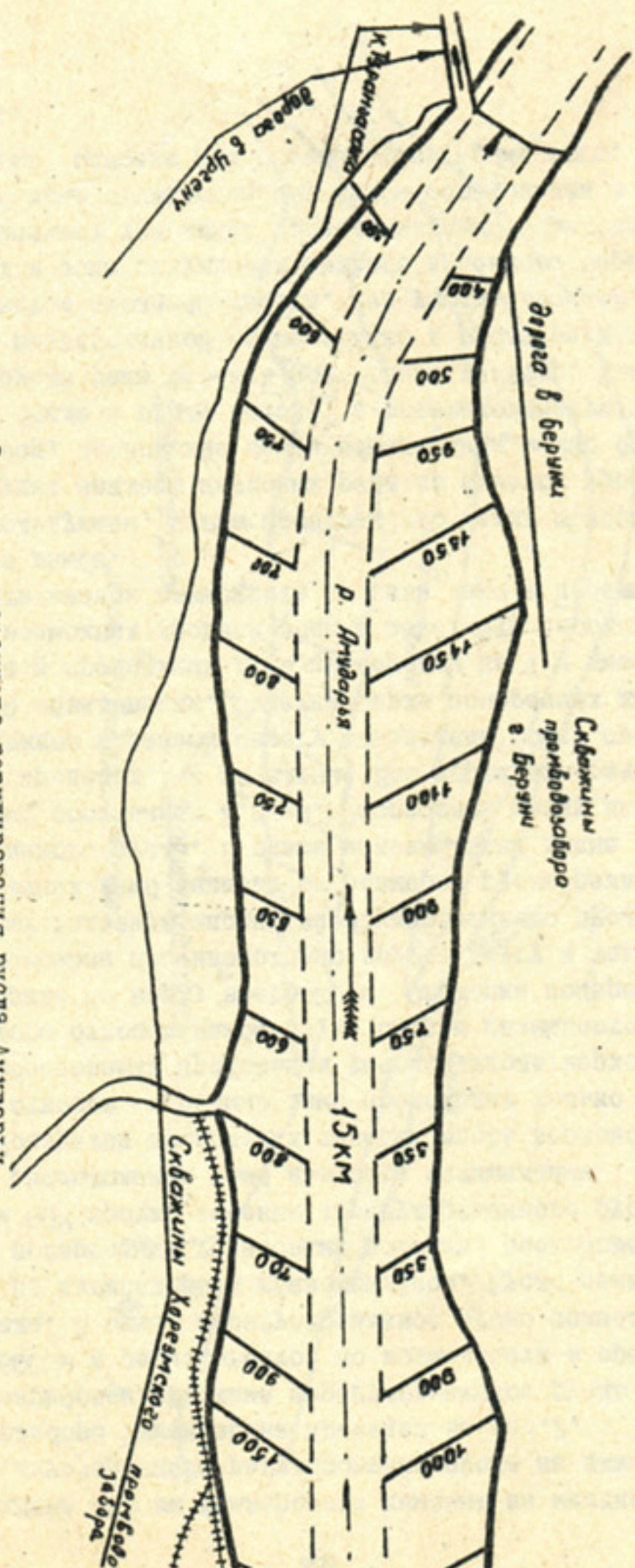


Рис.2. Схема двустороннего регулирования русла Амударьи на участке выше водозабора Турангасака.

счет уменьшения ширины русла реки до размеров зарегулированного русла испарение воды с площади русла ежегодно уменьшается на 680 млн.м³.

Для двустороннего регулирования русла р.Амударьи на длине 185 км ниже Тямуянского гидроузла согласно разработанной схеме регулирования необходимо построить 255 грунтовых поперечных дамб, общей длиной 248 км, профильный объем которых ориентировочно составляет 23 млн.м³.

Для проверки и уточнения намеченных разработок схемы двустороннего регулирования русла реки начаты натурные исследования динамики руслового процесса зарегулированного русла р.Амударьи траверсными дамбами из местного грунта. Участок исследований длиной 5 км расположен в районе водозабора г.Беруни.

Х.А.ИСМАГИЛОВ

У.Р.МАКСУДОВ

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

Гидравлические сопротивления при движении селевых потоков

Водосборные площади водотоков предгорной зоны Средней Азии сложены в основном из связных и гравелистых грунтов, поэтому формирующиеся на них паводки несут до 350-450 кг/м³ связных мелкозернистых и гравелистых грунтов.

Изучением гидравлических сопротивлений таких потоков еще почти не занимались. Имеющиеся в литературе данные относятся к области гидротранспорта с малой мутностью / 1,2,3 /.

Гидравлическое сопротивление селевых потоков мы изучали на модели селерусла, построенной на русловой площадке отдела русел САНИИРИ, имеющей длину 21 м и ширину 6 м. Поверхность площадки была покрыта слоем песка со средним диаметром фракций 1,7 мм.

На модели были проведены две серии опытов:

— первая проводилась на деформируемом русле. Для этого на площадке было построено русло трапецеидального сечения длиной 21 м, шириной по дну 0,15 м и с высотой бортов 0,10–0,15 м при заложении откосов $m = 1,0$, уклона русла $i = 0,04$. Оба берега русла были закреплены гравием. Дно состояло из смеси песка и гравия.

На подготовленное русло вначале пустили чистый поток с расходом 15 л/с. По истечении 10 мин. на сформированное русло начали пускать потоки мутностью 100, 200, 300 и 400 г/л, т.е. до достижения предельной насыщенности;

— вторая проводилась в гладком железобетонном лотке шириной 0,15 м, длиной 18 м и уклоном $i = 0,04$. В лоток так же, как в первой серии опытов, сначала пустили чистый поток, а затем поток мутностью 100, 200, 300 и 400 г/л. В качестве наносов для создания мутности использовали суглинистый грунт.

Во время опытов визуально наблюдали за протеканием потока, теплодатчиком измеряли скорости его по вертикали и стеклянной трубкой на трех точках вертикали отбирали пробы на мутность.

В результате получены следующие характеристики потока и русла: скорость потока (V), ширина русла (b), средняя глубина потока (h_{cp}), мутность его (ρ), продольный уклон (i) и фракционный состав транспортируемых наносов.

В опытах основные характеристики потока и русла изменялись в следующих пределах: средняя глубина 3 – 7 см, скорость потока 110–220 см/с, мутность 0 – 500 г/л, продольный уклон русла $i = 0,04$, ширина русла по дну 15 см, расход воды 10 – 30 л/с.

По полученным результатам были подсчитаны значения гидравлических сопротивлений по формуле $\lambda_c = 2gHi/v^2$ и построены графики зависимости соотношений λ_c/λ_o от объемной мутности потока, где λ_o подсчитаны для чистого потока (рис. I). Согласно этим графикам в гладком русле гидравлические сопротивления для потоков, несущих взвеси, больше, чем для чистой воды, и с увеличением объемного насыщения они возрастают.

В шероховатом русле наблюдается иная картина. С ростом мутности потока здесь гидравлическое сопротивление сначала уменьшается до некоторого значения мутности; дальнейшее увеличение мутности приводит к росту гидравлического сопротивления.

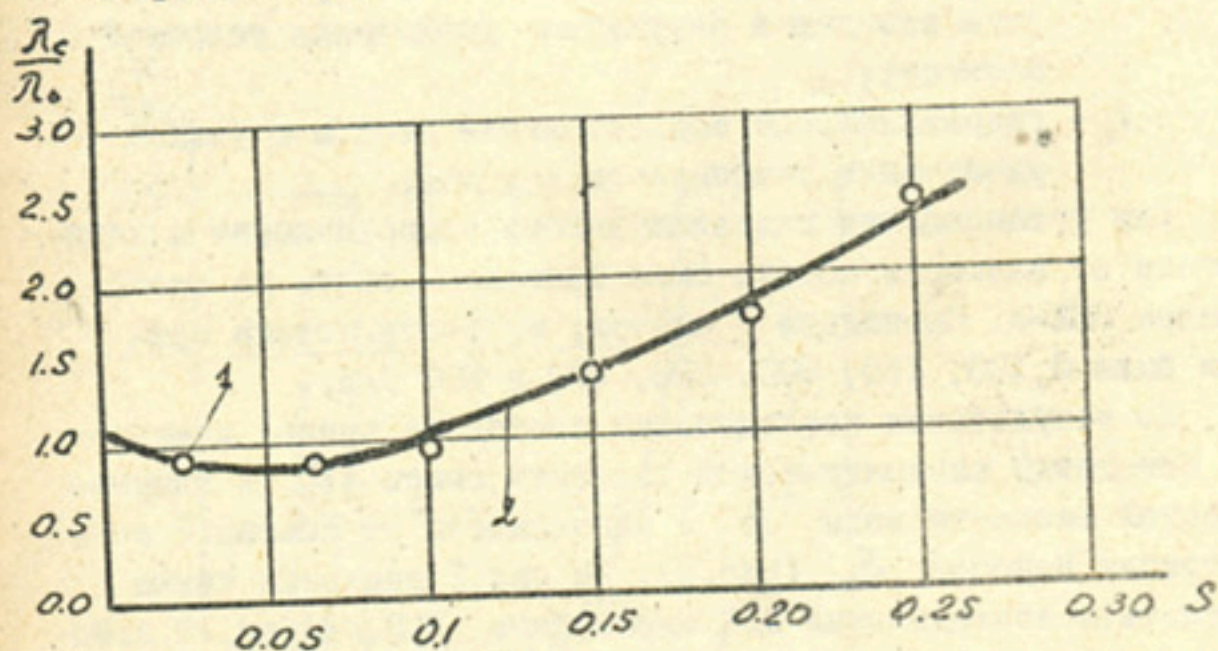


Рис. 1. Кривая связи $\frac{\lambda_c}{\lambda_0} = f(S)$:

- 1 — опытные данные;
- 2 — по формуле (1)

Уменьшение гидравлического сопротивления до некоторого значения мутности, отмеченное ранее в трудах Ванони, Абальянца и других ученых, объясняется уменьшением шероховатости стенок русла за счет сглаживания выступов шероховатости в результате заполнения мелкими частицами пространства между выступами и увеличения толщины ламинарного подслоя.

На основании анализа материалов опыта, а также литературных данных можно считать, что изменение гидравлических сопротивлений при движении селевых потоков, транспортирующих мелкозернистые и связные грунты, проявляется через следующие факторы:

- изменение шероховатости стенок, вызываемое увеличением толщины ламинарного подслоя;
- торможение потока взвесью, вызываемое увеличением условной вязкости потока.

Исходя из сказанного, общее гидравлическое сопротивление селевого потока можно определить по формуле

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2. \quad (I)$$

где λ_1 - гидравлическое сопротивление от торможения потока взвесью в результате увеличения условной вязкости;

λ_2 - гидравлическое сопротивление стенки с учетом увеличения ламинарного подслоя.

Для установления гидравлического сопротивления в зависимости от вязкости потока были проведены опыты на вискозиметре ВПЖ-4. Проведено 7 опытов; мутность потока при этом была 0, 100, 150, 200, 300, 400 и 500 г/л.

По результатам исследований построена кривая изменения отношения кинематической вязкости смеси ν_c к кинематической вязкости воды ν_b в зависимости от объемной концентрации наносов $S_{об}$ (рис.2). На рис.2 нанесены также результаты исследований Ц.Е.Мирцхулавы, Н.П.Кулеша, М.А.Мосткова и результат, полученный по формуле А.Эйнштейна. Графики связи между кинематической вязкостью смеси с объемной концентрацией получены в виде кривой параболы. С увеличением крупности частиц влияние взвеси на вязкость быстро ослабевает. На основании кривых (рис.2) получены следующие уравнения:

$$\frac{\nu_c}{\nu_b} = 1 + \frac{0,25}{d} S^{1,5}$$

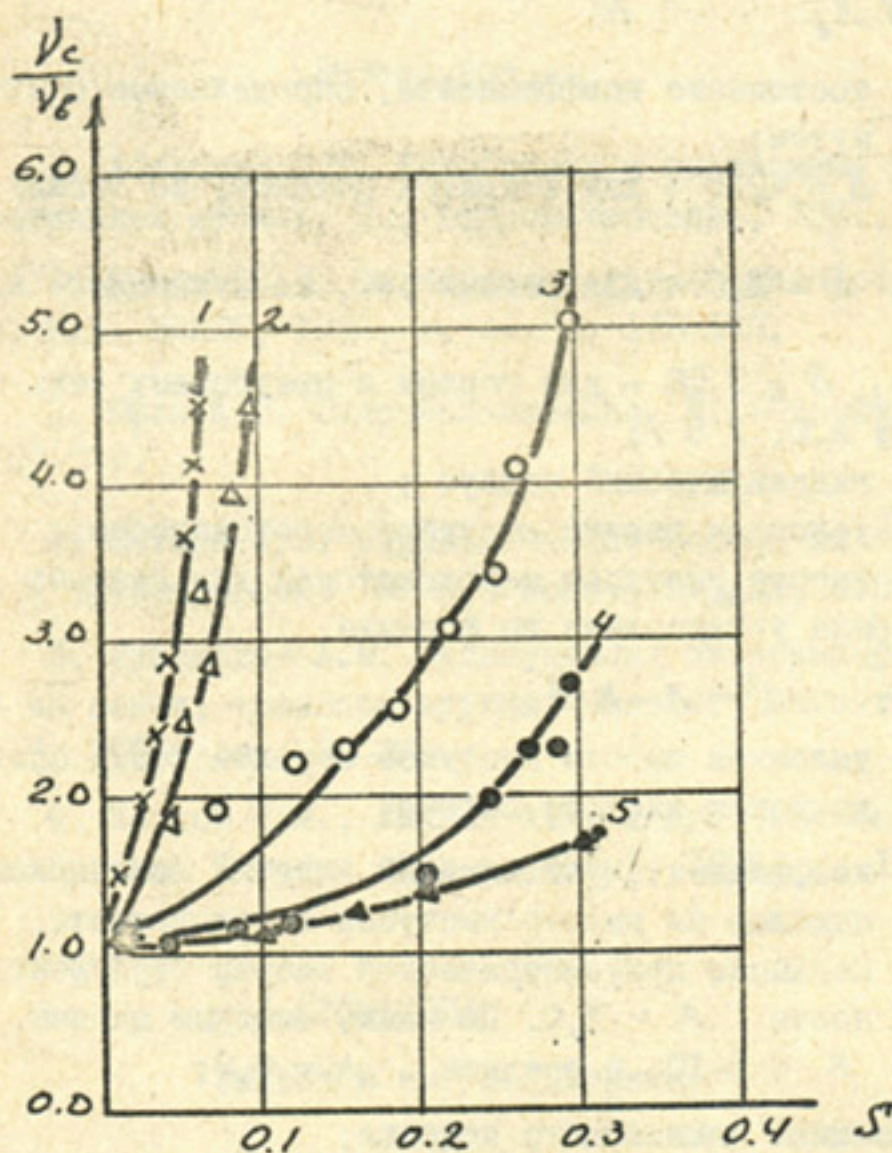
или

$$\nu_c = \nu_b \left(1 + \frac{0,25}{d} S^{1,5} \right).$$

Уравнение (2) характеризуется связью кинематической вязкости смеси с кинематической вязкостью чистого потока, а также объемной концентрацией и размером частиц наносов (d мм). В (2) коэффициент 0,25 имеет размерность (мм) и характеризует максимальный размер фракций наносов, влияющих на вязкость смеси.

Так как увеличение гидравлического сопротивления прямо пропорционально росту вязкости смеси, то для λ_1 на основании уравнения (2) имеем:

$$\lambda_1 = \lambda_0 \frac{0,25}{d} S^{1,5} \quad (3)$$



ис.2 График зависимости $\frac{\eta_c}{\eta_0} = f(S)$: 1 - Ц.Е.Мирцхулава, $d < 0,01$ мм;
2 - И.И.Левы и Н.П.Кулеш, $d < 0,01$ мм; 3 - М.А.Мостков,
 $d = 0,014$ мм; 4 - Х.А.Исмагилов, У.Р.Максудов, $d = 0,022$ мм;
5 - А.Эйнштейн, $d > 0,05$ мм.

Гидравлическое сопротивление стенки с учетом ламинарного подслоя устанавливается по формуле Никурадзе-Зегжды для открытых потоков / 4 /:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_2}} = A \lg \frac{R}{\Delta'} + B, \quad (4)$$

где A и B — постоянные коэффициенты, определяемые опытным путем;

$A = 4$, $B = 4,25$ — для открытых потоков, по Зегжде / 4 /;

$A = 5,6$, $B = 1,0$ — для горных рек, по Мухамедову А.М. / 5 /;

$A = 3,48$, $B = 2,08$ — для горных и предгорных рек, по Умарову А.Ю. / 6 /;

R — гидравлический радиус ;

Δ' — условная высота выступов шероховатости.

Условная высота выступов шероховатости для селевых потоков нами была установлена по формуле

$$\Delta' = \Delta - K \cdot \delta.$$

Здесь Δ — условная высота выступов шероховатости при движении чистого потока;

K — коэффициент, учитывающий влияние ламинарного подслоя на высоту выступов шероховатости.

Согласно полуэмпирической теории турбулентности $K > 5,0$. По нашим опытным данным,

$K = 6-10$, в среднем $K = 8,0$;

$\delta = \frac{12 V_c}{V_*}$ — толщина ламинарного подслоя;

$V_* = \sqrt{g R i}$ — динамическая скорость.

После установления λ_1 и λ_2 по уравнению (I) были подсчитаны значения λ для данных лабораторных опытов; результаты нанесены на рис. I. Как видно, кривая, проведенная по уравнению (I), хорошо согласуется с опытными данными.

Таким образом, результаты опытов показывают, что гидравлические сопротивления при движении селевых потоков, в зависимости от шероховатости русла, мутности потока и раз-

мера транспортируемых частиц наносов, могут быть больше или меньше, чем у обычного водного потока; для определения гидравлических сопротивлений селевых потоков, транспортирующих мелкозернистые грунты, и русла, состоящего из песчано-гравелистых грунтов, рекомендуются формулы (1), (3) и (4).

Литература

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л., Гидрометеиздат, 1981, с. 120-152.
2. Кнороз В.С. Безнапорный гидротранспорт и его расчет. Изв. ВНИИГ, 1951, т. 44, с. 112-142.
3. Юфин А.П. Гидромеханизация. М., Стройиздат, 1974, с. 102-139.
4. Зегжда А.П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах. М.-Л., Госстройиздат, 1957, с. 278.
5. Мухамедов А.М. Эксплуатация низконапорных гидроузлов на реках, транспортирующих наносы. Ташкент, Изд-во "Фан", 1976, стр. 28-37.
6. Карпов П.М., Умаров А.Ю. и др. Селевые явления в Узбекистане. Ташкент, Изд-во "Фан", 1976, с. 113-117.

Д.ДУСМАТОВА

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

Расчет скоростного поля потока, стесненного
симметрично расположенной системой дамб

Для защиты берегов от размыва и регулирования русла в нижнем течении р.Амударьи применяются траверсные дамбы, сложенные из местных грунтов, с креплением откосов и оголовков каменной наброской.

В лаборатории защитно-регулирующих сооружений под руководством Х.А.Ирмухамедова проводились гидравлические исследования регулирования русла симметрично расположенны-

ми сооружениями / I /.

Важным моментом при построении системы дамб на реке является установление величины скоростного поля потока в стесненном русле.

В данной работе предлагается расчет скоростного поля потока, стесненного симметрично расположенными траверсными дамбами. Как видно из представленной на рисунке схемы растекания потока, за дамбой образуются две области: сжатия (от створа 0-0 и С-С) и растекания (за сечением С-С). В этих областях существуют верхняя (b_v) и нижняя (b_n) водоворотные участки. По ширине поток можно разбить на гидравлически однородные зоны:

- а) слабовозмущенного ядра, шириной $2b_j$;
- б) интенсивного турбулентного перемешивания, шириной $2b$;
- в) обратных токов шириной $[2B - (2b_j - 2b)]$ и скоростью U_n .

В области сжатия задача сводится к определению основных плановых размеров потока и разработке методики расчета скоростного поля.

Распределение скоростей в зоне интенсивного турбулентного перемешивания подчиняется теоретической зависимости Шлихтинга-Абрамовича / 2 /

$$\frac{U_j - U}{U_j - U_n} = (1 - \eta^{1,5})^2, \quad (I)$$

где U_j - скорость в ядре;

U - скорость в зоне перемешивания;

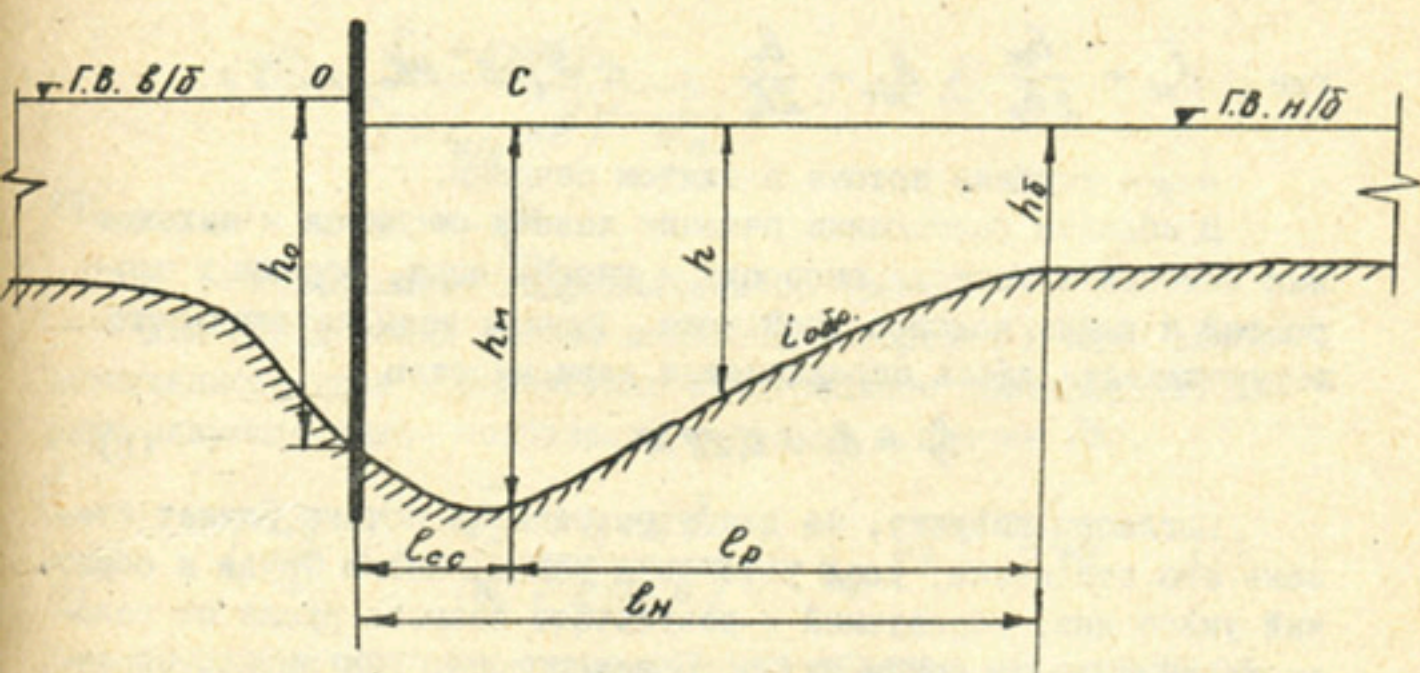
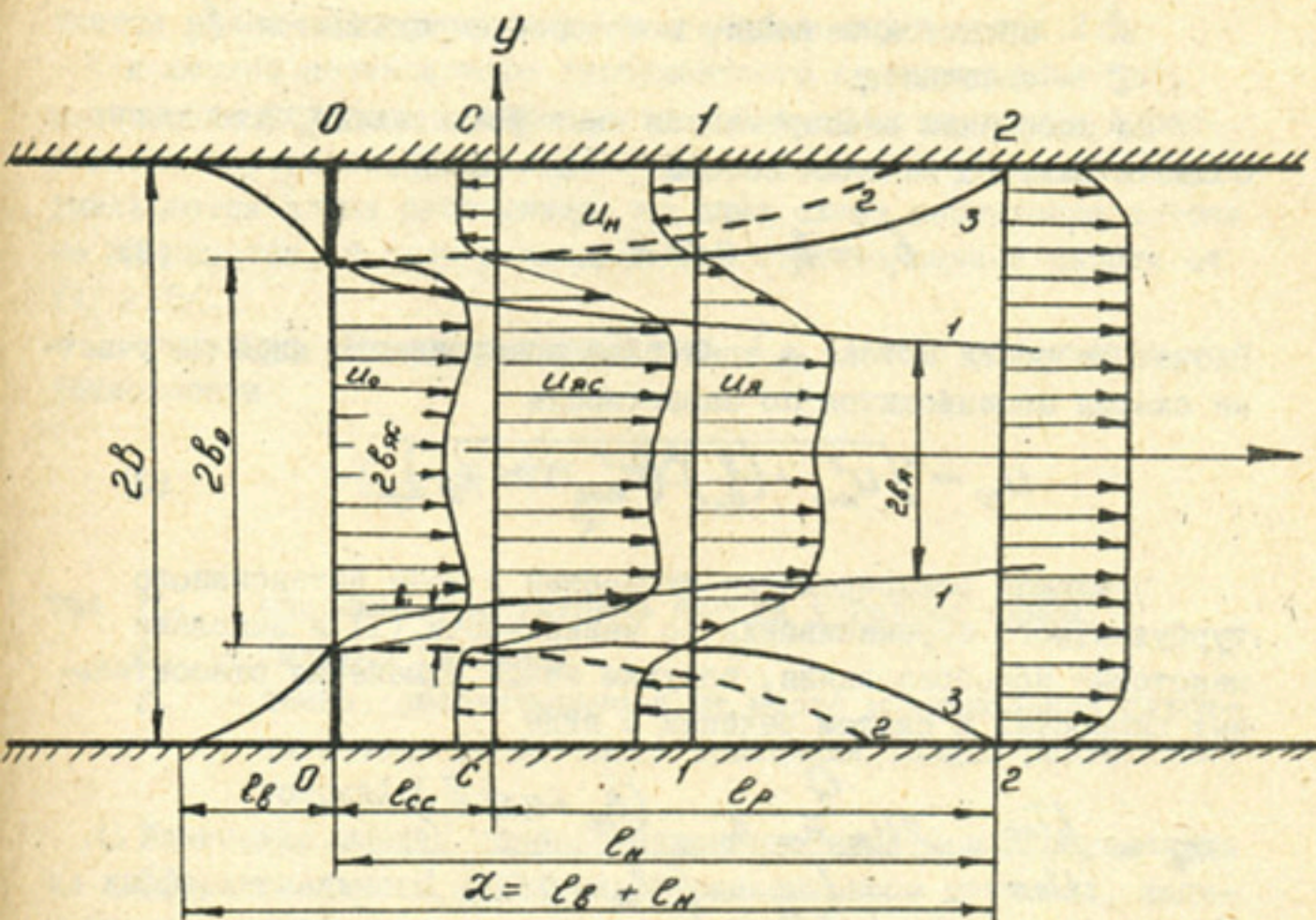
U_n - скорость в зоне обратных токов;

$\eta = \frac{y_2 - y_1}{b}$ - относительная координата точки, где определяется U .

Установлено, что ширина зоны интенсивного турбулентного перемешивания b изменяется по линейному закону:

$$b = b_c + cx,$$

где b_c - ширина зоны интенсивного турбулентного перемешивания в сжатом сечении;



Расчетная схема растекания потока за двусторонне-симметрично расположенными дамбами.

X — абсцисса сечения, в которой определяется δ ;

C — константа.

На основании экспериментов нами установлено, что для области сжатого сечения потока $C = 0,40$,

$$\delta_1 = \delta_c + 0,40 X \quad (2)$$

Расчет скорости потока в зоне слабовозмущенного ядра на участке сжатия производится по зависимости

$$u_{яс} = \sqrt{u_{min}^2 + \left(\frac{y}{\delta_я}\right)^2 (u_{max}^2 \cos \varphi_{ср})} \quad (3)$$

Принимая распределение скоростей в зоне интенсивного турбулентного перемешивания по зависимости (I) и выполнив некоторые преобразования, получим закон изменения относительных скоростей в сжатом сечении в виде

$$m_c = \frac{l_{нс}}{u_{яс}} = \frac{\frac{Q}{2u_{яс} h_{сж} \delta_0} - (\bar{\delta}_{яс} + 0,55 \bar{\delta}_c)}{\frac{1}{1-n} - (2\bar{\delta}_{яс} + 0,55 \bar{\delta}_c)}, \quad (4)$$

где $\bar{\delta}_{яс} = \frac{\delta_{яс}}{2\delta_0}$; $\bar{\delta}_c = \frac{\delta_c}{2\delta_0}$; $n = (2B - 2\delta_0)/2B$;

$h_{сж}$ — глубина потока в сжатом сечении.

В области растекания решение задачи сводится к нахождению законов изменения скорости и ширины ядра, обратных скоростей и длины водоворотной зоны. Ширина зоны интенсивного перемешивания здесь определяется зависимостью

$$\delta_2 = \delta_c + 0,22 X \quad (5)$$

Согласно рисунку, на длину растекания потока влияет степень его стеснения, угол установки дамбы, число Фруда и обратный уклон дна, образуемый в результате размыва русла от головы сооружения до конца низового водоворота. Как видно, обратный уклон дна способствует вертикальному сжатию потока и уменьшению длины растекания потока за дамбой. На основании экспериментов установлено влияние обратного уклона дна на законы растекания потока. При увеличении обратного уклона дна умень-

шается длина области сжатия, изменяются ширина ядра $2\bar{b}_я$

и ширина интенсивного турбулентного перемешивания "в", а значение углового коэффициента "с" в области сжатия и растекания потока возрастает, поэтому с ростом глубины размыва уменьшается длина растекания, но сама схема растекания потока не изменяется. В этом и заключается отличие данной работы от /4/ и /5/.

Значение обратного уклона дна $i_{обр}$ можно определить по зависимости

$$i_{обр} = \frac{h_m - h_б}{l_p},$$

где h_m — максимальная глубина потока у головы дамбы;

$h_б$ — бытовая глубина;

l_p — длина, рассчитываемая от места максимальной глубины потока до бытового состояния (длина растекания потока).

Изменение ширины слабовозмущенного ядра можно определить из дифференциального уравнения неравномерного движения, записанного в виде

$$\bar{b}_я = \frac{\bar{b}_{яс} + 0,416 \bar{b}_с}{(1 + i_{обр} K \bar{b})^{1 - \frac{\lambda}{2i_{обр}}}} - 0,416 \bar{b}_с, \quad (6)$$

где

$$K = \frac{v_с}{h_{см}};$$

λ — коэффициент гидравлического трения.

Для определения закона изменения скорости в зоне слабовозмущенного ядра использовано интегральное соотношение, характеризующее закон сохранения импульса в потоке /3/,

$$\left(\frac{U_я}{U_{яс}} \right)^2 = \frac{\bar{b}_{яс} + 0,416 \bar{b}_с}{(\bar{b}_я + 0,416 \bar{b})} (1 - i_{обр} K \bar{b})^{1 - \frac{\lambda}{2i_{обр}}} \quad (7)$$

Величина обратных скоростей для области растекания определена из уравнения сохранения расхода и закона изменения относительной скорости обратного тока:

$$m = \frac{U_H}{U_A} = \frac{\frac{U_{ac}}{U_A} \frac{h_{сж}}{h_{сж} + l_{обр}} \Theta - (\bar{b}_a + 0,55\bar{b})}{\frac{1}{1-m} - (\bar{b}_a + 0,55\bar{b})}, \quad (8)$$

где

$$\Theta = (1-m_c)(\bar{b}_{ac} + 0,55\bar{b}_c) + \frac{m_c}{1-m};$$

$$m_c = \frac{U_{nc}}{U_c}$$

Длина участка растекания потока за сжатым сечением

$$l_p = l_H - l_{cc}.$$

Значения (l_H, l_{cc}) и глубины размыва (h_m) определяем по /1/.

Проведенные эксперименты и анализ существующих работ о закономерностях растекания потока и деформации русла за дамбами позволили установить, что наиболее равномерное растекание потока происходит при расположении дамб на расстоянии, равном /1/:

$$L = l_b + l_H,$$

где l_b — длина верховой водоворотной зоны;
 l_H — длина нижней водоворотной зоны.

Исходя из этого положения при регулировании русла дамбами необходимо последующие дамбы устанавливать на указанном расстоянии. Приведенная методика расчета позволяет получить полную картину растекания потока за дамбами при наличии обратного уклона дна.

По методике произведен расчет руслорегулировочных сооружений (дамб) на участке колхоза им. С.Орджоникидзе на р.Амударье.

Литература

1. Дусматова. Экспериментальные исследования растекания потока при двустороннем стеснении русла дамбами и методика их гидравлического расчета. Доклады АН УзССР, вып.12. Ташкент, 1982.

2. Абрамович Г.Н. Теория турбулентных струй. М., Физматгиз, 1960.

3. Михалев М.А. К вопросу о распространении струи капельной жидкости вдоль шероховатой поверхности. Известия ВНИИГ, т.77. Л., 1965.

4. Хунг Л.М. Исследования гидравлики потока при выправлении русла для судоходства системой симметрично расположенных полузапруд. Автореферат кандидатской диссертации. Ташкент, 1979.

5. Бакиев М.Р. Расчет скоростного поля в области сжатия за глухой шпорой. В сб.: "Гидротехника и мелиорация в условиях Узбекистана". Труды ТИИМСХ, вып. 59. Ташкент, 1973.

Г.И. ЧЕРНИКОВА

(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

Определение средней скорости потока в зоне руслорегулирующих сооружений

При расчете гидравлических элементов потока в зоне руслорегулирующих сооружений, расположенных в речных руслах из несвязного грунта, необходимо учитывать влияние насыщенности потока руслоформирующими наносами, а также характер деформации русла.

В современной литературе существуют формулы для определения предельной насыщенности потока взвешенными наносами, которые могут быть сведены к следующему общему выражению:

$$\rho = K \gamma_n \frac{v^3}{g^2 U^2 h^3}, \quad (I)$$

где ρ — мутность, кг/м³;

γ_n — объемный вес наносов, кг/м³;

v — средняя скорость течения, м/с ;

U — средняя гидравлическая крупность состава наносов, м/с ;

h — средняя глубина потока, м.

Решая (I) относительно скорости " v ", получим

$$V = K' \left(\frac{\rho}{\gamma} \right)^{1/3} g^{1/2} U^{1/2} h^{3/2}, \quad (2)$$

где $K' = K^{1/3}$.

Однако применение формул (1) и (2) вызывает серьезные затруднения в расчетах, так как в русловом процессе на реках и каналах участвуют не все взвешенные наносы, а только их наиболее крупная часть, получившая название "руслоформирующие наносы" /1/. К ним относятся наносы с диаметром частиц $d \geq 0,01-0,008$ мм, содержание которых во взвешенных наносах р.Амударьи не превосходит 35-40 %. Поэтому необходимо пересмотреть формулы, с тем, чтобы определить новые значения коэффициентов и показателей степени, соответствующих мутности только руслоформирующих наносов.

На основе использования результатов многочисленных гидрометрических измерений на различных участках р.Амударьи, а также лабораторных данных /2/ автором статьи получена следующая формула:

$$V = 178 \left(\frac{\rho_p}{\gamma_n} \right)^{1/3} \sqrt{g h i}. \quad (3)$$

В формуле (3) при $\rho_p = 0$ средняя скорость течения потока также равна нулю ($V = 0$). Однако известно, что руслоформирующие фракции наносов появляются в потоке и транспортируются им при скоростях течения несколько больших предельной размывающей скорости потока для грунтов дна русла или русловых образований. Поэтому целесообразно формулу (3) представить в виде

$$V = [\alpha_0 + \beta \left(\frac{\rho_p}{\gamma_n} \right)^{1/3}] \sqrt{g h i}, \quad (4)$$

а затем как безразмерное выражение:

$$\frac{V}{\sqrt{g h i}} = \frac{V}{V_*} = \alpha_0 + \beta \left(\frac{\rho_p}{\gamma_n} \right)^{1/3}. \quad (5)$$

Здесь свободный член " α_0 " представляет собой отношение средней скорости потока к динамической при $\rho = 0$, т.е. величину обратную гидравлическому сопротивлению русла, отвечающего

предельному равновесию твердых частиц дна водотока:

$$a_o = \frac{v_o}{v_{om}} = \sqrt{\frac{2}{\lambda_o}}. \quad (6)$$

По данным гидрометрических измерений в 1965–1969 гг. на р.Амударье в створе Кызыл-Аяк построен график зависимости (5) (рис.1). Для построения графика натурные точки гидрометрических измерений были сгруппированы по одинаковым значениям добавочного члена a_o , вычисленного по выражению

$$a_o = \frac{v}{v_*} - b \left(\frac{\rho_p}{\gamma_n} \right)^{1/3}. \quad (7)$$

Угловой коэффициент (b), входящий в формулу (7), принят равным 100, исходя из наклона прямых на рис.1.

Данные гидрометрических измерений, нанесенные на график (см.рис.1), получены на участке Амударьи в период, когда там не наблюдались сколько-нибудь интенсивные размывы дна и берегов типа дейгиша. Следовательно, формула (5) характеризует связь гидравлических элементов потока с мутностью руслоформирующих наносов, поступающих вместе с потоком через входной створ и транспортируемых без каких-либо существенных деформаций размыва.

По данным гидрометрических измерений на участках дейгиша в голове канала Клычбай, у г.Турткуль и пос.Ильчик^{х)} построен график (рис.2), прямые линии которого удовлетворяют уравнение:

$$\frac{v}{v_*} = a_o - b \left(\frac{\rho_p}{\gamma_n} \right)^{1/3} \quad (8)$$

при условии, что $b = 100$.

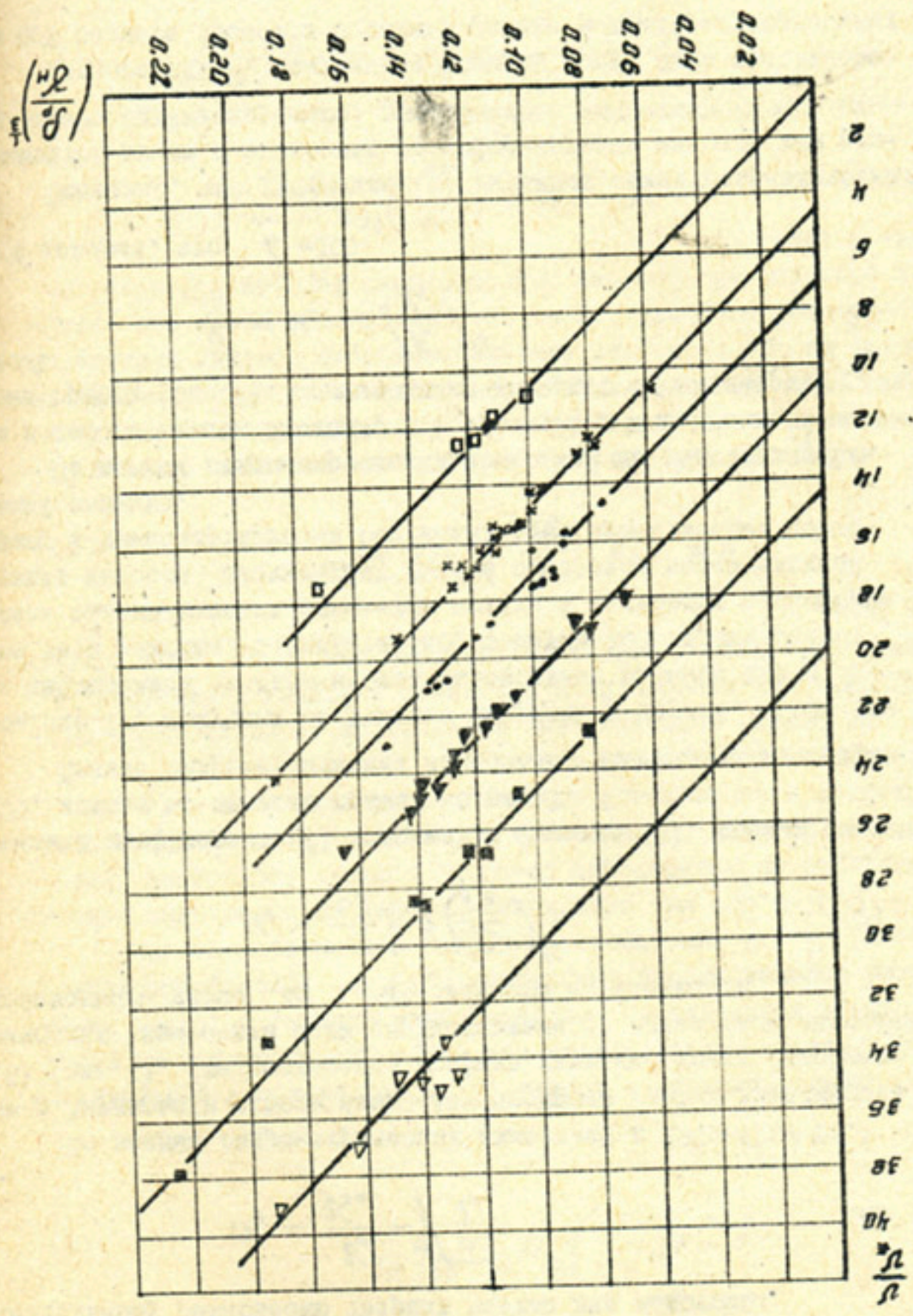
Очевидно, что уравнение (8) выражает связь гидравлических элементов русла с мутностью руслоформирующих наносов для размываемого (дейгишируемого) русла.

Следовательно, полученные формулы могут быть использованы при расчете скорости потока в районе у руслорегулировочных сооружений, в подводящих каналах при бесплотинном водозаборе,

х) Указанные материалы были представлены Х.А.Ирмухамедовым и И.В.Когтевой.

Рис. 1. Зависимость

$$\frac{U}{U_0} = Q_0 + 100 \left(\frac{P_0}{P_H} \right)^{1/3}$$



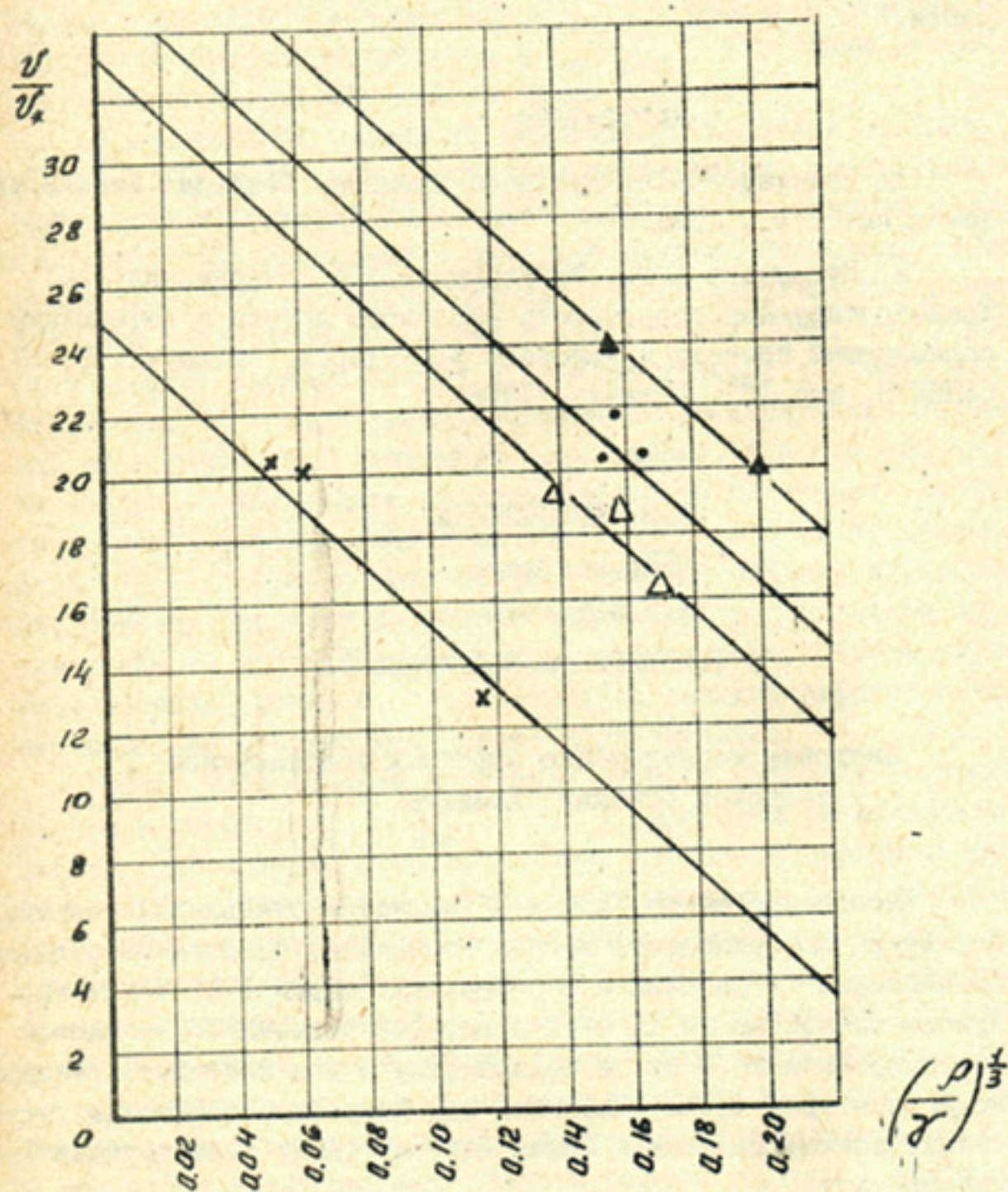


Рис. 2. Зависимость $\frac{v}{v_*} = a_0 - 100 \left(\frac{\rho}{\gamma}\right)^{1/3}$.

в русловыправительных прорезях, устраиваемых для борьбы с дейгишем, а также в других русловых расчетах в условиях р.Амударьи.

Литература

1. Великанов М.А. Русловой процесс. Госиздат физико-математ.лит., М., 1958.

2. Мухамедов А.М., Ирмухамедов Х.А., Черникова Г.И. Транспортирующая способность руслового потока и деформация спрямляющей прорези в условиях р.Амударьи. Сб.научн.тр. САНИИРИ, вып.157, Ташкент, 1978.

В.В.ПЕРЕПЕЛКИНА

канд.тех.наук

А.С.КОНДАКОВ

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

Натурные исследования сифонных водовыпусков насосной станции "Хамза-П"

Насосная станция "Хамза-П" является станцией I подъема II очереди Амубухарского машинного канала. Станция оборудована 10 насосами (7 рабочих и 3 резервных) марки В 17-16/55 производительностью по 16 м³/с с высотой подъема 55 м. Насосы сгруппированы по 5 шт. и подают воду в два напорных трубопровода диаметром 4,2 м. Сифонные водовыпуски оборудованы гидромеханическими клапанами срыва вакуума (КСВ) конструкции Узгипроводхоза.

Для проверки работы новой серии центробежных насосов в производственных условиях были проведены комплексные исследования станции институтами ВНИИГИДРОМАШ, САО ВНИИГИДРОМАШ и САНИИРИ. При исследовании сифонных водовыпусков определялась степень влияния работы сифона на изменение напора и произво-

дительности насоса. Натурные испытания сифонных водовыпусков позволили получить достоверные данные по определению минимального расхода включения ($Q_{\text{мин.вкл.}}$) сифона и степени его зарядки при расходах, меньших $Q_{\text{мин.вкл.}}$, т.е. были откорректированы результаты лабораторных опытов.

В конструкции сифонного водовыпуска насосной станции "Хамза-П" (рис. I) были учтены все рекомендации по проектированию этих сооружений /4/. Сифон сопряжен с пологим напорным трубопроводом крутой восходящей ветвью, благодаря этому эпюра скоростей на гребне сифона за счет действия центробежной силы приобретает максимум у поверхности воды, что ускоряет процесс аэрации потока и, следовательно, улучшает зарядку сифона. Благодаря такому сопряжению температурные компенсаторы остаются вне вакуумной зоны сифона, и после его зарядки воздух во внутреннюю полость сифона не проникает. Площадь поперечного сечения слегка сужена ($\frac{\omega_{\text{греб}}}{\omega_{\text{тр}}} = 0,9$, но допускается $\frac{\omega_{\text{греб}}}{\omega_{\text{тр}}} = 0,8$) по отношению к площади сечения трубопровода, поэтому скорости на гребне несколько увеличиваются по сравнению со средней скоростью в трубопроводе. Отсюда улучшается аэрация потока и, следовательно, зарядка сифона; потери же напора на сужение возрастают незначительно.

Поперечное сечение на гребне немного сплющено (отношение ширины к высоте $\frac{b}{a} = \frac{5,0}{2,5} = \frac{2}{1}$). При этом увеличивается ширина водосливного фронта, а также площадь поверхности потока, соприкасающаяся с воздухом, находящимся в полости сифона и подлежащем удалению, и уменьшается величина вакуума, необходимого для полной зарядки сифона, что вызывает ускорение процесса зарядки. Благодаря небольшому (в пределах 5°) расширению нисходящей ветви сифона уменьшается сопротивление по мере продвижения потока к выходу, скорости же потока уменьшаются незначительно, и воздух не успевает выделиться из воды и вернуться в разряжаемую область сифона. Выходной диффузор имеет довольно значительный подъем на потолке для облегчения выноса воздуха. Для предотвращения отрыва потока от потолка и выравнивания эпюры скоростей нижний изгиб сделан постоянного сечения — без расширения и в диффузоре установлены трамплины, что позволило уменьшить длину (рис. I).

Таким образом, проектирование сифонных водовыпусков насосной станции "Хамза-П" с соблюдением всех наших рекоменда-

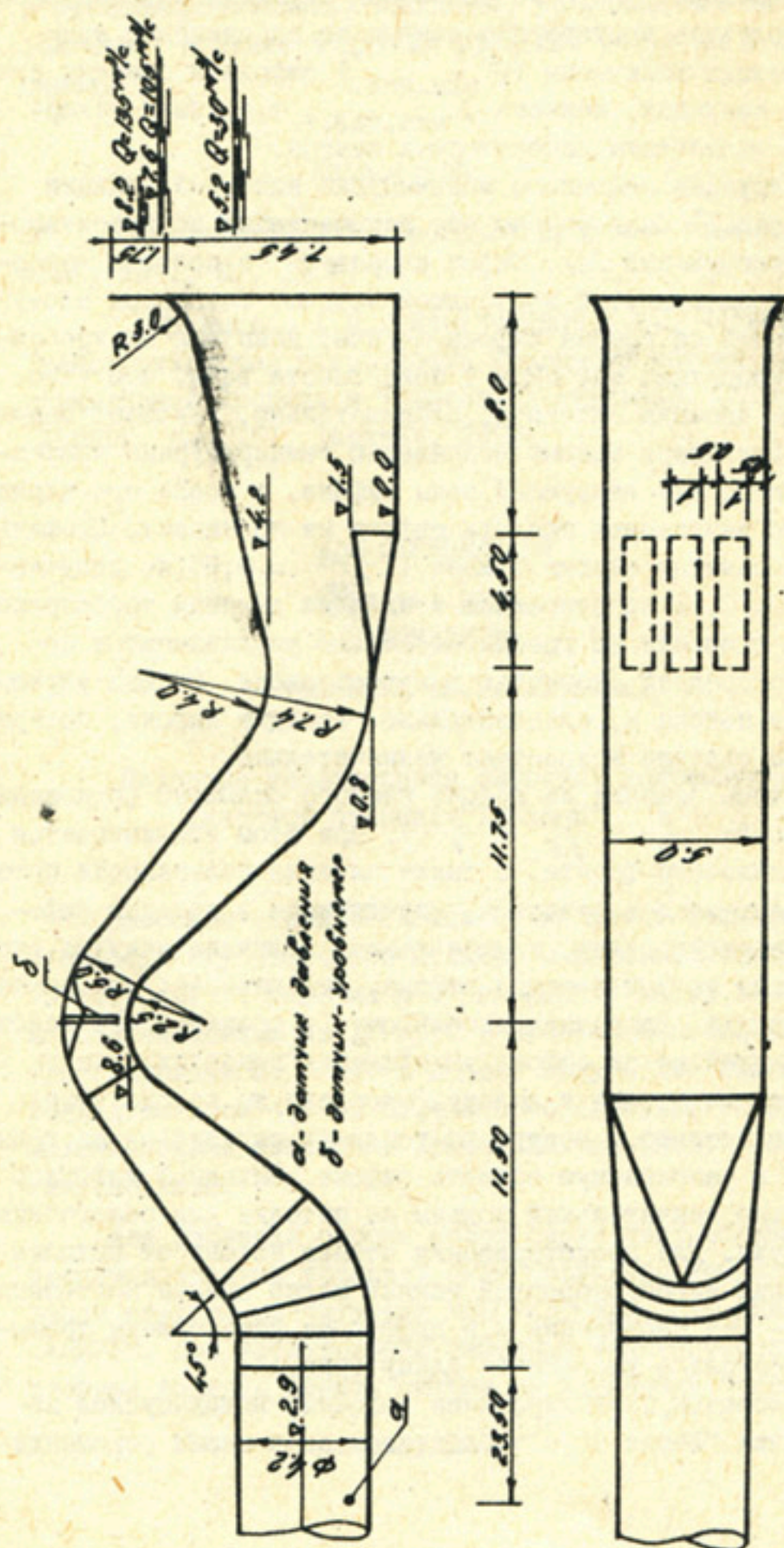


Рис. I. Сифонный водовыпуск насосной станции "Хамза-П".

ций и высокое качество строительства сооружения позволили значительно улучшить зарядку сифона.

При испытаниях был проверен режим включения сифона при большом диапазоне расходов на станции "Хамза-II".

Исследования проводились на одной нитке трубопровода. Один насос был оборудован измерительными приборами, остальные четыре использовались лишь для изменения режима работы трубопровода.

При исследовании сифонов уровни воды в аванкамере и водовыпускном колодце измерялись водомерными рейками, давление в трубопроводе — дифманометром и датчиком пульсации давления, уровни воды в сифоне — датчиками-уровнемерами. Конструкции приборов аналогичны описанным ранее / 5 /, место установки приведено на рис. I. Данные о мощности и производительности насоса получены от САО ВНИИГИДРОМАШ. Суммарная производительность насосов определялась с помощью вертушек, установленных в напорном трубопроводе.

Приведем характеристику работы сифона (см. рис. 2).

При работе одного насоса на трубопровод ($Q = 16 \text{ м}^3/\text{с}$) сифон включается в работу почти полным сечением в течение 10 мин. На гребне остается небольшой воздушный мешок (см. рис. I); пьезометрический напор равен 25 см вод. ст. (25 гпа) относительно уровня воды в водовыпускном сооружении. При работе двух насосов ($Q = 32 \text{ м}^3/\text{с}$) сифон включается в работу полным сечением в течение 5 мин. При дальнейшем увеличении расхода воды в трубопроводе (последовательном включении остальных трех насосов) потери напора почти не возрастают (рис. 2, а, см. нижнюю кривую).

После зарядки сифона производительность насосов увеличивается на 1,3...2,4 $\text{м}^3/\text{с}$ (рис. 2, б). При последовательном включении от I до 3 насосов (при работе 4 насосов ΔQ не было определено); потребляемая мощность электродвигателя увеличивалась, примерно, на 200 кВт (рис. 2, в).

Опыты показали, что характер пульсации давления в потоке (измерения проводились в конце трубопровода (см. рис. I)) зависит от режима работы станции. Наибольшая амплитуда пульсации давления наблюдается при открытии дискового затвора (рис. 2, г), причем, довольно быстро (от 150 до 270 гпа) она нарастает при открытии дискового затвора каждого последующего насоса (в опы-

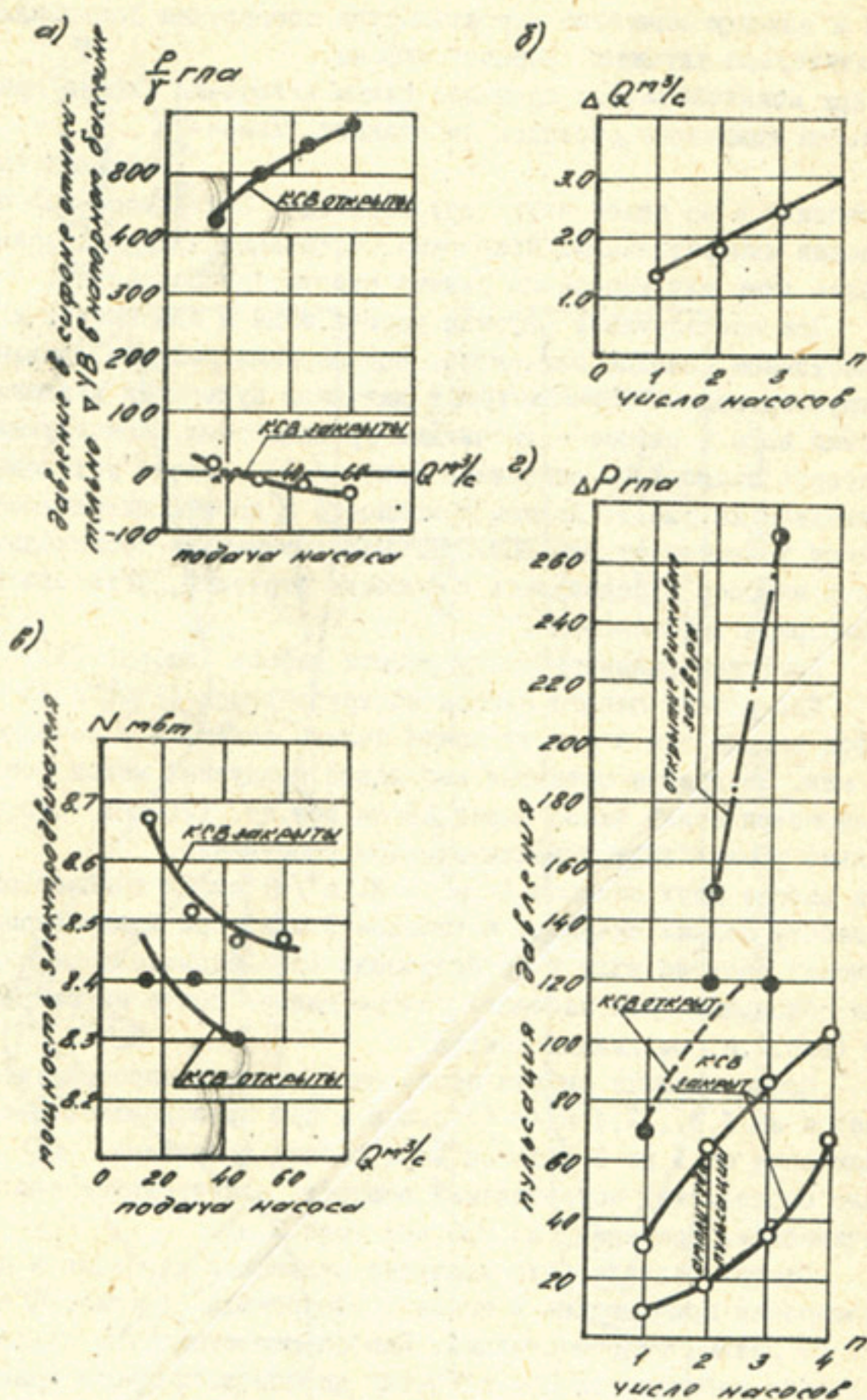
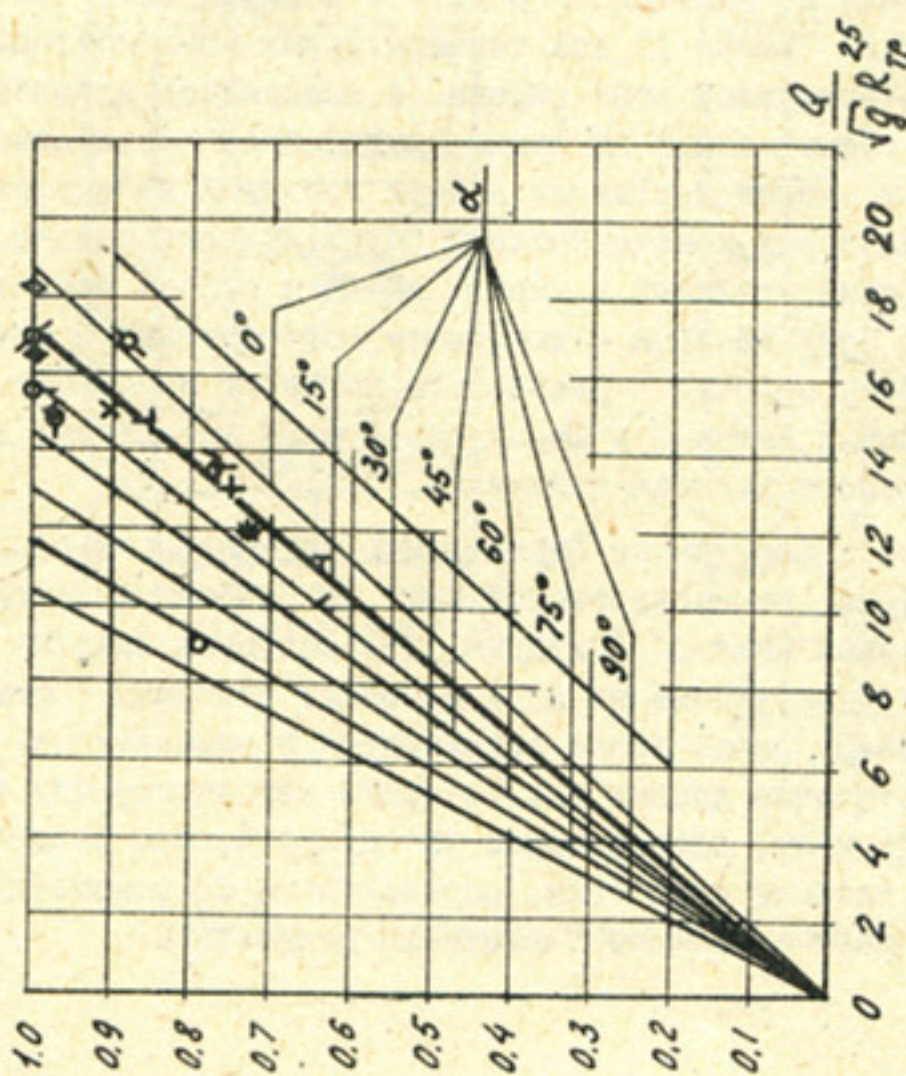


Рис.2. Характеристика работы сифона.

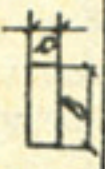
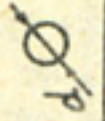
тах зафиксирована пульсация давления в трубопроводе при открытии дисковых затворов второго и третьего насосов). При работе с открытыми КСВ пульсация давления значительно меньше (70...120 гпа) и величина амплитуды стабильна при равных условиях опыта. После закрытия КСВ величина амплитуды пульсации давления понижается (в среднем от 20 до 80 гпа), но стабильность нарушается, т.е. при равных условиях опыта амплитуда пульсации давления то принимает минимальные значения (нижняя кривая при закрытых КСВ на рис.2,г), то наибольшие (см. там же верхнюю кривую). При испытаниях на других насосных станциях подобной картины не наблюдалось, поэтому мы считаем, что причиной неустойчивости пульсации давления могла быть металлическая штанга КСВ, опущенная в поток.

Насосная станция "Хамза-П" является четвертой станцией в УзССР, на которой проводились комплексные натурные испытания (после Кукмазарской, Хамзинской-І, Шерабадской) и второй станцией (после "Хамзы-І"), где на один трубопровод работают по несколько насосов. Однако надежные, не искаженные побочными факторами, результаты получены только на Кукмазарской насосной станции и "Хамза-П" / 3 /. Это вызвано тем, что на насосной станции "Хамза-І" два температурных компенсатора расположены в вакуумной зоне сифона, а обеспечить удовлетворительную их герметизацию во время опытов было невозможно. На Шерабадской насосной станции воздух проникал во внутреннюю полость сифона через некачественный бетон. Следовательно, на обеих насосных станциях в период зарядки сифона происходил частичный срыв вакуума и искажался естественный процесс зарядки и работы сифона. В результате натурные испытания на насосных станциях "Хамза-І" и Шерабадской дали завышенные значения минимального расхода включения.

Обращаясь к формуле по определению минимального расхода включения сифона, рекомендованной нами на основании лабораторных и натурных опытов / 6 / видим, что натурные опытные точки (рис.3), полученные на двух насосных станциях (Кукмазарской, "Хамза-П"), лежат левее рекомендуемой зависимости. Пока еще не достаточно данных для внесения корректирующих коэффициентов в формулу, однако можно уже сказать, что величина минимального расхода включения, определенная по рекомендуемой зависимости, дает несколько завышенные результаты.

$\frac{R_{гп}}{R_{тр}}$


Лабораторные опыты

данные	санкции			МГН
форма				
градия				
сифона	15°			42°
α				
K ₂	1	2	3	1
K ₁	1	x	+	+
	0.8	+		
	0.7	*		

Натурные опыты

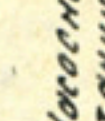
данные	санкции			Насосная станция	
форма					
градия					
сифона					
α	42°	20°	2	14°	45°
K ₂	1	1	1	1.3	2
K ₁	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9

Рис. 3. $Q_{мин.вкл.} = f(R, \alpha)$:

Q — подача насосов; R — гидравлические радиусы трубопровода и гребня сифона; α — угол наклона к горизонту восходящей ветви сифона; b и a — ширина и высота сифона на гребне; ω — площадь сечения трубопровода и гребня сифона, d — диаметр трубопровода; $k_1 = \frac{\omega_{гп}}{\omega_{тр}}$, $k_2 = \frac{b}{a}$.

Литература

1. Рычагов В.В. Гидравлические режимы работы сифонов сифонных водовыпусков. Докл. ТСХА, "Гидравлика и мелиорация", вып.56, 1960.
2. Рычагов В.В. Некоторые вопросы из практики эксплуатации мелиоративных насосных станций. Докл. ТСХА, "Гидротехника и мелиорация", вып.67, 1961.
3. Белесков Б.И., Гехтер Л.А., Кеберле С.И., Кондаков А.С., Перепелкина В.В. Опыт эксплуатации сифонных водовыпусков насосных станций. Труды САНИИРИ, вып.135, 1972.
4. Кеберле С.И., Перепелкина В.В. Некоторые рекомендации по проектированию сифонных водовыпусков насосных станций. Сб.научных трудов САНИИРИ, вып.136, 1973.
5. Кеберле С.И., Перепелкина В.В., Гехтер Л.А., Кондаков А.С. Некоторые результаты натурных испытаний сифонных водовыпусков насосных станций с крупными осевыми насосами. Труды Средазгипроводхлопка, вып.5, 1974.
6. Перепелкина В.В., Мелодиева Г.К. Определение минимального расхода включения сифонных водовыпусков насосных станций. Сб.научн.тр. САНИИРИ, вып.157, 1976.

У.И. ХУСАНХОДЖАЕВ
канд. техн. наук
(САНИИРИ им. В.Д. Журина)

Гидравлические исследования по уточнению влияния
подтопления на пропускную способность расхо-
домерного лотка САНИИРИ

В целях обеспечения единства и правильности измерений, улучшения метрологического обслуживания в отрасли и в соответствии с указаниями Госстандарта СССР в системе Минводхоза СССР создана ведомственная метрологическая служба. САНИИРИ, как одна из базовых организаций метрологической службы по эксплуатации открытых оросительных систем, разрабатывает отраслевые и международные стандарты.

Согласно решению УШ Международного заседания ИСО ТК/113 (Ленинград, 1978) впервые СССР поручена разработка восьми международных стандартов. При составлении проекта стандарта по расходомерному лотку САНИИРИ нами были дополнительно проведены лабораторные исследования с целью определения влияния подтопления на ее пропускную способность.

Расход воды, протекающий через расходомерный лоток САНИИРИ, определяется по формуле

$$Q_{\text{ср}} = \left(0,5 - \frac{0,109}{6,26H + 1}\right) bH \sqrt{2gH}, \quad (1)$$

где b — ширина выходной части лотка, м;
 H — напор над дном лотка со стороны верхнего бьефа, м.

Причем, при определенной степени подтопления со стороны нижнего бьефа следует вносить поправку, определяемую по формуле

$$\sigma = 1,085 \left[1 - \frac{1}{11,7 \left(1 - \frac{h}{H} \right) + 1} \right], \quad (2)$$

где h — глубина воды над дном лотка со стороны нижнего бьефа, м.

На практике расходомерные лотки рекомендуют, как правило, использовать только при свободном истечении. Поэтому возник вопрос о пределе допускаемого подтопления, при котором соблюдается свободное истечение.

Как видно из формулы (2), поправку δ на затопление можно не вводить (с погрешностью $\pm 1,5\%$) при величине $\frac{h}{H} \leq 0,15$.

Необходимость уточнения допускаемой величины $\frac{h}{H}$ была также вызвана и тем, что лабораторные исследования конструкции расходомерного лотка (В.И.Ярцев) в 1935-1936 гг. не сохранились, а в литературе приведены разноречивые сведения относительно предела допускаемого подтопления. В частности, в [2, 3] отмечается, что свободное истечение для лотка обеспечивается при $\frac{h}{H} \leq 0,2$.

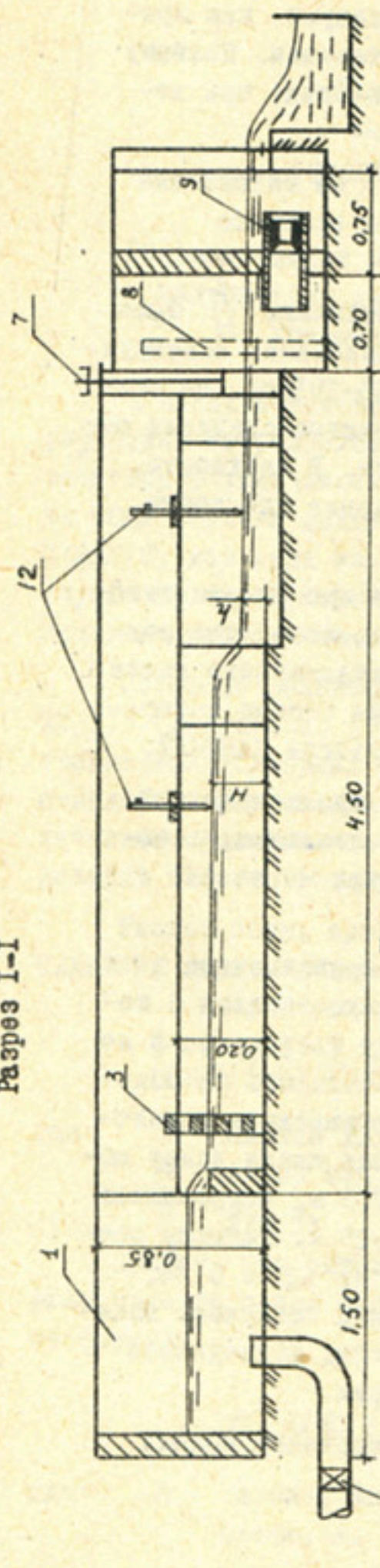
В Правилах измерения расхода жидкости при помощи стандартных водосливов и лотков РДП 99-77 указывается, что подтопление со стороны нижнего бьефа для расходомерного лотка вообще не допускается. Опыты проводились на стенде лаборатории эксплуатационной гидрометрии и метрологии САННИРИ.

Стенд (рисунок) представляет собой трехсекционный бетонный лоток, разделенный вертикальными стенками, имеющий общий приемный бассейн, на входе рабочую часть (5) и мерное устройство (9) на выходе.

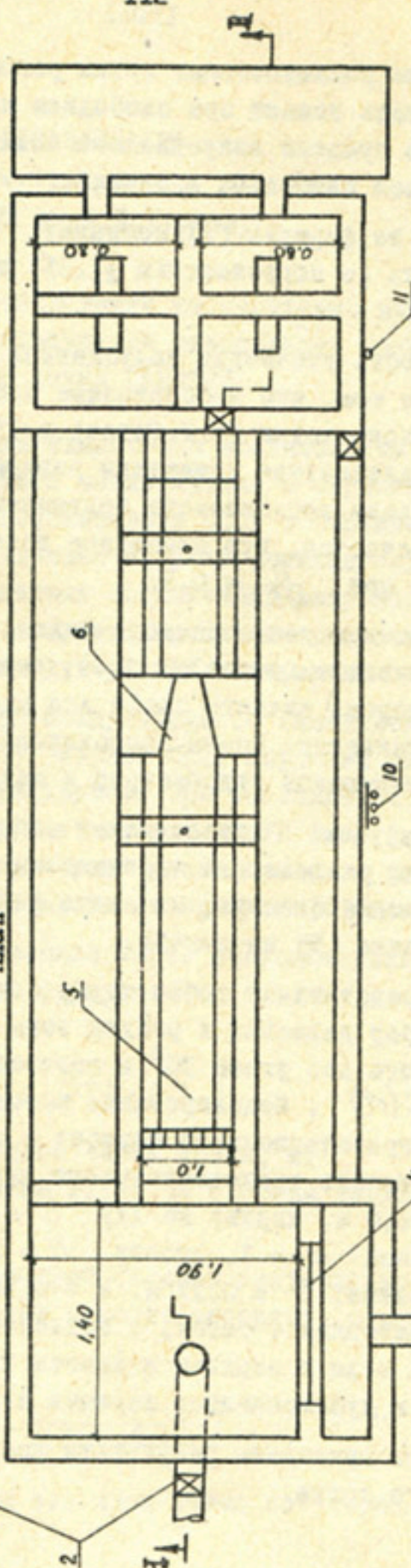
Мерник представляет собой трубу с сопротивлением в виде кольца. Отбор давления и расход воды фиксировался с помощью наклонного под углом 30° к горизонту пьезометра и по графику $Q=f(H)$. Моделирование осуществлялось по обычным правилам гравитационного подобия с соблюдением граничных условий. Модель трапецеидального канала имела длину общего участка 6,0 м, ширину по дну $b = 0,3$ м, коэффициент заложения откоса $m = 1$, высоту $h = 0,25$ м. Размеры расходомерного лотка: $b = 0,17$ м, $B = 0,30$ м, $\alpha = 0,34$, $P = 0,14$ м. Материал - бетон, с последующей затиркой. Измерение глубины воды в верхнем и нижнем бьефах проводилось пьезометрами и дублировалось мерными иглами.

В таблице приведены результаты исследований модели расходомерного лотка.

Разрез I-I



План



- 1) приемный бассейн;
2) питающий трубопровод;
3) решетка-гаситель;
4) сбросной шит;
5) модель трапецид.канала;
6) модель расходомерного лотка;

- 7) регулировочный шит;
8) решетка-гаситель;
9) мерник;
10) батарей пьезометров;
11) пьезометр мерника;
12) измерительные иглы.

Схема лабораторного стенда с модельной установкой расходомерного лотка.

Таблица I

Результаты лабораторных исследований по
определению влияния подтопления на про-
пускную способность лотка САНИИРИ

№ мерн.	Q л/с	H см	h см	$\frac{h}{H}$	Неподтопленное истечение обес- печивается при величине $\frac{h}{H}$
1	2	3	4	5	6
21,4	23,0	17,0	св.	св.	$\leq 0,12$
21,4	23,7	17,0	0,8	0,04	
21,3	22,3	17,2	2,1	0,12	
21,2	22,5	17,3	4,2	0,24	
12,6	13,6	12,0	0,1	0,01	$\leq 0,12$
12,6	13,6	12,0	0,7	0,06	
12,5	13,5	12,2	1,5	0,12	
7,5	7,2	8,0	св.	св.	$\leq 0,27$
7,5	7,2	8,0	1,8	0,20	
7,5	7,2	8,1	2,2	0,27	
13	15,0	12,7	св	св	$\leq 0,31$
13,1	15	12,7	0,6	0,05	
12,9	14,9	13	4,1	0,31	
15,0	17,8	14,0	0,6	св	$\leq 0,28$
15,0	17,8	14,0	св	св	
15,0	17,8	14,0	2,5	0,18	
15,0	17,8	14,2	4,0	0,281	
14,8	17,3	14,3	4,3	0,31	
8,0	8,1	8,5	0	св	$\leq 0,25$
8,0	8,1	8,5	1,6	0,19	
7,9	8,0	8,6	2,1	0,25	
7,9	8,0	8,6	2,6	0,3	
7,8	7,9	9,0	4,3	0,48	

Продолжение табл. I

1	2	3	4	5	6
8,0	7,7	8,5	2,8	0,33	$\leq 0,33$
8,0	7,7	8,3	св	св	
8,0	7,7	8,3	2,6	0,31	
8,0	7,7	8,3	2,3	0,28	
8,0	7,7	8,3	2,0	0,24	
8,0	7,7	8,3	1,3	0,16	
11,5	12,4	11,3	св	св	$\leq 0,17$
11,5	12,4	11,3	0,6	0,02	
11,5	12,4	11,3	1,4	0,12	
11,4	12,2	11,4	2,0	0,17	
17,3	19,9	15,3	2,1	0,14	$\leq 0,20$
17,3	19,9	15,6	3,2	0,2	
17,3	19,9	15,3	0	св	
9,7	10,5	10,0	0	св	$\leq 0,16$
9,5	10,3	10,0	0,7	0,07	
9,5	10,3	10,2	1,7	0,16	
9,5	10,3	10,3	2,3	0,22	
6,8	6,4	7,2	0	св	$\leq 0,29$
6,8	6,4	7,2	0,4	0,05	
6,6	6,1	7,3	2,1	0,29	
6,8	6,4	7,2	1,0	0,14	

Как видно из таблицы результатов опытов, относительное подтопление $\frac{h}{H}$, при котором соблюдается однозначная зависимость, колеблется в пределах от 0,12 до 0,33. С запасом величину $\frac{h}{H}$ принимаем равной 0,15.

Таким образом, при пользовании формулой для определения расхода воды, протекающего через расходомерный лоток (при свободном истечении), величина $\frac{h}{H}$ не должна превышать 0,15, что согласуется с расчетной формулой автора конструкции [I].

Л и т е р а т у р а

1. Ярцев В.Н. Эксплуатационная гидрометрия. М., Сельхозгиз, 1957.
2. Временная инструкция по проектированию и применению водомерных устройств к гидротехническим сооружениям, Ташкент, 1973.
3. Правила измерения расхода жидкости при помощи стандартных водосливов и лотков. РДЦ 99-77. М., 1977.

А.А.ПАК

(Главсредазирсовхозстрой)

Теоретические основы методики расчета криволинейного растекателя для перепадных сооружений

Теоретические основы преобразования скоростной структуры потока в разработке З.И.Рядовой / 4 / не исключают возможности использования криволинейного растекателя для сооружений с более сложным очертанием водобоя - в виде перепадного участка той или иной высоты, а также в перепадах-быстроходах.

При построении теоретических основ расчета растекателя для таких сооружений существенную роль играет конструктивное оформление водовыпускной части. В настоящей работе рассматривается схема сооружения, получающая широкое распространение,^{х)} в которой перепадный участок водобоя - водоскат, ограниченной высоты (до 4-5 м) размещен между удлиненными быками.

х) Примером могут служить сооружения на канале Тамсака в Хорезмской области с пропускной способностью 100-250 м³/с.

Основание водоската не достигает створа обреза быков К-К^I (рис.1), но возможна и более простая по расчету схема, в которой участок горизонтального дна X_p между быками отсутствует.

Характеристики потока в этом створе являются начальными условиями, определяющими потребную степень трансформации потока на горизонтальном участке для нижнего бьефа (за обрезом быков) и размеры растекателя.

Если известны условия в начальном створе К-К^I, полностью определяющиеся параметрами U_0 , h_0 , β_0 , и заданы условия в отводящем канале - U_2 , h_2 , B (обозначения на рис.1), то расчет и конструирование криволинейного растекателя выполняется по методике для регулирующих сооружений без перепада / 4 /, поскольку течение в широком нижнем бьефе за перепадным сооружением также можно представить в виде турбулентной струи в ограниченном пространстве.

Для нижнего бьефа сооружения на участке потока ниже обреза быков рассматривается плановая (пространственная) задача.

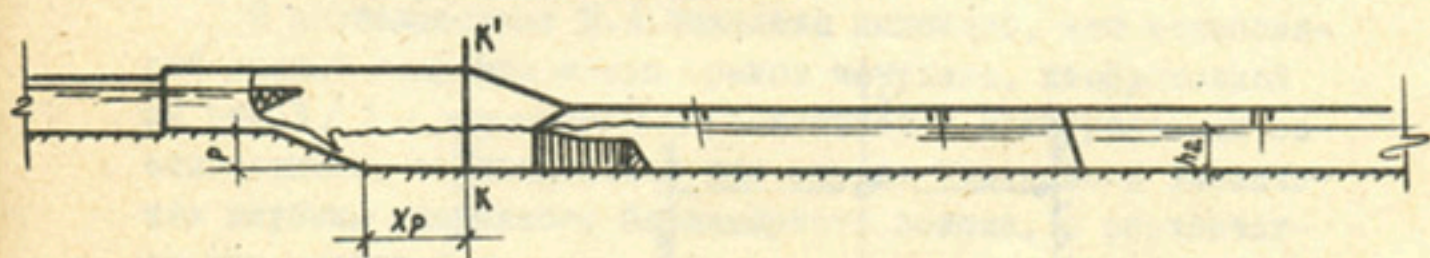
Расчетно-теоретическая схема такого течения принимается нами аналогичной схеме обтекания нескольких параллельно расположенных тел, с выделением осесимметричного участка.

В нашем случае границей зоны обратного течения будет твердая стенка - борта русла. Граничными поверхностями пространства, в котором развивается рассматриваемое течение, являются дно, боковые стенки отводящего русла (рис.берин) и свободная поверхность (рис.2). Распределение давлений в струе, растекающейся по рисберме за перепадным сооружением, принимается по данным Г.Н.Абрамовича / 1, 4 /.

Исходные параметры в начальном створе К-К^I, необходимые для расчета растекателя, полностью зависят от гидравлических условий потока в пределах водоскатного участка до обреза быков (рис.1).

Для этого участка расчет выполняется по схеме затопленного донного гидравлического прыжка, рассматриваемого

а Продольный разрез I-I



ПЛАН
(без затворов)

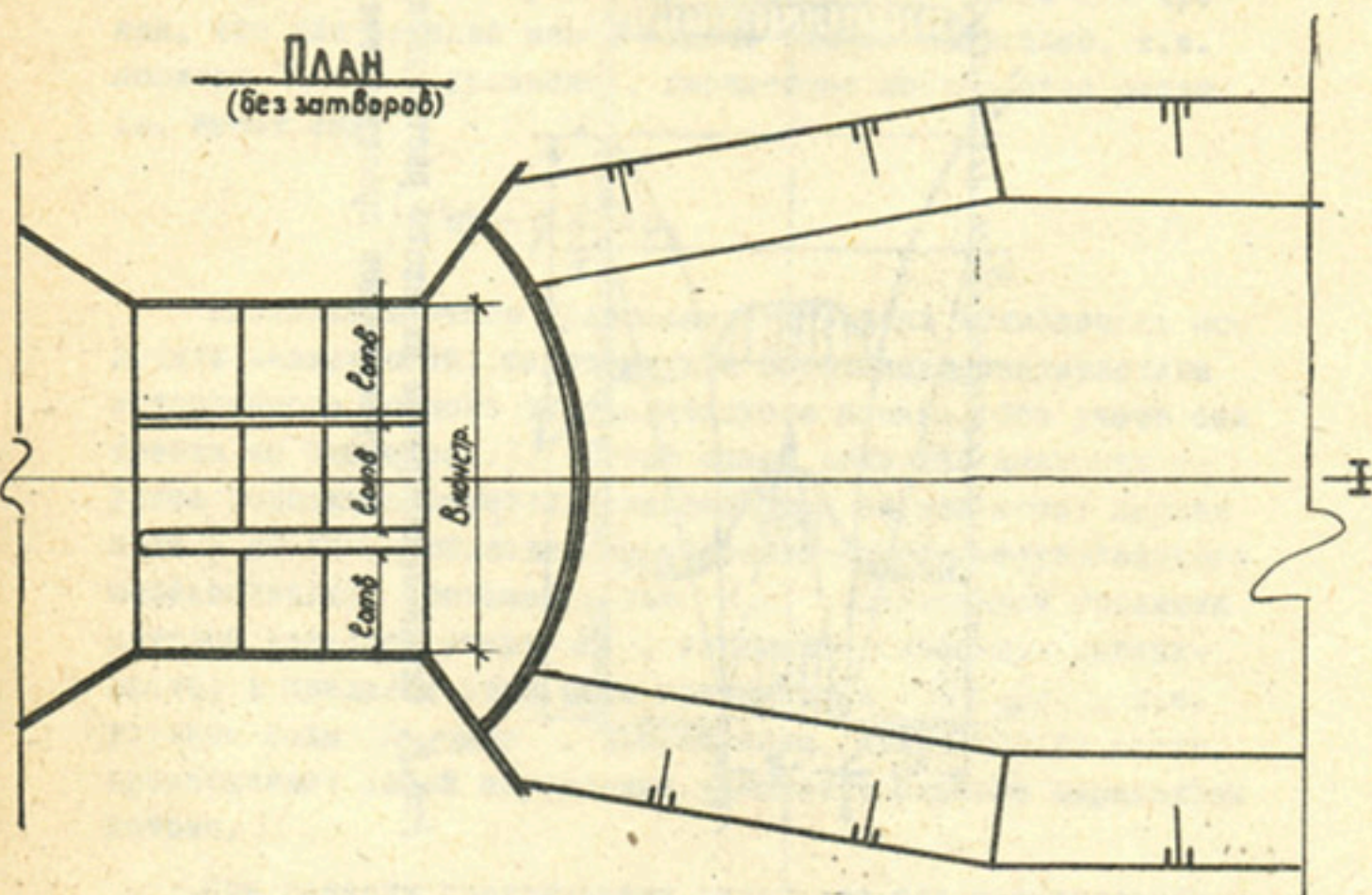


Рис. I. Схема сооружения с перепадным участком.

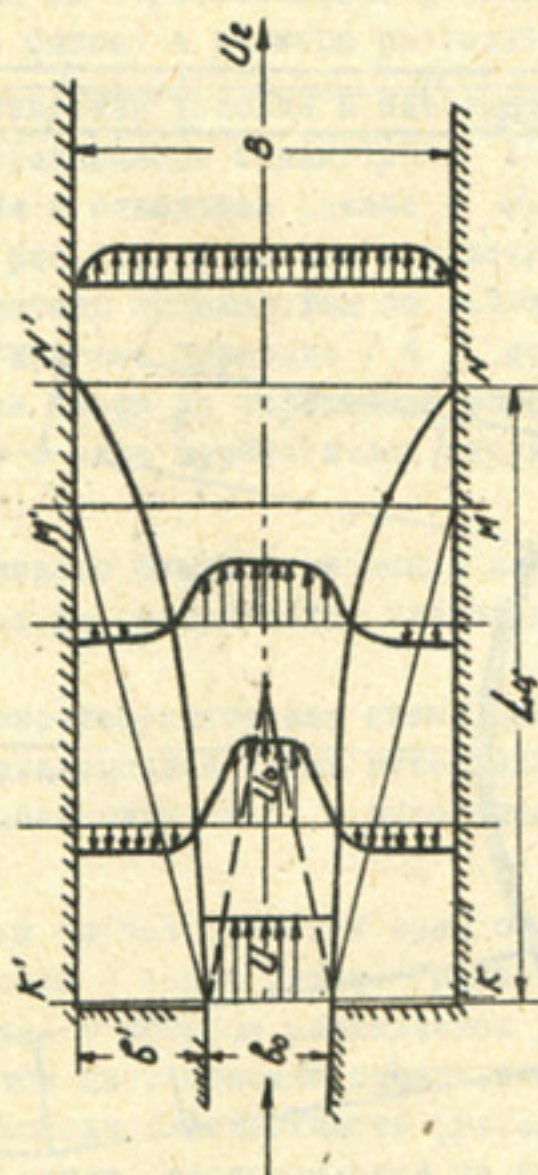


Рис.2. Схема симметрично плавного растекания потока в ограниченном пространстве.

как турбулентная струя в условиях плоской задачи.

Вследствие сложности и своеобразия затопленного прыжка, располагающегося частично на водоскате, частично на горизонтальном дне, известные в литературе решения полностью не могут быть применимы к данному случаю.

В исследованиях М.А. Михалева показано, что затопленный донный гидравлический прыжок по схеме, изображенной на рис. 3 / 3 /, математически описывается интегральными соотношениями, справедливыми для случая внезапного увеличения глубины спокойного безнапорного потока, с соответствующим учетом новых граничных условий и без учета сил трения, что для решений нашей задачи вполне допустимо, т.е. полагая $\zeta_c = 0$, уравнение, выражающее постоянство расхода, имеет вид:

$$\int_0^h u^2 dy + g \frac{h^3}{2} = 0. \quad (1)$$

Реализация этого уравнения / 3 / дает возможность получить зависимости, определяющие основные характеристики затопленного донного гидравлического прыжка, без учета сил трения по схеме рис. 3. В этой схеме движение жидкости по длине водоската отчетливо разделяется на две зоны: первая зона — до конца области относительно слабого турбулентного перемешивания, протяженностью X_m , внутренней границей которой является линия $0'1$, внешней — свободная поверхность; в пределах этой зоны принимается $\frac{dh}{dx} = 0$, т.е. глубина воды $h = \text{const}$. Вторая зона, как видно из схемы, представляет собой переходный участок к бытовым параметрам потока.

При решении практических задач для рассматриваемого типа сооружения с перепадным участком можно ограничиваться первой зоной.

В системе координат, указанной на схеме (рис. 3), приняты обозначения:

- h_1 — высота отверстия, из которого вытекает струя;
- u_1 — начальная скорость струи;
- b — ширина области интенсивного турбулентного перемешивания;

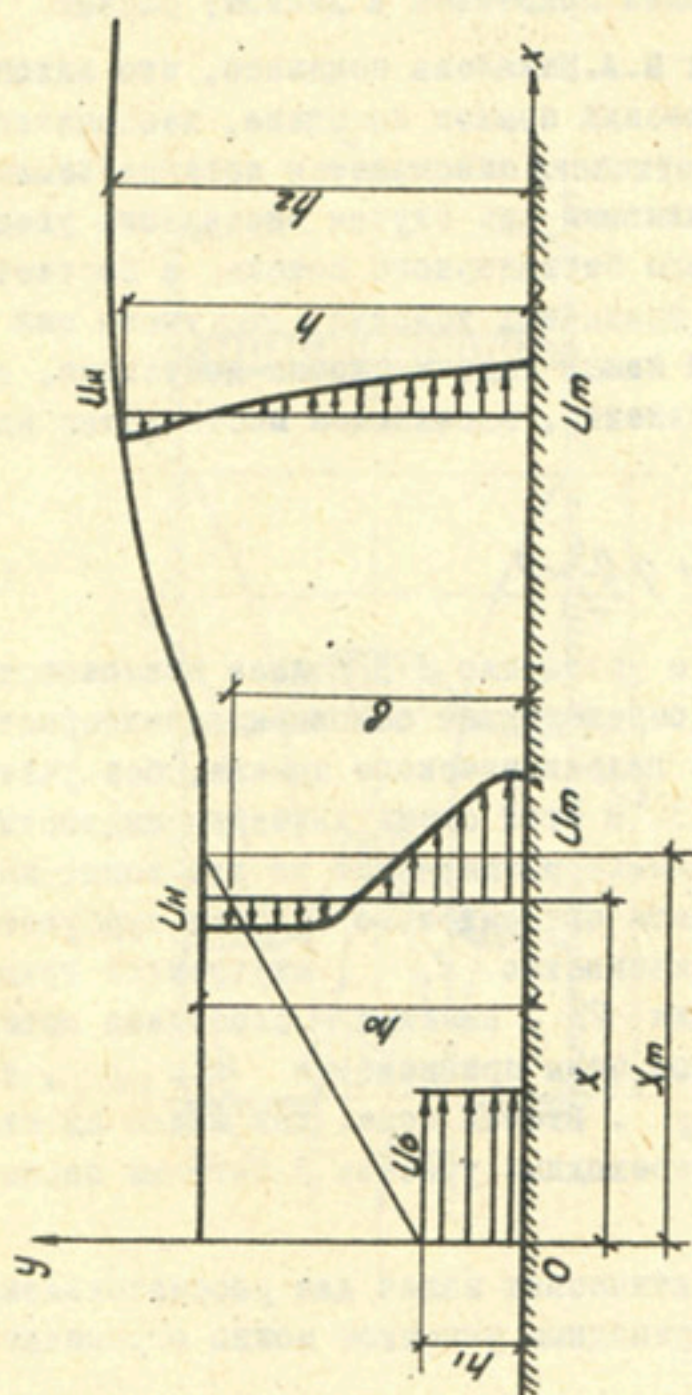


Рис.3. Схема затопленного донного гидравлического прыжка без учета сил трения.

- U_m - максимальная скорость в рассматриваемом створе;
 U_n - скорость обратного тока;
 y - ордината рассматриваемой точки в любом сечении.

В этой схеме гидравлический прыжок ограничен твердой стенкой (совмещенной с осью y).

Переход к схеме перепадного сооружения (рис. 4) прежде всего вносит изменения в граничные условия потока, здесь не приемлем закон постоянства глубины даже на начальном участке струи.

Рассматривая гидравлический прыжок по схеме (рис. 4) как турбулентную струю, отмечаем ее границы: твердые боковые стенки, донная часть с изломом в виде водоската и горизонтального участка, свободная поверхность водоворота, не ограниченного преградой и достигающего сечения I-I.

Примем ограничивающее условие - степень затопления прыжка $n_3 = \frac{h_t}{h} \leq 1,4$ - и введем дополнительные обозначения:

- $O'I$ - внутренняя граница области относительно слабого турбулентного перемещения. Толща потока ниже линии $O'I$ является областью интенсивного турбулентного перемешивания;
 $O'2$ - линия, объединяющая геометрическое место точек с нулевой скоростью;
 $O'3$ - граница постоянной массы;
 $I-I$ - начальное сечение затопленного прыжка на водоскате;
 $a-a$ - сечение в конце водоската;
 $к-к'$ - сечение, совмещенное с обрезом быков в нижнем бьефе;
 $N-N'$ - конец водоворотной зоны;
 $M-M'$ - конец первого участка водоворотной зоны.

Для указанного вида течения справедлив универсальный закон распределения скоростей по зависимости Шлихтинга-Абрамовича / 1, 3 /, в виде

$$\frac{U-U_n}{U_m-U_n} = \left[1-\eta^{\frac{3}{2}}\right]^2, \quad (2)$$

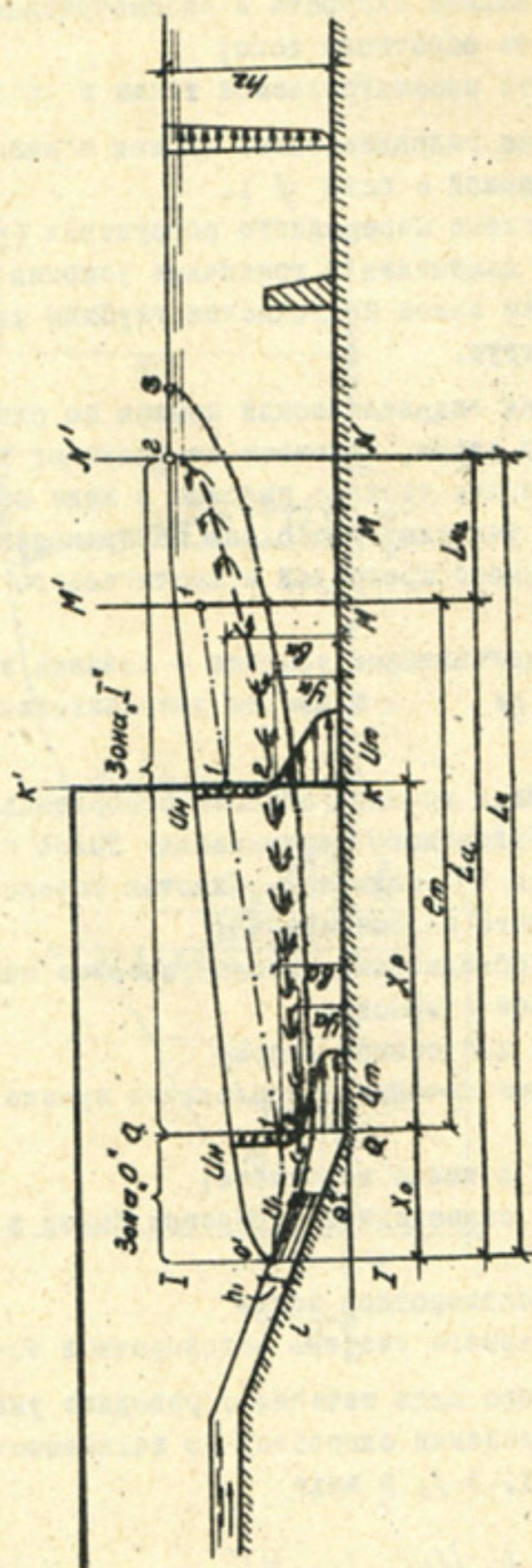


Рис. 4. Расчетная схема безнапорного потока в сооружениях с перепадным участком.

где величина

$$\eta = \frac{\delta - y}{\delta} \quad (3)$$

Следует отметить, что в отличие от известных в литературе схем турбулентной струи для течения, изображенного на рис. 4 - затопленного гидравлического прыжка с учетом водоскатного участка - внутренняя граница области интенсивного турбулентного перемешивания $O'I$ в концевой части, где величина δ близка к глубине воды h_2 , не достигает поверхности воды. Это обусловлено спецификой послепрыжкового участка, структура которого еще не достаточно изучена, но известна как область слабого турбулентного перемешивания уже за пределами прыжка.

Область затопленного прыжка разделена на две зоны. Раздельное сечение $a-a$ помещено в основании водоската. Начало водоворота совмещено с сечением $I-I$, расстояние до которого от раздельного створа обозначено X_0 .

В дальнейшем участок от сечения $a-a$ в сторону водоската до сечения $I-I$ обозначается нулевой зоной; участок потока от сечения $a-a$ до конца водоворота обозначается зоной "I". В качестве исходных расчетных параметров принимаются: глубина в створе h_1 , определяемая гидравлическим расчетом по известным заданным величинам - погонному расходу Q и уклону водоската i , а также заданным характеристикам потока в отводящем русле h_2 , U_2 .

Расчет необходимо выполнять последовательно:

Начальный этап - исследование нулевой зоны - позволяет получить численные значения параметров в граничном сечении $a-a$, которые далее используются как исходные величины для исследования зоны "I". Изменение общей глубины потока от поверхности водоворота до дна принимается приближенно из следующих соображений: в нулевой зоне над концевым участком водоската в сечении $a-a$ обратный ток водоворота проходит через точку наименьшей возможной глубины h'' , сопряженной с глубиной на водоскате h_1 .

В зоне "I" глубина h принимается осредненной между граничными сечениями $a-a$ и $N-N'$:

$$h = \frac{h_1'' + h_2}{2}. \quad (4)$$

С учетом указанных допущений глубина в сечении $a-a$ определяется простым гидравлическим расчетом:

$$h_a = h_1'' - \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{L q^2}{g h_1^3}} - 1 \right]. \quad (5)$$

Для определения длины циркуляционной зоны (длины водоворота) наиболее близкой по структуре параметров является формула Г.Н.Абрамовича [I], которая в наших обозначениях будет иметь вид:

$$L_{\text{ц}} = 6,1 (h_2 - h_a). \quad (6)$$

Известно, что $L_{\text{ц}}$ включает первую и вторую зоны циркуляции:

$$L_{\text{ц}} = L_{\text{ц}_1} + L_{\text{ц}_2}, \quad (6^I)$$

где $L_{\text{ц}_1} \approx \frac{5}{6} L_{\text{ц}}$ — длина зоны активной циркуляции с развитием обратных токов, подтвержденная нашими опытными данными;

$L_{\text{ц}_2} \approx \frac{1}{6} L_{\text{ц}}$ — неустойчивая зона притока массы жидкости, включающей-ся в обратный, или прямой, ток.

Длина нулевой зоны X_0 , необходимая для дальнейшего расчета, может быть определена по зависимости

$$X_0 = a' \operatorname{ctg} \theta, \quad (7)$$

где θ — угол наклона плоскости водоската к горизонту;
 a' — высота прыжка на водоскатном участке, принимаемая с учетом исследований Г.Н.Косяковой / 5 / и уточненная для рассматриваемой схемы сооружения;

$$a' = a(1 - 2,1 i). \quad (8)$$

Причем, максимальное значение уклона $i = 0,33$,

$$a = h_1'' - h_1 \cdot \quad (9)$$

Ширина области интенсивного турбулентного перемешивания для нулевой зоны достаточно близко выражается зависимостью М.А. Михалева

$$b = h_1 + 0,33 X, \quad (10)$$

следовательно, в сечении $a-a$ (конец водоската)

$$ba = h_1 + 0,33 X_0. \quad (10^I)$$

Для нахождения ширины области активного потока в сечении $a-a$, иначе говоря – глубины транзитной поступательно движущейся струи, определяемой линией нулевых скоростей 0'2, применима зависимость Шлихтинга-Абрамовича (2).

Для определения параметров, входящих в формулу (2), приняты зависимости:

$$\begin{aligned} \text{скорость на граничной линии } 0'2 \quad U &= 0, \\ \text{скорость обратного тока} \quad U_n &= -m U_m, \\ \text{величина} \end{aligned} \quad (11)$$

$$m = \left| \frac{\frac{U_1 h_1}{U_m b_a} - 0,45}{0,55 + \left(\frac{h_1}{b_a} - 1\right)} \right|, \quad (12)$$

значение максимальной скорости в каждом створе

$$U_m = \frac{U_1}{\sqrt{0,316 \frac{b_a}{h_1}}} \quad (13)$$

Следует отметить, что параметры U_1 , h_1 относятся к исходному створу, который предшествует рассматриваемому створу $a-a$.

Величина η определяется отношением (3). Уравнение (2) решается подбором относительно величины y , которая для створа $a-a$ определит искомую величину h_a .

Следующий этап – расчет для зоны "I" водоворотного участка – выполняется аналогично: от створа $a-a$ до створа обреза быков К-К^I, расстояние между которыми X_p определяется в каждом конкретном случае конструктивно заданными элементами сооружения – расположением водоскатного участка

в пределах мостовой коробки.

Для зоны "I" исходными параметрами являются глубина и скорость прямого тока в сечении $a-a$: h_a и $U_a = \frac{Q}{h_a}$, а также величина θ_a .

Построение линии $O'I$ - внутренней границы области активного турбулентного перемешивания - выполняется по зависимости, структурно подобной формуле (10), отражающей специфику зоны "I",

$$\theta_k = h_a + \frac{d}{\ell_m} \chi_p, \quad (14)$$

где

$$d = h - \theta_a \quad (15)$$

$\ell_m = L_{\text{из}} - \chi_0$ - длина активного вращательного участка в пределах горизонтального дна.

Зависимости (11), (12) и (13) дают возможность определить параметры в створе К-К^I: глубину и скорость активного потока h_k и U_k , которые необходимы и достаточны для расчета криволинейного растекателя при заданных конструктивных размерах отводящего русла и гидравлических характеристиках в нем.

Так как задача расчета сводится к определению конструктивных размеров криволинейного растекателя, то в соответствии с существующей теорией преобразования кинематической структуры потока / 4 /, сохраняя традиционные обозначения, будем иметь в качестве исходных величин в начальном створе К-К^I: $h_0 = h_k$, $U_0 = U_k$, $\theta_0 = \sum \ell_{\text{отв.}}$. Кроме того, вводится величина $B_{\text{кон.}}$ - полная конструктивная ширина водовыпускного фронта (створ К-К^I) с учетом толщины быков.

Расчетные формулы растекателя:

длина циркуляционной зоны (плановой), по Б.А.Мацману

$$\ell_{\text{ц}} = \frac{(U_0 + U_z)(B - B_{\text{кон}})}{4U_z}, \quad (16)$$

величина бокового расширения

$$\theta' = \frac{B - B_{\text{кон}}}{2}, \quad (17)$$

погонный расход трансформированного потока на стенке растекателя

$$q_{cm} = \frac{Q}{\sum l_{cm} + \frac{2}{3} b'} \quad (18)$$

толщина переливающегося слоя на стенке растекателя

$$H_{cm} = 1,7 \frac{q_{cm}}{u_0} \quad (19)$$

и необходимая высота стенки растекателя в средней части

$$t_{cm} = h_2 - H_{cm} \quad (20)$$

Для перепадных сооружений критерий применимости конструкции несколько повышается по сравнению с сооружениями, имеющими горизонтальный флютбет,

$$\frac{t_{cm}}{h_2} = 0,55 \dots 0,70 \quad (21)$$

вместо $\frac{t_{cm}}{h_2} = 0,35 \dots 0,50$ — для горизонтальных флютбетов.

Следует отметить, что приведенным методом расчета определяются параметры потока, сформированного при наличии растекателя.

Л и т е р а т у р а

1. А б р а м о в и ч Г.Н. Теория турбулентных струй. М., Физматгиз, 1960.
2. М а ц м а н Б.А. Гидравлический расчет нижнего бьефа сооружений. Ташкент, "Вестник ирригации" № 2, 1928.
3. М и х а л е в М.А. Гидравлический расчет потоков с водоворотом. М., Энергия, 1971.
4. Р я д о в а З.И. Преобразование скоростной структуры потока в нижнем бьефе сооружений. Труды ТИИИМСХ, сб. "Гидротехническое строительство в Узбекистане", вып. 123, 1981.
5. Ч е р т о у с о в М.Д. Гидравлика. М.-Л., Госэнергоиздат, 1962.

А.А.КАДЫРОВ

канд. техн. наук

З.НУРИТДИНОВ

канд. техн. наук

Р.ИРМУХАМЕДОВ

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

Натурные исследования параметра формы
русла и предельных скоростей течения
на Кызылкумском магистральном канале

В связи с началом работ по проектированию крупных каналов в земляных руслах с расходами $1000 \text{ м}^3/\text{с}$ и более, вопросы, связанные с обоснованием устойчивой формы русла и назначением допустимой скорости течения в канале, приобрели еще большую актуальность. Известно, что при одних и тех же размерах и гидравлических характеристиках старые каналы выдерживают скорости течения, заметно превышающие — в 1,5 раза и более — скорости в новых каналах /1/.

Определенный интерес представляют результаты исследований по Кызылкумскому магистральному каналу (КЗМК), берущему свое начало из Чардаринского водохранилища (на р.Сырдарье) с забором осветленной воды.

Длина КЗМК 110 км. Канал проходит в выемке, полувыемке — полунасыпи и в насыпи. Берега его сложены из супеси и суглинка, а дно — из мелкого песка ($d_{cp} = 0,1...0,2 \text{ мм}$), супеси и суглинка. Ниже приведены гидравлические элементы КЗМК для его характерного участка (ПК 43):

Величина	Q $\text{м}^3/\text{с}$	B м	H_{cp} м	V $\text{м}/\text{с}$	i ‰	n	d мм	$\frac{B}{H_{cp}}$
<i>max</i>	186	62,6	4,04	0,70	0,071	0,029	0,180	15,5
<i>min</i>	11,6	47,3	0,81	0,23	0,021	0,017	0,092	50,0

Для этого участка характерны берега, сложенные из супеси и песчаное дно с развитой формой донных образований (песчаные гряды). На рис. I показаны совмещенные кривые связи $Q = f(H_{cp})$,

$v_{cp} = f_2(h_{cp})$, $i = f_3(h_{cp})$ и $n = f_4(h_{cp})$ за 4-летний период наблюдений (1979–1982 гг.).

Особый интерес представляет характер связи коэффициента шероховатости с глубиной: по мере возрастания расхода воды в канале коэффициент n заметно возрастает. Такой факт, на первый взгляд, противоречит выводу о том, что по мере возрастания Q или гидравлического радиуса R коэффициент n имеет тенденцию к уменьшению / 2,3,4/. Известно, что такой вывод сделан на основе обработки данных многочисленных измерений на ирригационных каналах, транспортирующих большое количество взвешенных и донных наносов.

Режим движения наносов в таких каналах имеет циклический характер: при возрастании расходов происходит размыв ранее отлагавшихся наносов, выравнивание отдельных локальных неровностей и т.д., при уменьшении расходов – наоборот, выпадение из толщи потока фракций, начиная с крупных, заиление и, как следствие, возрастание сопротивления русла потоку.

В условиях КЗМК наблюдается движение только донных наносов (из источника поступает осветленная вода) в виде гряд, которые являются результатом взаимодействия потока с размываемым дном. Причем, по мере возрастания расхода в канале размеры образовавшихся гряд увеличиваются, что приводит, по-видимому, к возрастанию значения n (рис. I, б). Берега канала на рассматриваемом участке ПК 43 супесчаные, поросшие у уреза воды мелким кустарником. Поэтому при максимальных расходах воды в канале ширина по урезу B_y или B_y/H_{cp} существенно не изменяется, движение донных гряд происходит в определенной полосе.

По данным замеров, движение донных наносов в виде гряд практически прекращается при расходе воды порядка $12 \text{ м}^3/\text{с}$, при этом величина коэффициента шероховатости уменьшается до $n = 0,0190$. Дно потока покрыто неподвижными грядами, что существенно не влияет на величину коэффициента шероховатости.

При еще меньшей величине расхода воды в канале $Q = 8,9 \text{ м}^3/\text{с}$ коэффициент шероховатости в створе ПК 43 достигает значения $n = 0,0172$, которое весьма близко к значению

$n = 0,0162$, вычисленному по формуле Г.С. Чекулаева / 5 /.

Следует отметить, что несмотря на более, чем 10-летний

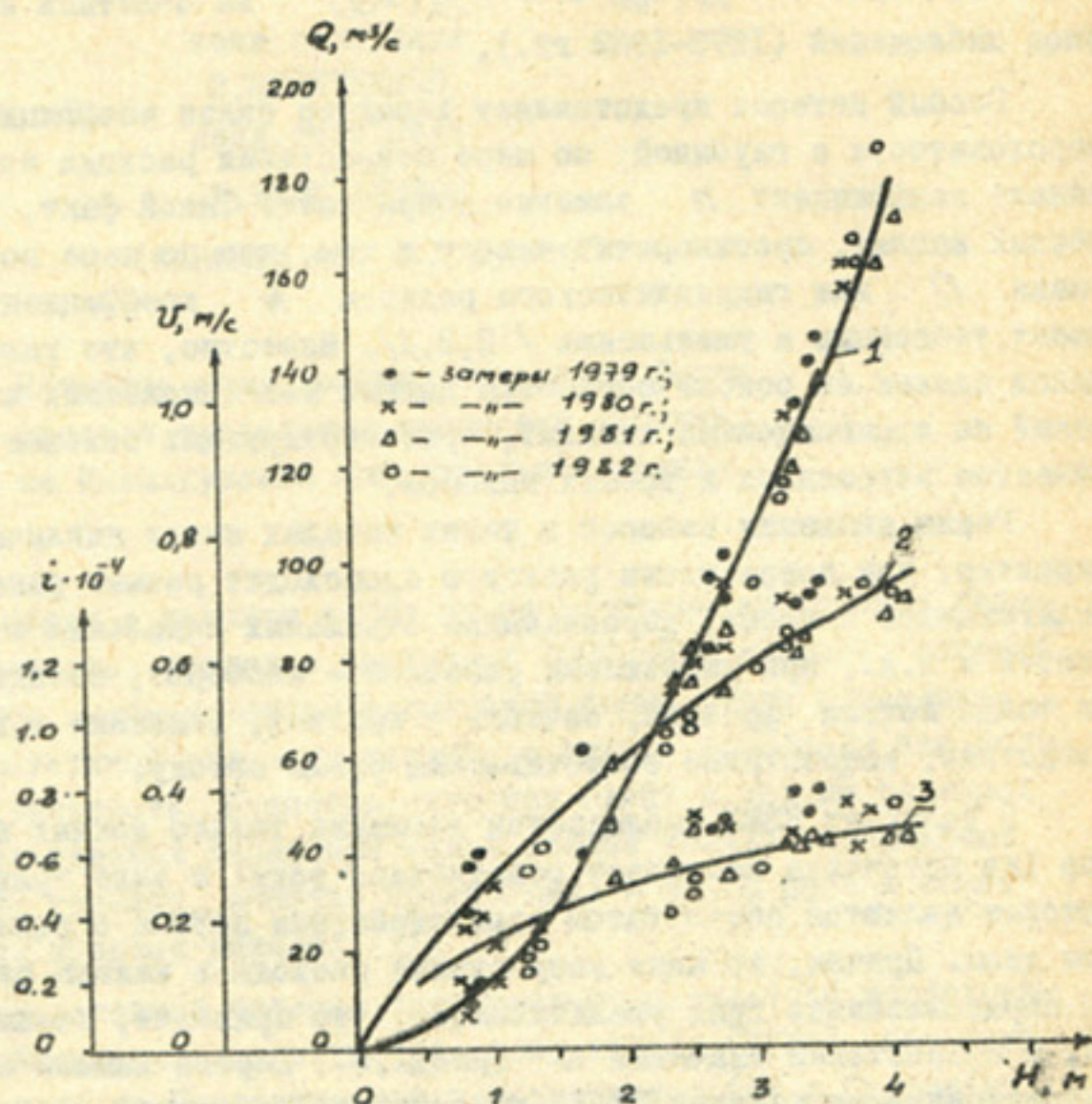


Рис. I.а. График изменения расходов (1), скоростей (2) и уклонов водной поверхности (3) от глубины потока в створе ПК 43 Кызылкумского канала.

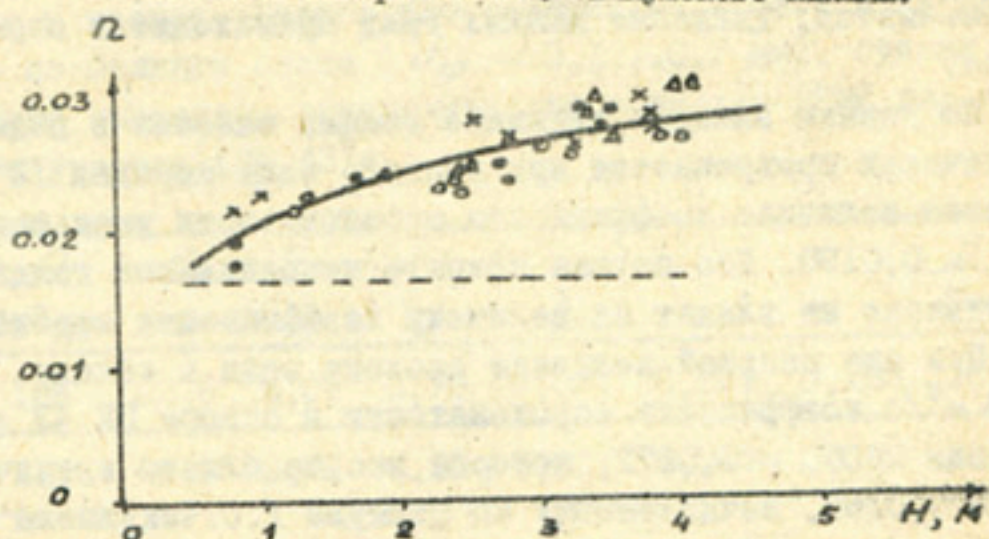


Рис. I.б. График изменения коэффициента шероховатости от средней глубины потока в створе ПК 43 Кызылкумского канала.

период эксплуатации, русло канала еще не стабилизировалось. Об этом свидетельствуют графики (см. рис. I), по которым видно, что средние скорости, коэффициент шероховатости и уклоны имеют тенденцию к уменьшению по времени, а средняя глубина потока наоборот — к возрастанию. Имея в виду, что и в Главный канал переброски части стока сибирских рек из источника будет поступать практически чистая вода, а русло канала на отдельных его участках сложено из мелкопесчаных грунтов, вполне логично ожидать там такие же явления, если средняя скорость течения заметно будет превышать "неразмывающую скорость" для запроектированных условий ($V_{cp} > V_0$).

Структура потока в КЗМК изучалась путем выполнения измерений осредненных скоростей по глубине и ширине потока при различных эксплуатационных режимах канала и, соответственно, при различных соотношениях ширины канала к средней глубине

B/H_{cp} , т.е. параметра формы русла. В процессе исследований распределение осредненной скорости потока по глубине производилось 5-и 10-точечными методами на каждой вертикали и через каждые 4 м ширины канала при различных расходах воды.

В табл. I помещены измерения, выполненные по КЗМК в створе ПК 43 в 1980–1982 гг.

Измерения выполнялись с лодки, при перемещении ее по натянутому в створе размеченному тросу. Осредненные скорости замерялись с помощью гидрометрических вертушек Гр-2I и Гр-99, положение точки по вертикали фиксировалось гидрометрической штангой.

Распределение осредненных скоростей по глубине и ширине канала производилось путем непрерывной записи мгновенных скоростей с помощью электромагнитного измерителя скорости "Зонд" с последующим осреднением данных. Частотно-амплитудная характеристика колебательной системы "Зонда" позволяла измерять скорости в диапазоне от 0,01 до 5,0 м/с. Время непрерывных записей для каждой точки составляло от 1 до 5 мин. На ленте самописца непрерывно фиксировалась амплитуда сигналов мгновенных скоростей в принятом масштабе. В последующем по сумме мгновенных скоростей определялись осредненные скорости для каждой фиксированной точки. Записи "Зондом" также производились 5-и 10-точечными методами.

Таблица I

Дата измерений	Q , $\text{м}^3/\text{с}$	$\frac{V}{\text{Нер}}$	Прибор
10.06.82	185,96	15,5	Вертушка
08.07.81	169,76	14,9	"Зонд"
08.07.80	161,66	15,9	Вертушка
07.08.80	160,25	15,9	"Зонд"
22.07.80	156,08	16,3	Вертушка
05.06.81	138,70	16,6	"Зонд"
27.08.80	129,15	18,0	Вертушка
28.08.81	118,79	17,8	"Зонд"
13.08.82	116,33	17,9	Вертушка
28.08.82	113,45	18,1	"—"
31.08.82	94,80	18,5	"—"
09.09.82	94,05	20,0	"Зонд"
08.09.81	82,85	22,3	Вертушка
14.09.80	79,81	22,0	"—"
09.09.81	75,38	23,3	"—"
08.09.82	68,23	22,4	"—"
09.09.82	65,52	22,4	"—"
10.09.82	60,14	23,4	"—"
18.09.82	20,20	37,0	"—"
19.09.80	12,07	47,0	"—"
21.09.80	7,09	55,0	"—"

На основании проведенных измерений местных скоростей построены поперечные сечения канала с нанесением на них изотак. Это позволило выявить некоторые характерные особенности распределения осредненных скоростей по сечению потока в зависимости от величины параметра формы русла (рис. 2-4).

На рис. 2 показано расположение осредненных скоростей по данным измерений "Зондом" (рис. 2, а) и вертушкой (рис. 2, б). Видно, что движение потока осуществляется в виде сплошной вращающейся струи (винта), и в районе геометрической оси потока выделяется лишь один максимум скорости течения.

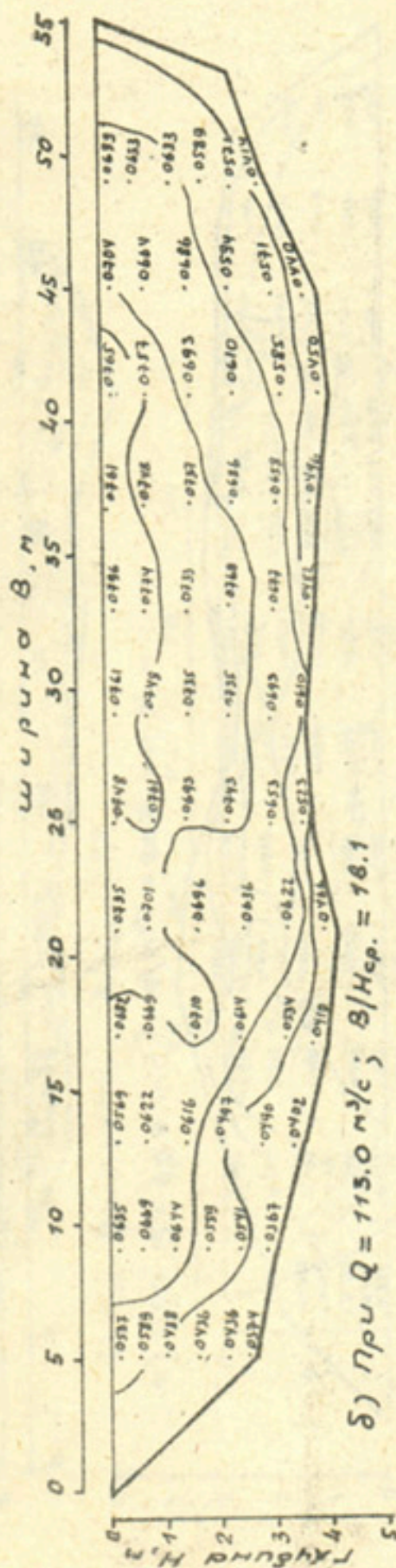
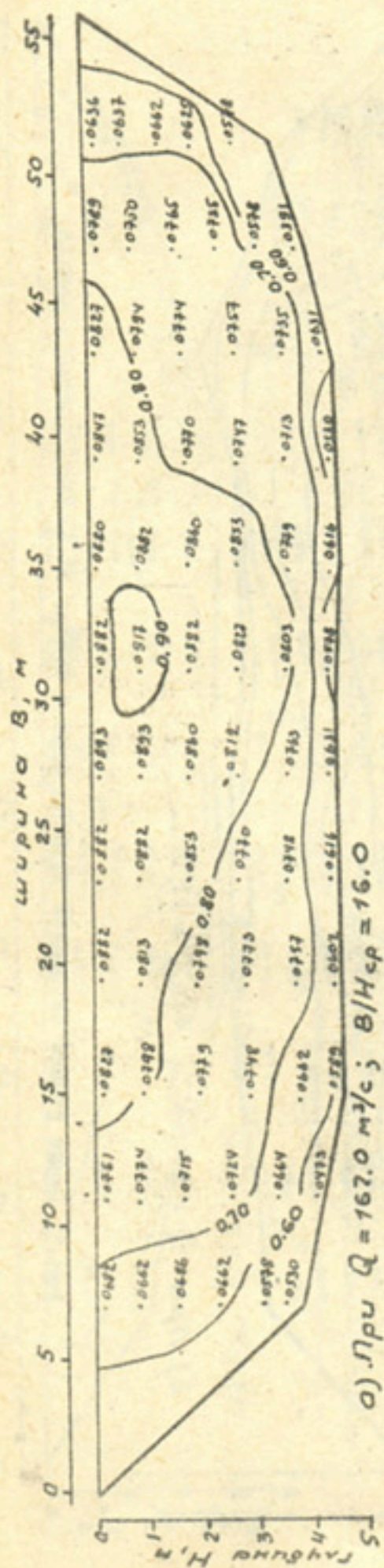


Рис.2. Линии равных скоростей течения воды в створе ПК 43 Кызылжумского канала.

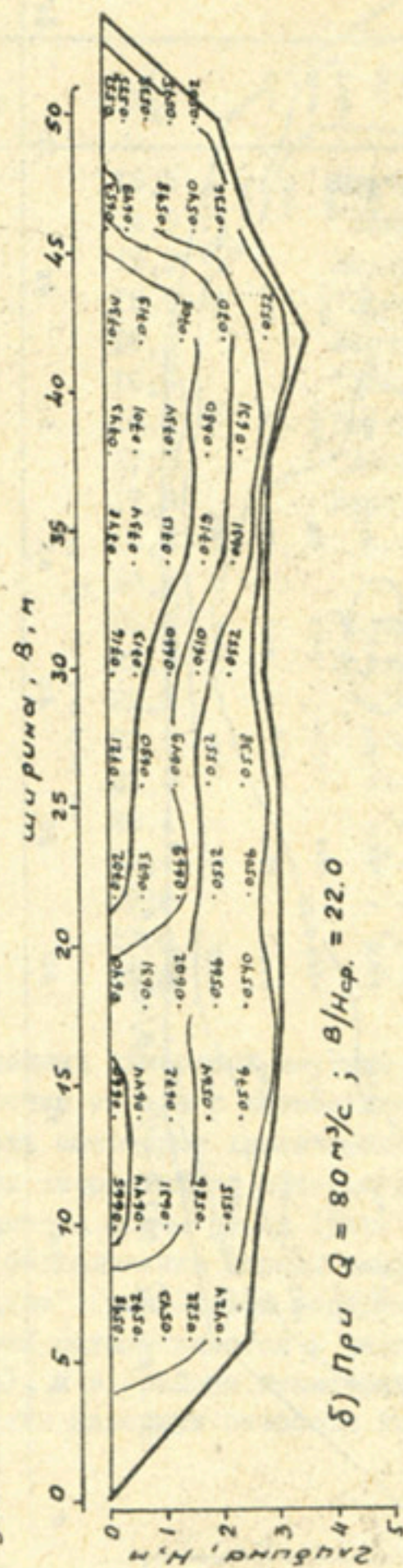
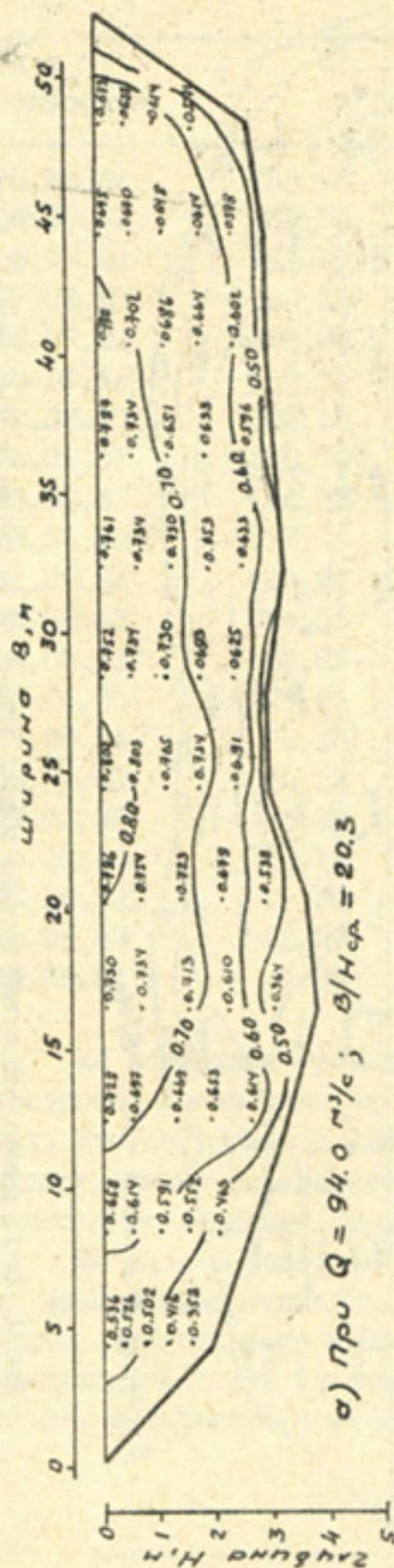


рис. 3. Линии равных скоростей течения воды в створе ПК 43 Кызылкумского канала.

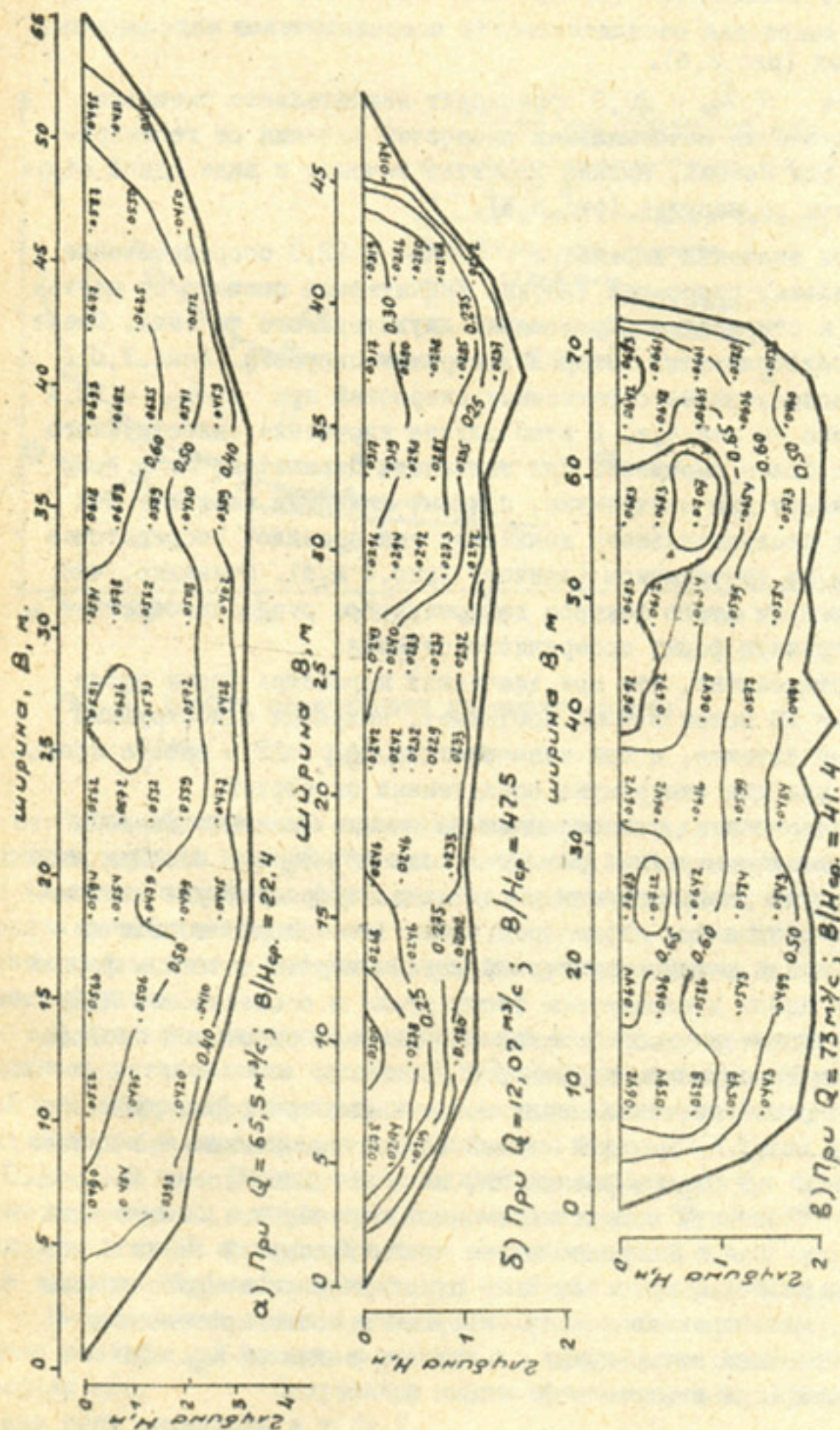


Рис. 4. Линии равных скоростей течения воды в створе ИК 43
Князькумского канала (а, б) и в створе ИК 70 к. Пават (в).

Характер течения при $V/H_{cp} = 18,1$ несколько нарушается: наблюдается некоторая распластанность сосредоточения максимальных скоростей (рис. 2, б).

При $V/H_{cp} = 20,3$ происходит значительное смещение сосредоточения максимальных скоростей течения от геометрической оси потока, однако характер течения в виде одной струи или винта не нарушен (рис. 3, а).

При значении параметра $V/H_{cp} = 22,0$ сосредоточение максимальных скоростей течения значительно смещено от центра канала и отмечается образование двухструйного течения. Имеет место слабо развитый второй экстремум скорости (рис. 3, б).

Распределение осредненных скоростей при $V/H_{cp} = 22,4$ приведено на рис. 4, а. В этом случае нарушение одноструйного течения более выражено. При значениях параметра $V/H_{cp} > 23$ поток имеет два экстремума, причем, максимум кинетической энергии поступательного движения, как правило, сосредоточен в одном из экстремумов (винтов) (рис. 4 а, б). Очевидно, что под влиянием этого фактора деформируемое русло приобретает асимметричную форму поперечного сечения.

Установлено, что при значениях параметра формы русла $V/H_{cp} < 22$ поток в КЗМК протекает, сохраняя одноструйный характер течения, а при значениях $V/H_{cp} > 22$ в потоке наблюдаются уже два экстремума осредненных скоростей.

Исследования, выполненные на канале Шават, показали, что там во всех измеренных расходах воды $V/H_{cp} \geq 40$. При этом на изотахах распределения осредненных скоростей уже отмечаются не две, а три струи (рис. 4, в). Это говорит о наличии тесной связи между структурной устойчивостью потока и формой русла в целом и параметром формы русла в особенности. Идентичный характер распределения осредненных скоростей наблюдается и в Каракумском канале [6].

На рис. 5 показана зависимость параметра формы русла от расхода воды. Пунктирной линией обозначен оптимальный предел отношения V/H_{cp} , равный 22, ниже которого поток еще сохраняет сплошность и протекает одной струей, т.е. имеет один экстремум. Эта зона расположена ниже пунктирной линии и обозначена цифрой I (рис. 5). Выше пунктирной линии расположена зона II, где характер течения нарушен и поток протекает в две струи (два экстремума), а при значениях $V/H_{cp} > 40$ — в три струи (три экстремума) — зона III.

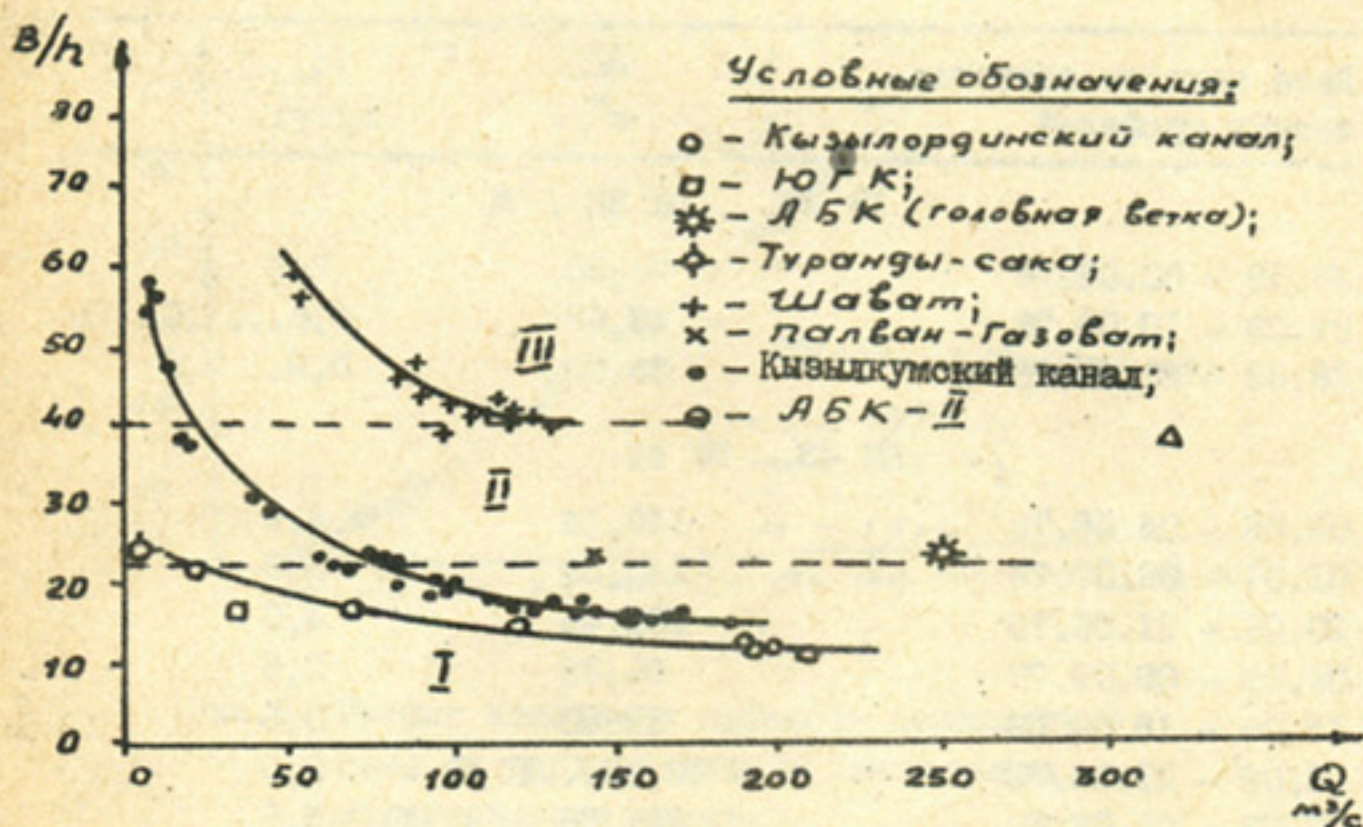


Рис.5. График зависимости параметра формы $V/h_{ср}$ от расхода воды.

Таким образом, при проектировании каналов, особенно крупных, важное значение имеет правильный выбор оптимального значения параметра формы русла, характеризующего структурную устойчивость течения воды и, очевидно, теснейшим образом связанного с поперечной устойчивостью каналов в песчаных грунтах.

В процессе натурных исследований значительное место отводилось установлению численных значений предельных скоростей или скоростей начала трогания и остановки движения донных наносов в виде гряд в мелкопесчаном грунте ($d_{ср} = 0,1...0,2$ мм). Велись систематические наблюдения за скоростью перемещения донных гряд на участке между ПК 43 и ПК 44. Был разбит 21 примерный створ через каждые 5 м и с помощью эхолота "Кубань" определялись размеры и положение гряд.

На основании произведенных промерных работ строились планы рельефа дна канала в изобатах и продольные совмещенные профили его. Полученные таким путем скорости перемещения гряд приведены в табл.2.

Таблица 2

Дата замеров сопостав- ляемых профилей	$Q,$ m^3/c	$v_{cp},$ $m/cyт.$
ПК 35... ПК 35 + 70		
29.08 - 30.08.78	70,00	2,0
09.09 - 10.09.78	48,68	0,6...1,0
16.09 - 21.09.78	35,00	0,5...0,6
ПК 43... ПК 44		
03.08 - 04.08.79	146,14	4,8
01.07 - 02.07.79	140,33	3,6
20.06 - 21.06.79	132,45	4,0
06.09 - 08.09.79	96,35	2,5
15.09 - 18.09.79	39,80	0,6
20.09 - 21.09.79	12,65...11,6	0,0
07.07 - 08.07.80	161,36	5,6
08.07 - 09.07.81	169,76	4,9

По данным табл.2 построен график зависимости скорости перемещения гряд в КЗМК от расхода воды (рис.6). Натурные точки, полученные в результате измерений скорости перемещения песчаных гряд на участках № 1 (ПК 35... ПК 35 + 70) и № 2 (ПК 43... ПК 44), достаточно хорошо укладываются на единую кривую связи $v_{cp} = f(Q)$.

Результаты наблюдений за скоростью перемещения гряд в КЗМК показали, что при максимальных расходах воды скорость перемещения максимальная - порядка 5 м/сут, при расходах 110...80 м³/с скорость перемещения гряд колеблется в пределах 3-2 м/сут, а при расходах 80...50 м³/с - от 2 до 1 м/сут соответственно.

При расходе порядка 11-12 м³/с гряды на дне КЗМК практически не двигаются. Визуальные наблюдения и взятие проб воды при расходе в канале 12,65 м³/с показали, что на дне канала отмечается очень слабое движение песка, подвижки гряд не наблюдаются. При уменьшении расхода в канале до 11,59 м³/с подвижки песка на дне канала обнаружить не удалось.

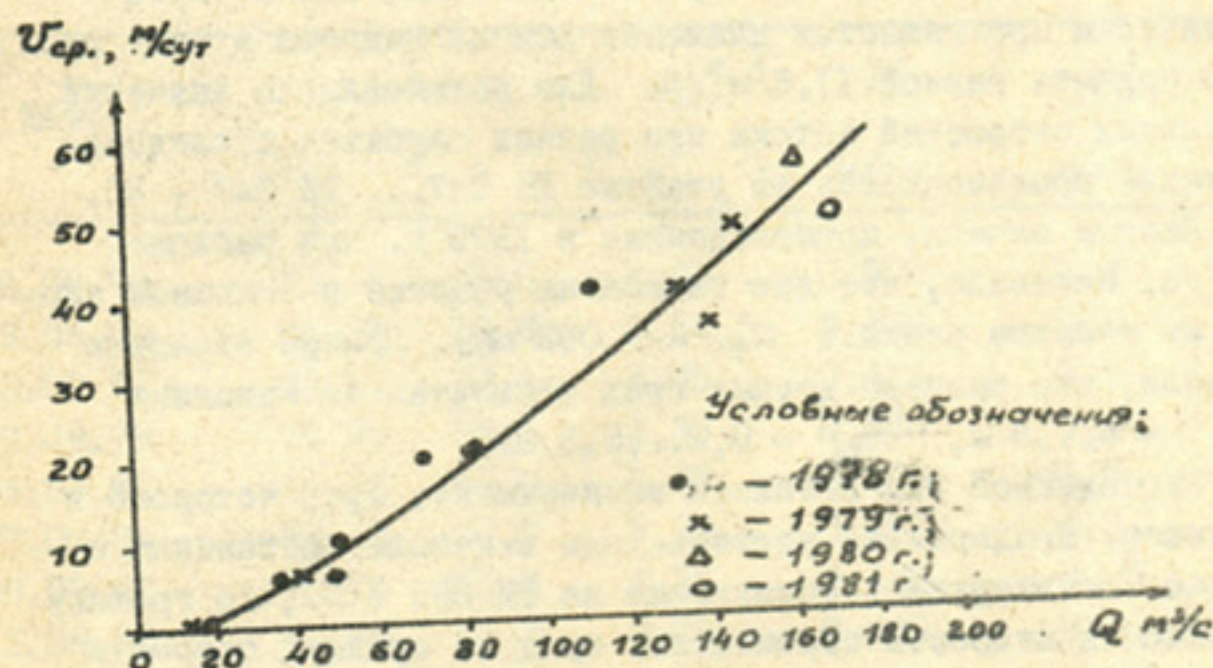


Рис.6. График изменения скорости перемещения гряд от расхода воды в Кызылкумском магистральном канале.

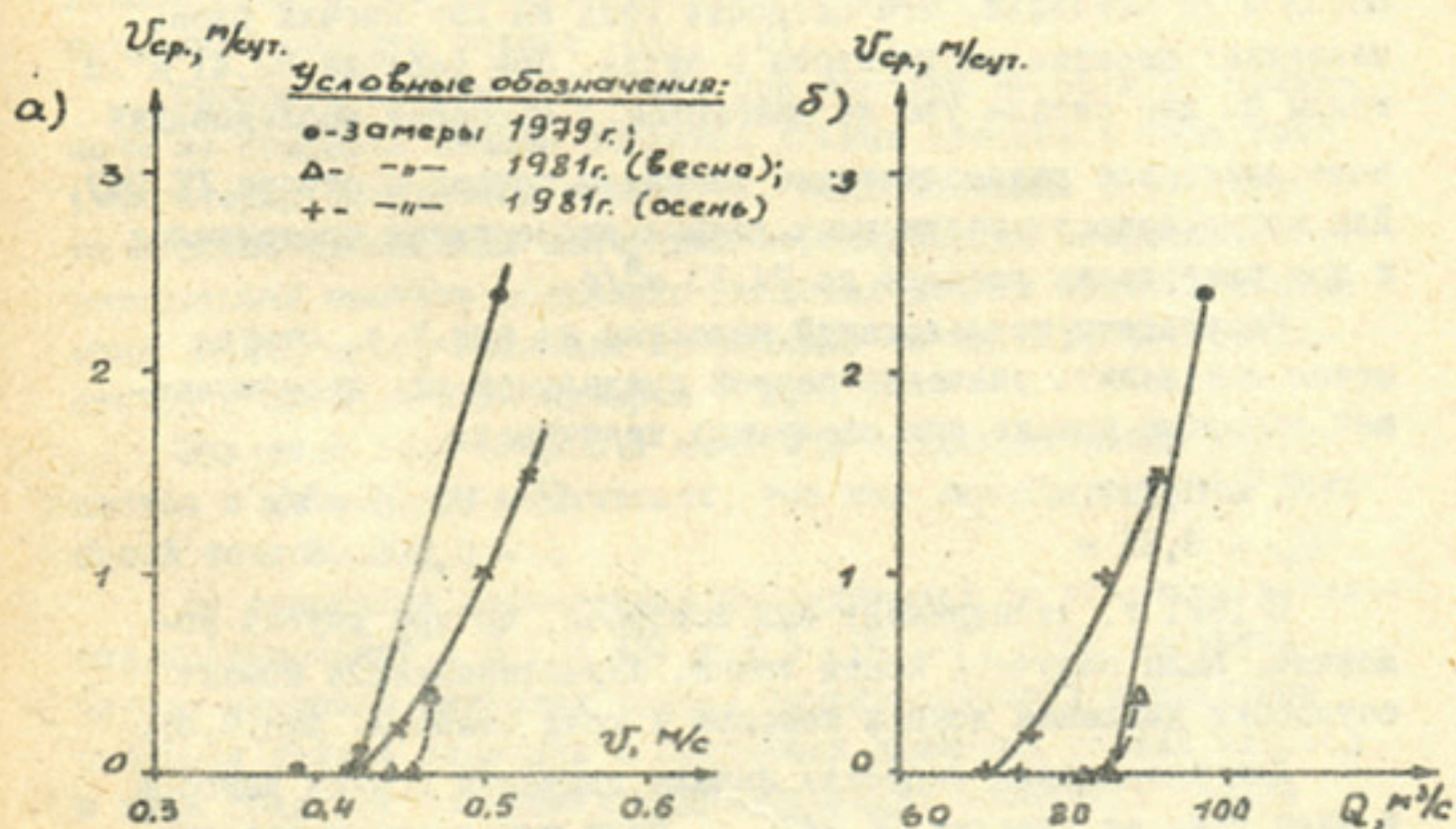


Рис.7. Графики зависимости скорости перемещения гряд от средней скорости потока (а) и расхода воды (б) на участке ПК 247 Кызылкумского магистрального канала.

В связи с этим величину расхода воды, при которой практически прекращается движение донных наносов в виде гряд, можно принять равной $11,6 \text{ м}^3/\text{с}$. Для установления значений предельных скоростей потока при разных глубинах исследования также производились на участке ПК 247... ПК 247 + 30. Первые замеры, произведенные в 1979 г. при расходе $96 \text{ м}^3/\text{с}$, показали, что дно канала на участке в основном состоит из мелкого песка ($d_{50} = 0,092 \text{ мм}$). Замеры ахологом показали, что размеры донных гряд относительно невелики ($L_{гр} = 6...8 \text{ м}$, $h_{гр} = 0,2...0,3 \text{ м}$).

Эксперимент был выполнен эксперимент, суть которого в следующем. Поддерживая уровень воды в канале постоянным с помощью регулируемого сооружения на ПК 269 + 30, по графику зависимости скорости перемещения гряд от средней скорости потока при $H = \text{const}$, $Q \neq \text{const}$ определяли среднюю скорость потока, при которой движение донных наносов в виде гряд прекращается, т.е. неразмывающую скорость потока при данной глубине.

Промеры продольного профиля дна канала при $Q = 86,58 \text{ м}^3/\text{с}$ показали, что скорость гряд на дне канала очень невелика: десятки сантиметров в сутки. При расходе $83,41 \text{ м}^3/\text{с}$ гряды на дне канала уже не движутся. В процессе исследования замерялись все гидравлические элементы потока в створе ПК 247. Для достоверности полученных данных эксперимент продолжался и при уменьшении расхода до $74,33 \text{ м}^3/\text{с}$.

Результаты исследований нанесены на рис. 7, а, откуда можно определить значение первой предельной или неразмывающей скорости потока при следующих величинах:

$$\begin{aligned} V_0 &= 0,419 \text{ м/с} & H_{гр} &= 3,35 \text{ м} \\ Q &= 83,41 \text{ м}^3/\text{с} & ? &= 0,000039 \end{aligned}$$

В 1981 г. эксперимент был повторен, но при других условиях. Была получена новая точка, характеризующая момент останковки движения донных наносов и гряд (табл. 3, рис. 7, б). Для нахождения скорости начала движения донных наносов в виде гряд на участке ПК 247 были выполнены измерения продольных профилей дна и гидравлических элементов канала.

Таблица 3

Дата	Q , м ³ /с	B , м	H_{cp} , м	V , м/с	$V_{гр}$, м/сут.
06.09.78	96,26	58,0	3,70	0,505	2,4
12.09.79	86,58	59,8	3,44	0,429	0,1
13.09.79	83,41	59,5	3,35	0,419	0
19.09.79	74,33	58,7	3,33	0,380	0
04.09.81	91,65	52,0	3,35	0,525	1,5
07.09.81	84,45	51,7	3,28	0,497	1,0
09.09.81	75,76	51,6	3,35	0,439	0,25
11.09.81	70,85	51,2	3,28	0,420	0

Измерения показали, что при расходах воды 82–85 м³/с, соответствующих средним скоростям 0,44 – 0,45 м/с, гряды на дне потока не двигаются. Увеличение расхода воды до 88,66 м³/с привело к массовому движению донных наносов и соответственно донных гряд, о чем свидетельствовали пробы воды, взятые из придонной области потока (рис. 7, б).

Скорость потока 0,470 м/с при расходе 88,66 м³/с принимаем за скорость начала подвижки донных наносов в виде гряд (или вторая предельная скорость). Сопоставление этой скорости с ранее выявленным значением неразмывающей скорости, соответствующей моменту остановки движения донных наносов в виде гряд (0,419 м/с), показало превышение ее на 12%, что согласуется с мнением ряда авторов / 2, 3, 7/.

Значение этой скорости является предварительным и нуждается в дальнейших уточнениях, так как характеризуется лишь одной точкой.

На основании проведенных исследований на участках детальных исследований № 2 (ИК 43) и № 6 (ИК 247) КЗМК получены четыре значения натуральных точек, характеризующих предельные скорости начала подвижки и остановки движения донных наносов в виде гряд при следующих гидравлических элементах канала (табл. 4):

Таблица 4

Участок исследования :	Q , $\text{м}^3/\text{с}$:	B , м :	$H_{\text{ср}}$, м :	U , $\text{м}/\text{с}$:	d , мм :
ГК 247	88,66	57,0	3,34	0,47	0,095
ГК 43	11,59	47,3	0,83	0,29	0,180
ГК 247	89,41	59,5	3,35	0,41	0,092
ГК 247	70,85	51,2	3,28	0,42	0,095

Выводы

1. Существенное влияние на величину коэффициента шероховатости оказывает движение донных наносов в виде рифелей и гряд. В условиях КЗМК с практически чистым потоком нарастание расхода (средних глубин) приводит к увеличению размеров и скорости движения гряд и соответственно увеличению численного значения λ . При спаде расходов происходит обратная картина. Когда движение донных образований прекращается, влияния на λ практически не обнаруживается.

2. Поперечная устойчивость русла канала в песчаных руслах существенно зависит от структурной устойчивости самого потока, характеризуемой параметром формы русла. Оптимальное значение этого параметра на основе выполненных исследований установлено равным $B_y/H_{\text{ср}} = 22$. При значениях $B_y/H_{\text{ср}} > 22$ поток теряет структурную устойчивость, в поперечном сечении появляется вторая струя. Последнее обуславливает неустойчивость динамической оси потока в плане, ее смещение от геометрической оси и как следствие — неустойчивость русла в поперечном разрезе.

3. Измерениями скорости перемещения донных гряд и промежутками продольного профиля дна КЗМК на различных его участках установлены значения средних скоростей, соответствующие началу подвижки и остановки движения донных наносов в виде гряд при значительных глубинах ($H_{\text{ср}} = 3,35 \text{ м}$). Установлено, что значение первой предельной скорости, соответствующей началу подвижки донных наносов в виде гряд, превышает вторую

предельную скорость, соответствующую моменту остановки движения донных гряд (неразмывающая скорость), на 12 %.

Л и т е р а т у р а

1. К а д ы р о в А.А., Б у л а н к и н В.И. Учет сопротивления сдвигу (прочности) мелкозернистых грунтов при гидравлическом расчете каналов. Сб. научн. трудов САНИИРИ, Ташкент, 1981, вып. 162.
2. А б а л ь я н ц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л., 1981.
3. А л т у н и н В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. М., 1979.
4. Ибад-Заде Ю.А. Движение наносов в открытых руслах. М., 1974.
5. Л а п ш е н к о В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. Л., 1979.
6. А н н а е в С.А. Деформации Каракумского канала. "Гидротехника и мелиорация", 1966, № 10.
7. Ш а м о в Г.И. Речные наносы. Л., 1959.

РЕФЕРАТЫ

УДК 626.8

О ВЫБОРЕ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ СОСТАВНЫХ
ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ. А.А.Кадыров

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

При исследовании пропускной способности водосливных водопропускных отверстий, особенно, когда такие отверстия располагаются одно над другим по высоте, плодотворна идея автора — рассматривать изучаемые явления и конструкции в гидравлическом плане как единую систему.

Иллюстр. 3, библиогр. 8.

УДК 556.536

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ГОЛОВНЫХ РЕГУЛЯТОРОВ

КАРАКУМСКОГО КАНАЛА им. В.И.Ленина, М.Р.Карапетян

Сборник научных трудов, САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

В статье приводятся данные натурных измерений по определению пропускной способности обоих головных регуляторов Каракумского канала, а также эмпирическая зависимость коэффициента расхода сооружений, работающих в гидравлическом режиме истечения из-под шита, и результаты по исследованию коэффициента расхода водослива с широким порогом.

Иллюстр. 2, табл. 3, библиогр. 4

УДК 627.8

РАЦИОНАЛЬНАЯ СХЕМА БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА

В КРУПНЫЙ КАНАЛ. Р.Р.Абдураупов

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

В статье изложены результаты теоретических и модельных исследований бесплотинного водозабора из р.Оби для подачи ГКП по схеме "анти-Иртыш" непосредственно в устье Иртыша и по Левобережному Иртышскому каналу с расположением головы на 10 км ниже устья Иртыша по расчету в с.Белогорье.

Исследованы схемы одноголового и многоголового водозаборов в зависимости от командных условий и устойчивости русла реки, а также регулирования русла для поддержания нормальных условий водозабора. Расчетами и модельными исследованиями установлена пропускная способность русла анти-Иртыша в летний и зимний периоды и возможность деформации русла на участке водозаборных сооружений.

Иллюстр.2. библиогр.10.

УДК 556.536

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ
ПЕРЕГОРАЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ЛМК КЗЫЛОРДИНСКОГО
ГИДРОУЗЛА. И.Ю.Ибрагимов, М.Каримова

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

На основе анализа полученных натуральных измерений на перегораживающих сооружениях ЛМК получена формула для определения расхода воды через эти сооружения.

Иллюстр.2, библиогр.2.

УДК 626.8

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОДОПРИЕМНОГО КОВША
НАСОСНОЙ СТАНЦИИ БОЛЬШОГО АШТА НА р.Сырдарье.

Р.Р.Абдураупов, Д.Ш.Абдуллаев, Н.Г.Иваненко

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

В статье описываются результаты гидравлических исследований режима работы предлагаемого авторами варианта компоновки ковша с самопромывающимся входом, рассчитанного на большой расход воды и внедренного на Аштском объекте на р.Сырдарье.

Иллюстр.4, библиогр.12.

УДК 626.816+627.8.034.73:62-52

КОНСТРУКЦИЯ ВОДОБОЯ ДЛЯ ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛОВ
ФЕРГАНСКОГО ТИПА. Р.В.Тимирова

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

Разработана конструкция водобоя для водозаборных узлов ферганского типа, обеспечивающая устойчивое протекание потока воды и наносов в средней части сооружения основных параметров конструкции. Приведены основные требования для определения

основных параметров конструкции.

Иллюстр.2, библиогр.3.

УДК 532.543

МОДЕЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПАРАМЕТРА ФОРМЫ РУСЕЛ
ПЕСЧАНЫХ КАНАЛОВ. А.М.Мухамедов, Т.Ж.Жураев,
Х.Х.Ишанов

Сборник научных трудов САННИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

Изложены результаты исследований по определению изменения параметра формы русла в зависимости от степени увеличения средней скорости течения над неразмывающей. Установлены оптимальные значения параметра формы русел песчаных каналов. Полученные данные можно использовать при проектировании каналов в несвязных грунтах.

Иллюстр.3, табл.2, библиогр.9.

УДК 626.8

РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РЕГУЛИРОВАНИЯ
РУСЛА АМУДАРЬИ НА УЧАСТКЕ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА
АБМК СИСТЕМЫ ПОПЕРЕЧНЫХ ЗЕМЛЯНЫХ ДАМБ.

Р.К. Уркинбаев, Г.И.Черникова

Сборник научных трудов САННИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

В статье излагаются результаты модельных исследований по уточнению схемы регулирования русла Амударьи у бесплотинного водозабора в АБМК системой поперечных земляных дамб, увеличивающих транспортирующую способность потока ниже водозабора, и тем самым обеспечивающих транзит избытка речных наносов и сбрасываемых в реку продуктов очистки водозаборных каналов.

Иллюстр.1, библиогр.3, табл.1.

УДК 627.823.4

КОМПОНОВКА И РАСЧЕТ НАНОСОРЕГУЛИРОВОЧНЫХ
СООРУЖЕНИЙ ПРИ БЕСПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ
В УСЛОВИЯХ АМУДАРЬИ.

Р.К.Уркинбаев, М.М.Кучкаров

Сборник научных трудов САННИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

В статье излагаются способы складирования наносов при беспло-

тинном водозаборе.

Рассматриваются условия применения компоновки и способов складирования наносов в зависимости от объемов очистки водозабора и места расположения бесплотинного водозабора.

Приводится метод расчета одного из способов складирования наносов – непосредственный сброс пульпы в поток с регулированием русла и твердого стока реки в районе бесплотинного водозабора.

Иллюстр.3, библиогр.4.

УДК 626.8

РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛА р.АМУДАРЬИ ПОПЕРЕЧНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ ИЗ МЕСТНОГО ГРУНТА. В.Е.Тузов, К.Ю.Раджапов
Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып.168

В статье освещается краткая история борьбы с размывом берегов, гидравлические особенности реки и причины, способствующие блужданию потока и размыву берегов. Приводятся опыт и полученные результаты применения поперечных сооружений из грунта на отдельных участках русла, а также возможные результаты регулирования всего русла реки этими сооружениями.

Иллюстр.2.

УДК 626.8

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРИ ДВИЖЕНИИ
СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ. Х.А.Исмагилов, У.Р.Максудов
Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып.168.

На основе проведенных опытов рекомендуются формулы для определения гидравлических сопротивлений селевых потоков в зависимости от шероховатости русла, мутности потока и размеров транспортируемых частиц наносов.

Иллюстр.2, библиогр.6.

УДК 627.421,1:532

РАСЧЕТ СКОРОСТНОГО ПОЛЯ ПОТОКА, СТЕСНЕННОГО
СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННОЙ СИСТЕМОЙ ДАМБ.

Д.Дусматова

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

В статье рассматриваются вопросы гидравлического расчета потока, стесненного системой симметрично расположенных поперечных дамб. С использованием некоторых положений теории турбулентных струй получены решения, позволяющие рассчитать поля скоростей и границы растекания потока в зоне действия траверсных дамб.

Результаты исследований могут быть использованы при расчете руслорегулировочных сооружений.

Иллюстр. 1, библиогр. 5.

УДК 626.8

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СРЕДНЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА В ЗОНЕ
РУСЛОРЕГУЛИРОВОЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ. Г.И.Черникова

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

На основе обработки данных натурных измерений, произведенных в условиях р. Амударьи, выведены расчетные зависимости для определения средней скорости потока, учитывающие влияние насыщенности потока руслоформирующими наносами и характер возможных деформаций русла.

Иллюстр. 2, библиогр. 2.

УДК 626.08

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ СИФОННЫХ ВОДОВЫПУСКОВ
НАСОСНОЙ СТАНЦИИ "Хамза-П". В.В.Перепелкина,
А.С.Кондаков

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

Натурные испытания сифонных водовыпусков позволили получить достоверные данные по определению минимального расхода включения ($Q_{\text{мин.вкл.}}$) сифона и степени его зарядки при расходах, меньших $Q_{\text{мин.вкл.}}$, т.е. были откорректированы результаты лабораторных опытов.

Иллюстр. 3, библиогр. 6.

УДК 626.08

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО УТОЧНЕНИЮ ВЛИЯНИЯ
ПОДТОПЛЕНИЯ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ РАСХОДОМЕР-
НОГО ЛОТКА САНИИРИ. У.И.Хусанходжаев

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

На основе лабораторных исследований, проводимых в связи с составлением проекта стандарта по расходомерному лотку САНИИРИ, определено влияние подтопления на его пропускную способность, что представляет большой практический и научный интерес.

Иллюстр. 1, табл. 1, библиогр. 3.

УДК 626.823.3:532.001.2

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА КРИВОЛИНЕЙ-
НОГО РАСТЕКАТЕЛЯ ДЛЯ ПЕРЕПАДНЫХ СООРУЖЕНИЙ. А.А.Пак
Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1983, вып. 168

В статье приведены теоретические основы и методика расчета криволинейного растекателя для сооружений со сложной формой водобоя в виде перепадного участка в пределах удлиненных быков, при ограниченной высоте водоската (до 4-5 м). В зоне водоската рассматривается сложный затопленный гидравлический, к которому применена теория турбулентной струи.

Иллюстр. 4, библиогр. 5.

УДК 626.8:532.5.001.25

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПАРАМЕТРА ФОРМЫ
РУСЛА И ПРЕДЕЛЬНЫХ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ
НА КЫЗЫЛКУМСКОМ МАГИСТРАЛЬНОМ КАНАЛЕ

А.А.Кадыров, З.Н.Нуритдинов, Р.Ш.Ирмухамедов

Сборник научных трудов САНИИРИ, Ташкент, 1982, вып. 168.

По результатам натурных исследований установлены величины параметра формы русла для устойчивого и неустойчивого (в поперечном сечении) потока, значение коэффициента шероховатости для осветленного потока и величины предельных скоростей, т.е. скоростей, соответствующих началу подвижки и остановки движения донных наносов в виде гряд при значительных наполнениях канала ($H_{ср} = 3,35$ м).

Иллюстр. 7, табл. 4, библиогр. 7.

СОДЕРЖАНИЕ

1.К а д ы р о в А.А. О выборе гидравлической расчетной схемы составных водопропускных сооружений	3
2.К а р а п е т я н М.Р. Пропускная способность головных регуляторов Каракумского канала им.В.И.Ленина.. . . .	8
3.А б д у р а у п о в Р.Р. Рациональная схема бесплотинного водозабора в крупный канал	18
4.И б р а г и м о в И.Ю., К а р и м о в а М. Натурные исследования пропускной способности перегораживающих сооружений ЛМК Кызылординского гидроузла	32
5.А б д у р а у п о в Р.Р., А б д у л л а е в Д.Ш, И в а н е н к о Н.Г. Лабораторные исследования водоприемного ковша насосной станции большого Ашта на р.Сырдарье..	39
6.Т и м и р о в а Р.В. Конструкция водобоя для водозаборных узлов Ферганского типа	48
7.М у х а м е д о в А.М., Ж у р а е в Т.Ж., И ш а н о в Х.Х. Модельные исследования параметра формы русел песчаных каналов	54
8.У р к и н б а е в Р.К., Ч е р н и к о в а Г.И. Результаты модельных исследований регулирования русла Амударьи на участке бесплотинного водозабора АБМК системой поперечных земляных дамб	62
9.У р к и н б а е в Р.К., К у ч к а р о в М.М. Компонировка и расчет наносорегулировочных сооружений при бесплотинном водозаборе в условиях Амударьи	69
10.Т у з о в В.Е., Р а д ж а п о в К.Ю. Регулирование русла реки Амударьи поперечными сооружениями из местного грунта	78
11.И с м а г и л о в Х.А., М а к с у д о в У.Р. Гидравлические сопротивления при движении селевых потоков ...	85
12.Д у с м а т о в а Д. Расчет скоростного поля потока, стесненного симметрично расположенной системой дамб..	91
13.Ч е р н и к о в а Г.И. Определение средней скорости потока в зоне руслорегулировочных сооружений. . . .	97
14.П е р е п е л к и н а В.В., К о н д а к о в А.С. Натурные исследования сифонных водовыпусков насосной станции "Хамза-П"	102

15. Х у с а н х о д ж а е в У.И. Гидравлические исследования по уточнению влияния подтопления на пропускную способность расходомерного лотка САНИИРИ	110
16. П а к А.А. Теоретические основы методики расчета криволинейного растекателя для перепадных сооружений ...	115
17. К а д ы р о в А.А., Н у р и т д и н о в З., И р м у х а - м е д о в Р. Натурные исследования параметра формы русла и предельных скоростей течения на Кызылкумском магистральном канале.....	128
Р е ф е р а т ы.....	144

Св.план, 1983, поз.7

Рациональные конструкции сооружений на каналах и речных
водозаборах

Редакторы: Д.Х.Володина, А.С.Меркина, Т.М.Шапошникова

Р-05374 Подписано в печать 13/Х-83 Уч.-изд.л 6,0
Тираж 450 экз. формат листа 60/90 1/16 Цена 75 коп.
Заказ № 4928

Ташкент, Мухоми, 176, Картофабрика
ин-та "Узгипрозем"