МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

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

ТРУДЫ

САНИИРИ им. В. Д. ЖУРИНА

Выпуск 117

Русловые процессы

ТАШКЕНТ—1968

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ им. В. Д. ЖУРИНА
«САНИИРИ»

ТРУДЫ

САНИИРИ им. В. Д. ЖУРИНА

Выпуск 117

Русловые процессы

ТАШКЕНТ—1968

В сборнике даны результаты исследований русловых процессов рек, заиления водохранилищ и занесения верхних бьефов гидроузлов; приведены расчеты пространственной фильтрации в основаниях водовыпусков и общего размыва русел; изложены вопросы грунтозабора землесосными снарядами, применения стекловолокнистых материалов в обратных фильтрах дренажей и др.

Сборник рассчитан на научных сотрудников, проектировщиков, работников водохозяйственных организаций, преподавателей и студентов институтов гидротехнического профил.

Редакционная коллегия:

Э. Х. Хусан-Ходжаев (отв. редактор), С. Г. Запрометов, А. А. Рачинский, Х. А. Аскаров, А. М. Мухамедов, У. Ю. Пулатов, И. И. Горошков, А. З. Захидов, М. В. Бутырин, Г. Г. Валентини

А.М.МУХАМЕДОВ, В.С.ЛАПШЕНКОВ

О НЕКОТОРЫХ ФОРМАХ БЕРЕГОВОЙ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ГРЯДОВОМ ДВИЖЕНИИ НАНОСОВ ПО НАБЛЮДЕНИЯМ НА МОДЕЛИ р.АМУДАРЬИ

Обычно береговую деформацию на Амударье называют "дейгишем", понимая под этим названием очень интенсивный смыв берегов. Достаточно интенсивные размывы берегов наблюдаются и на других реках, однако дейгиш имеет свой особый механизм и встречается только на Амударье (или в подобных условиях).

Явление дейгиша связано прежде всего с важнейшей особенностью Амударьи - с большим стоком руслообразующих фракций наносов; руслообразующие фракции наносов в Амударье составляют 1/4-1/5 часть всего твердого стока. Они представлены песком крупностью 0,1-1 мм. Обилие этих наносов в твердом стоке привело к тому, что скорости течения потока в 2,5-3 раза превышают допускаемые на размыв для этих же грунтов. Размыв дна и берега в таких условиях регулируется не скоростями потока (так как размывающая способность всегда в избытке), а транспортирующей способностью его.

Несмотря на значительную турбулентность амударьинского потока (число Фруда в неотмирающих рукавах равно 0,07-0,12, а на отдельных вертикалях до 0,35), руслообразующие наносы распределены по глубине неравномерно: до 4/5 от общего стока их перемещается в нижней половине потока, а также в состоянии подвижных рифелей. В условиях Амударьи существует еще одна форма перемещения наносов - в состоянии подвижных макроформ. Это очень большие рифели или скопления их; наиболее крупные из таких мак-

роформ – подвижные осередки. Эти образования разделяют поток на несколько динамически самостоятельных частей (рукавов). При обтекании их поток неизбежно многократно разделяется, при этом отдельные части его искривляются. Перечисленных выше условий достаточно, чтобы объяснить природу непрерывно происходящего блуждания потока Амударьи.

Искривление в плане отдельных частей потока приводит к его расслоению: поверхностная часть с малым содержанием наносов руслообразующих фракций перемещается в одну сторону, обильно насыщенная придонная часть – в другую. Неравномерность насыщения потока наносами по вертикали, в условиях искривления его в плане, приводит к неравномерному насыщению по ширине его. Там, куда поступает часть потока из поверхностных слоев, происходит размыв дна или берега, а в зоне поступления придонной части – отложение избыточных наносов и увеличение размеров гряды или другого образования, которое первоначально вызвало искривление потока. Это способствует устойчивому поддержанию многочисленных искривлений рукавов, разделенных грядами и осередками. В естественных условиях обилия сравнительно однообразных руслообразующих наносов это есть единственная форма приспособления к транспортированию наибольшего количества наносов при наименьшем расходовании энергии на их перемещение.

Такой рукав, в котором руслообразующие наносы по ширине распределены неравномерно, не может быть стабильным. Одной частью он размывает смежный осередок или пойменный берег, в другой части его происходит аккумуляция наносов; суммарным эффектом всего этого является перемещение рукава в сторону размывающей его части, т.е. блуждание.

Сравнительно простая разобранная здесь схема блуждания рукава осложняется в действительности соседством других подобных рукавов, влияние которых значительно: общий уровень, увеличение и уменьшение расходов воды, изменение наносного режима у входа в рукав, перехват и объединение рукавов и т.п. И все эти образования "сползают" по пойме, которая то расширяется, то сужается, то поворачивает. К этому нужно прибавить достаточно резкое уменьшение расходов воды в половодье и особенно во время паводков. Рассмотренные условия и обусловливают возникновение дейгиша [1,2,3].

Дейгиш приковывает к себе внимание потому, что Амударья, смывая значительные прибрежные территории, наносит значительный ущерб народному хозяйству: ежегодно тратятся (иногда безрезультатно) миллионы рублей на защиту от дейгиша тех или иных водохозяйственных объектов или освоенной прибрежной территории.

На Джунской русловой площадке отдела русел САНИИРИ в 1967 г. начала работать модель участка Амударьи от Дарганаты до Тюямуюна с целью изучения на ней заиления проектируемого Тюямуюнского водохранилища. На этой модели для уточнения исходных условий формировался бытовой режим реки, при этом неоднократно наблюдался размыв берегов, как при явлении дейгиша (возможно, одна из форм его). Визуальные наблюдения позволили выяснить некоторые части его механизма; в настоящей статье он и описывается по наблюдениям на пространственной модели и в русловом лотке. Результаты проведенных опытов в какой-то мере проливают свет на сложный механизм дейгиша.

Выше упомянуто о размывах, происходящих при искривлении потока. В этих условиях по классической схеме, благодаря центробежной силе, действующей на массу воды, у

вогнутого берега уровень воды выше, чем у выпуклого; разность давлений вызывает поперечное перемещение. При этом придонные струи, обладающие меньшей продольной скоростью движения, отклоняются от вогнутого берега и несут к выпуклому продукты размыва, который производится поверхностными струями.

Размыв берега может возникнуть как на вогнутом, так и на прямолинейном (в начале размыва) берегу. Причиной его возникновения следует считать необходимость резкой перестройки русла одного из рукавов (обычно главного). Такая необходимость может возникать при перемещении большого песчаного скопления (занимающего иногда до 3/4 ширины поймы), при резком изменении положения главного рукава на верхнем участке реки, при резком изменении расхода воды (особенно при уменьшении расхода воды, когда разработанное большим расходом воды русло не соответствует новому расходу и происходит интенсивное отложение наносов - засорение стрежня русла, вследствие чего образуется поперечный свал потока к берегу с большими скоростями. В этих случаях начинается сильный размыв берега (часто при слабой или совершенно не выраженной поперечной циркуляции). Продукты размыва большей частью спускаются в придонные слои потока, которые не справляются с транспортированием их: в потоке почти на одних и тех же вертикалях (поскольку размываемый берег почти отвесный) нарушается баланс продольного расхода твердого материала: в результате размыва берега грунта поступает больше, чем может поток унести его от очага размыва. Избыток этого материала скапливается на дне у берега и формируется в береговые рифели, которые, перемещаясь, все более увеличиваются в размерах. Эти рифели как бы прикрывают берег от более глубокого подмыва (рис.I).

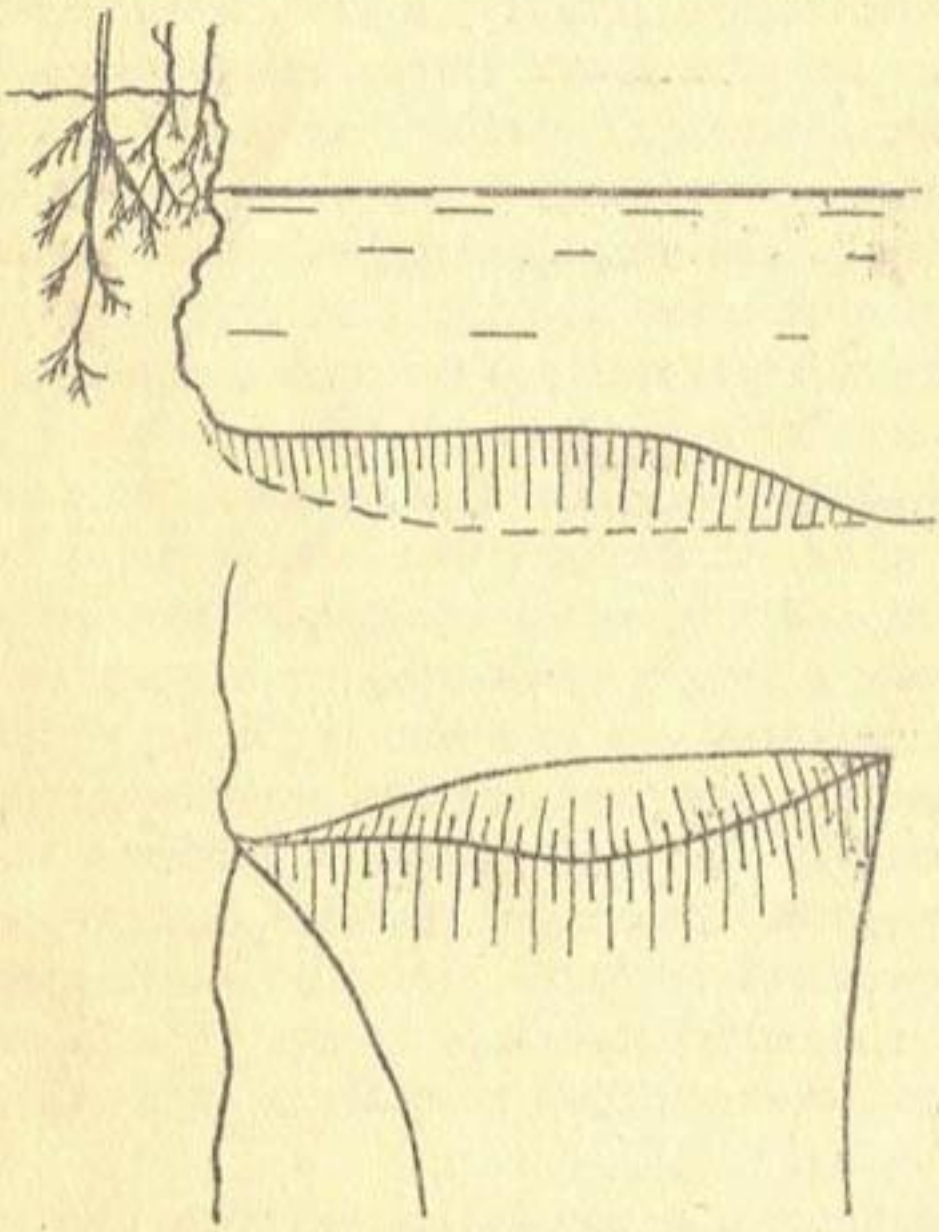


Рис.I. Зарождение прибрежного рифеля.

С удалением от берега скорости течения возрастают, поэтому и скорость движения берегового рифеля не одинакова в отдельных его частях: удаленная от берега часть движется быстрее. Поэтому вскоре рифели перекашиваются (рис.2). С этого момента поток приобретает особую форму течения, свойственную дейгишу; в увеличении интенсивности смыва берега происходит качественный скачок.

Прибрежная струя, проходя над косо расположенным гребнем рифеля, искривляется: пересекая гребень рифеля перпендикулярно, она направляется на берег. Взамен этому течению с приближением поверхностных струй к берегу в подвалье рифеля возникает мощное спиралеобразное течение от берега. Если до перестройки течения по схеме дейгиша имела место слабая поперечная циркуляция, то с перестройкой она резко интенсифицируется, если же ее не было, то она возникает. Но это особая поперечная циркуляция, так как в движении к берегу участвует струя почти на всей глубине над рифелем, а в движении от берега - только небольшая область в подвалье рифеля; при равенстве поперечных расходов воды скорость течения в подвалье значительно больше скорости невального течения. Таким образом, при перестройке течения по "схеме дейгиша" поток приобретает возможность транспортировать от очагов размыва значительное количество грунта. Этим и объясняется большая интенсивность размыва.

Далее береговая деформация развивается следующим образом. Прибрежная струя наваливается на участки берега за косым рифелем и размывает берег наиболее интенсивно на участках прижима потока. Здесь образуются вымоины и берег на участке размыва становится зубчатым (рис.3). Каждая вымоина берега имеет в плане две стороны: вдоль одной поток движется, а на другую почти под прямым углом

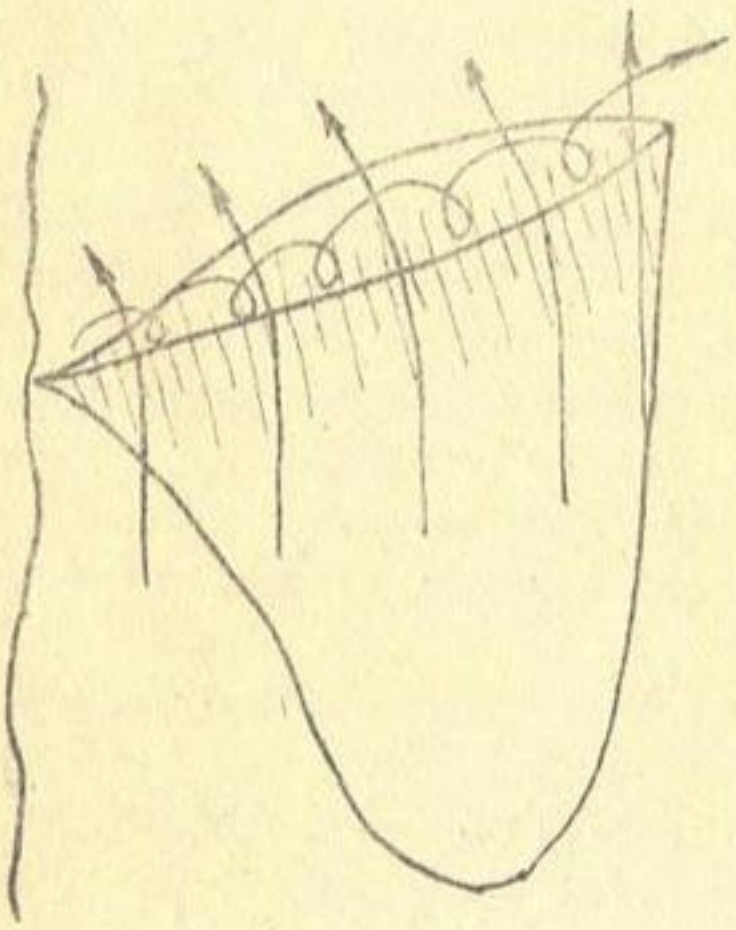


Рис.2. Перекашивание рифеля.

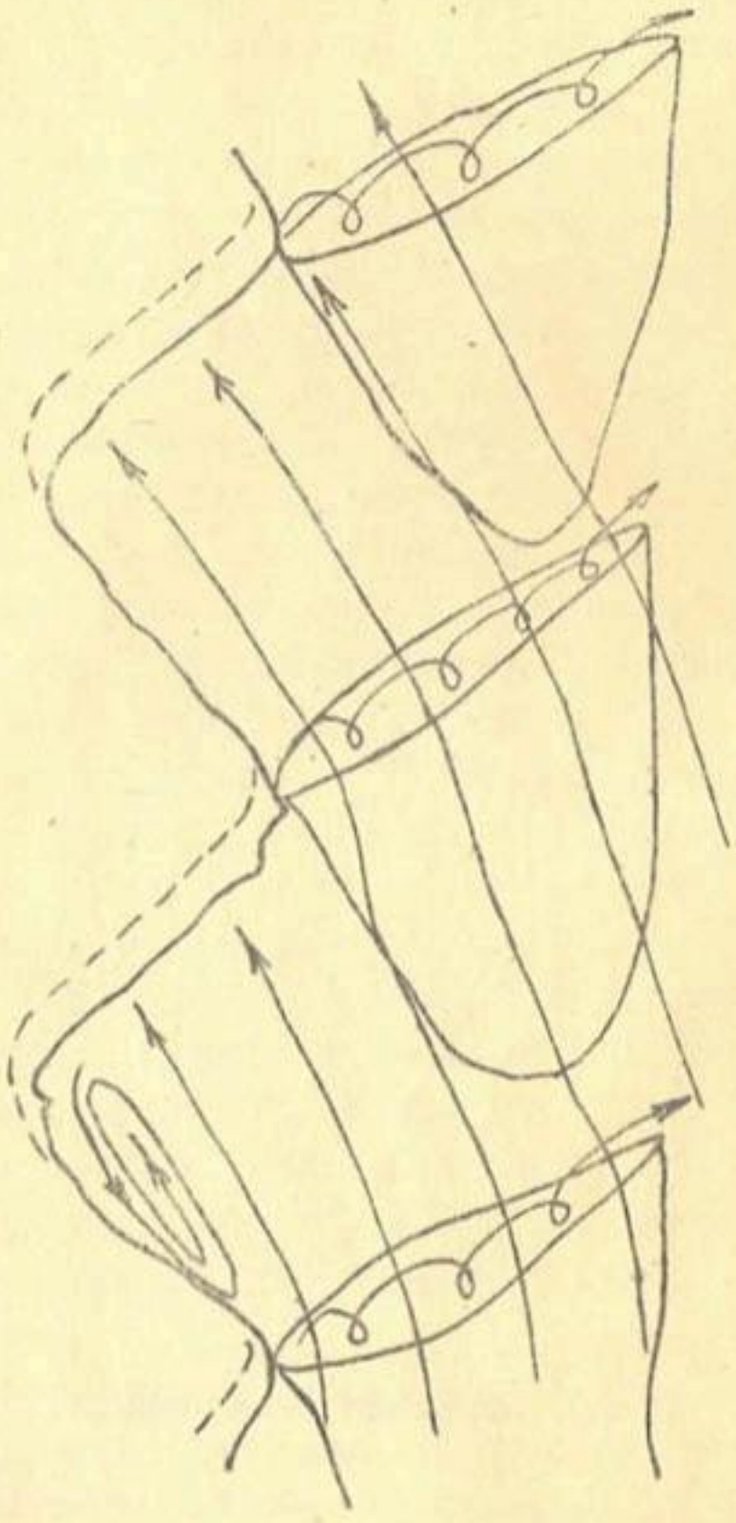


Рис.3. Схема течений при развитом явлении дейгиша.

наваливается, интенсивно размывая и механически разрушая берег. Продукты размыва выпадают на расположенный ниже рифель, скатываются по его верховому откосу в подвалье, где подхватываются течением и уносятся от берега. За этим рифелем прибрежная струя,освободившаяся уже от руслообразующих наносов,ударяет в следующий очаг размыва, где все происходит так же,как и у предыдущего рифеля.

На модели наблюдалась береговая деформация с образованием от I до 6 очагов размыва. В некоторых вымоинах возникали вихри (рис.3), в этом случае берег разрушался не только на поперечной стороне вымоины, но частично и на продольной.

При смыве берега в очагах размыва вымоины почти не изменяли своих размеров и взаимного положения. Они как бы перемещались относительно неподвижных предметов на берегу. Синхронно с ними, так же не изменяя заметно размеров, перемещались и косые рифели. В целом поток резко (до I/3 ширины) смещался в сторону размываемого берега, а на месте прежнего его положения образовалась обширная отмель.

Наконец, новое положение потока стало соответствовать условиям, которые вызывали этот интенсивный размыв; скорость течения в прибрежной зоне понижается, при этом уменьшается интенсивность и глубина размыва. Очаг размыва уменьшается по длине: размыв еще происходит у выступов берега, где сосредоточен перепад уровня; такая перестройка приводит к тому, что "фронт очага размыва" становится близким к продольному. Направление гребней косых рифелей также изменяется (рис.4); при таком положении транспортирующая способность вальца в подвалье уменьшается, он уже не способен удалить размытый грунт берега.Размыв берега прекращается. Зубчатый берег с продольными,



Рис.4. Остатки рифелей после отирания дейгиша.

почти неподвижными, рифелями еще долго сохраняется, пока не будет разрушен ветровой волной или новой деформацией русла.

Деформация берега в его элементарном проявлении наблюдалась нами в прямолинейном русловом лотке (в I966 г.). В лотке проводился опыт с целью определения морфометрических элементов прямолинейного русла. Число Фруда потока равнялось таковому для Амударьи (0,08-0,I0). При проведении опытов несколько раз возникало явление, которое схематически изображено на рис.5. В обычных условиях опыта наиболее крупные рифели образовывались и перемещались в стрежневой части потока, а в прибрежных частях более мелкие.

Но вот в какой-то момент времени у берега появлялся одиночный рифель, крупнее остальных прибрежных (но не крупнее стрежневых). Увеличение его размеров могло произойти по той причине, что его "догнал" рифель небольших размеров (которые перемещаются обычно с большей скоростью),или на рифель попал грунт от обрушения берега. Такой рифель начинает более резко изменять схему локального течения потока. При этом половина верхового откоса его направляет струю в сторону берега (рис.5а). Эта струя усиленно размывает берег, продукты размыва увеличивают размеры рифеля и ускоряют течение явления.

Часть рифеля, обращенная к стрежню, обгоняет прибрежную часть и валец в подвалье начинает перемещать от очага размыва грунт (рис.5б), размыв берега становится исключительно интенсивным (рис.5в). Транспортирующая способность вихря в подвалье в некоторый момент времени превышает величину поступающей от размыва нагрузки и рифель "срабатывается", объем его уменьшается, при этом он перекашивается еще более (рис.5г). В таком положении размыв

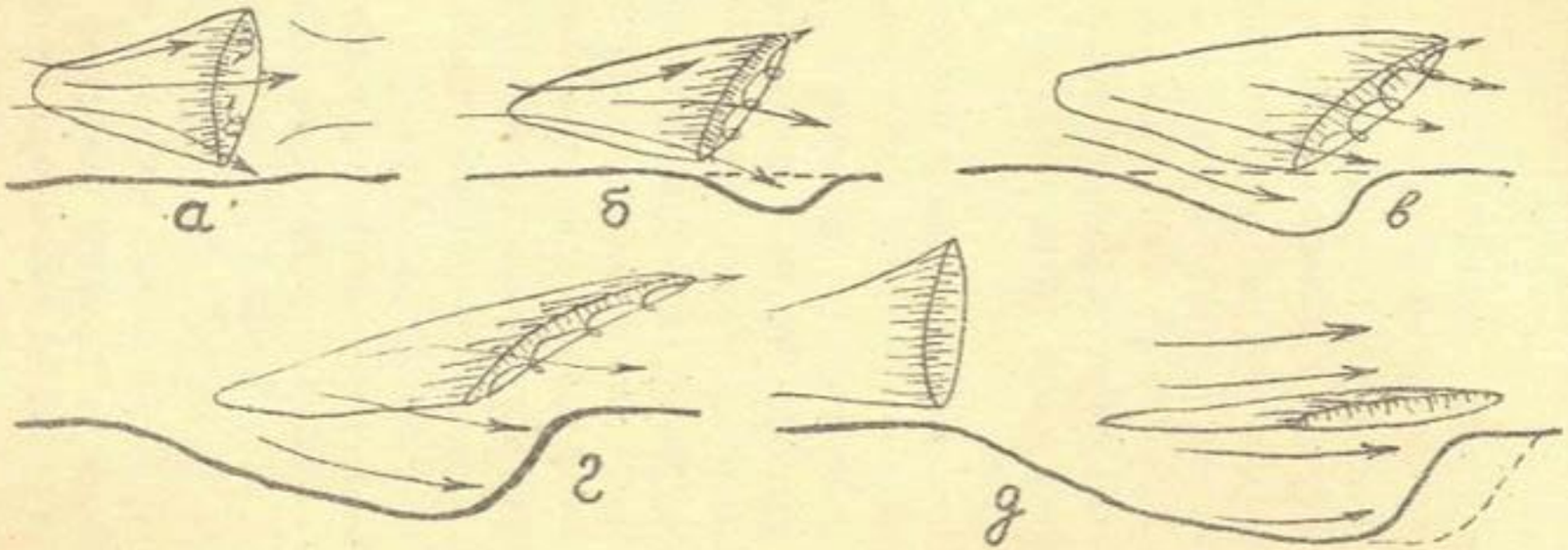


Рис.5. Схема дейгиша в русловом лотке
а- зарождение дейгиша (отклонение струй потока в направлении берега); б- развитие дейгиша - начальная фаза размыва и перемещения продуктов смыва в подвалье рифеля; в- стадия интенсивного дейгиша и увеличение размеров рифеля; г- затухание размыва, сработка и уменьшение рифеля; д- прекращение прежнего дейгиша и зарождение нового очага размыва.

"затухает", от рифеля остается гряда небольших размеров, которая свободно обтекается потоком; скорость течения в вымоине меньше размывающих и она не увеличивает своих размеров (рис.5д).

Но через некоторое время у вымоины может снова образоваться рифель увеличенных размеров, который накладывается на остатки прежнего, и возникает мощный рифель; он перестраивает течение прибрежной струи, и цикл размыва повторяется снова.

В лабораторном русловом лотке размыв берега по такой схеме наблюдался с образованием только одиночных вымоин.

ЛИТЕРАТУРА

I. Мухамедов А.М Тузов В.Е. Особенности русловых деформаций р.Амударьи - дейгиш, Тр.координац. совещания, Л., вып.36, I967.

2. Мухамедов А.М. Некоторые результаты лабораторных исследований по улучшению условий бесплотинного водозабора в каналы Ташсака и Пахтаарна, Сб. "Вопросы гидротехники", вып.27, Ташкент, I965.

3. A.M. Muchamedov „Some specific characteristics of the Amu-Darya river and factors causing the banks (the phenomenon of „deygitsh")", XI-congress IAHR, Leningad, 1965.

А.М.МУХАМЕДОВ, Р.УРКИНБАЕВ

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ИСТОЧНИКОВ И СТОКОВ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧИ ОБ ОБТЕКАНИИ ПОТОКОМ ЖИДКОСТИ СКВОЗНОЙ ШПОРЫ (РЕШЕТКИ)

Решение задачи инженерной гидравлики связано с установлением характера распределения осредненных скоростей и давлений потока как по вертикали, так и по горизонтали. Знание распределения скоростей и давления потока имеет важное значение для правильного представления физической сущности и установления закономерностей явлений, происходящих у сквозных шпор.

На основе теории источников и стоков, примененной А.Я.Миловичем [1] при решении задачи об обтекании потоком одиночного цилиндра, нами рассмотрено обтекание потоком жидкости системы цилиндров (сквозной шпоры), установлена закономерность распределения скоростей и давлений в потоке между сваями (цилиндрами) сквозной шпоры в зависимости от диаметра цилиндров и расстояния между ними.

НОРМАЛЬНОЕ НАБЕГАНИЕ БЕЗГРАНИЧНОГО ПОТОКА НА СИСТЕМУ ИЗ ДВУХ ЦИЛИНДРОВ

Пусть имеется два круглых цилиндра, стоящих параллельно в плоскости X и У (рис.I), причем диаметр цилиндров равен – d, а расстояние между осями цилиндров – $2b$. Начало координат примем в точке "0" (в середине расстояния АС) и положим, что безграничный поток жидкости набегает на цилиндры в направлении оси У со скоростью – V_1. Тогда, суммируя функции токов системы источника с одинаковым напряжением q_0 и набегающего потока

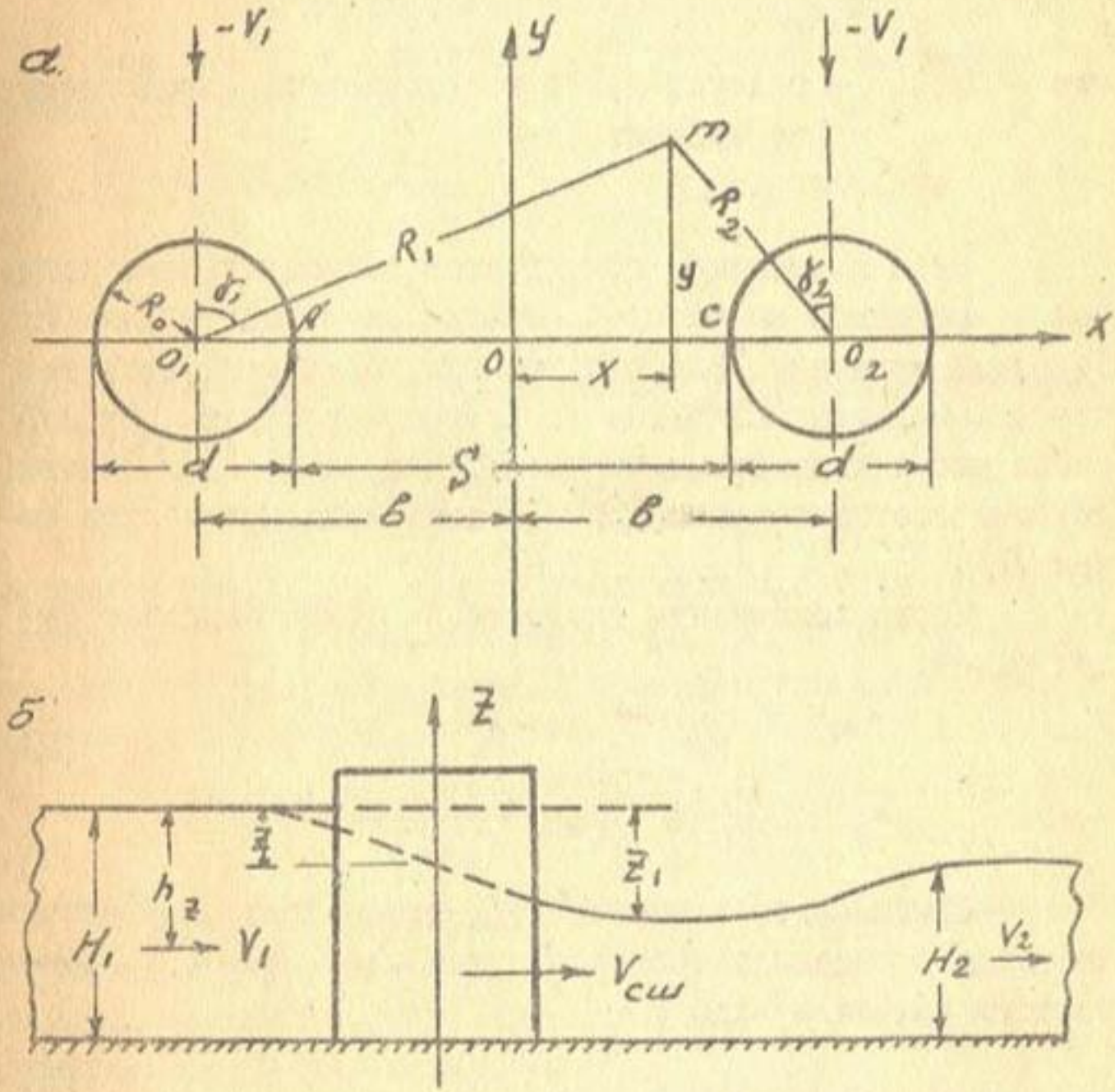


Рис.I. Схема гидравлического расчета системы цилиндров, обтекаемых потоком жидкости: а - план, б - вид по оси У.

со скоростью $-V_1$, получим на основании наложения потенциальных потоков выражение для функций тока суммарного движения в виде:

$$\Psi(x,y) = \frac{q_0}{R_1} - \frac{q_0}{R_2} - V_1 x,$$

где R_1 и R_2 – радиусы-векторы источников, определяемые по зависимостям

$$R_1 = \sqrt{(6+x)^2 + y^2} \quad и \quad R_2 = \sqrt{(6-x)^2 + y^2}$$

Знак источников принимается положительным, когда поток вращается по часовой стрелке, и отрицательным при обратном вращении. Здесь источники характеризуются тем, что вся верховая половина поверхности цилиндра покрыта слоем выбрасывающих источников точек, а низовая половина покрыта соответственно слоем всасывающих источников точек [I].

Тогда компоненты скорости по осям координат будут равны:

$$u_x = -\frac{\partial \psi}{\partial y} = q_0\left(\frac{y}{R_1^3} - \frac{y}{R_2^3}\right); \qquad (2)$$

$$u_y = \frac{\partial \psi}{\partial x} = -q_0\left(\frac{6+x}{R_1^3} + \frac{6-x}{R_2^3}\right).$$

Принимая во внимание [4], что напряжение источника можно определить через поверхностную скорость набегающего потока в виде

$$q_0 = V_n \eta^R R_0^2, \qquad (3)$$

где V_n – скорость на поверхности потока;

R – параметр распределения скорости потока по вертикали; $\eta = \frac{h_x}{H}$

(h_x – высота отсчета по цилиндру, считая от поверхности потока, H–глубина потока),

представим выражение (3) через среднюю скорость набегающего потока (V_1), т.е.:

$$q_0 = \frac{V_n}{V_1}\,\eta^{n} V_1 R_0^2 = C_R R_0^2 \cdot V_1 , \qquad (4)$$

где C_R – коэффициент, учитывающий влияние неравномерного распределения скоростей и их пульсации.

Подставляя в выражение (2) значение напряжения источника из (4), имеем:

$$U_x = C_R R_0^2 V_1 \left(\frac{y}{R_1^3} - \frac{y}{R_2^3}\right), \qquad (5)$$

$$U_y = C_R R_0^2 V_1 \left(\frac{b+x}{R_1^3} + \frac{b-x}{R_2^3}\right) - V_1 \qquad (6)$$

Тогда полная скорость частицы потока в произвольной точке m будет равна:

$$V_{пол} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \qquad (7)$$

Подставляя в (7) значения составляющих скорости потока из выражения (5) и (6), получим зависимость для наибольшего значения скорости потока, протекающего между цилиндрами (что имеет место при У=0):

$$V_{пол} = V_1 \left(\frac{C_R \cdot R_0^2}{(b+x)^2} + \frac{C_R R_0^2}{(b-x)^2} + 1\right) \qquad (8)$$

Значение корректирующего коэффициента, учитывающего влияние неравномерного распределения скоростей потока и их пульсацию, определяется для каждого водотока в отдельности из выражения (4).

Так, для условий Амударьи могут быть приняты ориентировочные значения (по данным натурных измерений) отношений поверхностной скорости к средней $\backsim$ I,2, коэффициента распределения скоростей по вертикали $\backsim$ 0,23 и точки приложения средней скорости по вертикали $\backsim$ 0,6H,

это дает возможность вычислить C_R по формуле (4):

$$C_R = 1{,}2\ (0{,}6)^{0{,}23} \cong 1{,}1.$$

Подставляя в (8) значение $C_R = 1{,}1$, $R_0 = 0{,}5\,a$ и $b = 0{,}5\,(a+S)$ (в соответствии с рис.1), имеем:

$$V_{пол} = V_1\left[\frac{1{,}1a^2}{(a+S+2x)^2} + \frac{1{,}1a^2}{(a+S-2x)^2} + 1\right]. \qquad (9)$$

Уравнение (9) позволяет получить следующие зависимости для приближенного гидравлического расчета сквозных шпор свайного типа:

1. Величина средней скорости протекающего между сваями потока (при $X = 0{,}25S$):

$$V_{см} = V_1\left[\frac{a^2}{(1{,}25+a)^2} + \frac{a^2}{(0{,}25+a)^2} + 1\right],$$

или

$$V_{см} = K_v \cdot K_1, \qquad (10)$$

где K_v – коэффициент повышения скорости потока относительно скорости набегающего потока.

2. Величина подпора перед сквозной шпорой:

$$z = \frac{V_{см}^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = \xi\frac{V_1^2}{2g}, \qquad (11)$$

где $\xi = K_v^2 - 1$ – коэффициент местного сопротивления сквозных шпор свайного типа.

3. Перепад уровней непосредственно у шпоры:

$$z_1 = 2z = \xi\frac{V_1^2}{g} \qquad (12)$$

4. Коэффициент гашения скоростей (рис.1):

$$K_0 \cdot V_1 \cdot (a+S)H_1 = V_{см}\, S\,(H_1 - z),$$

откуда после подстановки соответствующих значений $V_{см}$ и

$\mathcal{Z}$ имеем: $K_0 = K_v(1-0{,}5\,\mathcal{Z}Fr_1)(1-P)$, (I3)

где $Fr_1 = \frac{V^2}{gH_1}$ – число Фруда;

$P = \frac{d}{d+S}$ – коэффициент застройки сквозных шпор свайного типа.

5. Скорость потока ниже сквозных шпор в зоне их действия:

$$V_2 = K_0 \cdot V_1 \qquad (I4)$$

Полученные формулы по определению величины подпора и перепада уровней, а также средней скорости протекающего между цилиндрами (сваями) потока подтверждаются опытными данными других авторов [2, 3, 4, 5] при коэффициенте застройки сквозных шпор менее 0,67:

по О.Киршмеру $\mathcal{Z} = I{,}79\left(\frac{d}{S}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$;

по Г.С.Башкирову $\mathcal{Z} = I{,}6\left(\frac{d}{S}\right)^{1{,}33} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$;

по И.Я.Орлову $\mathcal{Z} = 0{,}5\mathcal{Z}_1 = 5P^{3/2} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$;

по Р.Уркинбаеву $\mathcal{Z} = I{,}79\sqrt[3]{\left(\frac{P}{1-P}\right)^4 \cdot K_c \cdot \sin\theta} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$;

$$V_{сш} = V_1\,(I+2{,}2K_c^{0{,}1} \cdot P^{1/2}),$$

где $K_c = \frac{l_p \sin\theta}{b_0}$ – коэффициент стеснения потока сквозной шпорой;

(l_p – длина шпоры, b_0 – ширина потока);

θ – угол установки шпоры.

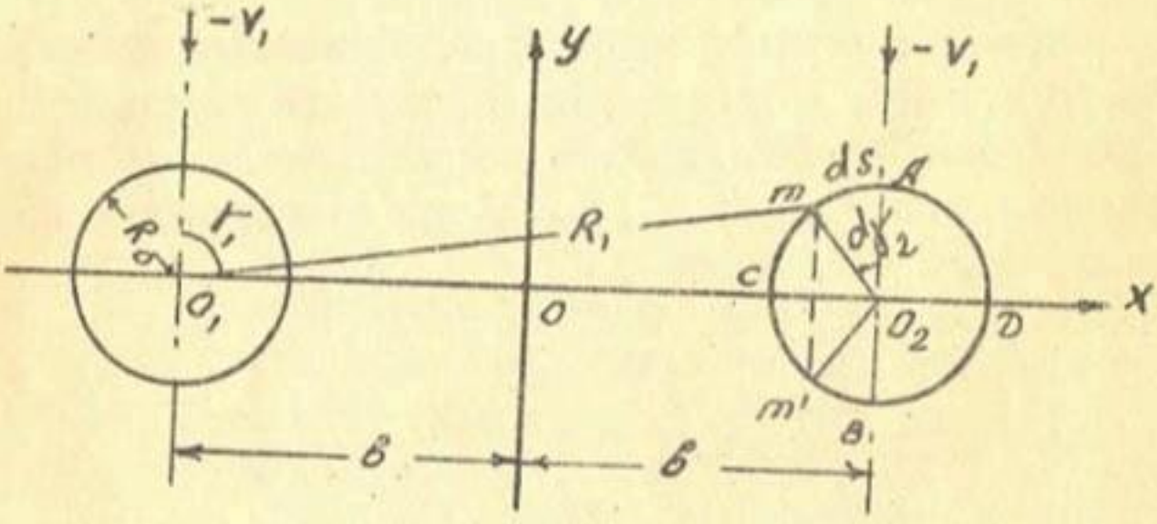


Рис.2. Схема к определению силы давления на поверхности цилиндра.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ СИЛЫ ДАВЛЕНИЯ ПОТОКА НА ПОВЕРХНОСТЬ ЦИЛИНДРА

Силу давления потока, набегающего на цилиндр можно найти как разность давлений на переднюю и заднюю часть поверхности цилиндра в направлении набегания. Для этого найдем разность давления набегающего потока в точках m и m^1, симметричных относительно диаметра CA, нормального к направлению скорости AB набегания (рис.2).

В соответствии с рис.I имеем:

$$y = R_1 \cos\gamma_1 = R_2 \cdot \cos\gamma_2 ,$$

$$b + x = R_1 \cdot \sin\gamma_1 ,$$

$$b - x = R_2 \cdot \sin\gamma_2 .$$

Это дает основание переписать уравнение (5) и (6) в виде:

$$U_R = C_R \cdot V_1 \cdot R_0^2 \left(\frac{\cos\gamma_1}{R_1^2} - \frac{\cos\gamma_2}{R_2^2} \right) , \qquad (15)$$

$$U_H = C_R \cdot V_1 \cdot R_0^2 \left(\frac{\sin\gamma_1}{R_1^2} + \frac{\sin\gamma_2}{R_2^2} + \frac{1}{CR \cdot R_0^2} \right) ,$$

где U_R – суммарная величина радиальной скорости частиц потока, направленная по радиусу-вектору;

U_H – суммарная величина касательной скорости частиц, направленная нормально к радиусу-вектору Cm и Cm.

Радиальная скорость (U_R) положительна на верхней полуокружности цилиндра, где она является скоростью выбрасывания, и отрицательна на нижней полуокружности, где она является скоростью подсасывания. Поэтому для всей верховой поверхности цилиндра, т.е. выше оси X, можем написать уравнение Бернулли в виде [1]:

$$\frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P}{\gamma} + \frac{U_H^2}{2g} + \frac{U_R^2}{2g} ,$$

где p_0 – давление вдали от цилиндра;
p – давление в рассматриваемой точке m выше оси X.

А для низовой части поверхности, т.е. ниже оси X, получим:

$$\frac{p_0}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p^1}{\gamma} + \frac{u_н^2}{2g} - \frac{u_к^2}{2g}, \qquad (17)$$

где p^1 – давление в рассматриваемой точке m^1 ниже оси X.

Вычитая из первого выражения второе, получим разность давлений в точках m и m^1:

$$p - p^1 = \rho u_2^2, \qquad (18)$$

где $\rho \cdot \frac{\gamma}{g}$ – плотность воды.

Силу давления на поверхность цилиндра найдем, взяв в точке m бесконечно малую площадь поверхности цилиндра I dS и определив элементарную силу давления потока на эту площадь:

$$dp = \rho u_2^2 \cdot dS,$$

где $dS = R_0 d\gamma_2$ – бесконечно малая дуга цилиндра.

Подставляя из выражения (15) значение радиальной скорости, получим:

$$dp = C_R^2 \cdot \rho \cdot V_1^2 \left(\frac{R_0^2 \cos\gamma_1}{R_1^2} - \frac{R_0^2 \cos\gamma_2}{R_2^2} \right)^2 \cdot R_0 \, d\gamma_2.$$

На поверхности цилиндра $R_2 = R_0$, тогда:

$$dP = C_R^2 \cdot \rho \cdot V_1^2 \cdot \left(\frac{R_0^2 \cdot \cos\gamma_1}{R_1^2} - \cos\gamma_2 \right)^2 \cdot R_0 \, d\gamma_2 \qquad (19)$$

По теореме синусов находим из векторного треугольника O_1mO_2

$$\cos\gamma_1 = \frac{R_0 \cdot \sin\gamma_2}{R_1}$$

По теореме косинусов из ΔO_1mO_2 получим:

$$R_1 = \sqrt{(2B)^2 + R_0^2 - 2R_0 B\sin\gamma_2}\ .$$

Подставляя соответствующие значения $\cos\gamma_1$ и R_1 в выражение (I9), имеем:

$$dP = C_R^2 \rho \cdot V_1^2 \cdot \left(\frac{R_0^3 \cdot \cos\gamma_2}{R_1^3} - \cos\gamma_2\right)^2 R_0\, d\gamma_2\ ,$$

а полное нормальное давление потока на половину поверхности цилиндра АСВ:

$$P_{ACB} = C_R^2 \cdot \rho\, V_1^2 \left(R_0^6 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos^3\gamma_2\, d\gamma_2}{R_1^6} - 2R_0^3 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos^3\gamma_2\, d\gamma_2}{R_1^3} + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3\gamma_2\, d\gamma_2\right) R_0$$

Интегралы

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos^3\gamma_2\, d\gamma_2}{R_1^6} \qquad \text{и} \qquad \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos^3\gamma_2\, d\gamma_2}{R_1^3}$$

решаются методом подстановки, при этом принимаются $\cos\gamma_2 d\gamma_2 = dt$ и $t = \sin\gamma_2$. Результаты решения этих интегралов показывают, что они приближенно равны интегралу при $R_1 = const$. т.е.:

$$R_1 = \sqrt{(2B)^2 + R_0^2 - 2BR_0}$$

Поэтому в первом приближении R_1 может быть вынесен за знак интеграла:

$$P_{ACB} = C_R^2 \cdot \rho \cdot R_0 \cdot V_1^2 \left[\left(\frac{R_0}{R_1}\right)^6 - 2\left(\frac{R_0}{R_1}\right)^3 + 1\right] \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3\gamma_2\, d\gamma_2 \qquad (21)$$

Решение интеграла:

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3\gamma_2 \, d\gamma_2 = \frac{2}{3} .$$

Подставляя значение интеграла в выражение (2I), найдем

$$P_{жв} = \frac{2}{3} \cdot C_R^2 \cdot \rho \cdot R_0 \left[\left(\frac{R_0}{R_1}\right)^3 - 1\right]^2 \cdot V_1^2 .$$

На всю поверхность цилиндра давление будет:

$$P_ц = 2 \cdot \frac{2}{3} \rho R_0 \cdot V_1^2 \cdot C_R^2 \cdot \left[\left(\frac{R_0}{R_1}\right)^3 - 1\right]^2 .$$

Имея в виду, что $\rho = \frac{\gamma}{g}$ и $R_0 = 0{,}5d$, (22)

$$P = C_F \cdot C_A \cdot C_R^2 \cdot d \cdot \frac{V_1^2}{2g} ,$$

где C_F =I,33 – коэффициент динамического сопротивления, зависящий от формы тела;

$C_A = \left[\left(\frac{R_0}{R_1}\right)^3 - 1\right]^2$ – поправочный коэффициент, учитывающий ажурность конструкций.

Такая же формула получена И.Я.Миловичем /I/ для одиночного цилиндра:

$$P = 1{,}33 \quad d \cdot \frac{V_1^2}{2g} \qquad (23)$$

Она справедлива до тех пор, пока обтекание его жидкостью происходит без отрыва от стенок цилиндра, так как отрыв нарушает симметрию действия потока на верхнюю и нижнюю часть поверхности цилиндра. По мнению И.Я.Миловича, отрыв струй от стенок цилиндра происходит при скорости набегания потока более 7,I м/сек. Поэтому полученные зависимости справедливы до скорости 7,I м/сек.

ЛИТЕРАТУРА

I. Милович А.Я. Теория динамического воздействия тел и жидкости, М., Госиздат лит.по строит.и архит., I955.

2. Башкиров Г.Е. Гидравлический расчет сквозных сооружений, "Гидротехника и мелиорация", I956, № I2.

3. Орлов И.Я. Сквозные заилители для защиты берегов от размыва, "Гидротехника и мелиорация", I95I, № I2.

4. Образовский А.С. Гидравлика затопленных водоприемных оголовков, М., Госиздат лит.по строит. архит. и строймат., I963

5. Иэбаш С.В. Гидравлика производства работ по преграждению русла, М., Госстройиздат, I939.

6. Уркинбаев Р. Моделирование сквозных шпор, "Изв.АН УзССР", серия техн.наук, I967, № 4.

Р.УРКИНБАЕВ

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИКИ СКВОЗНЫХ ШПОР[1)]

При выполнении берегозащитных и русловыправительных работ в условиях Амударьи предусматривается применение системы поперечных сквозных шпор. В связи с этим большое значение приобретает методика гидравлического расчета их. В настоящее время нет единого мнения об оценке величины местных потерь напора, пропускной способности, скоростного режима ниже сквозных шпор и о глубине местного размыва около них. Следовательно, применение этих сравнительно простых осуществляемых механизированным способом сооружений недостаточно обосновано.

В статье рассматриваются некоторые вопросы гидравлики сквозных шпор с целью нахождения зависимости между величиной сопротивления конструкции и гидравлическими элементами потока при использовании существующих зависимостей гидравлики по данным преимущественно модельных, а также и теоретических исследований.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СКВОЗНЫХ ШПОР

Рассмотрим воздействие сквозной шпоры на речной поток (рис.I) с расходом Q, характеризующейся углом установки φ к направлению течения, коэффициентом застройки P и длиной l_p.

Перед шпорой уровень воды повышается и в просветах ее скорости течения потока соответственно увеличиваются. Повышение уровня можно определить по формуле

$$z = \xi \frac{V_2^2}{2g}, \qquad (I)$$

---

1) Работа выполнена под руководством А.М.Мухамедова.

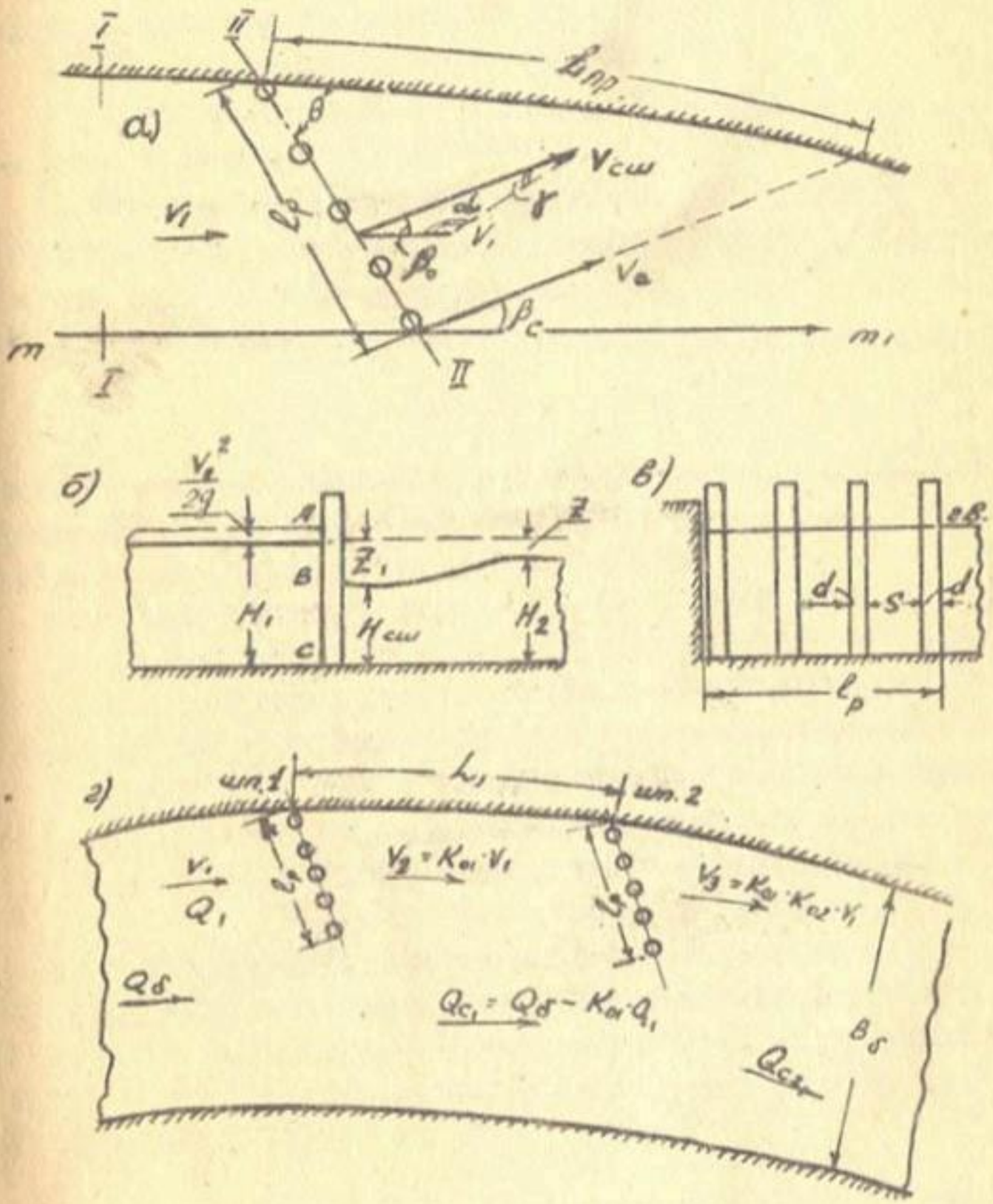


Рис.I. Схема гидравлического расчета режима, создаваемого сквозными шпорами:
а- плановое расположение одиночных шпор, б- продольное сечение шпор, в- поперечное сечение, г- плановое расположение системы шпор.

где ξ – коэффициент, зависящий от динамики потока и конструкции сооружения;

V – средняя скорость набегающего потока.

Коэффициент сопротивления ξ определяется только опытным путем. Согласно работе [2] для решетки из круглых стержней он равен

$$\xi = 1{,}6 \left(\frac{d}{s}\right)^{1{,}36}, \qquad (2)$$

предложено отношение

$$\xi = \beta \left(\frac{d}{s}\right)^{4/3}, \qquad (3)$$

в котором β – коэффициент, зависящий от формы элементов решетки: для круглых стержней его величина 1,79, для прямоугольных 2,42.

Зависимости (2) и (3) дают примерно одно значение, что подтверждается и нашими опытными данными при полном стеснении всей ширины потока решеткой, т.е. при коэффициенте стеснения $K_c = 1$, и при расположении ее нормально к направлению течения потока $\Theta = 90^0$.

С целью расширения области применения формулы (3) были проведены исследования при $K_c = 0{,}25;\ 0{,}37;\ 0{,}5;\ 1{,}0$ и угол $\Theta = 30^0;\ 45^0;\ 60^0;\ 90^0$.

В результате обработки полученных данных [7] построена кривая зависимости коэффициента сопротивления решетки от K_c и Θ, выраженная уравнением

$$\xi = \beta \sqrt[3]{\left(\frac{P}{1-P}\right)^4 \cdot K_c \cdot \sin\Theta}, \qquad (4)$$

в нем $P = \frac{d}{d+s}$ – коэффициент застройки решетки;

d – диаметр или толщина элемента;

s – ширина зазора между элементами;

$K_c = \frac{l_p \cdot \sin\Theta}{b_o}$ – коэффициент стеснения потока,

здесь ℓ_p - длина решетки;
b_0 - ширина потока;
θ - угол установки решетки относительно направления потока.

В результате экспериментов наших и АрмНИИГиМ [1] подтвердился известный в гидромеханике факт, что перепад уровней воды (потери энергии) непосредственно у шпор равен удвоенной величине подпора уровня ($2Z$), т.е.

$$Z_1 = 2Z = \xi \frac{V_1^2}{g} . \qquad (5)$$

Величина перепада у шпор для размываемых грунтов, полученная нами и автором работы [5], выражается следующей формулой:

$$Z_{1p} = \xi \frac{H_1}{H_p} \cdot \frac{V_1^2}{g} = \xi_p \frac{V_1^2}{g} , \qquad (6)$$

здесь $\xi_p = \xi \frac{H_1}{H_p}$ - коэффициент сопротивления сквозных шпор с учетом размыва дна (H_1 - глубина воды на подходе к решетке (бытовая), H_p - глубина после стабилизации размыва у решетки).

Для определения пропускной способности сквозной шпоры (решетки) введем коэффициент обтекания Ко, величину которого примем равной отношению расхода $Q_{сш}$, проходящего через сквозные шпоры, к набегающему на него расходу Q_1 (рис.1а,б.в), т.е.:

$$K_o = \frac{Q_{сш}}{Q_1} , \qquad (7)$$

где K_0 - сложная функция, неподдающаяся теоретическому определению и зависящая от следующих основных факторов: $K_0 = f(Re, Fr, K_c, P, \theta)$; здесь Re и Fr - число Рейнольдса и Фруда.

Для приближенного определения величины K_0 составим уравнение неразрывности по сечениям I и II с граничными токами $m\,m'$:

$$K_0 V_1 H_1 \ell_p \sin\theta = H_{сш} V_{сш} \sin(\theta+\beta_0)\ell_p(1-P),$$

откуда $$K_0 = \frac{q_{сш}}{q_1}(1-P)\alpha, \qquad (8)$$

где $q_1 = V_1 H_1$ и $q_{сш} = V_{сш} H_{сш}$ – удельные расходы воды на подходе и в створе шпоры;

V_1 и $V_{сш}$ – скорость на подходе и в сжатом сечении сквозной шпоры;

$\alpha = \frac{\sin(\theta+\beta_0)}{\sin\theta}$ – коэффициент, учитывающий угол установки шпор;

β_0 – угол растекания потока.

В равенстве (8) имеются неизвестные величины: удельный расход в створе шпоры ($q_{сш}$) и величина угла растекания потока (β_0). Величину $q_{сш}$ можно определить по формуле С.В.Избаш [4]

$$q_{сш} = q_{пв} + q_{вс} = \sqrt{\frac{2g}{1+\xi}}\left(\frac{2}{3}Z_{01} + H_{сш}\right), \qquad (9)$$

где Z_{01} – перепад уровней воды с учетом скорости подхода, равный $Z_{01} = Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = (2\xi+1)\frac{V_1^2}{2g}$;

$H_{сш}$ – глубина воды в сжатом сечении, равная

$$H_{сш} = H_1 - Z = H_1 - 2\xi\frac{V_1^2}{2g}.$$

Подставляя в выражение (9) значения Z_{01} и $H_{сш}$ получим:

$$q_{сш} = V_1\sqrt{\frac{2\xi+1}{\xi+1}}\left[\frac{2}{3}(2\xi+1)\frac{V^2}{2g} + H_1 - 2\xi\frac{V^2}{2g}\right]$$

или

$$q_{сж} = q_1 \sqrt{\frac{2\xi+1}{\xi+1}} \left[1 + \frac{1}{3} Fr(1-\xi)\right], \qquad (10)$$

где $q_1 = V_1 H_1$;

$Fr = \frac{V_1^2}{gH_1}$.

Величину угла растекания потока β_0 определим из геометрических соотношений векторного треугольника $OV_1V_{сж}$ (см.рис.1а): угол $\angle = \frac{\pi}{2} + \theta$, а $\beta_0 = \frac{\pi}{2} - (\theta + \gamma)$, причем

$$\frac{V_{сж}}{\sin\angle} = \frac{V_1}{\sin\gamma}$$

или

$$\angle\gamma = \arcsin\left(\frac{\cos\theta}{K_v}\right),$$

откуда

$$\angle\beta_0 = \frac{\pi}{2} - \left[\theta + \arcsin\left(\frac{\cos\theta}{K_v}\right)\right], \qquad (11)$$

где $K_v = \frac{V_{сж}}{V_1}$ – коэффициент повышения скорости в сжатом сечении относительно скорости подхода к шпоре.

Величину K_v можно определить по формулам [3,7]:

$$K_v = (1 + \frac{q\xi}{V_1^2}) = (1 + 0{,}5\xi) \qquad (12)$$

и

$$K_v = (1 + 2{,}2\, K_c^{0,1} P^{3/2}), \qquad (13)$$

Подставляя в уравнение (8) величину $q_{сж}$ из формулы (10), получим окончательное выражение для коэффициента обтекания сквозных шпор или гашения скоростей:

$$K_o = \sqrt{\frac{2\xi+1}{\xi+1}} \left[1 + \frac{Fr}{3}(1-\xi)\right](1-p)\alpha \qquad (14)$$

Для водотоков со спокойным режимом ($Fr < 0{,}4$) и углом установки шпоры $\theta = 90^0$ ($a = 1$) выражение (14) упрощается:

$$K_0 = \sqrt{\frac{2\xi + 1}{\xi + 1}}\,(1 - P), \qquad (15)$$

Для размываемых грунтов ξ нужно заменить значением ξ из уравнения (6), т.е.

$$\xi_p = \xi \frac{H_L}{H_p}. \qquad (16)$$

Итак, зная K_0, можно определить следующие характеристики речного потока (рис.1г).

1. Величина средней скорости потока за первой сквозной шпорой в зоне ее действия может быть записана в виде

$$V_2 = K_0 V_1 \qquad (17)$$

При установке системы шпор с расстоянием между ними не более 1 ÷ 2 длины шпоры, т.е. $L = (1 \div 2)\,l_p$, средняя скорость потока в створе ниже $N^{ой}$ шпоры определяется по выражению

$$V_{N+1} = V_1 (K_{o1} \cdot K_{o2} \cdot \ldots K_{oN}), \qquad (18)$$

где N – порядковый номер шпоры (сверху вниз по течению);

$K_{o1}; K_{o2}; \ldots K_{oN}$ – коэффициенты обтекания сквозных шпор, определяемые по выражениям (14) или (15).

Используя теорему неравенства Коши, можно записать

$$V_{N+1} = V_1 K_{o\phi}^{N}, \qquad (19)$$

где $$K_{оф} = \frac{K_{01} + K_{02} + \dots + K_{0N}}{N}.$$

Отсюда можно определить количество поперечных сквозных шпор, необходимое для гашения заданной скорости потока до допускаемой неразмывающей скорости при заданном грунте:

$$N = \frac{\lg \frac{V_н}{V_1}}{\lg K_{оф}}, \qquad (20)$$

где $V_н$ – допускаемая неразмывающая скорость потока, определяемая существующими нормативными данными.

2. При установке системы сквозных шпор с расстоянием между ними не более I ÷ 2 длины шпоры величина расхода воды и величина стесненного расхода ниже N-ой сквозной шпоры (см.рис.Iг) могут быть определены из зависимостей

$$Q_{ш} = K_{оф}^{N} \cdot Q_1, \qquad (21)$$

$$Q_{сп} = Q_б - K_{оф}^{N} \cdot Q_1, \qquad (22)$$

где $Q_б$ – общий бытовой расход воды в реке;
Q_1 – бытовой расход на длине $\ell_р \cdot \sin\theta$ или на подходе к шпоре.

РАСЧЕТ МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ

Сквозные поперечные шпоры отклоняют от берега часть потока и увеличивают скорость течения у головы шпоры, вызывая размыв дна. В первый момент работы шпоры наблюдается повышение уровня воды перед ней, которое по мере углубления русла постепенно уменьшается. Размыв

дна у шпоры продолжается до тех пор, пока не образуется живое сечение, достаточное для пропуска дополнительного расхода воды, отжатого шпорой. После этого форма сечения остается более или менее устойчивой. Форма и глубина местного размыва зависят от длины шпоры, от застройки ее, скорости течения потока, угла подхода к шпоре, от состава грунта дна и т.п.

Дно у сквозных шпор размывается потому, что актуальная скорость потока ($V_a = \bar{V} + V'$) на данной вертикали, происходящая за счет стеснения воды шпорой, превышает допускаемую неразмывающую скорость, т.е. $(\bar{V} + V') > V_н$. Размыв происходит до момента, при котором $(\bar{V} + V') = V_н$, где $\bar{V}$ и V' соответственно осредненная и пульсационная скорости.

Если обозначить глубину на вертикали до размыва через $H_{сш}$, а после него через $H_р$, то, исходя из предположения о постоянстве удельного расхода воды на вертикали до размыва и после него, получим

$$q_{сш} = H_{сш} \cdot V_a = H_р V_н ,$$

отсюда

$$H_р = \frac{q_{сш}}{V_н} = \frac{K_q \cdot q}{V_н} . \qquad (23)$$

($V_н$ – допускаемая неразмывающая средняя скорость потока при глубине $H_р$,

K_q – коэффициент повышения удельного расхода или скорости течения за счет перепада уровней).

Для определения неразмывающей скорости используем формулу [6], которая в общем виде записывается так:

$$V_н = 0{,}9\sqrt{g} \cdot \sqrt{\frac{\gamma - \gamma'}{\gamma}} \cdot K_р \sqrt{\frac{1{,}1}{d}} (H_р d_{ср})^{0{,}25} , \qquad (24)$$

где γ и γ_1 – удельный вес воды и материала, слагающего русло;

$d_{ср}$ – средний диаметр частиц грунта;

$K_\rho = \sqrt{1+3\rho^{\frac{4}{3}}}$ – коэффициент влияния расхода наносов на глубину размыва;

ρ – расход донных и взвешенных наносов, кг/м^3;

$\bar{\alpha}$ – корректирующий коэффициент, учитывающий неравномерное распределение скоростей.

В условиях Амударьи $\gamma_1 = 2{,}75$ т/м^3. При $g =$ $= 9{,}81$ м/сек^2 выражение (24) примет вид

$$V_н = 3{,}7 K_\rho \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}} (H_\rho \cdot d_{ср})^{0{,}25}. \qquad (25)$$

Подставляя в уравнение (23) величину $V_н$ из выражения (25), получаем для глубины размыва зависимость

$$H_\rho = K_r \left(\frac{K_q \cdot q}{3{,}7 K_\rho d^{0{,}25}}\right)^{0{,}8}, \qquad (26)$$

в которой $K_r = \left(\frac{\bar{\alpha}}{1{,}1}\right)^{2/5}$ – коэффициент размывающей способности потока [6], зависящий от его структуры в воронке местного размыва.

Входящие в формулу (26) коэффициенты K_r, K_ρ, K_q возможно определить следующим образом:

Определение K. Данные опытов показали, что после завершения размыва в зоне "А" воронки местного размыва (рис.2а), пульсация и распределение скоростей по глубине соответствуют неравномерному режиму, т.е. $\bar{\alpha} > 1{,}1$.

Величина расхода воды в этом случае устанавливается по формуле

$$Q = 3{,}7 K_\rho \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}} d_{ср}^{0{,}25} H_\rho^{0{,}5} (1-p) l_p. \qquad (27)$$

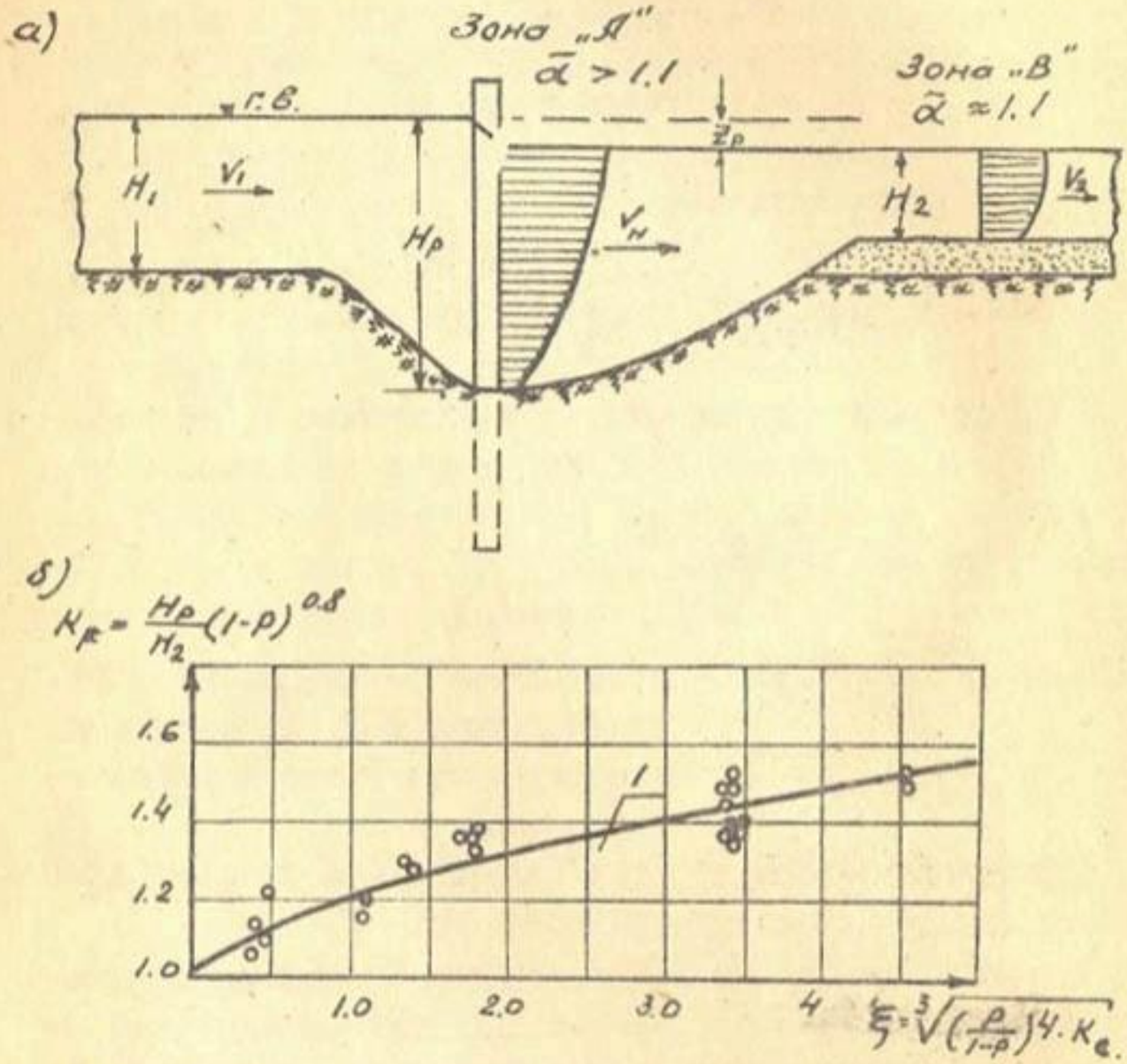


Рис.2. Схема и график гидравлического расчета местного размыва сквозных шпор:

а– продольный разрез по течению потока,

б– график зависимости $K_r = f(\frac{H_p}{H_2}, \xi)$;

I– уравнение $K_r = (1+\xi)^{0.25}$

В зоне "В", удаленной от сквозной шпоры в процессе турбулентного перемешивания, гашение избыточной кинетической энергии потока завершается, поэтому пульсация и распределение скоростей по глубине соответствуют спокойному равномерному режиму - $\alpha = 1{,}1$. В этом случае

$$Q_2 = 3{,}7 K_p \cdot \sqrt{\frac{1{,}1}{\alpha}} \cdot d_{cp}^{0{,}25} H_2^{1{,}25} \cdot l_o . \qquad (28)$$

Предположив, что расходы воды в рассматриваемых зонах одинаковы, т.е. $Q_{сш} = Q_2$, получим соотношение

$$\left(\frac{\alpha}{1{,}1}\right)^{2/5} = \frac{H_p}{H_2}(1-P)^{0{,}8}$$

или

$$K_f = \left(\frac{\alpha}{1{,}1}\right)^{2/5} = \frac{H_p}{H_2}(1-P)^{0{,}8}, \qquad (29)$$

где H_2 - глубина воды ниже сквозной шпоры при спокойном равномерном режиме.

В результате обработки экспериментальных данных (рис.2б) имеем зависимость

$$K_f = (1 + P)^{0{,}25}. \qquad (30)$$

Определение K_p. Значение коэффициента, учитывающего влияние на глубину размыва расхода наносов, обычно принимают в зависимости от соотношения $\frac{V_p}{V_o}$, где V_p и V_o - неразмывающие скорости потока при наличии и отсутствии наносов, высчитываемые по формуле (25).

Опытные данные обрабатывались по следующей зависимости:

$$K_p = \frac{V_{H_p}}{V_{H_o}} = \frac{K_{v_p} \cdot V_p}{K_{v_o} \cdot V_o} = \frac{3{,}7\sqrt{1+3P^{2/5}}\,(d_p \cdot H_{p_o})^{0{,}25}}{3{,}7\sqrt{1+3\cdot 0}\,(d_o \cdot H_{p_o})^{0{,}25}}, \qquad (31)$$

где $V_{н_р}$ и $V_{н_о}$ – средние неразмывающие скорости в створе сквозных шпор;

$K_{v_р}$ и $K_{v_о}$ – коэффициенты повышения скорости в створе шпор относительно скорости подхода потока;

$H_{р_р}$ и $H_{р_о}$ – глубины размыва дна у сквозных шпор.

Индексами $\bar{р}$ и $\bar{О}$ обозначаются параметры соответственно при наличии и отсутствии наносов в потоке.

Полагая $K_{v_р} = K_{v_о}$, $d_р = d_о$ и $\bar{L}_р = \bar{L}_о$, из выражения (31) будем иметь:

$$K_р = \frac{V_р}{V_о}\left(\frac{H_{р_о}}{H_{р_р}}\right)^{0,25}. \qquad (32)$$

На основании опытных данных получены следующие значения коэффициента $K_р$:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{V_р}{V_о} \leq 1{,}2 \;-\; K_р = 0; \\ &\frac{V_р}{V_о} \leq 1{,}5 \;-\; K_р = 1{,}2 \div 1{,}4; \\ &\frac{V_р}{V_о} \leq 2{,}0 \;-\; K_р \geqslant 1{,}6 \end{aligned}\right\} \qquad (33)$$

Кроме того, значения $K_р$ можно вычислить [6] приближенно по формуле

$$K_р = \sqrt{1 + 3\rho_g^{4/3}}, \qquad (34)$$

здесь ρ_g – расход донных наносов в реке, кг/м^3.

Определение K_q. Величину данного коэффициента рассчитаем для двух случаев. I. Для удельного расхода между сваями $K_{q_{ср}}$ можно установить по формуле (8) с учетом (I4,I5):

$$q_{сш} = \frac{K_о \cdot Q_1}{(1-\rho)a} = \sqrt{\frac{2\bar{\rho}+1}{\bar{\rho}+1}} \cdot q_1,$$

откуда

$$K_{q_{cb}} = \sqrt{\frac{2\bar{E}+1}{\bar{E}+1}}. \qquad (35)$$

2. Для удельного расхода потока, обтекающего головную часть сквозной шпоры, K_{q_c} может быть определен приближенно по уравнению (рис.Iа,б):

$$z + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(V_0 \cdot \cos\beta_c)^2}{2g} - z_в, \qquad (36)$$

где $z_в$ – перепад восстановления уровня воды ниже шпоры, который можно найти по формуле Борда:

$$z_в = \frac{V_1(V_c\cos\beta_c - V_1)}{g}. \qquad (37)$$

Подставляя в уравнение (36) величину z из равенства (I) и $z_в$ из (37), получаем выражение для наибольшей скорости обтекания головной части сквозной шпоры:

$$V_c = \frac{V_1(1+\sqrt{\bar{E}'})}{\cos\beta_c}, \qquad (38)$$

из которого, принимая в первом приближении $\beta_c = \beta_0$, получим

$$K_{q_c} = \frac{V_c}{V_1} = \frac{(1+\sqrt{\bar{E}'})}{\cos\beta_0}. \qquad (39)$$

Приведенные выше корректирующие коэффициенты K_r, K_p, $K_{q_{cb}}$ и K_{q_c} позволяют установить: I) глубину воды после размыва между сваями –

$$H_{p_{cb}} = K_r\left(\frac{K_{q_{cb}} \cdot q_1}{3{,}7 K_p \cdot d_{90}^{1/3}}\right)^{0{,}8} \qquad (40)$$

(здесь K_p – выявляется по формуле (35);
d_{90} – диаметр грунта, соответствующий 90%-ному гранулометрическому составу фракций нано-

сов или отложений, вводится для учета самоотмостки местного размыва с крупными частицами наносов или отложений);

2) наибольшую глубину после размыва в головной части сквозной шпоры –

$$H_{p_{max}} = K_r \left(\frac{K_{q_c} \cdot q_c}{\sqrt{g} K_p \cdot d_{90}^{0,08}} \right)^{0,8} \qquad (41)$$

(K_{q_c} высчитывается по (39)).

Пример гидравлического расчета сквозной шпоры для условий, отвечающих нижнему течению р.Амударьи.

Участок реки характеризуется шириной поймы $B_б$ = = 2000 м, средним диаметром частиц наносов и отложений $d_{ср}$ = 0,24 мм (d_{90} = 0,3 мм), максимальным расходом воды $Q_б^{ср}$ = 6000 м^3/сек (q_1 = 10 м^2/сек, V_1 = 3 м/сек, H_1 = 3,33 м) и мутностью ρ = 5 кг/м^3 (соответственно $\rho_в$ = = 0,5 кг/м^3); сооружение – свайно-сквозная шпора с диаметром свай $d_н$ = 1,0 м, углом установки в плане $\theta = 90^0$, рабочей длиной $l_р$ = 500 м и коэффициентом застройки P=0,5.

По приведенным данным можно вычислить ряд величин. Коэффициент стеснения потока сквозной шпорой определяется выражением

$$K_c = \frac{l_р \cdot \sin 90^\circ}{B_б} = \frac{500 \cdot 1}{2000} = 0,25;$$

коэффициент сопротивления – по уравнению (4):

$$\varphi = 1,79 \sqrt[3]{\left(\frac{0,5}{0,5-1}\right)^4 \cdot 0,25 \cdot \sin 90^\circ} = 1,12;$$

коэффициент обтекания сквозных шпор (до размыва) – по (15):

$$K_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,12 + 1}{1,12 + 1}} (1 - 0,5) = 0,62;$$

корректирующие коэффициенты, учитывающие пульсации скоростей – по формуле (30):

$$K_r = (1 + 1{,}12)^{0{,}25} = 1{,}21,$$

режим наносов – по (34)

$$K_p = \sqrt{1 + 3 \cdot (0{,}5)^{2/3}} = 1{,}70;$$

коэффициенты повышения удельного расхода воды – по (35), (39):

$$K_{q_{св}} = \sqrt{\frac{2{,}1{,}12+1}{1{,}12 + 1}} = 1{,}25,$$

$$K_{q_c} = \frac{1 + \sqrt{1{,}12}}{\cos 0^\circ} = 2{,}06;$$

глубину потока после размыва между сваями – по (39):

$$H_{p_{св}} = 1{,}21 \left[\frac{1{,}25 \cdot 10}{3{,}7 \cdot 1{,}70 \cdot (0{,}0003)^{0{,}25}}\right]^{0{,}8} = 10{,}6 \text{ м};$$

наибольшую глубину воды после размыва у головной части сквозной шпоры – по (40):

$$H_{p_{max}} = 1{,}21 \left[\frac{2{,}06 \cdot 10}{3{,}7 \cdot 1{,}7 \cdot (0{,}0003)^{0{,}25}}\right]^{0{,}8} = 16 \text{ м};$$

необходимое количество поперечных сквозных шпор для гашения заданной скорости потока ($V_1 = 3$ м/сек) до допускаемой неразмывающей скорости ($V_н = 0{,}5$ м/сек при $d_ф = 0{,}24$ мм и $H = 3$ м) – по формуле (20):

$$N = \frac{\lg \frac{0{,}5}{3{,}0}}{\lg 0{,}62} = 3{,}75 \text{ (ряд)}.$$

После стабилизации местного размыва уточним следующие величины;

Коэффициент сопротивления вычислим по зависимости (I6):

$$\zeta_p = 1{,}12 \frac{3{,}33}{10{,}6} = 0{,}35;$$

коэффициент обтекания или гашения скоростей потока – по (I5):

$$K_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}35 + 1}{0{,}35 + 1}} (1 - 0{,}5) = 0{,}56;$$

скорость потока за первой сквозной шпорой в зоне ее действия – по (I7):

$$V_2 = 0{,}56 \cdot 3 = 1{,}68 \text{ м/сек};$$

необходимое количество поперечных сквозных шпор – по (20):

$$N = \frac{\lg \frac{0{,}5}{3{,}0}}{\lg 0{,}56} = 3{,}1 \text{ (ряд)}.$$

Отсюда можно сделать следующее заключение.

Во-первых, заданные параметры сквозных шпор ($P = 0{,}5$; $K_c = 0{,}25$) позволяют погасить энергию потока при отсутствии местного размыва до $K_0 = 0{,}62$, а при наличии его – до $K_0 = 0{,}56$. Следовательно, в воронке местного размыва дополнительно гасится около 10% энергии потока.

Во-вторых, в случаях без размыва необходимое количество поперечных сквозных шпор $N = 3{,}75$, а при размыве его $N = 3{,}10$. Поскольку у 2, 3, 4-го рядов сквозных шпор возможные местные размывы и погонные расходы меньше, чем у 1-го, то величины коэффициента гашения энергии в этих шпорах находятся в пределах $0{,}62 > K_{0p} > 0{,}56$. В связи с этим общее количество сквозных шпор в системе может быть принято равным $N = 4$ рядам, которые могут уменьшить скорости потока до допускаемой величины.

Таким образом, приведенный метод приближенного расчета сквозных шпор позволяет с достаточной точностью проанализировать изменения гидравлических элементов потока при наличии местных сопротивлений в виде однорядных свайных сквозных шпор.

ЛИТЕРАТУРА

1. Амбарцумян /и др./. Некоторые вопросы гидравлического расчета берегозащитных поперечных шпор, Труды АрмНИИГиМ, т.Ш, Ереван, 1958.
2. Башкиров Г.С. Гидравлический расчет сквозных сооружений, "Гидротехника и мелиорация", 1956, № 12.
3. Данелия Н.Ф. Обтекание преград, как основа устройства водозаборных и руслорегулирующих сооружений, Труды Всесоюзного научно-технического совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, т.I, Тбилиси, ГрузНИИГиМ, 1961.
4. Избаш С.В. Гидравлика производства работ по перегораживанию русла, М.-Л., Госстройиздат, 1939.
5. Орлов И.Я. Сквозные заилители для защиты берегов от размыва, "Гидротехника и мелиорация", 1951, № 12.
6. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, М., Госстройиздат, 1964.
7. Уркинбаев Р. Моделирование сквозных шпор, "Изв. АН УзССР", серия техн.наук, 1967, № 4.

В.С.ЛАПШЕНКОВ

ОБ ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ РУСЕЛ РЕК

Русловые естественные потоки имеют самый разнообразный облик: от спокойных речек с песчаным и даже илистым руслом, до бурных - с гравелистым блуждающим; от мощных потоков со стабильным галечниковым руслом до блуждающих потоков в песчаных грунтах. В одних случаях поток легко деформирует русло, и тогда оно очень подвижно, неустойчиво; в других - русло значительно сопротивляется воздействию потока, деформация его происходит только при очень больших расходах воды, поэтому русло таких потоков устойчиво. Во взаимодействии потока и русла определяющую роль играют грунты, называемые руслообразующими наносами.

За длительное время существования большинство естественных потоков находится в состоянии равновесия с руслом: активные факторы природы (вода и несомые ею наносы) сформировали равновесные себе пассивные факторы, проявляющиеся в сопротивляемости потоку; это крупность частиц, из которых состоит русло, ширина, глубина, уклон потока, транспортируемая нагрузка и др. Важно подчеркнуть, что два фактора - расход потока и наносы, активно определяют такой важный элемент русла и потока, как уклон (имеется в виду уклон на большой длине).

В реках колебание расходов воды в течение года происходит в широких пределах: от меженного, который часто не в состоянии перемещать донные отложения, до расхода воды в половодье, который не умещается в русле, часть его изливается на пойму и не производит работы в русле. В общем можно считать, что каждый расход воды производит работу по приведению русла в состояние, соответствующее

этому расходу; такая работа происходит почти беспрерывно в течение длительного времени, но она разнозначна.

Малые расходы воды в паводковом русле стремятся создать свои формы с большей искривленностью, заносят плёсовые ямы мелким материалом, который способны вымыть из-под крупных частиц и т.п.; русло имеет тенденцию к накоплению наносов и увеличению уклона. Наоборот, большие расходы в половодье имеют стремление выпрямить искривленное русло, промыть его, уменьшить уклоны. Большие расходы воздействуют интенсивно, но кратковременно; за малыми же расходами преимущество - время. В результате этих сезонных противоположных изменений существует какая-то средняя форма; важнейшим показателем этой формы является уклон потока на длине, превышающей несколько излучин реки.

Действительно, если бы поток постоянно имел расход воды, равный меженному, он сформировал бы значительно больший уклон. Постоянный большой расход малой обеспеченности промыл бы русло и уположил его. Реальное же русло - продукт воздействия гидрографа реки - имеет характеристики, отличные от тех, которые стремятся формировать экстремальные расходы воды. В этом процессе не трудно заметить ту середину, тот расход воды, которому сформированные годовым гидрографом формы наиболее соответствуют и на котором меняется знак воздействия потока на русло. Этот расход называется руслоформирующим и определение его является важнейшим моментом при анализе руслового процесса.

До сих пор нет достаточно полной ясности в определении величины руслоформирующего расхода. Этот расход можно определить только в результате тщательного анализа исходных материалов, близкого знакомства с рекой и понимания ее. Но все же есть в какой-то мере объективные показатели, облегчающие задачу. Например, на реках с развитой

поймой это расход воды, уровень которого имеет такую же отметку, как и бровка пойменного берега. Опыт расчетов деформаций русел рек Средней Азии, которые происходят при воздействии гидротехнических сооружений, показывает, что без больших ошибок руслоформирующий расход можно определять по гидрографу года 50%-ной обеспеченности по стоку воды: в условиях песчаных русел это будет расход воды обеспеченностью 20-30 дней в году, для гравелистых и галечниковых русел - 10-15 дней. Эффект воздействия руслоформирующего расхода воды наибольший: он достаточно велик, имеет немалую продолжительность.

Деформации русел в поперечном и продольном направлениях - это проявление их неустойчивости. При этом какая-то часть русла размывается, другая часть заносится. В этом смысле устойчивость русла целесообразно определить количественным показателем, который является отношением размывающей скорости для грунтов, слагающих русло, к фактической скорости потока:

$$\sigma_v = \frac{v_p}{v}.$$

Это отношение для одного и того же участка реки с изменением расхода воды в течение года изменяется в широких пределах и выражается числом больше и меньше единицы. Вычисленное для конкретных расходов воды, оно будет характеризовать устойчивость одного и того же русла при воздействии на него различных расходов воды. Однако наибольший интерес представляет величина показателя устойчивости русла, вычисленная при руслоформирующем расходе: в этом случае показатель устойчивости русла даст возможность сравнить устойчивость рек и их отдельных участков между собой.

Для сравнительно устойчивых участков рек этот показатель близок к единице (0,9 - 1,0), для очень неустой-

чивых русел он уменьшается до 0,3. Например, для Амударьи при характерных глубинах в половодье размывающая скорость для мелкого песка равна I м/сек, в то время как средняя по сечению - 2,7 м/сек, следовательно $\sigma_i = I:2,7 = 0,37$; на отдельных вертикалях и при больших расходах этот показатель уменьшается еще более.

Кроме устойчивости русла в поперечном сечении, бывает необходим анализ русла в продольном направлении. В бытовых условиях уклон не может сильно измениться, но при резком вмешательстве в режим реки (например, при задержании стока руслообразующих наносов в водохранилище) изменяется очень существенно, причем тем больше, чем меньшей устойчивостью будет обладать русло. Показатель устойчивости русел в продольном направлении характеризует собою и устойчивость русла на поперечнике.

Показателем устойчивости русла в продольном направлении является отношение устойчивого уклона для конкретных условий потока к фактическому:

$$\sigma_i = \frac{i_0}{i}.$$

Если размывающую скорость потока определить сравнительно просто, то вычисление устойчивого уклона для конкретного случая затруднительно. По смыслу это такой уклон, который образовал бы поток с расходами, равными бытовым; но этот поток должен быть свободен от наносов. Плоская задача решается сравнительно легко. Пространственность явления можно учесть формулой устойчивой ширины С.Т.Алтунина.

Из условий размываемости В.Н.Гончарова и Г.С.Чекулаева формула для определения устойчивого уклона русла с частицами грунта I мм и более имеет вид:

$$i_0 = 0,000315 \frac{d^{992}}{Q_p^{937}}, \qquad (I)$$

где d – диаметр частицы, менее которой в составе донных отложений содержится 95% грунта, мм;

$Q_р$ – руслоформирующий расход воды.

Из условий размываемости, которые даются А.А.Черкасовым, устойчивый уклон определяется в виде:

$$i_0 = \frac{(V_1 n)^2}{\left(\frac{Q_р}{V_1 K \sqrt{m}}\right)^{\frac{1+2y-2\alpha}{1+1/m+2}}}, \qquad (2)$$

где V_1 – размывающая скорость для донных отложений при гидравлическом радиусе потока I м;

n – коэффициент шероховатости;

y – показатель степени в формуле Н.Н.Павловского для определения коэффициента Шези;

α – показатель степени в формуле А.А.Черкасова: $V_р = V_1 \cdot H^{\alpha}$;

K и m – параметры формы русла С.Т.Алтунина.

Эта формула рекомендуется для песчаных русел.

Не трудно установить связь между показателем устойчивости русла по скоростям с показателем устойчивости по уклонам на основании формулы Шези:

$$G_i = G_v^2$$

Преобладающее большинство русловых потоков имеет показатель устойчивости русла меньше единицы. Это объясняется тем, что руслообразующие наносы перемещаются в таком количестве, которое уже требует учета, так как зависимости для определения устойчивого уклона получены с использованием формул размывающих скоростей для чистой воды. Количество наносов изменяет качественно то русло, которое сформировалось бы в тех же отложениях потоком чистой (с очень малым количеством руслообразующих наносов) воды. Это, например, бывает в нижних бьефах водохранилищных плотин, когда наступает эрозия русла; элемен-

ты такого размываемого русла могут вычисляться по формулам для чистой воды. Это - устойчивое русло при заданных руслоформирующем расходе воды и крупности донных отложений; такое русло может существовать только при уменьшенном уклоне.

Для анализа бытового русла очень полезно оперировать условным устойчивым руслом. Элементы его вычисляются в предположении сохранения руслоформирующего расхода воды (без руслообразующих наносов) и уклона. В этом варианте искомым является крупность донных отложений: требуется найти такой диаметр их, чтобы при заданном расходе воды и уклоне потока они образовали устойчивое русло. Решение может быть найдено по зависимости (I). При значительной условности предположений такое решение не оторвано от действительности.

Например, вычислено, что русло Сырдарьи у Чардары было бы устойчивым, если бы оно транспортировало частицы (при расходе 3I00 $м^3$/сек и уклоне 0,00025) крупностью I9,7 мм. При бурении скважины в русле на месте перемычек в речном песке обнаружены отдельные частицы гравия крупностью I0-20 мм; в дальнейшем этот гравий обнаружен при разработке котлована Чардаринской ГЭС: примерно I шт. на I $м^2$ откоса. Это свидетельствует о том, что Сырдарья не только может, но и фактически транспортирует гравий до вычисленной крупности, но его настолько мало, что он не влияет на руслообразующие процессы.

Аналогичный пример можно привести и по Амударье: при уклоне 0,00022 и расходе 6000 $м^3$/сек в районе устья Кафирниган Амударья может транспортировать частицы крупностью до 22,5 мм. Известно, что как раз такой гравий Кафирниган доносит до Амударьи, и Амударья транспортирует его вниз по течению.

Следовательно, неустойчивые русла были бы устойчивыми при тех же характеристиках потока, если бы в качестве руслообразующей фракции использовался грунт большей крупности. Чем больше отличается крупность донных отложений руслообразующих наносов от вычисленной для устойчивого русла, тем более неустойчиво сечение. Например, в Сырдарье у Чардары наибольшая крупность руслообразующих наносов равна 2 мм, а в Амударье у Тюямуюна, где d_{95}=I9,6 мм, - I мм. Такой разницей в диаметрах частиц и определяется очень малая устойчивость русла Амударьи.

Чем более похожи донные отложения реки на вычисленные руслообразующие наносы, тем более устойчиво русло. Примером может служить русло Чирчика у Газалкента, где при уклоне 0,0035 и расходе воды I000 м^3/сек вычисленная крупность - 220 мм, что близко к крупности отмостки 200 мм; русло р.Сох у Сарыкургана имеет уклон 0,008, руслоформирующий расход воды - I50 м^3/сек, вычисленная крупность 255 мм почти соответствует крупности руслообразующих наносов 220 мм; русло р.Монейкрик имеет уклон 0,0009 при расходе 3I м^3/сек транспортирует в числе руслообразующих наносов частицы до I0 мм (вычисленные по формуле - I2,5 мм).

Таким образом, имеется возможность для различных сочетаний руслообразующих расходов и уклонов вычислить крупность руслообразующих наносов (донных отложений), при которых русла будут устойчивыми. При этих же величинах расхода воды и уклона поток способен транспортировать некоторое количество наносов мельче вычисленного диаметра; это количество будет тем больше, чем меньше диаметр руслообразующих наносов. С уменьшением крупности руслообразующих наносов по сравнению с крупностью, отвечающей наиболее устойчивому руслу, устойчивость русла будет все более уменьшаться; форма его будет все более отличаться от

формы предельно устойчивого русла.

Устойчивое русло имеет правильное очертание с динамически единым потоком; с уменьшением устойчивости русло стремится к разделению на рукава (так как каждый из рукавов более устойчив, чем одно широкое русло).

Показатель устойчивости русла, вычисленный по руслоформирующему расходу воды и по конкретным руслообразующим наносам, является физической характеристикой устойчивости русла и должен применяться при анализе руслового процесса. Эта величина в значительной мере раскрывает физическое состояние потока в быту, а также дает представление о возможной деформации русла при изменении режима потока.

В.С.ЛАПШЕНКОВ

РУСЛООБРАЗУЮЩИЕ НАНОСЫ РУСЛОВЫХ ПОТОКОВ

Наносы рек разделяются по различным признакам. В литературе известны названия наносов: взвешенные и влекомые, взвешенные и донные, русловые и нерусловые, илистые, песчаные и гравелистые, руслообразующие и транзитные. Всякое название служит своему назначению и, видимо, неправильно было бы оставление единого названия и отбрасывание остальных. Однако, представляется целесообразным четко определить роль различных составляющих наносов в русловом процессе.

Активным фактором при перемещении наносов является кинетическая энергия потока, проявляющаяся по отношению к руслу и наносам в виде касательных усилий на поверхности дна, а также в виде вертикальных перемещений отдельных масс потока, интенсивность которых увеличивается с усилением кинетичности потока. Следовательно, кинетическая энергия потока в отношении руслообразования проявляет себя в объеме потока и по площади дна, т.е. транспортирование наносов зависит не только от величины кинетической энергии потока, но и от его формы, выражаемой, например, через среднюю глубину.

При таком предположении наилучшим показателем транспортирующей способности потока будет число Фруда, так как оно отражает и кинетическую энергию потока, и форму сечения (через глубину). Анализ формулы взвешивающей способности потока А.Н.Гостунского показывает, что она полностью удовлетворяет этим общим предпосылкам. Действительно,

$$\rho u = 3300 \frac{v^3}{C^3 H} \; ; \quad C^3 = \frac{1}{n^3} H^{3y}$$

После подстановки второго выражения в формулу Гостунского, получим:

$$\rho u = 3300 \frac{v^3 n^3}{H^{1+3y}}.$$

Часто (для мелкозернистых грунтов) $y = 1/6$, тогда

$$\rho u = 3300 \frac{v^3 n^3}{H^{1,5}}.$$

Из определения числа Фруда

$$Fr = \frac{v^2}{gH}$$

следует, что

$$\frac{v^3}{H^{1,5}} = (gFr)^{1,5},$$

и тогда:

$$\rho u = 3300\, g^{1,5} n^3 Fr^{1,5}$$

Численные коэффициенты равны около 100000, следовательно, по А.Н.Гостунскому:

$$\rho u = 100000\, n^3 Fr^{1,5}.$$

Из приведенных преобразований следует, что транспортирующая способность потока зависит не только от величины его кинетической энергии и формы (что выражается числом Фруда), но и от шероховатости дна. Физически это совершенно правильно, так как шероховатость дна значительно влияет на градиент скоростей и, в конечном счете, на величину транспортирующей способности потока.

Размерность правой части скрыта в полуэмпирическом коэффициенте (в котором есть $g^{1,5}$, объемный вес воды, относительный удельный вес наносов и др.). Эта размерность как и у левой части ($\frac{кг \cdot м}{сек} \cdot \frac{1}{м^3}$) свидетельствует о том, что транспортирующая способность потока, выражаемая произведением ρu, есть не что иное, как часть

мощности потока ($\frac{кг \cdot м}{сек}$), представляемая одним кубометром потока для транспортирования наносов.

Для того чтобы завершить изложение основы, необходимой для анализа взаимовлияния наносов и потока в русловом процессе, необходимо еще остановиться на выяснении роли "избирательной способности" потока.

В толковании А.Н.Гостунского, избирательная способность потока – это способность его транспортировать определенные количества различных фракций наносов; нельзя одной фракцией полностью заменить другую. Только в том случае поток способен транспортировать нагрузку (ρu), равную вычисленной взвешивающей способности (тоже ρu), если фракционный состав этих наносов, а точнее, распределение нагрузки по фракциям наносов, будет соответствовать структуре турбулентного потока. Поскольку это условие в природе часто не соблюдается, то реальные потоки в большинстве случаев имеют фактическую нагрузку потока наносами меньше, чем взвешивающая способность потока, вычисленная по формуле.

Рассмотренная здесь формула А.Н.Гостунского отражает лишь часть транспортирующей способности потока – его взвешивающую способность. К сожалению, формулы, определяющие условия транспортирования наносов в придонном слое и в состоянии рифелей, не имеют такой теоретической стройности, как формула взвешивающей способности Гостунского, поэтому их трудно проанализировать с точки зрения затрагиваемого вопроса. Несомненно, однако, что транспортирующая способность придонной области потока определяется теми же факторами: числом Фруда и шероховатостью дна; что между взвешивающей способностью "толщи" потока и транспортирующей способностью придонной области существует прямая и тесная связь. Поэтому ограничимся в этой статье анализом

взаимного влияния потока и несомых им разнофракционных наносов только во взвешенном состоянии.

Как отмечено выше, формула А.Н.Гостунского определяет взвешивающую способность потока, выражаемую через ρu. Для анализа состава естественных наносов используем эту физическую величину.

Проанализируем для примера амударьинские взвешенные наносы у Тюямуюна. Для этого по данным фактических измерений наносов построим кривую распределения нагрузки по фракциям измеренных наносов (рис.I). Очевидно, что наибольшая интенсивность нарастания нагрузки будет на том участке кривой, на котором касательная к ней будет образовывать с горизонтальной осью графика наименьший угол. По графику среднего состава наносов наибольшую интенсивность нарастания нагрузки дают фракции от 0,075 до 0,23 мм. Начальные и конечные участки кривой имеют угол наклона существенно больше минимального, а в области мелких фракций он равен предельно возможному, т.е. 90°. Обращает на себя внимание тот факт, что свыше 4/5 нагрузки создается фракциями более 0,I мм; наносы же более 0,075 мм создают 93% нагрузки, а ведь эти наносы составляют по весу всего лишь 31%. Наносы мельче 0,075 мм, составляя по весу 69%, создают ничтожную нагрузку потока - всего 7%.

Из графика усматривается очень существенное влияние на поток частиц крупнее 0,075 - 0,I мм (рис.I); незначительное изменение их количества приводит к сильному изменению нагрузки потока. Этими наносами поток насыщен до предела, это и есть руслообразующие наносы.

При микроскопическом исследовании донных отложений Амударьи, отобранных в сентябре I967 г. на стрежне при расходах воды в реке около I500 $м^3$/сек, выявлено, что в составе отложений частиц менее 0,I мм почти нет. Из 65 проб

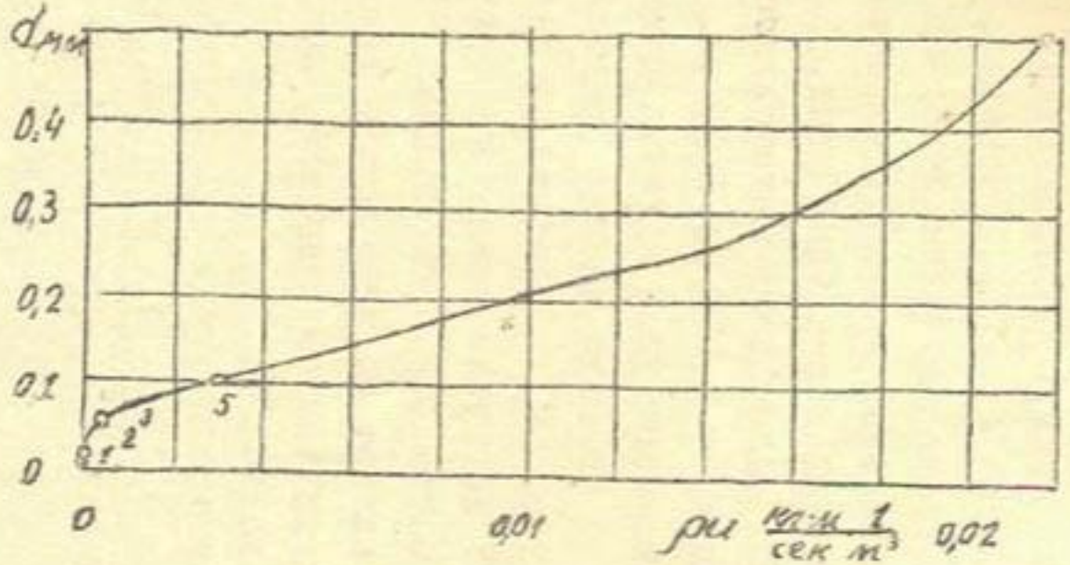


Рис.I. Распределение нагрузки потока по фракциям взвешенных наносов (р.Амударья, Тюямуюн):
ρ =4,85 кг/м^3, в т.ч. 0-4-60,3%; 4-5-I6,7%; 5-6-I4,5%; 6-7-8,5%.

только в нескольких обнаружены частицы крупностью 0,07 мм в незначительном количестве. Это подтверждает, что в руслообразующих наносах Амударьи (которые участвуют в русловом процессе) содержатся частицы главным образом крупнее 0,I мм. Частицы меньшего размера хотя и составляют по весу 77%, создают потоку малую нагрузку; количество их может существенно изменяться, но это не повлияет заметно на нагрузку потока; это - неруслообразующие наносы. Им отведена пассивная роль - образование наилка в пойме и островах. Количество их (в диапазоне изменения в бытовых условиях) не определяет параметров русла.

Наоборот, частицы крупнее 0,I мм, составляя большую часть нагрузки (и только 23% по весу), играют решающую роль в русловом процессе, определяя, в совокупности с другими факторами, ширину, глубину, уклон потока, тип руслового процесса и т.п.

То же микроскопическое исследование показывает, что у Тюямуюна достаточно часто встречаются частицы крупностью I,5 мм, а согласно вычислениям при скоростях до 3 м/сек поток может транспортировать частицы крупностью до 20 мм (при геологических изысканиях Куйбышевским филиалом института Гидропроект такие частицы вскрыты на глубине 8-9 м от меженного уровня воды). Конечно, таких предельно крупных частиц мало, поэтому, несмотря на значительную их гидравлическую крупность, они добавляют небольшую часть нагрузки. Кривая распределения нагрузки по фракциям с учетом этих крупных частиц дана на рис.2. Таким образом, полностью построенная кривая имеет 2 вертикальных подъема: первый - в области мелких фракций, второй - в области крупных. Вертикальный подъем кривой свидетельствует о недогрузке потока теми фракциями, в области которых наблюдается этот подъем. Значит, поток у Тюямуюна недогружен не только мелкими, но и крупными (в пределах 0,7-20 мм) фракциями, и не-

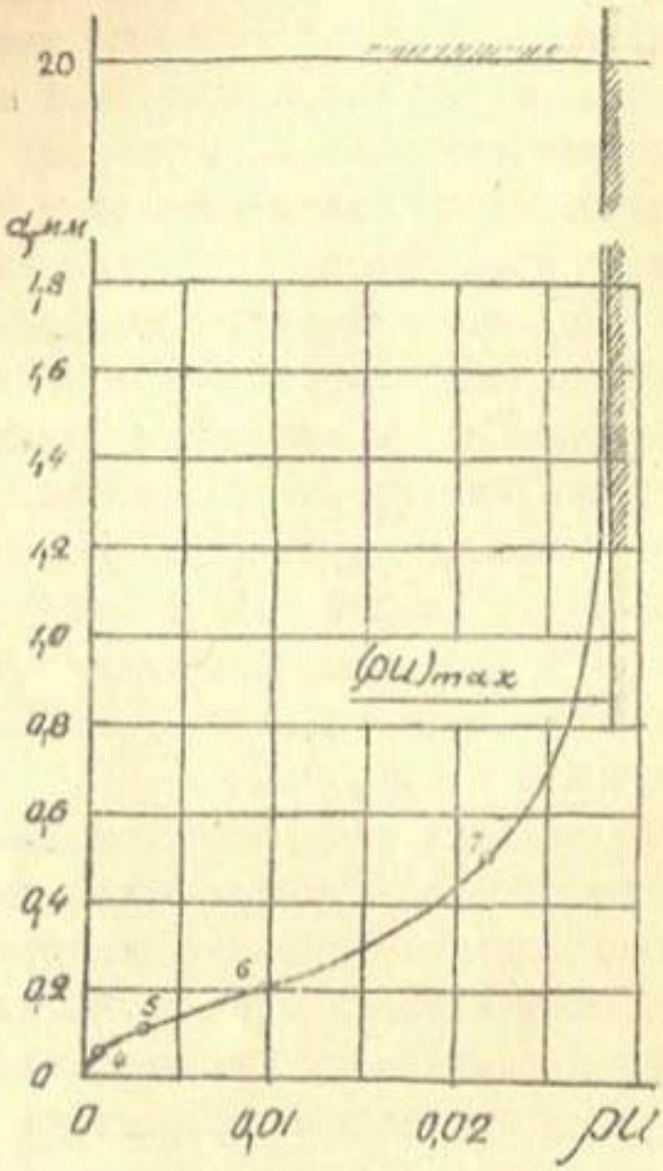


Рис.2. Распределение нагрузки потока по фракциям наносов с учетом крупности донных отложений (р.Амударья, Тюямуюн).

которое изменение их в потоке не нарушит установившегося равновесия руслового процесса. Из этого следует не совсем обычный, очень важный вывод о том, что часть крупных наносов (в данном примере крупнее 0,7-0,8 мм) не может быть отнесена к руслообразующим.

Итак, руслообразующие наносы можно определить как наносы, которыми поток насыщен до предела, остальные -неруслообразующие. Крупные наносы из этой категории хотя и имеются в составе донных отложений, но не влияют на ход руслового процесса, форма и размеры русла от них не зависят. Такие крупные частицы в донных отложениях не образуют скелета. Следует отметить, что руслообразующие наносы перемещаются как в придонной области потока (влечением, скачками, перемещением рифелей и т.п.), так и в состоянии взвеси. Если руслообразующие наносы мелкие (мельче I,5), то они достаточно устойчиво поддерживаются во взвеси. Так, значительно больше половины руслообразующих наносов Амударьи перемещается в состоянии взвеси и только 7-I0% (по данным А.Г.Хачатряна) в состоянии, недоступном для отбора проб приборами типа бутылки или вакуум-батометра.

При таком определении руслообразующих и неруслообразующих наносов остается последняя неясность: к какому состоянию потока относить предельное насыщение его наносами? Например, наносы, не участвующие в руслообразующих процессах в естественном состоянии потока, начинают выпадать на дно в зоне подпора и становятся как бы руслообразующими. При решении этого вопроса целесообразно исходить из тех задач, которые обычно встречаются на практике.Главная из них - расчет общих деформаций русла в связи с возведением на реках искусственных сооружений. Здесь необходимым элементом является определение уклона потока в новом формирующемся русле. Вполне очевидно, что в расчетах

приходится оперировать уклонами, соизмеримыми с бытовым уклоном. Они формируются обычно при наличии тех фракций наносов, которые относятся к категории руслообразующих в бытовых условиях потока. Поэтому категорию руслообразующих наносов целесообразно относить к характеристикам потока в бытовом состоянии.

В.С.ЛАПШЕНКОВ

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЛОЩАДЕЙ ЖИВЫХ СЕЧЕНИЙ В ЗАИЛЯЕМЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ

Опубликованный впервые в 1954, а затем в 1957 г. [1] метод прогноза заиления водохранилищ все шире применяется при гидротехническом проектировании. Положительные качества этого метода (физическая обоснованность, удовлетворительная достоверность результатов, относительная простота и др.) оценены Межведомственным совещанием (23 организации Советского Союза), которое состоялось в Государственном гидрологическом институте в июле 1965 г., и он был включен в "Практические рекомендации по расчету заиления водохранилищ". В этой работе приводятся лишь формулы для вычисления объема заиления водохранилища в целом и по участкам. Площади заиления поперечных сечений определяли графоаналитическим методом, сравнительно трудоемким и приближенным. В настоящее время получена и применяется в САНИИРИ и в САОГидропроекте зависимость, позволяющая легко вычислить площадь заиления в любом поперечном сечении водохранилища, в любой момент его эксплуатации. В статье приводятся вывод формулы и пример расчета.

Ранее было получено:

$$V_y = V_n\left(1 - e^{-\frac{t}{\bar{t}}}\right),$$

где V_y – объем заиления всего водохранилища или части его, расположенной выше принятого расчетного створа;

V_n – предельный объем заиления расчетного участка водохранилища ($V_n = W - V_p$; здесь: W – объем всего водохранилища или его расчетной части при статическом уровне, V_p – объем русла, форми-

рующегося при окончании заиления);

E – характеристика заиляемости расчетной части водохранилища;

$$E = \frac{V_n}{\mathcal{E}' G}$$

($\mathcal{E}'$ – доля наносов, осаждающихся на длине расчетной части водохранилища в начальный момент эксплуатации; G – расчетный годовой сток наносов).

Формула для вычисления площади заиления поперечных сечений водохранилища выводится из вполне приемлемого допущения о том, что площади двух поперечных сечений водохранилища, расположенных на расстоянии I м друг от друга, равны. Обозначим величины, характеризующие верхний расчетный створ без индексов, а створ, расположенный ниже первого на I м, индексом "в" (вспомогательный). Тогда для этих двух створов объем заиления расчетной части водохранилища можно найти по формулам:

$$V_з = V_n\left(1 - e^{-\frac{t}{E}}\right); \quad V_{з.в} = V_{n.в}\left(1 - e^{-\frac{t}{E_в}}\right)$$

Разность между этими объемами составит объем заиления между принятыми расчетными створами и численно будет равна площади заиления, поскольку расстояние между этими створами берется I м:

$$\Delta V_з = V_{n.в}\left(1 - e^{-\frac{t}{E_в}}\right) - V_n\left(1 - e^{-\frac{t}{E}}\right)$$

Предельно заиляемый объем для нижнего створа

$$V_{n.в} = V_n + \Delta W,$$

а характеристика заиляемости

$$E_в = \frac{V_n + \Delta W}{\mathcal{E}' G} = E + \frac{\Delta W}{\mathcal{E}' G},$$

где ΔW – объем части водохранилища с площадью расчетного створа длиною I м.

Подставляя эти выражения в формулу объема заиления получим $\Delta V_з = (V_п + \Delta W)(1 - e^{-\frac{t}{E_б}}) - V_п(1 - e^{-\frac{t}{E}})$

Далее, после преобразований и замены:

$\Delta V = F_з$; $\Delta W = F_п$;

$$F_з = F_п(1 - e^{-\frac{t}{E_б}}) - V_п(e^{-\frac{t}{E_б}} - e^{-\frac{t}{E}})$$

Полученная формула дает возможность определять площади заиления, но требует вычислительной техники; ее использовали для вычисления площадей заиления в створах проектируемого Тюямуюнского водохранилища с помощью машины М-20 и ВК-2. Затруднение, встречающееся при этом, происходит оттого, что величины E и $E_б$ очень мало отличаются друг от друга, поэтому разность, заключенная во вторые скобки формулы заиления, должна быть подсчитана очень точно.

Дальнейшие преобразования приводят формулу площади заиления к виду, удобному для вычислений на логарифмической линейке. Для этого необходимо операцию вычитания произвести раньше операции возведения в степень. Этого можно достичь, разделив все члены равенства на $e^{-\frac{t}{E_б}}$

$$F_з e^{\frac{t}{E_б}} = F_п(e^{\frac{t}{E_б}} - 1) - V_п(1 - e^{-t(\frac{1}{E} - \frac{1}{E_б})})$$

Число $\frac{1}{E} - \frac{1}{E_б} = \frac{E_б - E}{E \cdot E_б}$ будет существенно малым, так как разность характеристик заиляемости будет равна:

$$E_б - E = \frac{F_п}{\mathcal{E} G},$$

т.е. выразится малой величиной; в знаменателе же имеем

произведение двух почти одинаковых величин, выражающихся обычно числами больше единицы.

Это свойство дает нам право после разложения в ряд

$$e^{-x} = 1 - \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} - \frac{x^3}{3!} + \cdots$$

принять:

$$1 - e^{-t\left(\frac{1}{E} - \frac{1}{E_б}\right)} = t\,\frac{E_б - E}{E_б \cdot E} =$$

$$= t\,\frac{\frac{V_n + F_n}{\delta \cdot G} - \frac{V_n}{\delta \cdot G}}{E_б E} = \frac{tF_n}{\delta G E_б E} = \frac{tF_n}{\delta G E^2}$$

В последнем выражении индекс "$б$" опущен по той причине, что он утерял после преобразований смысл, т.е. оставление его ничего не меняет, усложняя в то же время написание зависимостей; величина F_n по смыслу равна предельной площади заиления.

С учетом последних преобразований, формула площади заиления

$$F_з = \frac{1}{e^{\frac{t}{t}}}\left[F_n\left(e^{\frac{t}{t}} - 1\right) - t\,\frac{V_n F_n}{\delta \cdot G \cdot t}\right].$$

Но по прежним обозначениям $\frac{V_n}{\delta \cdot G} = E$, поэтому окончательно

$$F_з = \frac{F_n}{e^{\frac{t}{t}}}\left(e^{\frac{t}{t}} - 1 - \frac{t}{t}\right)$$

Здесь $F_з$ – площадь заиления любого поперечного сечения водохранилища в любой момент времени ;

F_n – предельная площадь заиления расчетного створа, равная площади водного сечения при статическом уровне, уменьшенной на величину площади живого сечения потока, который сформируется при окончании заиления.

Остальные обозначения даны выше.

Полученную формулу можно выразить в безразмерных величинах.

Обозначим, аналогично $\frac{V_з}{V_п} = \zeta_v$, заиленную часть площади через $\frac{F_з}{F_п} = \zeta_f$, тогда:

$$\zeta_f = \frac{1}{e^{\frac{t}{E}}}\left(e^{\frac{t}{E}} - 1 - \frac{t}{E}\right).$$

После преобразований и замены

$$1 - \frac{1}{e^{\frac{t}{E}}} = \zeta_v$$

получим удобную для расчетов зависимость:

$$\zeta_f = \zeta_v - \frac{t}{E e^{\frac{t}{E}}},$$

из которой видно, что доля заиленного объема водохранилища или расчетного участка его ζ_v всегда больше объема заиления площади замыкающего створа ζ_f. Иными словами, эта доля заиления водохранилища уменьшается по участкам сверху вниз, т.е. по направлению движения наносов. Это вполне соответствует физическим представлениям о заилении.

Площадь заиления

$$F_з = F_п \cdot \zeta_f,$$

а площадь водного сечения

$$\omega = \omega' - F_з = \omega' - F_п \zeta_f \simeq \omega'(1 - \zeta_f)$$

Здесь ω' – площадь водного сечения расчетного створа в начале эксплуатации водохранилища.

Сравнение данных, полученных при вычислениях этой зависимости на обычной логарифмической линейке, с результатами вычислений на машине М-20 показало достаточную для практики точность вычислений на линейке.

Получаемые в результате вычислений по приведенной зависимости площади заиления на всех расчетных створах водохранилища позволяют быстро определить средние отметки поверхности отложений наносов, а по ним – объем остатка регулирующей призмы водохранилища. Последнее необходимо

при водохозяйственных и экономических расчетах.

Ниже (таблица) приводится пример вычисления объемов и площадей заиления в Тюямуюнском водохранилище в межень при условиях: отм. г.в. I30,0; G =I9,I0^{6}м^3; l_{I6-I8}=3700 м; t = I00 лет.

Таблица

Номер поперечника	$V_n:10^6$, м^3	E, лет	γ_v	$V_{100}:10^6$, м^3	$\Delta V:10^6$, м^3	$F_{ср}$, м^2	F_n, м^2	F_{100}, м^2	$F_{ср}$, м^2	$\Delta V:10^6$, м^3
I6	I2I9	69,I4	0,763	929			48700	20500		
					I08	29500			29900	II0
I8	987,5	56,I0	0,83I	82I			74200	39400		

Из таблицы следует, что объем заиления между поперечниками I6 и I8, вычисленный по средней площади заиления, почти равен объему в случае определения его по разности объемов заиления расчетных участков водохранилища с ограничением их этими же расчетными створами. Расчеты выполнены для двух произвольных створов (вне зависимости с остальными) для произвольно выбранного срока эксплуатации водохранилища (I00 лет).

При детальных расчетах заиления водохранилищ рекомендуется сначала вычислять площади отложения наносов на створах, а по ним - объемы заиления, мутность потока, фракционный состав наносов и другие характеристики заиления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лапшенков В.С. Расчет заиления подпертых бьефов, журн."Гидротехническое строительство", № 3, 1957.
2. Практические рекомендации по расчету заиления водохранилищ, ГГИ, Л., 1966.

Х.А.ИСМАГИЛОВ

НЕКОТОРЫЕ МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ АМУДАРЬИ В СРЕДНЕМ И НИЖНЕМ ТЕЧЕНИИ

Проектирование и строительство ряда гидроузлов в среднем и нижнем течении Амударьи требует всестороннего изучения режима реки, в частности ее морфометрических характеристик, для получения расчетных зависимостей между элементами руслового потока, которые можно использовать при решении таких практических вопросов, как регулирование русла реки при бытовых условиях, а также при расчете подводящих и отводящих русел проектируемых гидроузлов.

Изучение морфометрии рек начато сравнительно недавно. В 1924 г. В.Г.Глушков [6] впервые указал на существование зависимости между шириной и глубиной потока при определенных грунтах ложа реки. В 1947 г. С.И.Рыбкин [7] нашел соотношение между геометрическими и гидравлическими элементами русел равнинных рек. Позднее им обобщены полевые и модельные исследования различных участков рек и получены морфометрические связи между шириной реки, руслоформирующим расходом и уклоном с учетом формы русла и диаметра наносов реки.

В 1948 г. М.А.Великанов [1] на основе принципа взаимоуправляемости русловых потоков вскрыл физическую сущность морфометрии, а в последующих работах, используя теорию размерностей и постулат В.М.Лохтина, а также условие неразрывности, вывел общие морфометрические зависимости для равнинных рек, связывающие размеры русла

---

[1] Работа выполнена под руководством А.М.Мухамедова.

с расходами воды, уклонами и крупностью русловых отложений.

В 1950 г. З.А.Гринбург [8] своими исследованиями уточнил формулы С.И.Рыбкина. Позднее Н.А.Белинский и Г.П.Калинин [9] получили зависимости, характеризующие элементы самоформирующихся каналов. В 1956 г. на основе модельных и натурных исследований О.В.Андреев [3] определил зависимости ширины и глубины речного русла от расхода воды, уклона, размера частиц, слагающих русло и количества наносов.

В 1947 г. С.Т.Алтунин [5] установил взаимосвязь между шириной реки по урезу воды B, руслоформирующими расходами Q и уклонами поверхности воды J :

$$B = A\frac{Q^{qs}}{J^{qz}}, \qquad (I)$$

где A - коэффициент устойчивой ширины русла в плане.

Зависимость (I) хорошо отражает условия предгорных и долинных участков горных рек. Эта формула справедлива только для некоторого руслоформирующего расхода, за величину которого принимаются расходы обеспеченностью 10-20%. При всех других расходах вычисленная по этой формуле ширина не будет соответствовать устойчивому руслу. Кроме того, в ней не соблюдена размерность и не учтено влияние крупности частиц.

Позднее С.Т.Алтунин установил связь между шириной и средней глубиной потока на прямолинейном участке реки с аллювиальным руслом:

$$B^m = K \cdot H_{ср}, \qquad (2)$$

где m - показатель степени, зависит от участка реки.

Для среднего и нижнего течения Амударьи m =0,6-0,65;

К - коэффициент, имеющий значения для среднего и нижнего течения Амударьи - I2-20.

Выражение (2) является общим видом зависимости В.Г.Глушкова /6/ и дает приближенное представление о взаимосвязи между шириной и глубиной русла на различных участках рек, учитываемой по двум величинам: показателю степени m и коэффициенту К. Как и в уравнении (I), здесь также не соблюдена размерность и не учтено влияние крупности частиц.

Широкие масштабы исследований по установлению морфометрических зависимостей свидетельствуют об актуальности данного направления. Однако все полевые и модельные исследования в области морфометрии проведены применительно к условиям равнинных рек Европейской части СССР, а также для предгорных и горных участков рек /I, 5 - 8/.

Морфометрическая характеристика и взаимосвязи гидравлических элементов равнинной части Амударьи остаются малоизученными.

Амударья - самая большая и водоносная река Средней Азии. Максимальные паводковые расходы реки колеблются от 5 до I0 тыс. $м^3$/сек, а минимальные расходы от 200 до 800 $м^3$/сек. Амплитуда колебания горизонтов воды между пиком паводка и меженью составляет 2,5-3 м. Ширина реки изменяется от 200 до 3000 м. Река переносит очень большое количество взвешенных и влекомых наносов. Средняя многолетняя мутность реки в нижнем ее течении - 2,56, максимальная - I3 $кг/м^3$.

В русле Амударьи непрерывно происходят русловые деформации вследствие значительного уклона реки (0,00015-0,00035) и больших скоростей течения (до 2,5-3,5 м/сек), изменчивости гидрографа в течение года, особенно в период паводка, а также сильной подвижности русла, сложен-

ного легкоразмываемыми мелкопесчаными наносами, средний диаметр которых равен 0,I–0,3 мм.

Хотя река сильно блуждает, имеются участки, где она протекает сравнительно устойчиво, с одним руслом в пойме.

В нашей статье устанавливаются морфометрические зависимости для среднего и нижнего течения Амударьи (от ст.Керки до ст.Чатлы), протяженностью около I000 км.Для этой цели взяты 7 створов (Керки, Чарджоу, Тюямуюн, Ташсака, Турткуль, Карамышташ и Чатлы) и для каждого из них определены все величины, необходимые для составления морфометрических зависимостей по методу М.А.Великанова. Исследовались всего 45 годовых натурных данных.

Параметры определялись главным образом по данным гидрометрических станций УГМС, опубликованным в "Гидрологических ежегодниках", а также по материалам полевых экспедиций отдела регулирования русловых процессов САНИИРИ по Амударье.

Для отыскания морфологических зависимостей М.А.Великанов исходит из качественного постулата, данного М.В.Лохтиным, в котором говорится, что всякая река образуется сочетанием трех основных, друг от друга не зависящих элементов: водности потока, уклонов местности и подвижности грунтов ложа.

Исходя из простейшей одночленной формулы, М.А.Великанов [1] дал следующие выражения:

$$B = \alpha_1 Q^{x_1} (gi)^{y_1} d^{z_1}, \qquad (3)$$

$$h = \alpha_2 Q^{x_2} (gi)^{y_2} d^{z_2} \qquad (4)$$

Применяя принцип размерности, Великанов преобразо-

вал равенства (3) и (4) (I вариант):

$$\frac{B}{d} = \alpha_1 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{g d i}} \right]^{x_1}, \qquad (5)$$

$$\frac{h}{d} = \alpha_2 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{g d i}} \right]^{x_2}, \qquad (6)$$

где B – ширина русла реки по урезу воды на данном участке;

h – средняя глубина потока;

Q – расход воды;

i – продольный уклон поверхности воды;

d – средний диаметр частиц, составляющих русловую шероховатость;

g – ускорение силы тяжести.

Во II варианте М.А.Великанов средний диаметр частицы грунта заменяет гидравлической крупностью частицы w, для которой принимается зависимость: $w = f\sqrt{\alpha g d}$, где f – некоторый коэффициент · $\alpha = \frac{\gamma_н - \gamma}{\gamma}$ ($\gamma_н$ и γ удельные веса наносов и воды). Аналогичным путем получил:

$$\frac{Bi}{d\alpha} = \beta_1 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{g d i}} \left(\frac{i}{\alpha} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^{y_1}, \qquad (7)$$

$$\frac{hi}{d\alpha} = \beta_2 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{g d i}} \left(\frac{i}{\alpha} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^{y_2}. \qquad (8)$$

В этих выражениях коэффициенты α_1, α_2, β_1, β_2, а также показатели степени x_1, x_2, y_1, y_2 являются неизвестными и должны определяться экспериментальным путем по данным натурных и модельных исследований.

Эти параметры определены М.А.Великановым для рек Европейской части СССР по данным "Гидрологических ежегодников" и материалов ГГИ, а также по данным модельных ис-

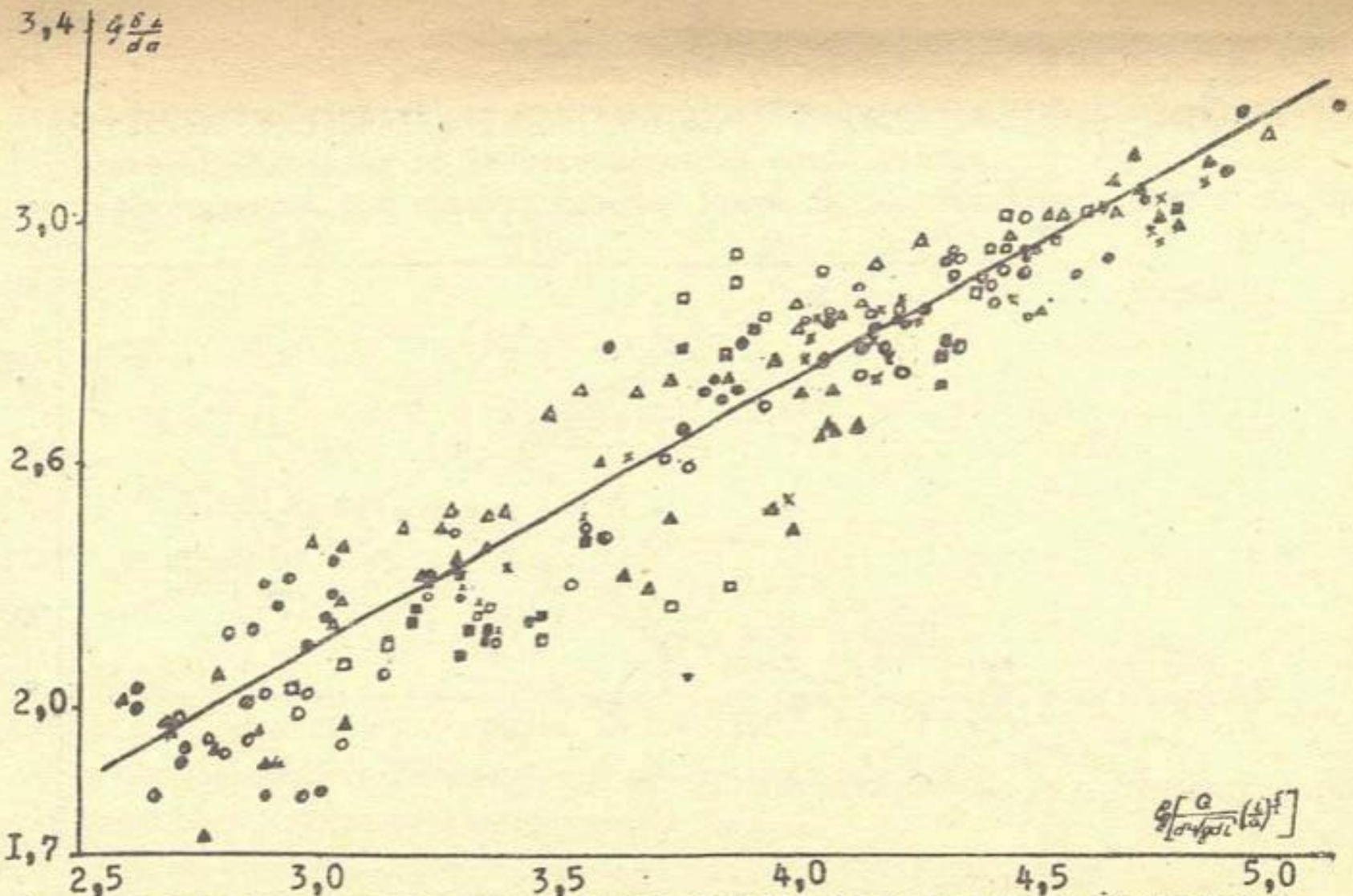


Рис.I.График зависимости ширины русла от расхода воды, уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Керки:
○ -1927г., ▲ -1928г., × -1929г., △ -1955г., ● -1956г., ■ -1958г., ◐ -1962г., □ -1963г.

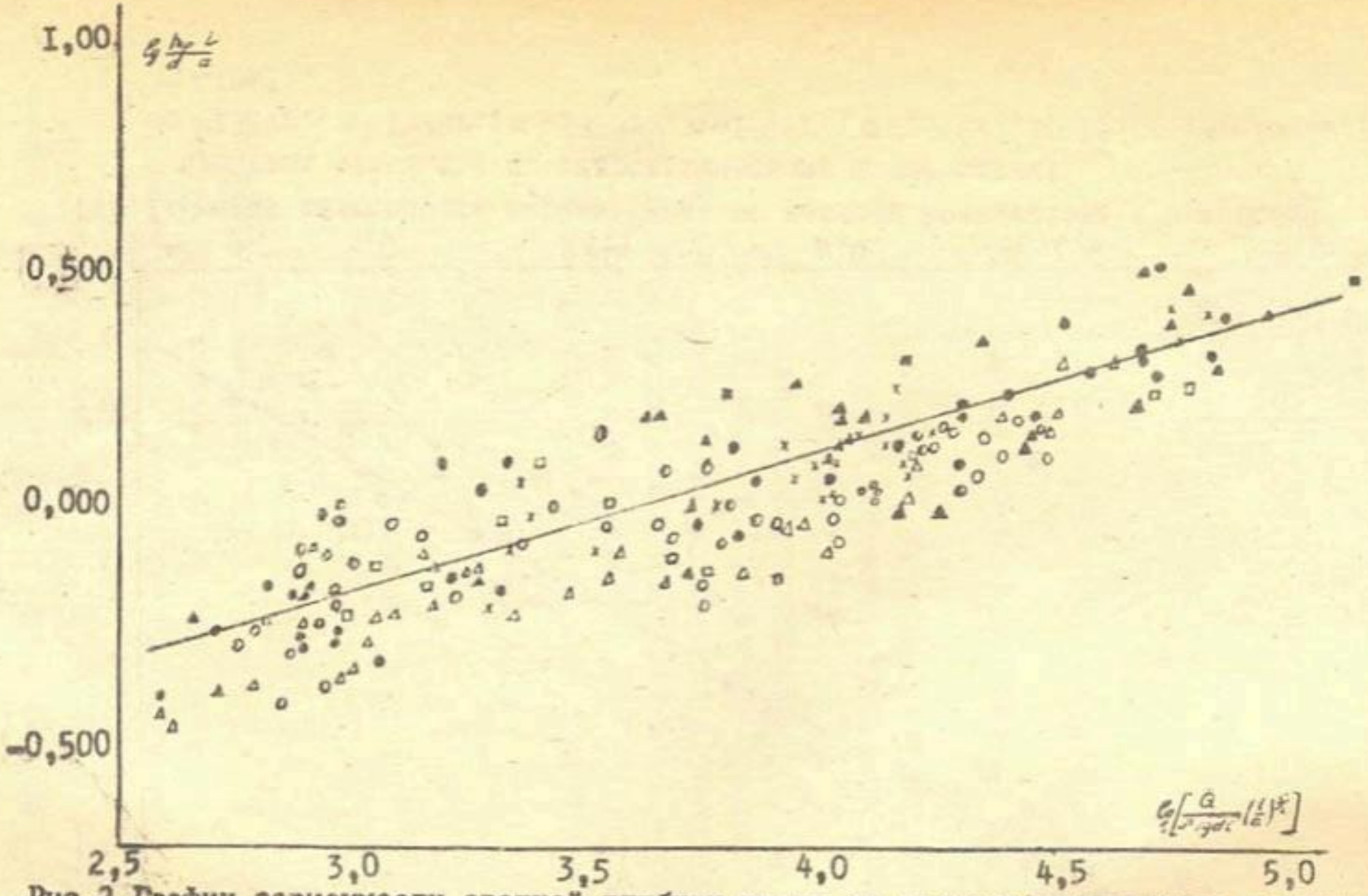


Рис.2.График зависимости средней глубины русла от расхода воды,уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Керки.

○-1927г.,▲-1928г.,×-1929г.,△-1955г.,●-1956г.,■-1958г. ,◐-1962г.,□-1963г.

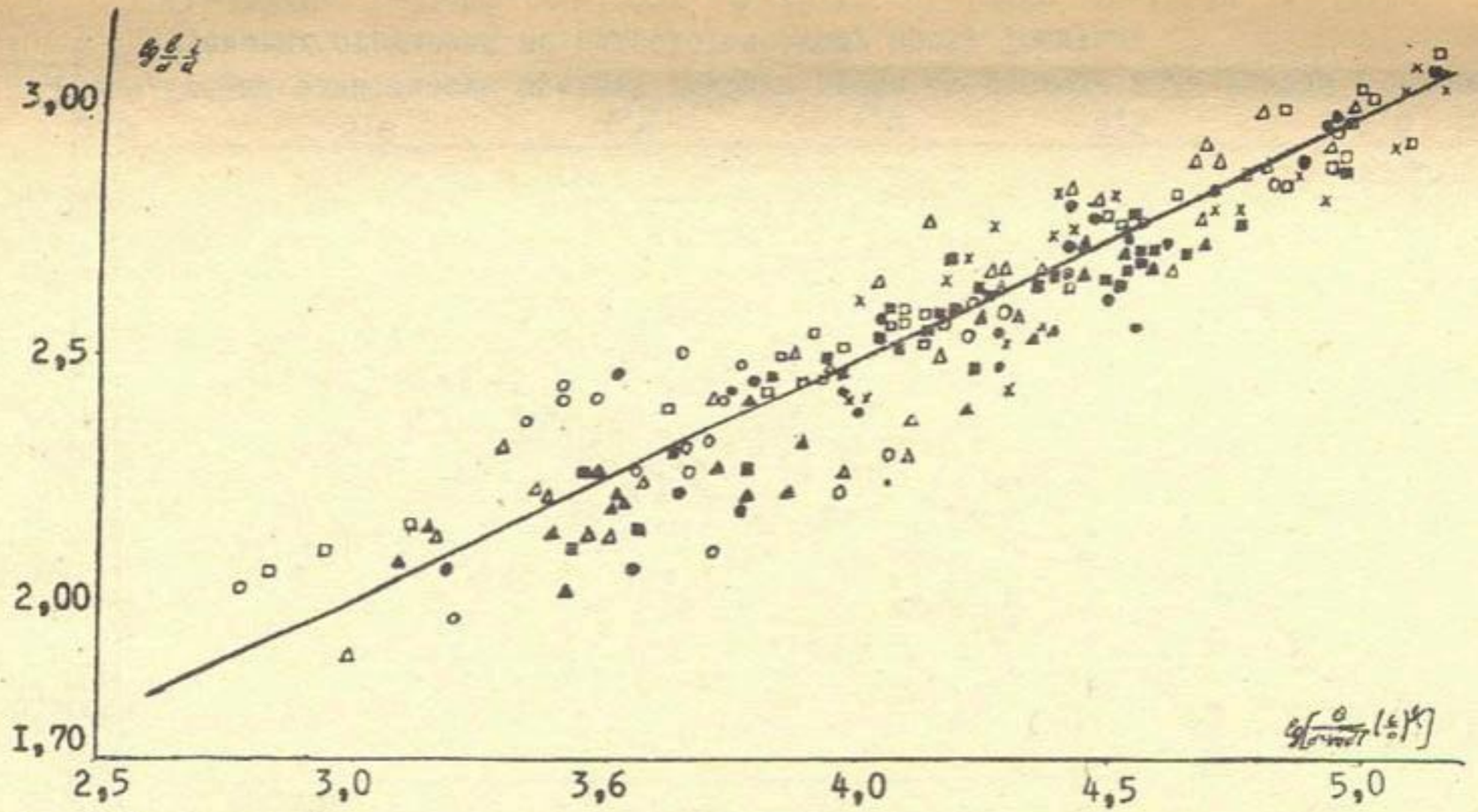


Рис.3.График зависимости ширины русла от расхода воды,уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Тюямуюн.

○-1957г.,●-1956г.,△-1955г.,▲-1958г.,□-1938г.,■-1965г.,×-1954г.

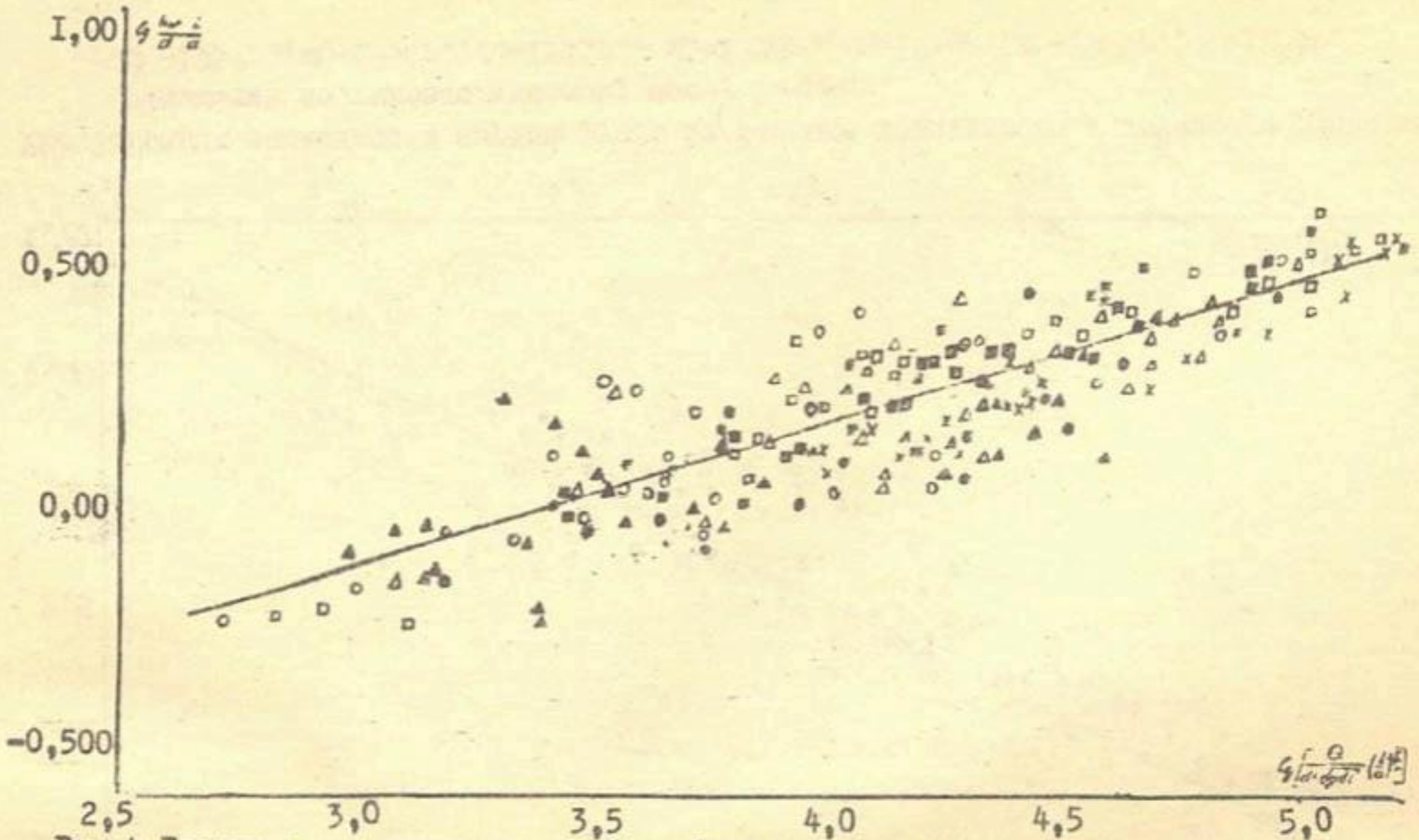


Рис.4.График зависимости средней глубины русла от расхода воды уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Тюямуюн.

○-1957г. -1956г.,△-1955г.,▲-1958г.,□-1938г.,■-1965г.,×-1954г.

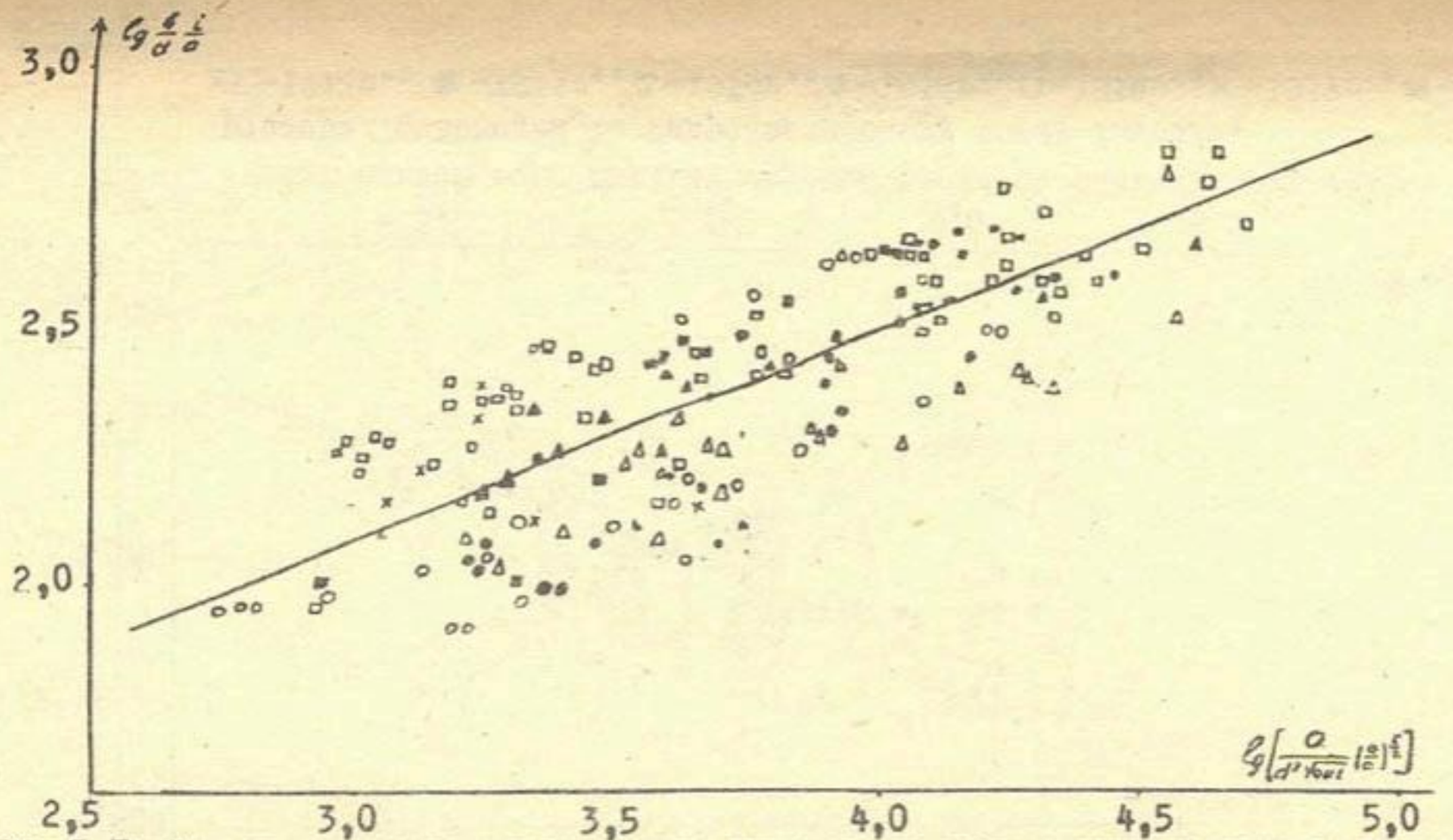


Рис.5. График зависимости ширины русла от расхода воды, уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Тамсака.

○ -1932г., ● -1933г., △ -1934г., ▲ -1936г., □ -1938г., ✕ -1937г., ■ -1931г.

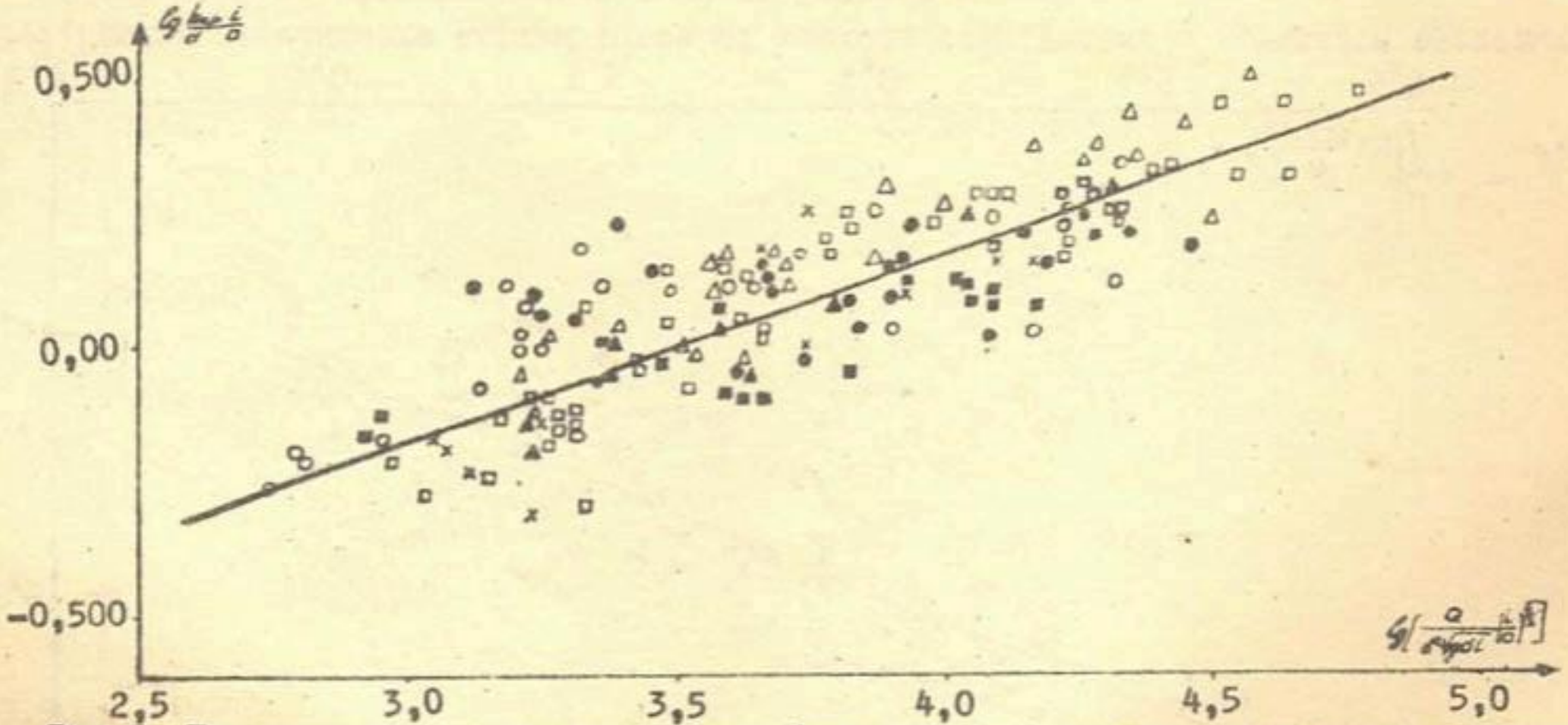


Рис.6. График зависимости средней глубины русла от расхода воды уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Ташсака.

○ -1932г., ● -1933г., △-1934г., ▲-1936г., □-1938г., × -1937г., ■-1931г.

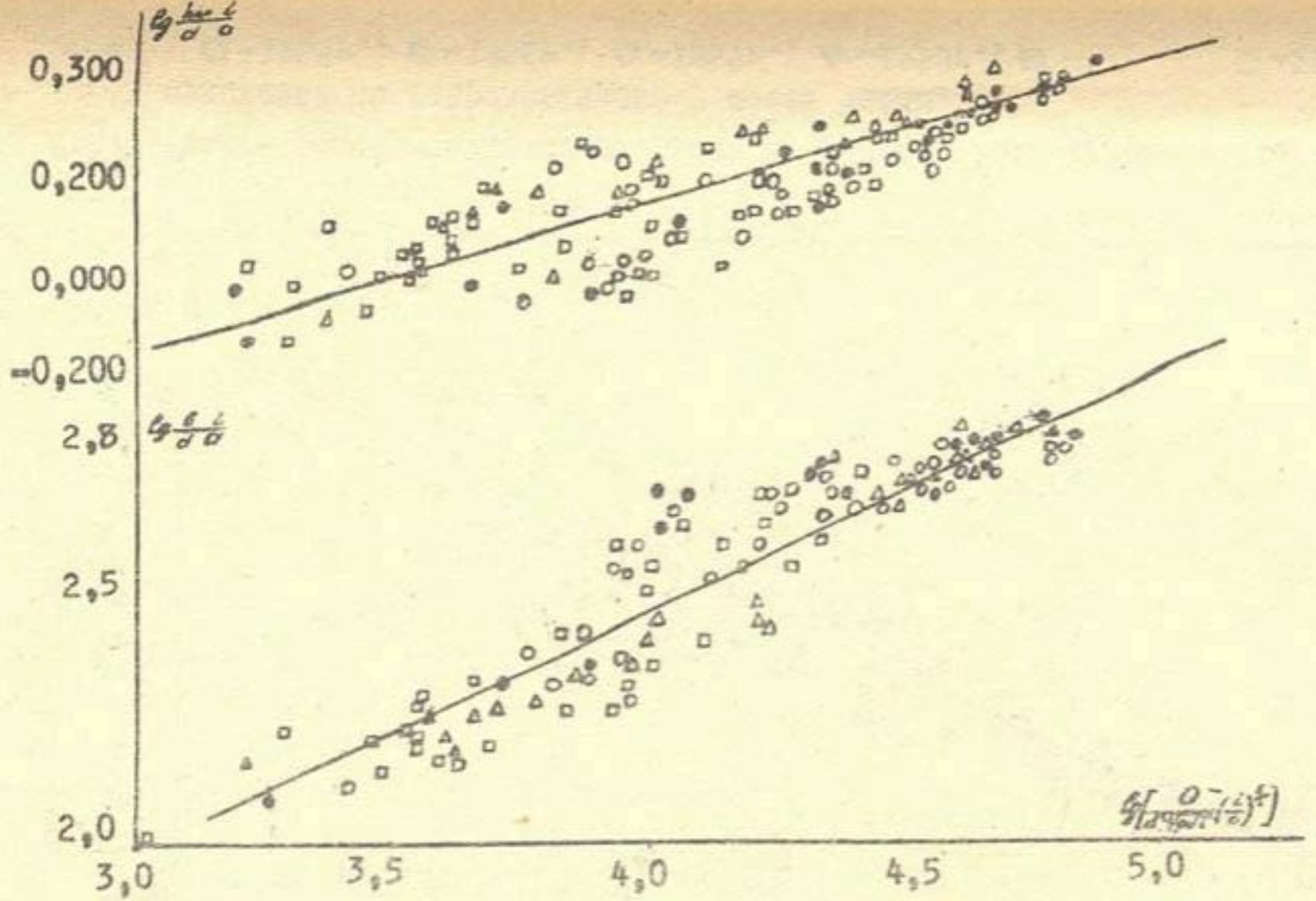


Рис.7. Графики зависимости ширины и глубины русла от расхода воды, уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Карамышташ.
○ - 1954г., △ - 1953г., □ - 1951г., ● - 1960г.

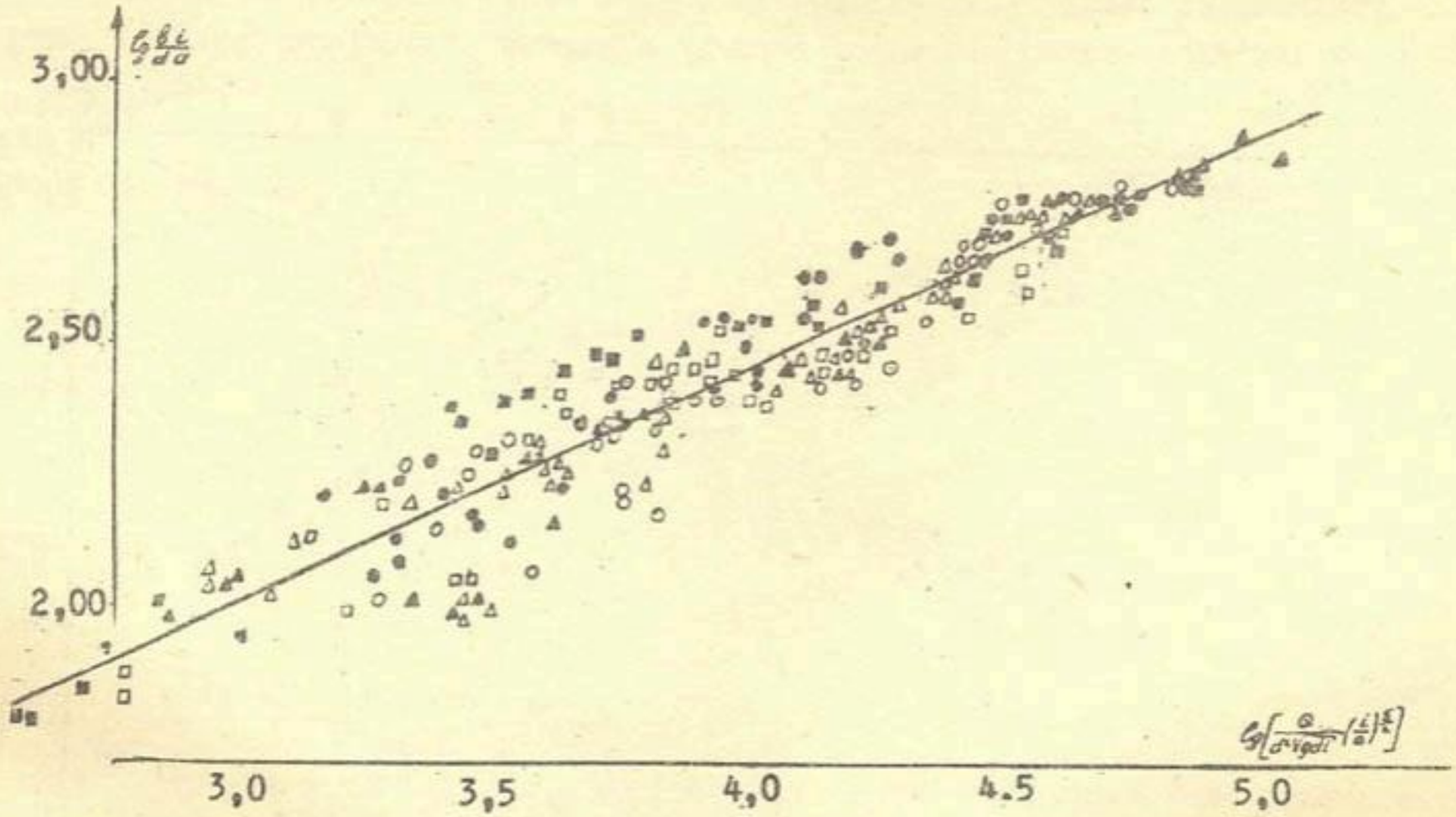


Рис.8.График зависимости ширины русла от расхода воды, уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Чатлы.

○-1955г., ●-1956г., △-1957г., ▲-1958г., ■ - □-1965г.

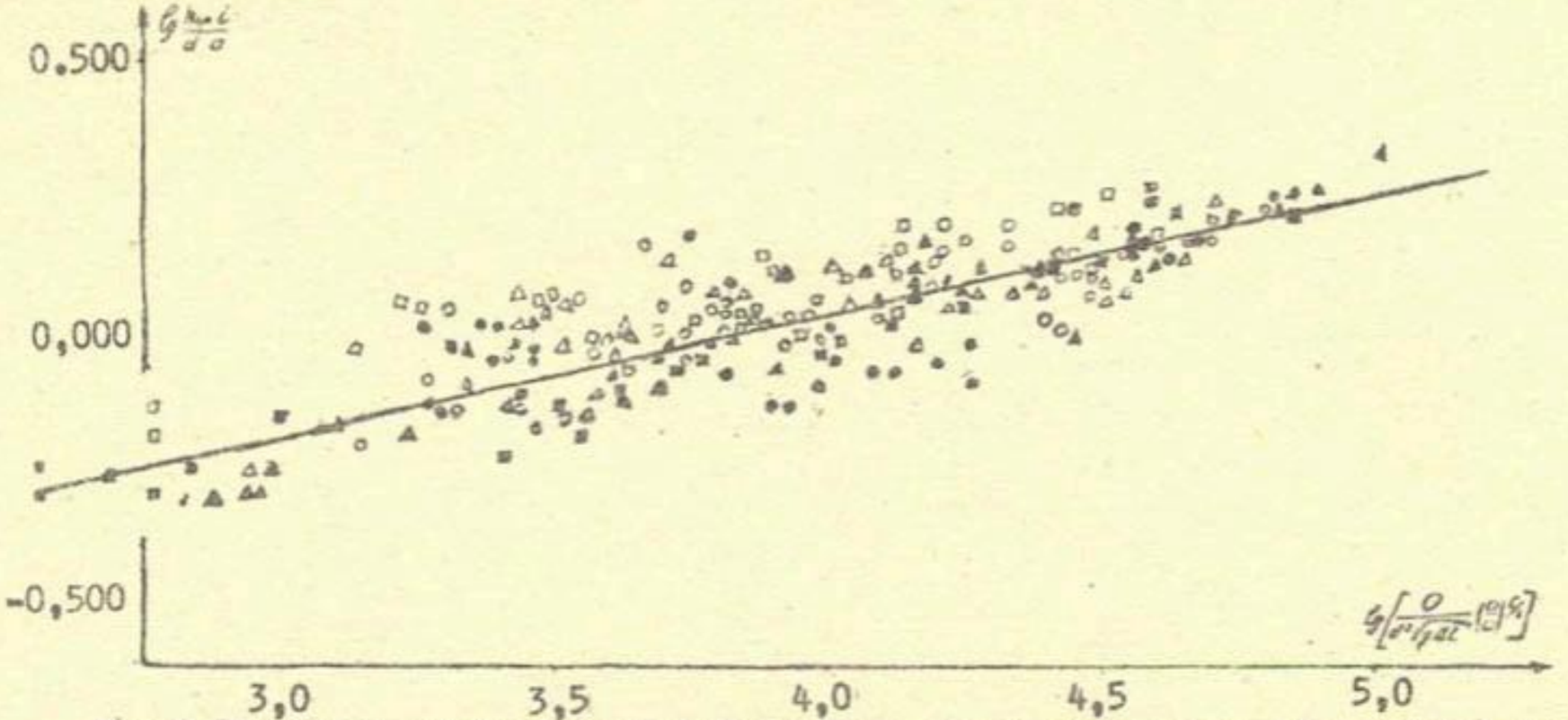


Рис.9.График зависимости средней глубины русла от расхода воды, уклона и крупности русловых отложений по гидрологическому посту Чатлы.
○ -1955г., ● -1956г., △-1957г., ▲-1958г.. ■-1960г., □-1965г.

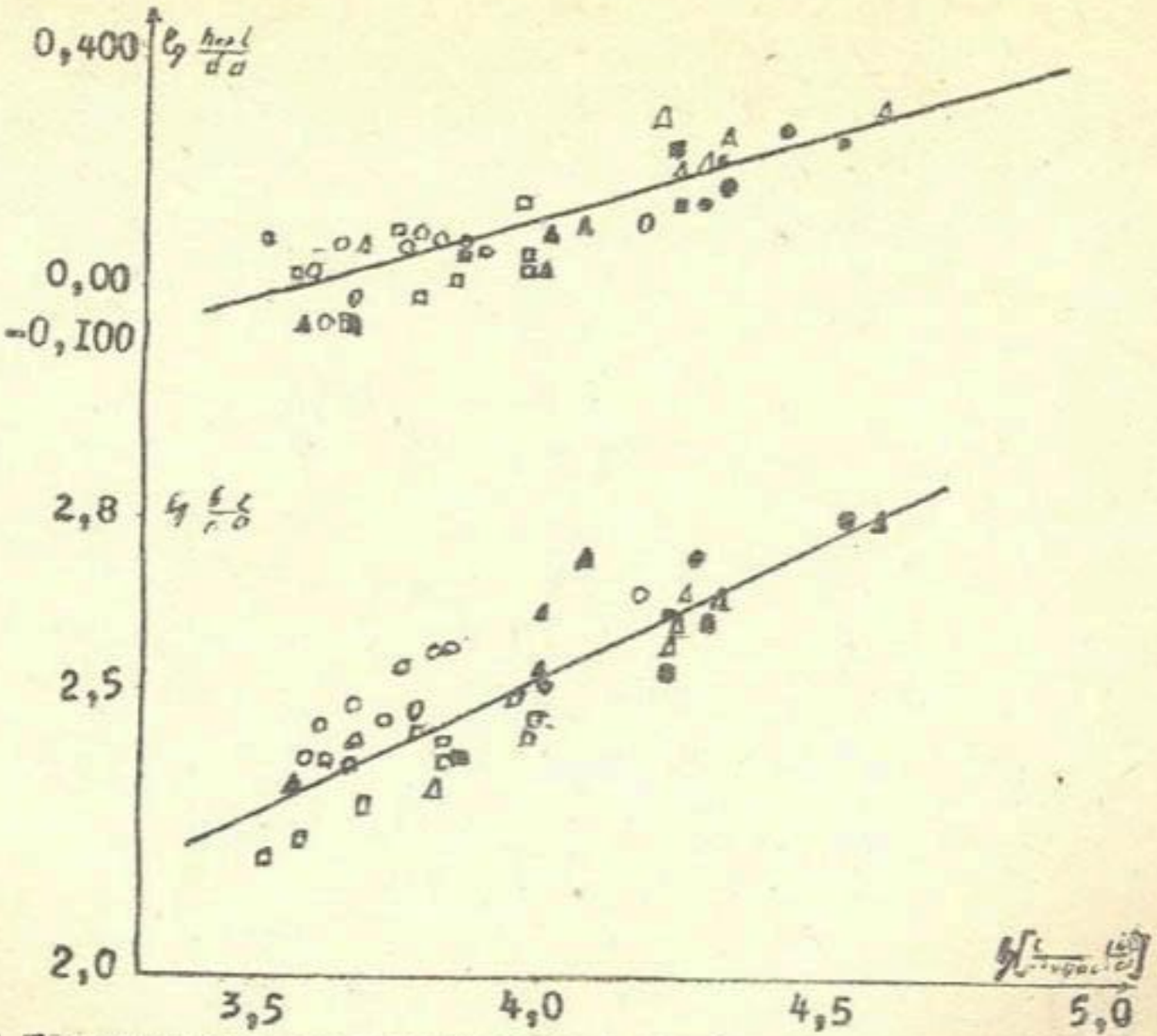


Рис.10.Графики зависимости ширины и глубины русла от расхода воды уклона и крупности русловых отложений по р.Амударье.
○ -г.Керки, ▲ -г.Чарджоу, △ -г.Тюямуюн, ❑ -г.Ташсака, ● -г.Турткуль, ▣ -г.Карамышлан, □ -Чатли.

следований, проведенных Н.С.Шарашкиной [2] и О.В.Андреевым [3].

Используя гидравлические элементы потока B, h, i, Q и d по всем указанным выше створам Амударьи, мы рассчитали число Лохтина для каждого участка реки по П варианту формулы Великанова.

Обработанные данные по участкам представлены на графиках I–IO. Как видно из этих графиков, нанесенных в логарифмическом масштабе, натурные данные находятся в пределах прямой линии.

Пользуясь данными графиков, составлена таблица I показателей степеней и коэффициентов в уравнениях (7) и (8).

Таблица I

Гидрологический пост	β_1	β_2	y_1	y_2
Керки	2,I9	0,090	0,57	0,30
Чарджоу	3,55	0,I00	0,49	0,29
Тюямуюн	3,80	0,09	0,48	0,30
Ташсака	6,60	0,060	0,40	0,35
Турткуль	3,20	0,075	0,50	0,32
Карамышташ	3,I6	0,I5	0,50	0,22
Чатлы	4,27	0,I5	0,46	0,22

Из табл.I определены средние значения коэффициентов и показателей степеней и получены следующие выражения зависимостей М.А.Великанова для среднего и нижнего течения Амударьи (рис.IO) по всем приведенным в таблице семи створам.

$$\frac{Bi}{da} = 3{,}8\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gdi}}\left(\frac{i}{a}\right)^{\frac{1}{3}}\right]^{0{,}48} \qquad (9)$$

$$\frac{hi}{da} = 0{,}095\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gai}}\left(\frac{i}{a}\right)^{\frac{5}{2}}\right]^{0{,}28} \qquad (10)$$

Значения показателей степеней и коэффициентов в формулах (7) и (8) определяли также статистически, методом корреляционного анализа, приняв при этом ряд обозначений:

$$Z_1 = \lg\frac{bi}{da}; \quad Z_2 = \lg\frac{hi}{da}; \quad x = \lg\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gai}}\left(\frac{i}{a}\right)^{\frac{5}{2}}\right]$$

Зависимости (9), (10) определяли по каждому створу и каждому году наблюдений в отдельности. И кроме того, рассматривались данные по вышеприведенным семи постам совместно по среднегодовым расходам.

В табл.2 приводятся результаты обработки и вычисления корреляционных связей по среднегодовым данным по всем семи постам совместно.

При помощи табл.2 определены средние арифметические значения, средние квадратичные отклонения и коэффициенты корреляции.

а) Средние арифметические значения:

$$\bar{Z}_1 = \frac{\Sigma\delta Z_1}{N} + B_1 = \frac{0{,}842-5{,}825}{39} + 2{,}64 = 2{,}512;$$

$$\bar{Z}_2 = \frac{\Sigma\delta Z_2}{N} + B = \frac{3{,}173-0{,}511}{39} + 0{,}040 = 0{,}108,$$

где B_1, B_2 – вспомогательные числа, близкие к среднеарифметическому значению (табл.2).

$$\bar{x} = \frac{\Sigma\delta x}{N} + A = \frac{3{,}968-6{,}494}{39} + 4{,}00 = 3{,}935.$$

Таблица 2

Данные для определения корреляционных связей

Гидрологический пост	Z_1	Z_2	x	$\delta z_1 = z_1 - b_1$	$\delta z_2 = z_2 - b_2$	$\delta x = x - A$	δz_1^2	δz_2^2	δx^2	$\delta z_1 \cdot \delta x$	$\delta z_2 \cdot \delta x$
Керки	2,470	I,985	3,656	-0,I70	-0,055	-0,344	0,0289	0,0030	0,II8	0,0585	0,0I89
	2,568	0,0945	3,8II	-0,092	+0,0545	-0,I89	0,00845	0,00298	0,0356	0,0I74	-0,0I03
	2,379	0,0330	3,592	-0,26I	-0,007	-0,408	0,068	-	0,I67	0,I065	0,00286
	2,440	I,94I	3,6II	-0,200	-0,099	-0,389	0,040	0,0098	0,I5I	0,0778	0,0388
	2,47I	0,I03	3,787	-0,I69	+0,063	-0,2I3	0,0286	0,00397	0,0455	0,036	-0,0I34
	2,677	0,I28	4,I74	+0,037	+0,088	+0,I74	0,00I37	0,0078	0,0303	0,00644	0,0I53
	2,560	0,078	3,643	-0,080	+0,038	-0,357	0,0064	0,00I44	0,I28	0,0286	-0,0I36
	2,542	0,079	3,753	-0,098	+0,039	-0,247	0,0096	0,00I52	0,06I	0,0242	-0,0096
Чарджоу	2,640-В	0,040-В	4,00-А	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,540	0,II4	4,004	-0,I00	+0,074	+0,004	0,0I0	0,0055	-	0,0004	0,0003
	2,748	0,I27	4,067	+0,I04	+0,087	+0,067	0,0I08	0,0076	0,0045	0,00696	+0,0027
	2,333	I,940	3,573	-0,307	-0,I00	-0,427	0,0945	0,0I0	0,I84	0,I3I	0,0427
Тюямуюн	2,4I3	0,090	3,678	-0,I27	+0,050	-0,322	0,0I6I	0,0025	0,I03	0,0409	-0,0I6I
	2,592	0,336	4,232	-0,048	+0,296	+0,232	0,0023	0,0870	0,054	-0,0II	0,0686
	2,672	0,293	4,3I0	+0,032	+0,243	+0,3I0	0,00I02	0,059	0,096	0,0099	0,0753
	2,33I	0,070	3,8I2	-0,309	+0,030	-0,288	0,095	0,0009	0,083	0,089	0,0086
	2,8I0	0,343	4,595	+0,I70	+0,303	+0,595	0,0289	0,092	0,355	0,I0I	0,I80
	2,6I7	0,229	4,243	-0,0230	+0,I89	+0,243	0,0005	0,0356	0,059	-0,0056	0,046
	2,684	0,232	4,248	+0,044	+0,I92	+0,248	0,00I94	0,0368	0,06I0	0,0I09	0,0726

Продолжение таблицы 2

Ташсака	2,228	0,029	3,574	-0,412	-0,011	-0,426	0,169	0,00012	0,182	0,176	0,0047
	2,295	0,111	3,699	-0,345	+0,071	-0,301	0,119	0,00505	0,0901	0,104	-0,0214
	2,200	0,102	3,511	-0,440	+0,062	-0,489	0,194	0,0038	0,240	0,215	-0,0303
	2,378	0,063	3,600	-0,262	+0,023	-0,400	0,0685	0,00053	0,160	0,104	-0,0092
	2,585	0,095	3,840	-0,055	+0,055	-0,160	0,00304	0,00304	0,0256	0,0088	-0,0088
	2,277	1,986	3,517	-0,363	-0,054	-0,483	0,132	0,00295	0,233	0,175	0,0261
	2,374	1,934	3,644	-0,266	-0,096	-0,356	0,0702	0,0092	0,127	0,0945	0,0342
Турткуль	2,807	0,270	4,529	+0,167	+0,230	+0,529	0,0279	0,053	0,279	0,0882	0,122
	2,823	0,290	4,419	+0,183	+0,250	+0,419	0,0335	0,0625	0,175	0,0765	0,105
	2,745	0,007	4,267	+0,105	-0,033	+0,267	0,011	0,0011	0,071	0,003	0,0088
Карамышгам	2,640	0,236	4,295	-	+0,196	+0,295	-	0,0384	0,087	-	0,058
	2,536	0,259	4,227	-0,104	+0,219	+0,227	0,0108	0,048	0,0515	-0,0236	0,0497
	2,381	0,071	3,857	-0,259	+0,031	-0,143	0,067	0,00096	0,0204	0,037	-0,0044
	2,640	0,149	4,253	-	+0,099	+0,253	-	0,0098	0,064	0,00202	0,025
Чатлы	2,420	0,056	3,970	-0,220	+0,016	+0,030	0,0484	0,000256	0,0009	-0,0066	0,00048
	2,493	0,170	3,950	-0,147	+0,130	+0,050	0,0215	0,0169	0,0025	-0,00735	0,0615
	2,367	0,0164	3,850	-0,273	-0,0236	-0,150	0,0741	0,00056	0,0225	0,041	0,00345
	2,447	0,040	3,984	-0,223	-	-0,016	0,0498	-	-	0,00354	-
	2,378	0,072	3,838	-0,267	+0,032	-0,162	0,069	0,00102	0,0262	0,0424	-0,00519
	2,430	1,977	3,776	-0,210	-0,053	-0,224	0,044	0,0028	0,050	0,047	0,0119
				-5,825	-0,511	-6,490				+1,963	+0,988
							1,755	0,656	3,600	-0,030	-0,150

б) Средние квадратичные отклонения:

$$\sigma_{z_1} = \sqrt{\frac{\Sigma \delta z_1^2}{N} - d_{z_1}^2} = \sqrt{\frac{1,755}{39} - 0,128^2} = 0,169;$$

$$d_{z_1} = \bar{z}_1 - B_1 = 2,512 - 2,64 = -0,128;$$

$$\sigma_{z_2} = \sqrt{\frac{\Sigma \delta z_2^2}{N} - d_{z_2}^2} = \sqrt{\frac{0,656}{39} - 0,068^2} = 0,11;$$

$$d_{z_2} = \bar{z}_2 - B_2 = 0,108 - 0,04 = 0,068;$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\Sigma x^2}{N} - d_x^2} = \sqrt{\frac{3,60}{39} - 0,065^2} = 0,297;$$

$$d_x = \bar{x} - A = 3,935 - 4,00 = -0,065.$$

в) Коэффициенты корреляции:

$$r_{zx} = \frac{\Sigma \delta z_1 \delta x - N d_x d_{z_1}}{N \sigma_{z_1} \sigma_x} = \frac{1,963 - 0,030 - 39 \cdot 0,128 \cdot 0,065}{39 \cdot 0,169 \cdot 0,297} = 0,86;$$

$$r_{z_2 x} = \frac{\Sigma \delta z_2 \cdot \delta x - N \cdot d_x d_{z_2}}{N \sigma_{z_2} \sigma_x} = \frac{0,988 - 0,15 - 39 \cdot (0,068) \cdot (-0,065)}{39 \cdot 0,11 \cdot 0,297} = 0,80.$$

Уравнения прямой регрессии z_1 по x и z_2 по x имеют вид:

$$z_1 - \bar{z}_1 = r_{z_1 x} \frac{\sigma_{z_1}}{\sigma_x}(x - \bar{x}),$$

$$z_2 - \bar{z}_2 = r_{z_2 x} \frac{\sigma_{z_2}}{\sigma_x}(x - \bar{x}).$$

Решая уравнение относительно z_1 и z_2, получим:

$$z_1 - 2,512 = 0,86 \frac{0,169}{0,297}(x - 3,935),$$

$$z_2 - 0,108 = 0,80 \frac{0,11}{0,297}(x - 3,935),$$

$$Z_1 = 0{,}48x + 0{,}580, \qquad (11)$$

$$Z_2 = 0{,}28x - 1{,}045. \qquad (12)$$

Подставляя значения Z_1, Z_2 и x в формулы (11) и (12), находим:

$$\frac{bi}{da} = 3{,}8\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gai}}\left(\frac{i}{a}\right)^{\frac{5}{2}}\right]^{0{,}48} \qquad (9a)$$

с коэффициентом корреляции $r = 0{,}86$;

$$\frac{hi}{da} = 0{,}095\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gai}}\left(\frac{i}{a}\right)^{\frac{5}{2}}\right]^{0{,}28} \qquad (10a)$$

с коэффициентом корреляции $r = 0{,}80$.

В табл.3 и на рис.10 приводятся окончательные результаты для среднего и нижнего течения Амударьи, полученные по графикам 1–9 и статистической обработкой морфометрических элементов потока, которые сопоставляются с данными М.А.Великанова для равнинных рек Европейской части СССР.

Таблица 3

	Равнинные реки		Амударья	
	показатель	коэффициент	показатель	коэффициент
$\frac{bi}{da}$	0,400	5,600	0,480	3,800
$\frac{hi}{da}$	0,375	0,12	0,28	0,095

Из табл.3 и рис.10 видно, что для Амударьи коэффициенты показателей русла для ширины больше, а для глубины меньше, чем для равнинных рек Европейской части СССР. Следовательно, на Амударье, относящейся к рекам с легко раз-

мываемым руслом, ширина русла с увеличением расхода воды возрастает в большей степени, чем на реках Европейской части СССР.

Полученные нами морфометрические зависимости (9), (10), (9а), (10а) в дальнейшем можно использовать для гидравлических расчетов бытового русла, уточнения масштабов натурального моделирования в среднем и нижнем течении Амударьи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М.А. Русловый процесс, М., Гос.изд-во физ.-мат.лит., 1958.
2. Шарашкина Н.С. Лабораторные исследования русловых процессов, в сб. "Проблемы русловых процессов", Л., Гидрометеоиздат, 1953.
3. Андреев О.В., Ярославцев И.А. Вопросы учета руслового процесса при проектировании мостовых переходов, М., Трансжелдориздат, 1953.
4. Романовский В.И. Элементы теории корреляции, Ташкент, 1928.
5. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе, М., Сельхозгиз, 1950.
6. Тезисы докладов III Всесоюзного гидрологического съезда, Секция гидродинамики и русловых процессов, Л., 1957.
7. Рыбкин С.И. Морфометрическая классификация рек, "Метеорология и гидрология", 1947, № 4.
8. Гринберг З.А. О морфометрических характеристиках рек, "Метеорология и гидрология", 1950, № 4.
9. Белинский Н.А., Калинин Г.П. Об использовании закономерностей формирования речных русел при строительстве каналов, "Метеорология и гидрология", 1951, № 4.

А.М.МУХАМЕДОВ, Х.А.ИРМУХАМЕДОВ, О.А.КАЮМОВ

К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ РАЗМЫВАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ РУСЛОВОГО ПОТОКА

При исследовании явлений, связанных с русловыми процессами, важное значение имеет правильное определение неразмывающей скорости потока. Однако по рассматриваемому вопросу в опубликованной литературе нет единого мнения. Поэтому использование существующих зависимостей по определению неразмывающей скорости (U_0) для модельных и натурных условий затруднено, и нередко приходится проводить специальные исследования для конкретных условий.

В связи с этим нами предпринята экспериментальная проверка нескольких наиболее распространенных зависимостей по определению неразмывающей скорости руслового потока. Использованы также опубликованные в печати экспериментальные материалы.

Экспериментальная установка и методика проведения опытов. Характеристика использованных в опытах материалов

Эксперименты проводились в закрытом помещении русловой лаборатории Отдела регулирования русловых процессов САНИИРИ в четырех прямоугольных лотках шириной B = 20, 40, 50, 100 см, длиной L = 7,0 ÷ 9,5 м, за исключением малого лотка (B = 20 см), у которого рабочая длина составляла 3,5 м.

Для обеспечения спокойного течения потока все лотки были оборудованы системой гасителей на входном участке. Большие расходы воды ($Q \geq$ 10,0 л/сек) измеряли тра-

пецеидальным, а малые ($Q < 10{,}0$ л/сек) - треугольным водосливами. Горизонты воды и отметки дна фиксировали мерными иглами с точностью до 0,1 мм. Уклоны водной поверхности определяли нивелированием.

При проведении опытов руководствовались основными приемами, изложенными в работе В.С.Кнороза [2].

Значение неразмывающей скорости находили как среднее значение вычисленных скоростей по замерам на трех постоянно закрепленных створах. При этом за неразмывающую скорость принималось значение ее, соответствовавшее в опытах движению лишь отдельных частиц на всей длине лотка.

В качестве размываемого материала использован равнозернистый материал, механический состав, средняя крупность и степень неоднородности которого представлены на рис.1 и в табл.1.

Помимо достаточно большого по крупности диапазона песчаных материалов (семь разновидностей - $d_{ср}$ = 0,16; 0,40; 0,81; 1,23; 1,72; 3,22; 7,4 мм) была использована и паровозная изгарь $d_{ср}$ = 0,77 мм, имеющая отличие по физико-механическим свойствам. Изгарь является продуктом сгорания угля, имеет черный цвет и удельный вес 2,02.

Краткий обзор и анализ некоторых работ, посвященных исследованию

Под неразмывающей скоростью обычно понимается средняя скорость потока, при которой соблюдается предельное равновесие сил, действующих на частицу. Нарушение динамического равновесия сил приводит частицу в движение.

Согласно некоторым воззрениям [1,2,3,5] считается, что начало движения донной частицы определяется следующими величинами: динамической скоростью u_{*}, диамет-

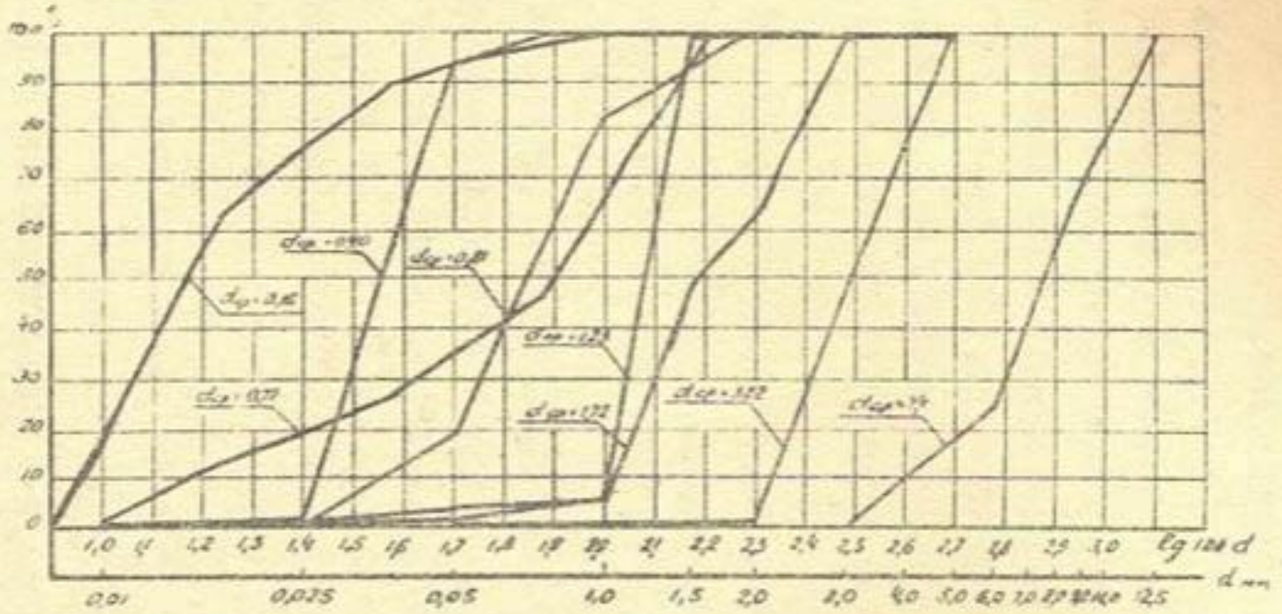


Рис.I. Кривые механического состава материалов.

Таблица I

№ № материалов	I	II	III	IУ	У	УI	УII	УIII
Средняя крупность $d_{ср}$, мм	7,4	3,22	I,72	I,23	0,8I	0,77 ( )	0,40	0,I6
Удельный вес γ, т/м^3	2,63	2,66	2,6I	2,66	2,62	2,02	2,63	2,67
Коэффициент неоднородности $\varepsilon = \frac{d_{60\%}}{d_{50\%}}$	I,43	I,33	I,49	I,33	I,34	I,7I	I,I7	I,96

ром частицы d, кинематической вязкостью жидкости ν, плотностью ее ρ и относительной плотностью частицы ρ'.

Установлены основные расчетные зависимости для динамической скорости [2,5]:

$$u_{o*} = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}} = \sqrt{gRi} = \alpha\sqrt{\rho' g d}, \qquad (I)$$

где τ_w – касательное усилие на стенке;

ρ' – относительная плотность.

При этом u_{o*}, как установлено В.С.Кнорозом [2], практически не зависит от глубины потока. Коэффициент α изменяется и зависит от физико-механических свойств материалов. В.С.Кнороз дополнительно связывает изменение коэффициента α для различных по крупности частиц с критерием режима движения, записанным в виде:

$$Re_* = \frac{u_{o*} d}{\nu} = \alpha Re_d \qquad (2)$$

Однако, как показал И.И.Леви [5], более правильной будет несколько иная запись:

$$Re_d = \frac{d\sqrt{\rho' g d}}{\nu} \qquad (3)$$

Этот критерий составлен из заданных величин, входящих в условие однозначности. Впервые в таком виде этот критерий был предложен Б.А.Фидманом [3].

Граничные значения $\alpha = f(Re_d)$ по указанным исследованиям совпадают с граничными значениями соответствующих областей сопротивления (область гладкого русла, переходная и квадратичная область), установленными ранее для жесткого шероховатого дна в каналах [7].

Учитывая существование связи между u_o и u_{o*} –

$$u_o = \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \cdot u_{o*} \qquad (4)$$

и принимая соответствующие зависимости для коэффициента сопротивления, В.С.Кнороз предложил три расчетные формулы по определению u_*, соответствующие перечисленным областям сопротивлений.

Другие исследователи не учитывают критерий режима движения. Б.И.Студеничников [9], например, считает, что при обычных лабораторных и натурных глубинах потока $h > 6$ см режим обтекания частиц может быть только турбулентным, а формула для u_* должна быть только квадратичной. Соответственно этому он предлагает одну расчетную зависимость, в которой $u_* = f(h, d)$.

Краткий обзор некоторых работ, опубликованных в последнее время, подтверждает сделанное замечание об отсутствии единого мнения по рассматриваемому вопросу.

Основные результаты исследований

Обработка опытных данных проводилась на основании установленной [15] связи для натурных условий между кинетичностью и относительной глубиной потока, т.е. в форме $F_z = f\left(\frac{h}{d}\right)$. На этот график (рис.2) нанесены, кроме наших, данные исследований В.С.Кнороза [1], С.К.Ревяшко [14] и Б.И.Студеничникова [9].

Использование материалов исследований было ограничено областью $b/h > 6$, так как при меньших значениях сказывается влияние боковых стенок [7, 16, 17].

Рассмотрение полученных результатов показывает, что несмотря на имеющийся некоторый разброс опытных точек, они достаточно убедительно иллюстрируют пропорциональную зависимость кинетичности потока от относительной крупности частиц (d/h).

Необходимо отметить несколько иной характер (в количественном отношении) для изгари, что, по-видимому, свя-

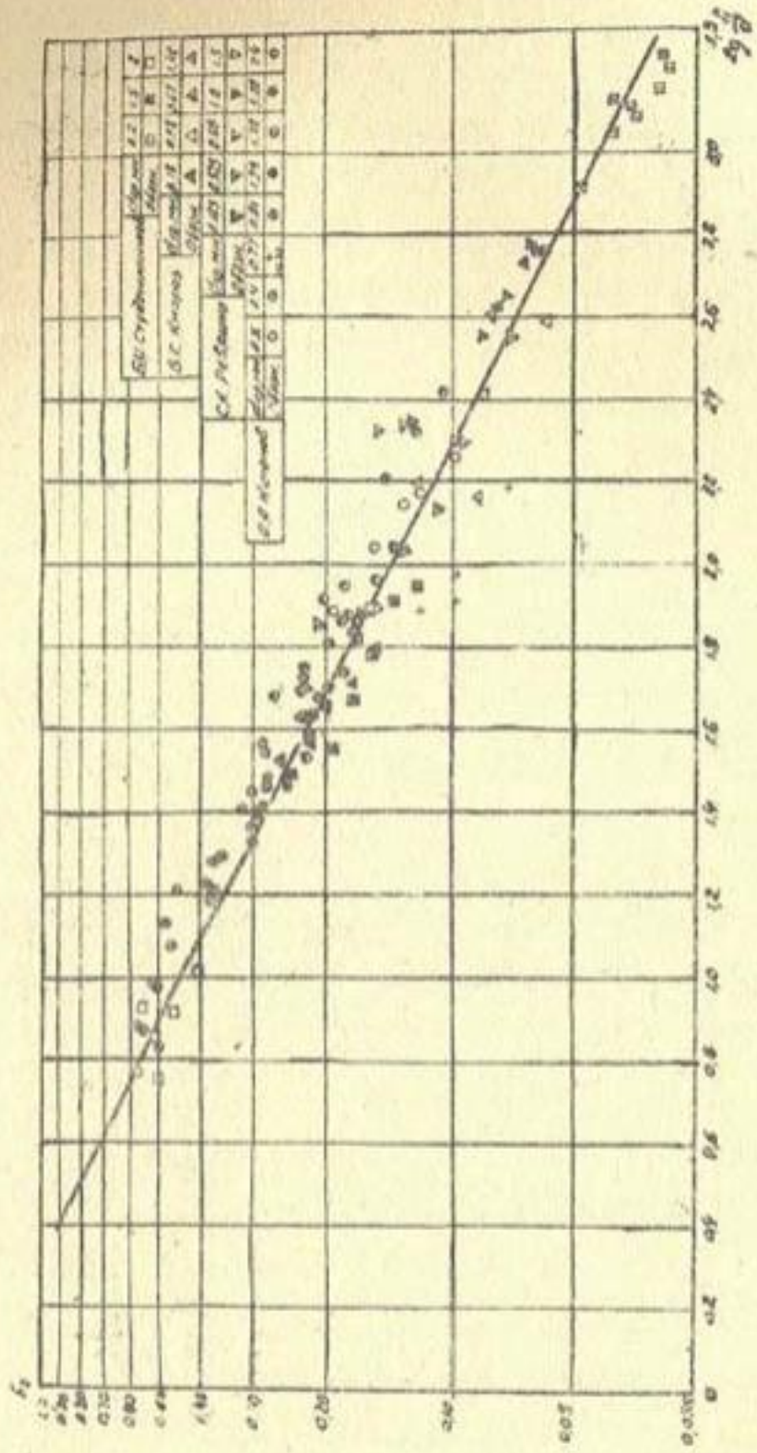


Рис.2. Зависимость $Fr_0 = f\left(\frac{h}{\alpha}\right)$

зано с особенностями физико-механических свойств ее.

Для песчано-гравелистых материалов аналитическое выражение зависимости $Fr=f\left(\frac{d}{h}\right)$, полученное приближением по методу средних, имеет вид:

$$Fr = 1{,}54\left(\frac{d}{h}\right)^{0,5}. \qquad (5)$$

Зависимость (5) позволяет записать формулу по определению неразмывающей скорости (U_o):

$$U_o = 1{,}25\sqrt{g}\ (hd)^{0,25}, \qquad (6)$$

или

$$U_o = 3{,}9\ (hd)^{0,25}\ \text{м/сек}, \qquad (6^{I})$$

которая в свою очередь является известной зависимостью Б.И.Студеничникова [9], но с несколько иным коэффициентом (1,25 вместо 1,15 и соответственно 3,9 вместо 3,6). Отметим, что ранее Б.И.Студеничников принимал коэффициент, равный 4,0 [13].

Квадратичный вид зависимости по определению неразмывающих скоростей признается многими исследователями [8,9,12,13]. Однако предложенные зависимости отличаются как по структуре, так и по численным значениям входящих в них коэффициентов. Поэтому результаты подсчетов по ним нередко дают существенные расхождения в величинах для одних и тех же условий.

Для того, чтобы решить вопрос правильно, необходимо уточнить зависимость по определению динамической скорости и выяснить характер закона распределения скоростей и закона сопротивлений. Поэтому мы производили измерения для вычислений величины динамической скорости по зависимости $U_{o_x} = \sqrt{gh\,i}$. По результатам вычислений на рис.3 представлена связь $\frac{U_{ox}}{U_o} = f(Fr)$, аналити-

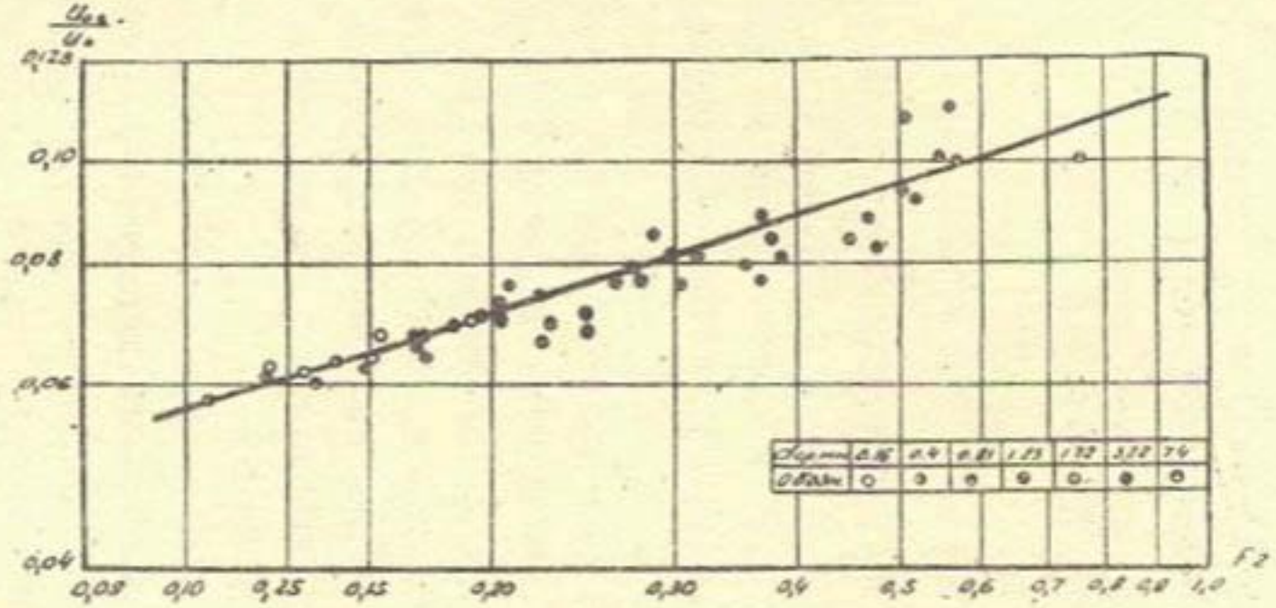


Рис.3. Зависимость $\frac{U_{0в}}{U_0} = f(F_z)$

ческое выражение которой удовлетворяет уравнению:

$$\frac{u_{o_*}}{u_o} = 0{,}118\,(Fr)^{0{,}3}. \qquad (7)$$

Подставляя значение u_o из (6) и Fr из (5), получим:

$$u_{o_*} = 0{,}168\sqrt{g}\,d^{0{,}4}h^{0{,}1} \qquad (8)$$

Как уже отмечено, В.С.Кнороз в результате большого объема исследований пришел к выводу о независимости динамической скорости от глубины потока, что не согласуется с полученной нами формулой для u_{o_*} (8). Однако в исследованиях В.С.Кнороза [2] из 564 опытов более 80% проведено при $B/h < 6$, причем это соотношение нередко достигало единицы и меньше. В таких условиях использование гидравлического радиуса вместо фактической глубины потока дает занижение в вычислениях u_{o_*} до 90% в зависимости от соотношения B/h.

Поэтому для сопоставления (8) с опытными данными В.С.Кнороза были использованы лишь результаты опытов, проведенных в условиях, близких к условиям плоской задачи ($B/h > 6$), а значения динамической скорости были пересчитаны с учетом фактической глубины потока h.

Помимо указанных материалов, использовались и результаты исследований И.К.Никитина [6], поскольку в его опытах был применен фотометрический метод, при котором значение действительной динамической скорости подсчитывалось по соотношению $u_{o_*} = -\overline{V_x V_y} + \nu\frac{dV_x}{dy}$ для придонного слоя потока.

Результаты сравнения величин динамической скорости по (8) для песчано-гравелистых материалов с опытными данными показаны на рис.4. Как видим, опытные данные всех исследований достаточно удовлетворительно подчиняются за-

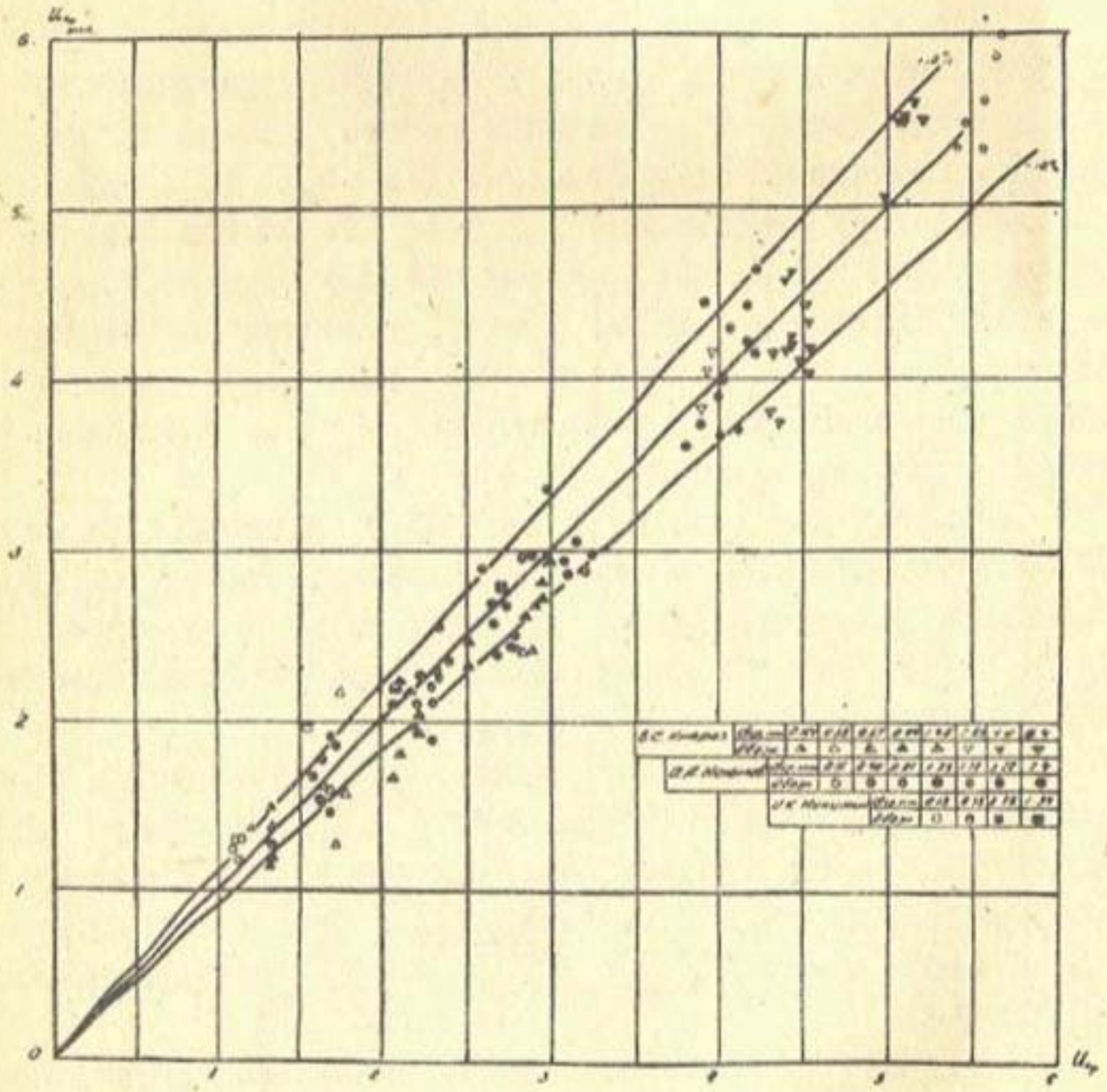


Рис.4. Результаты сопоставления величины $U_{ож}$ по формуле (8) с опытными значениями.

висимости (8). Некоторый разброс точек объясняется сравнительно небольшой точностью измерения уклонов в лабораторных условиях, особенно для мелких фракций песчаных материалов. Результаты сравнения позволяют рекомендовать (8) к использованию для однородных несвязанных песчано-гравелистых материалов при $d_{ср} \geqslant 0{,}15$; 0,20 мм.

Перейдем теперь к вопросу о законе распределения скоростей и законе сопротивлений для подвижного дна при режиме неразмывающих скоростей. Исследованиями [7] доказано, что эти законы для жесткого шероховатого основания открытых потоков аналогичны законам для круглых труб с песочной шероховатостью. Выведенные зависимости имеют значительное экспериментальное и теоретическое обоснование [10].

Для условий подвижного дна В.С.Кнороз [2] допускает использование зависимостей, выведенных для жесткого дна открытых потоков. Для подтверждения этого мы воспользовались данными В.С.Кнороза [1,2] и нашими. При этом, исходя из того, что коэффициент сопротивления при квадратичном режиме есть функция относительной шероховатости, выражаемой через эквивалентную шероховатость - К [7], все опытные данные были пересчитаны по предложенной В.С.Кнорозом [2] зависимости, связывающей $d_{ср}$ с К:

$$K = \beta d_{ср}^{0{,}75}, \qquad (9),$$

где К - эквивалентная шероховатость;

β - безразмерный коэффициент, учитывающий размерность ($\beta = 0{,}4$ для мм, $\beta = 0{,}785$ для см).

Универсальный закон распределения скоростей при режиме с полным проявлением шероховатости для круглых труб, как известно, [10] выражается зависимостью:

$$\frac{u}{u_*} = 5{,}75 \lg \frac{y}{K} + 8{,}5, \qquad (10)$$

а закон сопротивления после замены y на R :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 4{,}0 \lg \frac{R}{K} + 4{,}68, \qquad (11)$$

На рис.5 дано графическое изображение зависимости (10) для круглых труб, по опытам Никурадзе. Там же представлены экспериментальные точки: 1) для жесткого шероховатого дна в прямоугольном призматическом русле при заведомо квадратичном режиме; 2) для размываемого русла при режиме предельно неразмывающих скоростей. Как видно из графика, универсальный закон распределения скоростей для размываемого русла выражается зависимостью:

$$\frac{u}{u_{o_н}} = 5{,}75 \lg \frac{R}{K} + 6{,}0, \qquad (12)$$

аналогичной закону для жесткого шероховатого русла при квадратичном режиме обтекания.

Закон сопротивления в этом случае имеет вид:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 4{,}0 \lg \frac{R}{K} + 4{,}25 \qquad (13)$$

Впервые в таком виде уравнение (13) предложено А.П.Зегжда для жесткого шероховатого дна / 7 /.

Используя те же материалы, представим закон распределения скоростей в степенном виде (рис.6):

$$\frac{u_o}{u_{o_н}} = 8{,}1 \left(\frac{R}{K}\right)^{0{,}175}, \qquad (14)$$

одинаковым для жесткого и подвижного дна.

Закон сопротивления выражается в этом случае так:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 5{,}75 \left(\frac{R}{K}\right)^{0{,}175} \qquad (15)$$

Приведенные материалы свидетельствуют о достаточно удовлетворительном совпадении с опытными данными зависимостей (12), (13), (14) и (15), выраженных соответ-

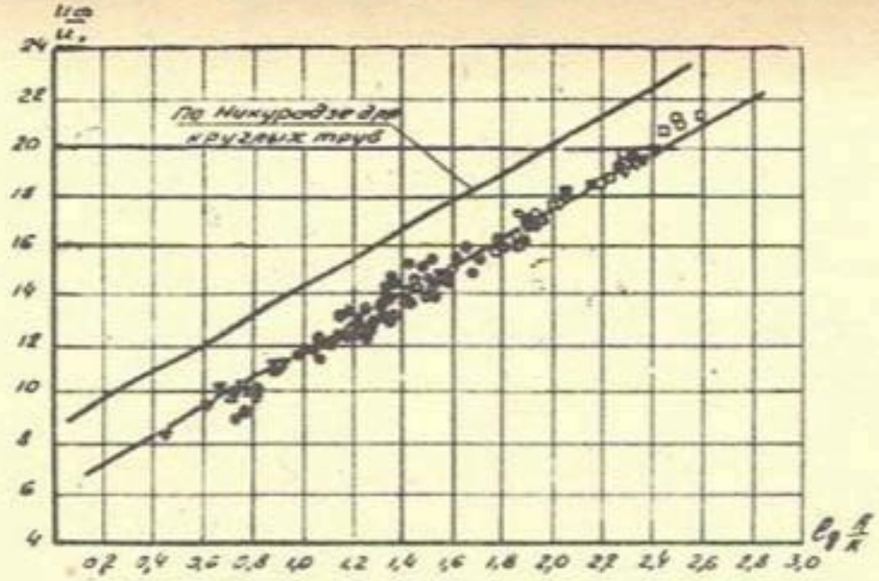


Рис.5. Зависимость $\frac{U_{ср}}{U_*} = f\left(\frac{R}{K}\right)$

Жесткое дно: А.П.Зегжда К - △(3,I5); ▲(3,66);
Базен К - ▽(0,I82); ▼(8,I); ▽-(23).
Подвижное дно: В.С.Кнороз d - □(0,I82); ■(0,38); ▥(I,48)
О.А.Каюмов d - ○(0,I6); ◔(0,40); ◒(0,8I)
◒(I,23); ◉(I,72); ●(3,22)
⊖(7,4); + (0,77 - изгарь).

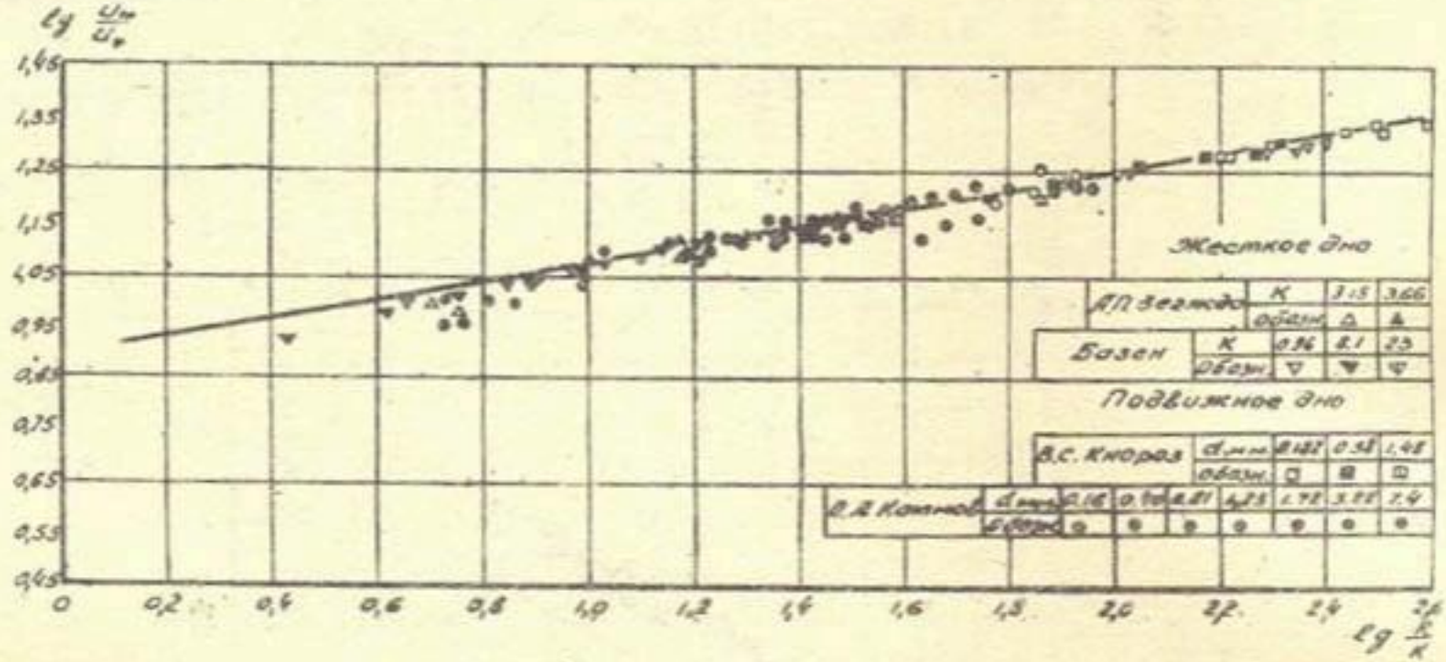


Рис.6. Зависимость $\frac{U_{ср}}{U_*} = f\left(\frac{R}{K}\right)$

ственно в логарифмическом и степенном видах. Поэтому не представляется возможным решить спор различных направлений в этом вопросе. Однако следует отметить, что степенное выражение этих законов более удобно для практического применения.

Используя зависимости (5) и (7), можно получить выражение для коэффициента сопротивления в зависимости от относительной шероховатости $\frac{h}{d}$, что более удобно, чем (I5):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 5{,}2 \left(\frac{h}{d}\right)^{0{,}15} \qquad (16)$$

Выводы

I. Режим неразмывающих скоростей для однородных песчано-гравелистых материалов практически любой крупности ($d_{ср} > 0{,}15 - 0{,}20$ мм) относится к квадратичной области сопротивлений. Значение неразмывающей скорости можно определить по (6).

2. Величина динамической скорости при режиме неразмывающих скоростей может определяться по (8).

3. Коэффициент сопротивления для подвижного русла, сложенного из однородных по крупности частиц, можно вычислить по (I3), (I5) или (I6).

ЛИТЕРАТУРА

I. Кнороз В.С. Неразмывающие скорости для мелкозернистых грунтов, "Гидротехническое строительство", 1953, № 8.

2. Кнороз В.С. Неразмывающие скорости для несвязных грунтов и факторы ее определяющие, Изв.ВНИИГ, т.59, 1958.

3. Фидман Б.А. Об экспериментальном установлении предельных неразмывающих скоростей, Изв.АН СССР, отделение технич.наук, т.2, 1954.

4. Клячко Л.С. Приближенный метод определения начальной скорости трогания твердых донных частиц, Изв. АН СССР, отделение технич.наук,т.3, 1956.

5. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений, Изд-во "Энергия", 1967.

6. Никитин И.К. Турбулентный русловый поток и процессы в придонной области, Киев, Изд-во АН УССР, 1963.

7. Зегжда А.П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводов, М., Гос.изд-во лит.по строительству и архитектуре, 1957.

8. Шамов Г.И. Речные наносы, Л., Гидрометеоиздат,1954.

9. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, М., Изд-во л-ры по стр. 1964.

10. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя, М., ИЛ,1956.

11. Доу-Го-Жень Перемещение наносов и устойчивость дна водных потоков, Автореферат докт.дисс.,Л., Изд-во ЛИВТ, 1960.

12. Мирцхулава Ц.Е. Размыв русел и методика оценки их устойчивости, М., Изд-во "Колос", 1967.

13. Латышенков А.М. Вопросы гидравлики искусственно сжатых русел, М., Гос.изд.лит.по стр.,арх.и стр. материалам, 1960.

14. Ревяшко С.К. Допускаемые скорости на размыв для песчаных и торфяных грунтов Полесья, Тр.Белорусского института водного хозяйства, т.8, Минск, Изд-во Белорусской АН, 1958.

15. Алтунин С.Г. Регулирование русел, М., Сельхозиздат, 1962.

16. Полтавцев В.И., Ефремов В.И. Об особенностях гидравлического сопротивления открытых потоков при большой шероховатости русла, Тр.Ленингр.гидрометеорологич. ин-та, вып.25, 1967.

17. Ефремов В.И. Некоторые результаты экспериментального исследования структуры придонной области равномерного руслового потока при большой шероховатости, Тр.Лен.гидрометеорологич.ин-та, вып.25, 1967.

Ф.Ш.ИШАЕВ

К ПРОБЛЕМЕ ОСВОЕНИЯ ПОЙМЕННЫХ ЗЕМЕЛЬ РЕК ПРЕДГОРНОЙ ЗОНЫ В ГУСТОНАСЕЛЕННЫХ РАЙОНАХ РЕСПУБЛИК СРЕДНЕЙ АЗИИ

Реки Средней Азии начинаются в горах и главный источник их питания – тающие горные снега и ледники. В небольшой мере они питаются грунтовыми водами. Часто весенние ливневые дожди кратковременно значительно увеличивают расходы воды в реках.

Вместе с водой реки несут влекомые донные наносы, представляющие обломки горных пород, которые окатываясь по пути, еще до выхода рек из гор, превращаются в валуны, булыжники, гальку, гравий, песок, называемые речным аллювием; процесс измельчения их происходит и ниже по всей длине реки. Эти наносы большой толщей отлагаются в поймах рек на равнинах, постепенно убывая в размерах к устьям рек. Толщи аллювия в поймах рек в предгорьях обычно составляют 20-40 м, в нижних течениях больших рек достигают 60-80 м. На выходе из гор в составе донных наносов песка мало – до 10%. В удалении от гор на 100-150 км аллювий пойм представлен смесью мелкой гальки с гравием и песком (песка 25-35%). В удалении от гор на 400-500 км поймы рек сложены песком с небольшим количеством мелкого гравия. На больших удалениях аллювий представлен мелким песком.

Как известно, песок, влекомый реками, является большим бичом для ирригации и гидроэнергетики: проникая в каналы на водозаборных узлах, он заносит их и существенно уменьшает пропускные способности. Ежегодная очистка каналов от песка, например, в Узбекистане достигает 40-50 млн.м^3. Древние поймы рек на равнинах занимают огром-

ные пространства, прикрытые мелкоземами (преимущественно лессами, лессовидными суглинками и супесями). Современные поймы рек на равнинах занимают лишь часть древних, видимо, представляют собой повторные образования и находятся в состоянии нового развития - расширения и подъема. У малых рек ширина современной поймы на равнинах, в наиболее развитых местах достигает обычно 0,5-I,0 км, у рек средних размеров до 2-3 км, у больших рек (Сырдарья, Амударья) до 5-8 км.

Когда-то на равнинах горизонты воды в реках стояли намного ниже современных горизонтов, предположительно на указанную толщу нанесенного с гор аллювия. Постепенный процесс подъема пойм рек, разумеется, продолжается и теперь. Поймы многих рек в низменностях достигают уровня окружающих земель, а в ряде случаев значительно превышают их. Это явление весьма выражено в низовьях Амударьи и Сырдарьи, что приводит к большим и часто катастрофическим наводнениям. Высокое стояние пойм рек в низменностях и продолжение их подъема - явление неотрадное. От этого низменности в долинах рек страдают близостью грунтовых вод к поверхности земли, а местами заболачиваются. Искусственный подъем горизонтов воды в реках строительством на равнинных участках водохранилищных плотин, особенно высоконапорных, как показывает практика, весьма ухудшает почвенно-мелиоративное состояние окружающих земель.

Низменности в долинах рек, т.е. древнепойменные земли, покрытые небольшой толщей мелкоземов (аллювиальные почвы), насыщаются грунтовой водой, поступающей из рек путем фильтрации по слою древнего аллювия, подстилающего поверхностный грунт.

Уровень стояния грунтовых вод на этих землях полностью зависит от горизонта воды в реке и колеблется в строгом соответствии с ним. Эти низменности обычно составляют 50-70% от общего фонда орошаемых земель в долинах рек и представляют собой массивы давно освоенных в сельском хозяйстве земель.

Близкое стояние уровня грунтовых вод к поверхности земли в низменностях речных долин и засоление этими водами корневого слоя почв вызывает большие трудности в использовании земель в сельском хозяйстве, требуя устройства дорогой в строительстве и эксплуатации дренажно-коллекторной сети. Борьба с засолением почв грунтовыми водами привела к практике ведения промывных поливов, что увеличивает поливные нормы воды. То есть дорогую пресную воду стали с поверхности нагнетать внутрь земли и выбирать ее осолоненную из глубин через дренаж и коллекторы на сброс. Так не лучше ли понизить горизонты воды в реках? Оказывается, это можно сделать с помощью самих рек очень простым путем и гораздо дешевле, чем заниматься дренажем.

Путем инженерных наблюдений за реками Средней Азии и особенно широкого изучения их в последние 40 лет в области гидрологии, русловых процессов, транспортирования реками донных и взвешенных наносов, явлений речной эрозии, формирования пойм, деформации русел у плотин, вопросов речной гидравлики обнаружены следующие закономерные явления в современном естественном быте этих рек:

I. На равнинах продолжается, со все более нарастающей интенсивностью, расширение пойм рек путем размывов коренных берегов.

2. Чем шире пойма реки, тем интенсивнее река размывает берега, так как уширение пойм благоприятствует блужданию и боковым свалам потоков воды.

3. Транспортирующая способность речного потока донных наносов на равнинных участках со временем все более ослабевает вследствие рассеивания речного потока, поэтому наблюдается постепенный подъем поверхности пойм рек.

4. Паводковые потоки воды в реках на равнинных участках насыщаются донными наносами главным образом за счет боковой эрозии, т.е. размыва берегов, подстилаемых древним аллювием, а также за счет размыва внутрипойменных грунтов. Такое местное насыщение речных потоков донными наносами и местные перемещения их в десятки раз больше перемещений донных наносов, поступающих из гор.

Боковая эрозия быстро приводит к перенагрузке речного потока воды донными наносами, что является причиной образований перекатов (местных отложений), приводящих в свою очередь к боковым свалам (блужданию) речного потока, к образованию рукавов и протоков, плесов и другим деформациям поймы.

5. Чем река меньших размеров, т.е. с меньшими паводковыми расходами воды, тем современная пойма ее на равнине более развита в ширину относительно оптимально необходимой ширины русла для монолитного прохождения паводковых расходов, по причине малой транспортирующей способности донных наносов потоками воды. Малые реки с паводковыми расходами воды до 100–200 $м^3$/сек имеют ширину поймы на равнинах (в наиболее развитых местах) в 20–25 раз превосходящую оптимально необходимую.

Реки средних размеров, с паводковыми расходами до 1000–1500 $м^3$/сек имеют поймы, в 5–10 раз превосходящие оптимальную паводковую ширину русла.

6. Аллювиальные русла, если прекратить доступ (поступления) в них донных наносов, вскоре заглубляются пу-

тем размыва дна. В руслах сложенных крупнозернистыми грунтами (смесь камня, гравия, песка) такое заглубление достигает I,5–2 м. В руслах, сложенных песками, заглубление дна примерно вдвое больше. Процесс заглубления дна обычно завершается в течение 2–3 лет.

Это явление хорошо прослеживается у водозаборных плотин, перегораживающих русло реки. С постройкой плотины донные наносы откладываются перед плотиной, вследствие созданного подпора и уменьшения скорости течения воды, т.е. прекращается поступление донных наносов в нижний бьеф, в отводящее русло реки, благодаря чему русло за плотиной начинает быстро заглубляться. В естественных условиях это явление наблюдается на изогнутых участках рек у берегов вогнутого очертания (плесы), куда донные наносы почти не поступают. Глубина воды на плесах определяется по соотношению $H_к$ = (I,6–I7) H, где H – средняя глубина воды в реке. Несомненно, если реку сузить боковыми ограждениями до оптимально необходимой ширины, исключив эрозию берегов и внутрипойменных наносов, то река начнет углубляться, размывая дно. Это произойдет не только потому, что речной поток будет освобожден от грузов, представляющих предметы боковых размывов, но и потому, что сосредоточенный поток в суженном русле приобретает значительно большую влекущую силу, определяемую выражением $S = \gamma H J$, где γ – объемный вес воды, H – глубина, J – уклон реки.

Изложенные положения позволяют с полной уверенностью утверждать, что если реку на равнинном участке сузить до оптимально необходимой ширины боковыми ограждениями, исключающими боковые эрозии, с приданием руслу нормальных изгибов, то через 3–4 года произойдут следующие хозяйственно-полезные изменения в быте реки.

I. Русло реки значительно углубится, соответственно понизятся горизонты воды в реке и стояние уровня грунтовых вод в ее долине не менее чем на I–I,5 м, что благоприятно повлияет на почвенно-мелиоративное состояние земель в низменностях. Реки приобретут в значительно большей мере свойства коллекторов, т.е. увеличится сбор ими стока грунтовых вод с окружающей местности и после паводков воды в реках будет значительно больше.

2. Русло реки в поперечных формах станет равномерным. Пропускная способность его значительно увеличится. Прекратятся наводнения в паводки низменностей и отторженных пойменных земель, так как они станут достаточно выше относительно дна реки.

3. Прекратятся местные перемещения донных наносов в паводки, вследствие прекращения местных размывов берегов и пойменных отложений. Прекращение боковых размывов исключит образования перекатов, плесов, отмелей, кос и других подобных образований в русле, ухудшающих равномерное протекание воды и движение влекомых наносов.

4. Намного уменьшится количество движимого песка в русле реки и поступление его в водозаборные каналы, т.е. уменьшится занесение ирригационных каналов песком и работа по очистке их. Значительно облегчится эксплуатация водозаборных узлов.

5. Потери речной воды на испарение уменьшатся во столько раз, во сколько суженное русло станет меньше ширины существующей затапливаемой поймы в паводки. Проиллюстрируем в цифрах на примере реки Чирчик (Ташкентская область) те хозяйственные выгоды, которые будут получены от сужения реки в равнинной местности.

Чирчик - типичная река предгорной зоны с обычными паводковыми расходами воды 600–I000 $м^3$/сек и меженными

расходами 50–I00 м^3/сек. Площадь орошаемых земель – около 300 тыс.га, в том числе площади в низменностях долины реки с дренажно-коллекторной сетью (открытая горизонтальная сеть) составляют около I56 тыс.га. Участок реки, подлежащий сужению (от выхода из гор до устья), имеет протяжение около I30 км; ширина современной поймы реки на этом участке I–2,5 км (в среднем I,5), сложена пойма смесью камня, гравия и песка и занимает площадь около 20 тыс.га.

Если реку на указанном протяжении сузить боковыми ограждениями, оставив руслу оптимально необходимую ширину – I00–I20 м, обеспечивающую пропуск наибольших паводковых расходов, то высвободятся пойменные земли с боков общей площадью до I8 тыс.га, значительную часть которых (3–4 тыс.га) река сама могла бы закольматировать за 4–5 лет слоем ила до 20–25 см, т.е. до состояния, пригодного под посевы зерновых культур и кормовых трав, если эти земли предварительно распланировать. Нет сомнения в том, что в большинстве освобожденные пойменные земли незамедлительно были бы подготовлены под сельское хозяйство и сады заинтересованными береговыми колхозами нанесением привозной земли, не дожидая естественного кольматажа, так как для них речные поймы являются единственным резервом для увеличения земель. Сужение р.Чирчик и понижение горизонтов воды в ней до I,5 м исключит необходимость дренажно-коллекторной сети на площади не менее чем I00 тыс.га.

В системе ирригационных каналов, питающихся водой из Чирчика, ежегодная очистка от поступающего в них песка (около 600 тыс.м^3) уменьшится приблизительно в I0 раз. Потери воды на испарение в Чирчике в период паводков (март–июнь) с существующей затапливаемой площади поймы составляют около I00–I20 млн.м^3 (в среднем слой испаря-

мой воды за указанное время - 60 см). При сужении реки эти потери станут не более I0-I2 млн.м^3.

Потери воды на фильтрацию рекой в паводковый период, т.е. на насыщение грунтов современной и древней поймы составляют огромное количество. При сужении реки и, как следствие, понижении дна и горизонтов в реке на I,5-2 м потери воды на фильтрацию уменьшатся, по скромным подсчетам, на I50-200 млн.м^3.

Воды, сохраненной в реке только от испарения, хватит на орошение отгороженных пойменных земель. И конечно выгодно эту воду предоставлять полезным растениям, культивируя их в пойме и испарять ее транспирацией. Большим выигрышем от зарегулирования русла реки будет и то, что прибрежные хозяйства перестанут терпеть ежегодные потери земель, имущества и др. тяжелые бедствия от сваловбурных потоков воды на берега в паводки. По данным технико-экономических обследований, Чирчик в среднем ежегодно смывает 200-250 га земель, в том числе 80-I00 га культурных. Ежегодный материальный ущерб, приносимый рекой береговым хозяйствам, с учетом затрат на противопаводковые работы оценивается в 500-700 тыс.руб.

К О Л Ь М А Т А Ж

Подготовка пойменных земель для использования в сельском хозяйстве мыслится частично путем кольматажа и частично созданием почвы привозной землей.

Пока нет примеров искусственной организации кольматажа больших площадей пойменных земель проточными паводковыми водами на реках Средней Азии. Мутность паводковых вод рек Средней Азии достаточно велика и может быть использована для кольматажа больших площадей пойменных земель при надлежащей организации этого дела (таблица).

Река	Мутность, кг/м^3	Ежегодный сток мути, млн.м^3
Амударья	5,5	100
Сырдарья	4,4	30
Зарафшан	1,7	2,5
Нарын	3,3	8,2
Карадарья	6,4	9,7
Чирчик	1,4	2,0
Ангрен	0,7	0,7
Сурхандарья	7,4	6,5
Сох	4,2	3,9
Мургаб	30,5	10.0

Если использовать на кольматаж 50% сезонного стока речной мути, то за год реки могут заилить пойменные земли слоем 25 см: Амударья - 20000 га, Сырдарья - 600, Зарафшан - 1000, Нарын - 3300, Карадарья - 3900, Чирчик - 800, Ангрен - 300, Сурхандарья - 2200, Сох - 1200, Мургаб - 4000.

В настоящее время имеются реальные возможности для благоустройства рек предгорной зоны в густонаселенных районах Средней Азии с освобождением пойменных земель для нужд сельского хозяйства. В качестве регулировочных сооружений на этих реках наиболее удобно применить сборные сквозные дамбы из железобетонных балочных тетраэдров. Эти сооружения в строительстве дешевле земляных дамб в 3-4 раза и возводятся во много раз быстрее их.

В порядке первого опыта необходимо произвести зарегулирование, например, участка р.Чирчик на протяже-

ники до I5 км в среднем или нижнем его течении. За начало участка зарегулирования удобно принять место, обстроенное дамбами ограждения.

На опытном участке будут проверены и откорректированы все обстоятельства расчетных предположений, необходимые для ведения работ в широких масштабах.

О.А.КАКМОВ

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МАКСИМАЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ ВОРОНКИ РАЗМЫВА У ГЛУХОЙ ШПОРЫ

В инженерной практике значительное место занимает метод регулирования русел рек с помощью массивных глухих шпор, выполняемых из различного рода материалов. Возведение этих сооружений, оказывающих активное воздействие на структуру потока, как известно, вызывает деформацию прилегающего участка русла, особенно значительную в зоне головы шпоры. Поэтому правильное прогнозирование возможных максимальных глубин размыва является условием, обеспечивающим с одной стороны нормальную эксплуатацию сооружения, а с другой - назначение при проектировании достаточно обоснованных технико-экономических показателей.

К настоящему времени выполнен значительный объем исследований [1 - 8]. Особенно важное значение имели лабораторные и полевые исследования К.Ф.Артамонова и Г.Б.Руруа, а также теоретические предпосылки для схематизации рассматриваемого явления И.А.Бузунова и С.Х.Абальянца. Предложенные ими зависимости по определению размеров воронки размыва в зоне возводимого регулировочного сооружения (или группы сооружений) широко используются в настоящее время на практике.

Из зарубежных исследователей следует отметить Garde, Laursen, Lacey [9].

Однако, несмотря на большой объем проведенных исследований, вопрос полностью еще не решен. Возросший уровень требований, предъявляемый проектировщиками, строителями и эксплуатационниками к научным организациям, обусловливает необходимость дальнейшего развития исследований

с целью получения зависимостей, более точно учитывающих совокупность факторов, определяющих местный размыв.

В 1966-1968 гг. нами проведены дополнительные исследования по изучению явления местного размыва у глухой одиночной шпоры в русловой лаборатории САНИИРИ под руководством А.М.Мухамедова и Х.А.Ирмухамедова. Изучались следующие взаимосвязанные вопросы: размывающая способность потока; влияние основных факторов на максимальную глубину размыва; кинематическая структура потока в зоне размыва; уточнение возможности перенесения лабораторных данных на натуру.

На основании указанного объема исследований и имеющихся в опубликованной литературе данных и рекомендаций представляется возможным предложить новый метод гидравлического расчета максимальной глубины воронки размыва.

В настоящей работе излагаются результаты лабораторных исследовании по изучению влияния основных факторов на максимальную глубину воронки размыва у глухой шпоры. При этом используются и материалы ранее выполненных нами исследовании по оценке размывающей способности потока [15].

Обоснование принятой методики исследований

По существующему мнению [4.10], водный поток находится в непрерывном взаимодействии со своим ложем. При этом формирование потока зависит от нескольких основных факторов, сочетание которых обусловливает закономерную последовательность смены режимов движения потока. Изучение явления местного размыва в таких условиях представляется чрезвычайно сложным.

Вместе с тем анализ условий работы регулировочных

и берегозащитных сооружений свидетельствует о целесообразности ограничения объема основных исследований областью наиболее трудных условий эксплуатации сооружений, при которых возникают значительные размывы, являющиеся нередко причинами их разрушений. К таким условиям, как это вытекает из анализа некоторых работ [7,II], следует отнести режим, близкий к режиму предельно неразмывающих скоростей. Поэтому в большей части проведенных исследований мы поддерживали именно этот режим.

Естественное русло состоит из различных по крупности материалов, степень неоднородности которых зависит от геоморфологии: на равнинных участках грунт, как правило, однородный, в предгорной или горной зонах однородный грунт встречается реже. Поэтому при значительной степени неоднородности образуется самоотмостка как русла, так и поверхности воронки размыва - мелкие фракции перекрываются более крупными и размыв прекращается на более ранней стадии. Это в свою очередь вызывает уменьшение глубины воронки размыва. В соответствии с распространенной в настоящее время практикой лабораторных исследований [I2] самоотмостка рассматривается нами как частный случай, поэтому основные исследования были проведены при однородных материалах. Это позволило исключить влияние рассматриваемого фактора и сопоставить все полученные опытные данные.

В то же время дополнительные исследования с тремя разновидностями разнозернистых материалов позволили внести соответствующие коррективы в расчетную зависимость по определению максимальной глубины воронки размыва.

Исследования проводились в трех прямоугольных лотках шириной 40 см и длиной 9,5-7,0 м. В качестве размываемого материала использованы пять разновидностей спе-

циально отсеянного разнозернистого материала ($d_{ср}$ -0,4; 0,81; 1,72; 3,22; 7,4 мм) и три разновидности естественного разнозернистого материала ($d_{ср}$ -0,96;1,70;7,67 мм) Характеристика механического состава и степени неоднородности равнозернистых материалов приведена ранее [15], а разнозернистых – на рис.1. В качестве шпоры использовались пластинки толщиной 3 мм, изготовленные из оргстекла и имеющие боковое резиновое уплотнение.

Влияние гидравлических элементов потока на $H_{мак}$

До настоящего времени не составлены дифференциальные уравнения, описывающие в общем виде сложный процесс обтекания потоком регулировочных сооружений.

Поэтому на данном этапе в качестве одного из решений поставленной задачи можно использовать теорию размерности и лабораторные исследования с возможно более полным учетом факторов, обусловливающих рассматриваемое явление.

Анализ выполненных ранее исследований позволяет определить основные факторы, вызывающие местный размыв у глухой шпоры.

$$H = f(K_c, V, h, d, \gamma_р, \gamma, g) \quad , \qquad (1)$$

где K_c – безразмерный коэффициент, учитывающий влияние конструкции сооружения;

V – скорость потока;

h – глубина потока;

d – размер частиц, слагающих русло;

$\gamma_р, \gamma$ – удельные веса соответственно материала русла и воды;

g – сила тяжести.

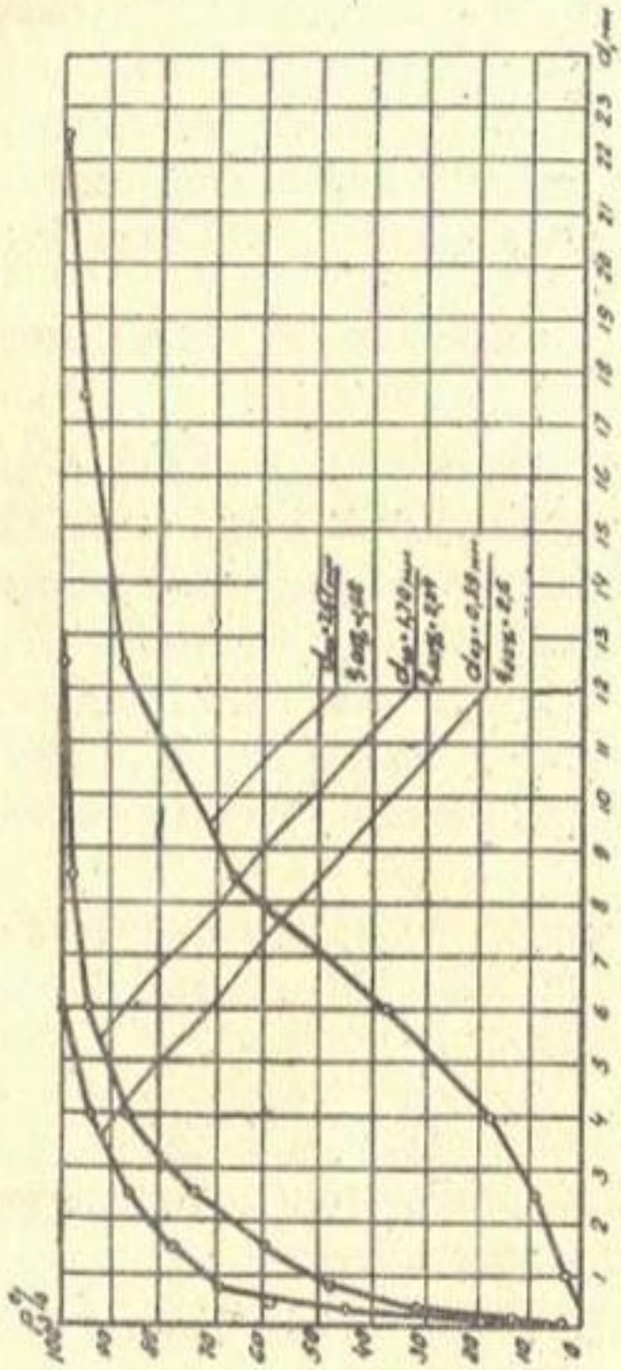


Рис.I. Кривые механического состава разнозернистых материалов.

Поскольку нами исследуется величина размыва при режиме неразмывающих скоростей, параметры $V, d, \gamma_{ср}$ и γ возможно объединить путем введения в (I) скорости U_c. С учетом этого (I) можно записать в виде:

$$H_{нак} = f(K_c, U_0, h, g). \qquad (2)$$

На основе П – теоремы (2) можно представить так:

$$L = CK_c\left[\frac{L}{T}\right]^{x_1}\left[L\right]^{x_2}\left[\frac{L}{T^2}\right]^{x_3}, \qquad (3)$$

где C – коэффициент пропорциональности;

x_1, x_2, x_3 – показатели при основных факторах, значение которых может быть установлено на основе лабораторных исследований.

Приравняв показатели при L и T в обеих частях равенства (3), будем иметь: $X_1 + X_2 + X_3 = I$; $X_1 + 2X_3 = 0$. Решая их, получим: $X_3 = -\frac{x_1}{2}$ и $X_2 = I - \frac{x_1}{2}$. Таким образом, (3) приводится к виду:

$$H_{нак} = CK_c \frac{U_0^{x_1} h^{1-\frac{x_1}{2}}}{g^{\frac{x_1}{2}}} \qquad (4)$$

Разделив обе части зависимости (4) на h, получим выражение для максимальной глубины воронки размыва в безразмерном виде:

$$\frac{H_{нак}}{h} = CK_c Fr^{\frac{x_1}{2}} \qquad (5)$$

Параметр $K_k = \frac{H_{нак}}{h}$, выражающий величину отношения максимальной глубины размыва к глубине потока при равномерном режиме, довольно часто используется при исследованиях местных размывов. Так, этот параметр использован М.С.Вызго [I4] и Б.И.Студеничниковым [I2], исследовавшими явление местного размыва в нижних бьефах гидротехни-

ческих сооружений, и Garde [9], изучавшим величину глубины размыва у глухой шпоры.

С другой стороны, параметр Fr, характеризующий в рассматриваемом случае через U_* размывающую способность [12,13] и степень бурности потока, согласно оценке И.И.Леви [15] полностью определяет величину максимальной глубины воронки местного размыва.

Интересно отметить, что полученный нами с помощью теории размерности структурный вид для K_h подтверждается лабораторными исследованиями Garde.

Таким образом, можно признать, что зависимость (5) правильно отражает характер влияния гидравлических элементов потока и крупности материалов, слагающих русло.

Для учета влияния неоднородности грунта и для возможности сопоставления с опытными данными, проведенными в других условиях (имеется в виду масштаб моделей) коэффициент относительной глубины воронки размыва следует записать в более общем виде:

$$\frac{H_{max}}{R} = C K_c K_\xi Fr^{\frac{n'}{2}}, \qquad (6)$$

где R – гидравлический радиус потока при равномерном режиме;

K_ξ – коэффициент, учитывающий влияние неоднородности грунта.

Для установления численного значения показателя степени при Fr в (6) обратимся к опытным данным. Чтобы исключить влияние конструкции сооружения и степени неоднородности материала, все опыты проводились при постоянной конструкции ($n = 0,7$, $\alpha = 90^0$, $m = 0$) и в качестве размываемого материала использовались указанные выше равнозернистые грунты. При проведении опытов, следовательно, изменялись только гидравлические элементы потока и круп-

ность частиц, слагающих русло.

Результаты 38 опытов представлены графически на рис.2. При использовании песчаного материала крупностью $d_{ср}$ = 0,4 мм с течением времени образовывались гряды высотой до I,5 см. Это вызывало снижение значений средней неразмывающей скорости на I5–20% по сравнению с безгрядовой формой дна, исследовавшейся нами ранее [I3].

Зависимость $K_g = f(Fr)$ является довольно сложной. Можно выделить две характерные области, в которых показатель степени при Fr имеет значения + 0,25 и –0,25.

Область, в которой наблюдается переход от прямо пропорциональной связи между K_g и Fr к обратно пропорциональной, находится в пределах Fr =0,30 ÷ 0,40. Принимая во внимание наличие связи между Fr и $\frac{h}{d_{ср}}$ [I5], отметим, что указанным граничным значениям Fr соответствуют значения $\frac{h}{d_{ср}}$ в пределах от I0 до 20.

Таким образом, влияние гидравлических элементов потока на относительную глубину воронки размыва для равнинных участков рек (русла с нормальной шероховатостью) и для русел предгорных и горных участков рек (русла с повышенной шероховатостью) различно. В первом случае с увеличением значения Fr коэффициент K_g возрастает, а во втором – наоборот.

В исследованиях *Garde* [9], проведенных в диапазоне значений Fr = 0,0I – 0,36, т.е. соответствующих в большинстве своем условиям русел с нормальной шероховатостью, коэффициент K_h также растет с увеличением значений Fr . Однако показатель степени при Fr имеет переменное значение в зависимости от крупности частиц, изменяясь по довольно сложной зависимости от 0,33 до 0,4. Некоторые количественные расхождения следует объяснить, по-видимому, различной степенью влияния коэффициента не-

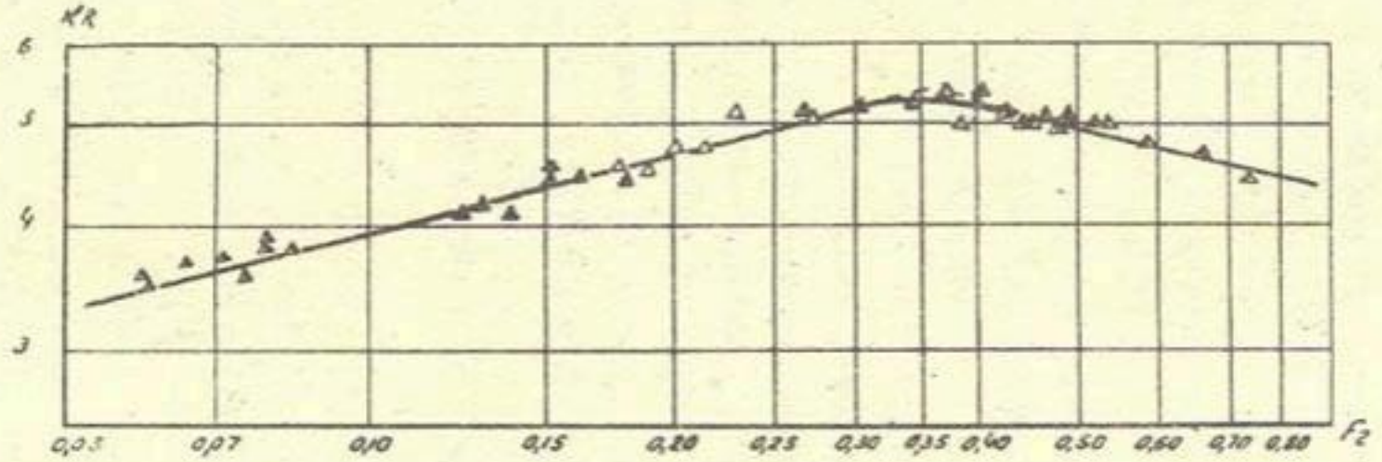


Рис.2. Зависимость $\frac{H_{max}}{R} = f(Fr)$

при $n = 0,7$, $\alpha = 90^0$ и $\Theta = 0^0$.

однородности использованных в его опытах материалов (σ = 1,38 ÷ 2,08). Кроме того, в его исследованиях связь выражалась в виде $\frac{H_{max}}{h} = f(Fr)$, тогда как мы приняли более общую зависимость $\frac{H_{max}}{D} = f(Fr)$

Полученные нами результаты логично объяснять влиянием внутренней кинематической структуры потока в зоне размыва. Поэтому были дополнительно проведены исследования с применением киносъемки. Результаты обработки полученных материалов публикуются отдельной статьей.

Влияние конструкции сооружения на H_{max}

Степень этого влияния обычно принято связывать со следующими геометрическими характеристиками глухой шпоры:

1) коэффициент стеснения, характеризуемый $n = \frac{B-\ell}{B}$ (B – ширина русла, ℓ – длина шпоры);

2) угол поворота шпоры в плане α ;

3) угол наклона напорной грани шпоры в вертикальной плоскости – θ .

По каждому из перечисленных факторов проведены соответствующие исследования.

Влияние коэффициента стеснения. Опыты проводились в трех прямоугольных лотках (B = 40 см) при n = 0,9; 0,8; 0,7 и 0,6. Шпора во всех случаях устанавливалась вертикально под углом 90^0 к продольной оси лотков.

В качестве размываемого материала использовались все пять разновидностей использованных ранее равнозернистых материалов.

Результаты 146 опытов приводятся на рис.3. Из рассмотрения опытных данных вытекает, что характер зависимости $K_\beta = f(Fr)$ аналогичен полученному нами ранее при n = 0,7.

Увеличение степени стеснения потока приводит к увеличению относительной глубины воронки размыва. Существует связь между кинетичностью потока (Fr) и степенью стеснения русла (n), с одной стороны, и относительной глубиной размыва, с другой. Эта связь графически представлена на рис. 4 и 5. Опытные данные, полученные в диапазоне значений $Fr = 0,6 - 0,8$ и $n = 0,9 - 0,6$, достаточно удовлетворительно подчиняются двум зависимостям:

при $Fr < 0,35$ $K_2 = 4,8\frac{1}{n}Fr^{0,25}$. (7)

при $Fr > 0,35$ $K_2 = 2,9\frac{1}{n}Fr^{-0,25}$. (8)

Таким образом, относительная глубина воронки размыва пропорциональна стеснению потока. Этот вывод согласуется с исследованиями Garde [9].

Влияние угла поворота шпоры. Опыты проводились в трех прямоугольных лотках (B = 40 см) с использованием трех разновидностей равнозернистого материала $d_{ср}$=0,81; 3,22 и 7,4 мм. Угол поворота (α) изменялся от 90 до 30° при постоянном вертикальном положении напорной грани пластинки. Коэффициент стеснения русла $n = 0,7$, погонный расход оставался постоянным во всех случаях – $q = 150$ см^2/сек.

Оценка влияния величины угла поворота производилась по зависимости $K_\alpha = f(\alpha)$, где α - угол поворота шпоры, $K_\alpha = \frac{H_\alpha}{H_{90°}}$ – безразмерный коэффициент, в котором H_α – глубина размыва у шпоры при угле α; H_{max} – максимальная глубина размыва при $\alpha = 90°$.

Всего выполнено 12 опытов, результаты которых представлены на рис.6. Опытные данные удовлетворительно подчиняются зависимости

$$K_\alpha = (\sin\alpha)^{1/4}. \quad (9)$$

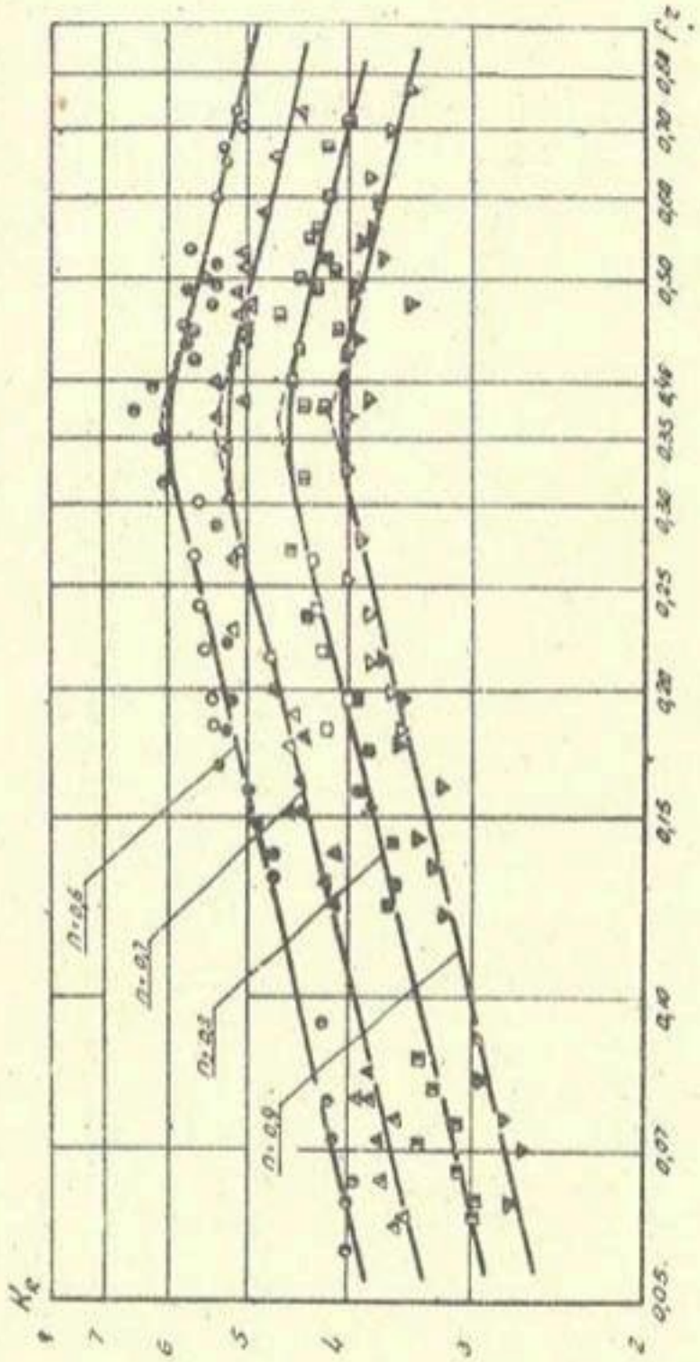


Рис.3. Зависимость $\frac{H_{max}}{D} = f(Fz)$

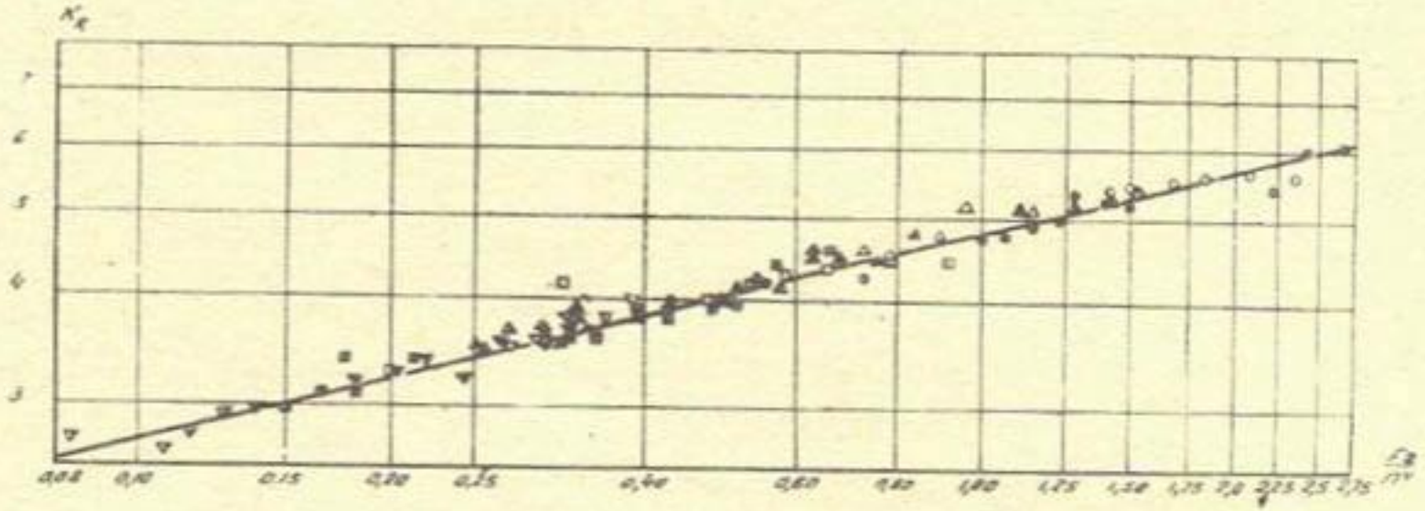


Рис.4. Зависимость $\frac{H_{max}}{R} = f\left(\frac{1}{\pi^4} \cdot Fr\right)$

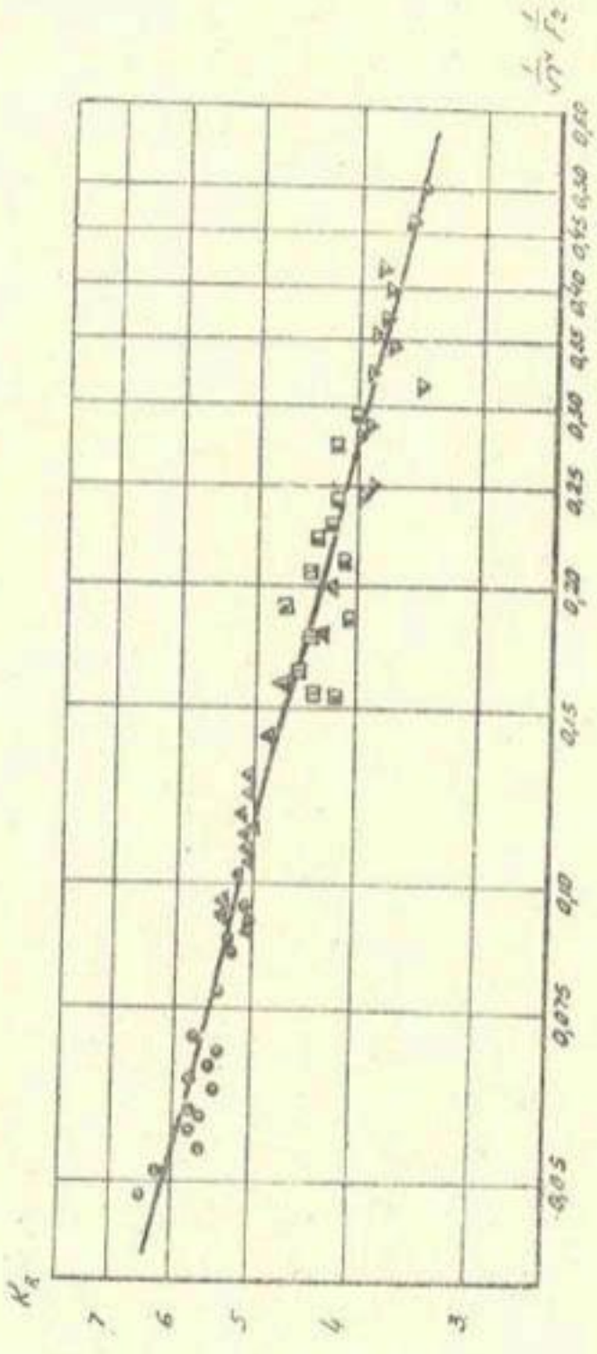


Рис.5. Зависимость $\frac{H_{max}}{D} = f\left(\frac{1}{Fr^2}\right)$

впервые предложенной Н.Ф.Данелия и В.А.Маглакелидзе [6].

Влияние угла наклона шпоры. Опыты проводились в трех прямоугольных лотках (B = 40 см). В качестве размываемого русла использовались равнозернистые материалы $d_{ср}$ = 0,81; 3,22 и 7,4 мм. Угол наклона изменялся от 0 до 60^0, что соответствует заложению откоса соответственно от 0 до 1,75. Для всех опытов было принято: коэффициент стеснения русла $n = 0,7$ и погонный расход $q =$ = 150 см/сек^2.

Оценка влияния величины угла наклона производилась аналогично описанной выше, т.е. исследовалась связь $K_\theta = f(\theta)$. Всего было выполнено 15 опытов. Результаты исследований представлены на рис.6.

Рассмотрение опытных данных подтверждает уменьшение глубины воронки размыва при уположении напорного откоса. В количественном отношении влияние угла наклона удовлетворительно подчиняется зависимости:

$$K_\theta = (\cos\theta)^{1/2} \qquad (10)$$

Влияние степени неоднородности грунта на глубину воронки размыва

Степень неоднородности грунта (ξ) обычно характеризуется отношением диаметра крупных фракций к среднему диаметру. Для получения устойчивых значений этого показателя некоторыми исследователями предлагается уменьшить верхний предел диаметра [14,17]. Поэтому в наших исследованиях коэффициент неоднородности определялся соотношением:

$$\xi_{85\%} = \frac{d_{кр}}{d_{ф}}, \qquad (11)$$

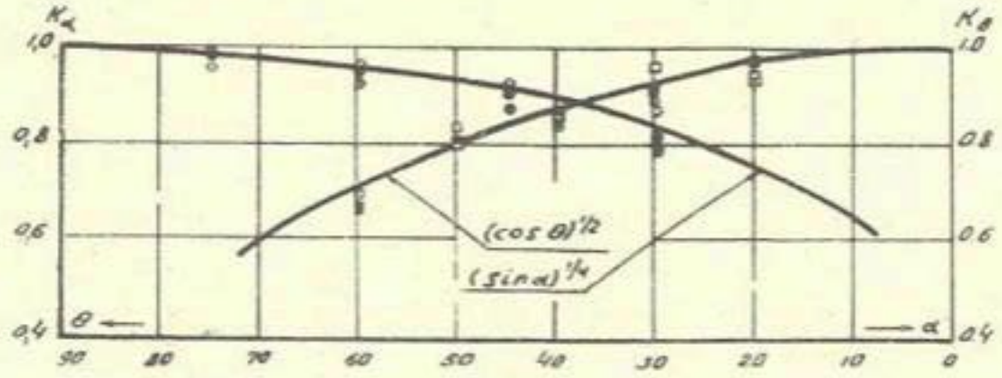


Рис.6. Зависимость $K_d = f(\alpha)$:

● – 0,81; o – 3,22; ⊕ – 7,4.

Зависимость $K_\theta = f(\theta)$:

■ – 0,81; ▭ – 3,22; ▣ – 7,4.

где $d_{нр}$ и $d_{ср}$ – диаметры частиц, отвечающих содержанию в смеси частиц меньшего диаметра -соответственно 85 и 50% по весу.

Опыты по изучению влияния коэффициента неоднородности на глубину размыва проводились в трех лотках (B = 40 см). Коэффициенты неоднородности трех использованных естественных несвязных материалов средней крупностью $d_{ср}$ – 0,96; I,70 и 7,67 мм имели соответственно значения ξ = 2,6; 2,34 и I,58.

Всего проведено I2 опытов при n =0,7, α = 90 и $\theta = 0^0$.

Результаты приводятся на рис.7, из которых следует, что коэффициент, учитывающий степень неоднородности грунта, приближенно можно выразить зависимостью:

$$\mu_{\xi} = \frac{1}{\sqrt[6]{\xi}}, \qquad (I2)$$

которая вследствие небольшого объема исследований является приближенной, по мере накопления данных ее можно будет уточнить.

Подводя итоги изучения влияния основных факторов на величину максимального размыва у глухой шпоры, по материалам наших исследований можно составить основной структурный вид зависимости для коэффициента относительной глубины воронки размыва в следующем виде:

$$H_{\ell} = C\frac{1}{n}(\sin\alpha)^{1/4}(\cos\theta)^{1/2}\frac{1}{\xi^{1/6}}Fr^{x}, \qquad (I3)$$

где X – показатель степени и C– коэффициент пропорциональности;

при $Fr<0,35$ X = 0,25, C = 4,8,

при $Fr>0,35$ X = 0,25, C = 2,9.

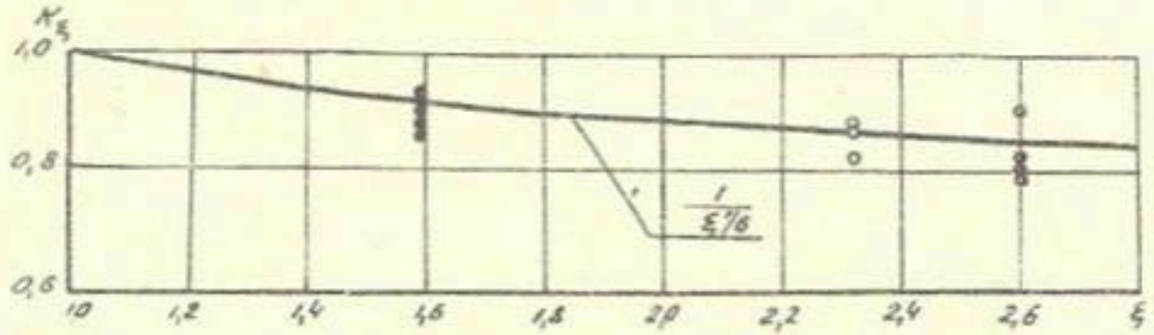


Рис.7. Зависимость $K_\xi = f(\xi)$:

● – 7,67; ○ – I,70; ◉ – 0,96.

В заключение отметим, что результаты обобщения всех материалов наших исследований намечено опубликовать отдельной статьей.

ЛИТЕРАТУРА

I. Артамонов К.Ф. Регулировочные работы на головных участках оросительных систем в предгорных районах, Автореферат канд.дисс., Ташкент, 1950.

2. Артамонов К.Ф. Эксплуатация регулировочных и защитных сооружений, "Гидротехника и мелиорация", 1953, № 9.

3. Руруа Г.Б. Новые рациональные конструкции и методы гидравлического расчета берегозащитных сооружений для водотоков с неустойчивым руслом, Автореферат докт.дисс.,Тбилиси,1967.

4. Алтунин С.Т. Регулирование русел, М., Сельхозиздат, 1962.

5. Шарапов К. Гидравлика глухои шпоры, Автореферат канд.дисс., Ташкент, 1968.

6. Маглакелидзе В.А., Данелия Н.Ф. О влиянии угла наклона на местный размыв у глухой шпоры, Тр. Груз.политехн.ин-та, № 7, 1966.

7. Маглакелидзе В.А. Вопросы местного размыва грунта вокруг искусственных сооружений, Автореферат канд.дисс., Тбилиси, 1968.

8. Абальянц С.Х. Глубина размыва у берегозащитных креплений на Амударье, "Вопросы гидротехники", вып.27, 1965.

9. Garde R.J., K. Subramanga, K.D. Nambudripad. Study of scour around spur-dikes. Journal of the Hydraulics Division, 1961

10. Великанов М.А. Динамика русловых потоков, М., Гос. изд-во технико-теор.лит-ры, 1955.
11. Латышенков А.М. Вопросы гидравлики искусственно сжатых русел, М., Гос.изд-во лит.по стр., арх.и стр.материалам, 1960.
12. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, М., Изд-во лит. по стр., 1960.
13. Мухамедов А.М., Ирмухамедов Х.А., Каюмов О.А. К вопросу оценки размывающей способности руслового потока (Печатается в настоящем сборнике).
14. Вызго М.С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями, Ташкент, Изд-во "Наука" УзССР, 1966.
15. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений, М., Изд-во "Энергия", 1967.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА В МЕЛКОПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

В работе [I] изложен метод расчета общего размыва русла в условиях плоской задачи, основанный на выражении по определению снижения горизонта воды в расчетных створах следующего вида:

$$\Delta H_o = \Delta H - y_o - x\,(J_б - J_н)\left[\frac{x}{\mathcal{L}} - 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{x}{\mathcal{L}}\right)^2\right], \qquad (I)$$

где $J_б, J_н$ – соответственно бытовой уклон водной поверхности и критический уклон, при котором прекращается размыв;

$\Delta H = J_б \cdot \mathcal{L}$; $\quad y_o = \frac{\mathcal{L}}{3}(2J_б - J_н)$;

$\mathcal{L}$ – общая длина размываемого участка русла;

x – расстояние от плотины до расчетного створа.

Для выполнения расчетов этим методом необходимо сначала задаться длиной размыва $\mathcal{L}$, для которой определяют снижение горизонта воды по выражению (I) в расчетных створах, расположенных в пределах $\mathcal{L}$, а затем по соответствующим формулам [I] определяют гидравлические элементы размытого русла, величины снижения дна и объемы размыва. По объемам размыва, при известном стоке наносов, определяют время размыва для соответствующей длины распространения размыва $\mathcal{L}$. Такой прием не представляет особой сложности, тем не менее требует второстепенных и вспомогательных вычислений, которых можно было бы избежать при наличии формулы по определению длины размыва.

Предлагаемая статья посвящена установлению расчетной зависимости длины распространения размыва от времени размыва.

Уравнение кривой свободной поверхности в размываемом русле может быть представлено в виде [1]:

$$y = y_0 + \frac{(J_б - J_д)\cdot x^3}{3L^2} - \frac{(J_б - J_н)\cdot x^2}{L} - J_н x. \qquad (2)$$

Согласно схематизированной картине размыва русла, представленной на рисунке, уравнение поверхности дна на момент времени t, для которого известна длина распространения размыва, можно записать:

$$y_д = y + H_б - H_x, \qquad (3)$$

где $H_б$ – средняя бытовая глубина на участке размыва,

H_x – глубина воды в размытом русле.

Выражение же для объема размытых наносов представится в виде:

$$W_{раз} = B\frac{J_д \cdot L^2}{2} - B\int_0^L y_д\, dx, \qquad (4)$$

где B – ширина русла, м.

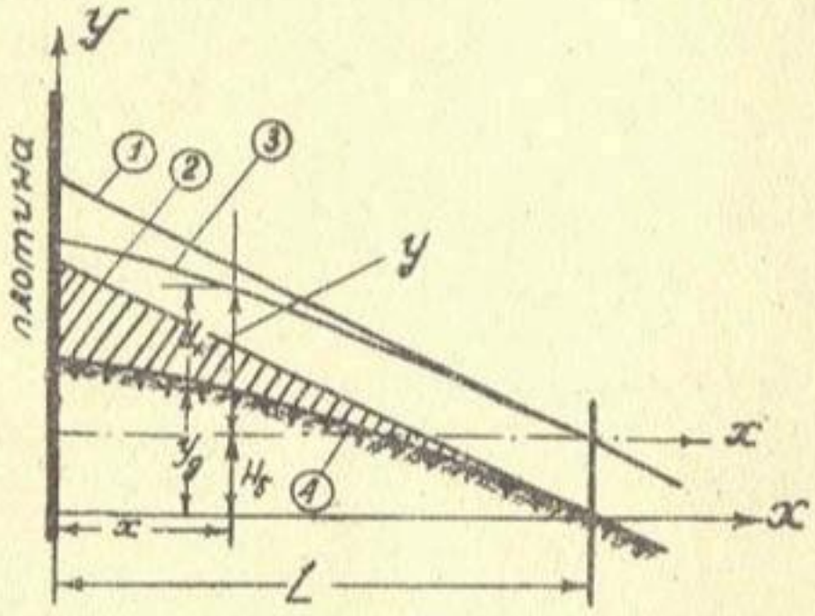
Этот объем размыва должен быть равен стоку наносов руслоформирующих фракций за тот же период времени размыва t:

а) с учетом цикличности колебаний стока [2]:

$$W_{раз} = \sum_0^t G_i; \qquad (5)$$

б) при расчете на среднемноголетний сток наносов:

$$W_{раз} = tG_0, \qquad (5а)$$



Расчетная схема общего размыва русла:
1- бытовой горизонт воды; 2- бытовое дно;
3- горизонт воды в размываемом русле,
4- дно размываемого русла.

где G_t – сток наносов в единицу времени;

G_o – среднемноголетний сток.

Подставляя (2) в (3), а затем (3) в (4), будем иметь

$$W_{раз} = B\frac{J_б \cdot \mathcal{L}^2}{2} - B\int_0^{\mathcal{L}} \left(y_o + \frac{(J_б - J_н)x^3}{3\mathcal{L}^2} - \frac{(J_б - J_н)x^2}{\mathcal{L}} - J_н^x + H_б - H_x\right)\cdot dx \quad (6)$$

В результате интегрирования (6) и подстановки пределов, получим:

$$W_{раз} = B\frac{J_б \cdot \mathcal{L}^2}{2} - B\left[\frac{1}{12}\mathcal{L}^2(5J_б + J_н) + H_б \cdot \mathcal{L} - \int_0^{\mathcal{L}} H_x\, dx.\right. \quad (7)$$

Глубина H_x в выражении (7) является переменной величиной по длине размыва. Если H_x заменить средним значением на участке, то она может быть вынесена за знак интеграла.

На начальном участке, примыкающем к плотине, глубина потока устанавливается близкой к критической и, как показали вычисления при решении ряда практических задач, она может быть принята равной 0,9 $H_К$. Тогда среднее значение H_X на участке будет равно:

$$H_{x\,ср} = \frac{0{,}9H_к + H_б}{2}, \quad (7а)$$

а выражение (7) перепишется в виде:

$$W_{раз} = B\frac{J_б \cdot \mathcal{L}^2}{2} - B\left[\frac{1}{12}\mathcal{L}^2(5J_б + J_н) - \mathcal{L}\left(\frac{0{,}9H_к - H_б}{2}\right)\right]. \quad (8)$$

Из (8) после некоторых преобразований получим:

$$\frac{W_{раз}}{B} = \frac{1}{12}\mathcal{L}^2(J_б - J_н) + \mathcal{L}\left(\frac{0{,}9H_к - H_б}{2}\right). \quad (9)$$

Введем следующие обозначения

$$M = \frac{1}{12}(J_б - J_н); \quad (9а)$$

$$N = \frac{1}{2}(0{,}9H_к - H_б). \qquad (9б)$$

Тогда выражение (9) будет иметь вид:

$$M\mathcal{L}^2 + N\mathcal{L} - \frac{W_{раз}}{B} = 0 \qquad (10)$$

Решая полученное квадратное уравнение, найдем $\mathcal{L}$

$$\mathcal{L} = \frac{\sqrt{N^2 + \frac{1}{B}4M \cdot W_{раз}} - N}{2M}. \qquad (11)$$

Таким образом, получено расчетное уравнение изменения длины распространения размыва в зависимости от объема, а следовательно, и времени размыва, в условиях плоской задачи.

Для выполнения расчетов задаемся временем размыва и по формулам (5) или (5а) находим величину W раз, которую подставляем в выражение (II), и вычисляем значение $\mathcal{L}$. Затем по формуле (I) определяем снижение горизонта воды в пределах $\mathcal{L}$.

При необходимости определения величины снижения горизонта воды только непосредственно у плотины выражение (I) можно привести к виду:

$$\Delta H_o = \Delta H - y_o = \frac{\mathcal{L}}{3}(J_б - J_н). \qquad (12)$$

В работе [I] сопоставляются данные лабораторных исследований с результатами расчета по методике, сущность которой описана вкратце в начале настоящей статьи. Хорошее соответствие расчетных и фактических снижений горизонта и объемов смыва позволяет считать, что фактическая длина размыва (измерения ее не проводились) также соответствует расчетной. Так, по упомянутому расчету время размыва t = 0,94 года; сток наносов

(объем размыва) за этот период равен I3,79 млн.м^3, а длина $\mathcal{L}$ = 44 км. При этом использованы следующие исходные данные: бытовой уклон водной поверхности $I_б$ =0,00022; при Q =I800 м^3/сек и d =0,3 мм критический уклон составляет 0,00008; ширина русла B = 374 м; бытовая глубина H = 3,I6 м; критическая глубина $H_к$ = 4,3 м.

Определим численное значение $\mathcal{L}$ по формуле (II), используя указанные данные:

$$\mathcal{L} = \frac{6\left(\sqrt{0{,}I22 + 4 \cdot 0{,}0000II6 \cdot 36900} - 0{,}35\right)}{0{,}000I4} = 43{,}4 \approx$$

$\approx$ 44 км.

Нетрудно видеть, что значение $\mathcal{L}$ по формуле (II) почти совпадает с результатами упомянутого выше расчета.

ЛИТЕРАТУРА

I. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах, "Изв. АН УзССР", I965, № 2.

2. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва мелкопесчаного русла с учетом деформации берегов, "Изв.АН УзССР", I965, № 5.

3. Пилосов Э.М., Скрыльников В.А. Некоторые результаты лабораторных исследований общего размыва русла реки Вахш, "Вопросы гидротехники", вып.24, Ташкент, I964.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

ПРОГНОЗ ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

В ранее опубликованных работах [7,8] приводится методика прогноза деформации русла при условии поступления из верхнего бьефа осветленного потока. Деформация русла чистой водой наблюдается в нижних бьефах высоконапорных и средненапорных плотин, которые создают верхние бьефы большой емкости, полностью задерживающие наносы.

Для условий низконапорных гидроузлов в начальный период эксплуатации в нижний бьеф будет поступать некоторая доля руслоформирующих наносов, которые в значительной степени уменьшают интенсивность общего размыва русла и при определенных условиях вызывают обратный процесс - занесение нижнего бьефа.

В настоящей работе приводится теоретический вывод расчетных формул общего размыва русла с учетом поступающей из верхнего бьефа нагрузки потока руслоформирующими наносами, исходя из следующих положений и допущений:
I) размыв русла происходит в условиях плоской задачи,
2) нагрузка потока наносами в расчетных створах размываемого участка соответствует транспортирующей способности потока, 3) рассматривается такой интервал времени, в течение которого снижение горизонта воды незначительно по сравнению со снижением дна.

Рассмотрим баланс наносов на элементарном участке размыва длиной ds , который ограничен входным створом X и выходным X′ (рис.I).

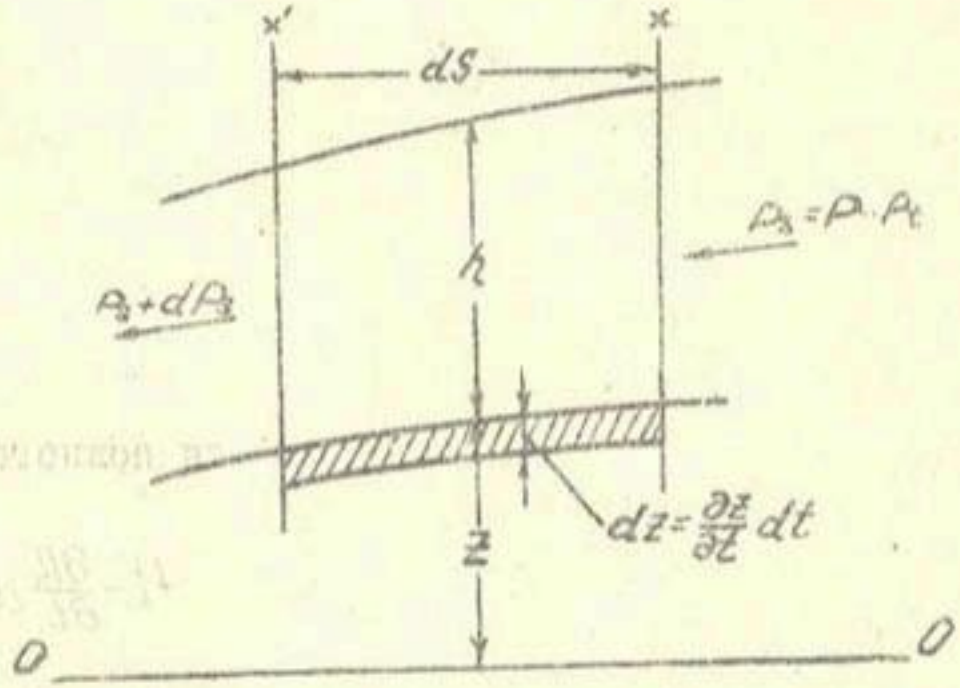


Рис.I. Расчетная схема размыва русла.

Транспортирующую способность потока в начале рассматриваемого участка обозначим через P, расход наносов, поступивших из верхнего бьефа, - через P_t , размывающую способность потока можно представить выражением $P_s = P - P_t$.

В результате размыва русла на вышележащем участке нагрузка потока наносами в створе x за счет продуктов размыва составит P_s , в створе же x' за счет размыва рассматриваемого участка она увеличится: $P_s + dP_s$.

Уравнение баланса на рассматриваемом участке можно записать так:

$$[P_s - (P_s + dP_s)]\,dt = \gamma' b \frac{\partial z}{\partial t}\,dt\,ds. \qquad (1)$$

Сокращая на dt , мы тем самым рассматриваем баланс наносов в единицу времени. После некоторых преобразований будем иметь:

$$dP_s = -\gamma' b \frac{\partial z}{\partial t}\,ds \qquad (2)$$

Так как $P_s = P - P_t$, выражение для полного дифференциала запишется в виде:

$$dP_s = \frac{\partial (P - P_t)}{\partial s}\,ds + \frac{\partial (P - P_t)}{\partial t}\,dt = \frac{\partial P}{\partial s}\,ds - \frac{\partial P_t}{\partial s}\,ds + \frac{\partial P}{\partial t}\,dt - \frac{\partial P_t}{\partial t}\,dt$$

Выражение (2) можно переписать так:

$$\frac{\partial P}{\partial s}\,ds - \frac{\partial P_t}{\partial s}\,ds + \frac{\partial P}{\partial t}\,dt - \frac{\partial P_t}{\partial t}\,dt = -\gamma' b \frac{\partial z}{\partial t}\,ds. \qquad (3)$$

Согласно вышепринятым условиям $\frac{\partial P_t}{\partial s}\,ds = 0$.

Приведем (3) к следующему виду:

$$\frac{\partial P}{\partial s}\,\frac{ds}{dt} + \frac{\partial P}{\partial t} - \frac{\partial P_t}{\partial t} = -\gamma' b \frac{\partial z}{\partial t}\,\frac{ds}{dt}. \qquad (4)$$

Целый ряд исследователей выражение $\frac{ds}{dt}$ понимает как среднюю скорость потока. Более логично придать ему

физический смысл скорости распространения деформации, которую можно отождествить со скоростью движения наносов, т.е. $\frac{ds}{dt} = V_g - V_o$. Уравнение (4) можно переписать в виде:

$$(V_g - V_o)\frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial p_1}{\partial t} = -\gamma' b (V_g - V_o)\frac{\partial z}{\partial t} . \qquad (5)$$

Выражение (5) представляет собой уравнение деформации русла с учетом поступающей из верхнего бьефа нагрузки потока руслоформирующими наносами.

При отсутствии поступления наносов из верхнего бьефа ($\frac{\partial p_1}{\partial t} = 0$) и для условий установившегося режима ($\frac{\partial p}{\partial t} = 0$) равенство (5) переходит в известное уравнение деформации, которое было предложено ранее И.И.Леви [2]:

$$\frac{\partial p}{\partial s} = -\gamma' b \frac{\partial z}{\partial s} . \qquad (6)$$

Следовательно, уравнение (5) является более общим для условий общего размыва русла.

Для решения поставленной задачи принимаем следующие уравнения.

Уравнение расхода наносов, предложенное Ю.Г.Иваненко [3] в виде:

$$p = p \cdot Q = \frac{0{,}057 \gamma_0 V (l - l_0)}{W \cdot \delta} Q . \qquad (7)$$

Уравнение неразрывности:

$$Q = bhV . \qquad (8)$$

Выражение (7) с учетом (8) приведем к виду

$$P = \frac{0{,}057\,\gamma_в \cdot Q^4}{W\delta C^2 b^3 h^4} - \frac{0{,}057\,\gamma_в \cdot Q^2 i_0}{W \cdot \delta \cdot b \cdot h}, \qquad (9)$$

где $\gamma_в$ – объемный вес воды;

$\delta = \frac{\gamma_н - \gamma_в}{\gamma_н}$ (здесь $\gamma_н$ – объемный вес наносов);

W – средняя гидравлическая крупность состава руслоформирующих наносов;

C – коэффициент Шези;

B – ширина русла;

i_0 – уклон водной поверхности в русле статического равновесия;

Введем обозначения:

$$q = \frac{Q}{B} \qquad a_1 = \frac{0{,}057 \cdot \gamma_в \cdot B}{W \cdot \delta \cdot C^2} \cdot q^4; \qquad a_2 = \frac{0{,}057\,\gamma_в \cdot B \cdot i_0}{W \cdot \delta} \cdot q^2.$$

Равенство (9) при этом примет вид:

$$P = \frac{a_1}{h^4} - \frac{a_2}{h} \qquad (10)$$

Дифференцируя (10) вначале по S, а затем по t. получим:

$$\frac{\partial P}{\partial S} = -\frac{4a_1}{h^5}\frac{\partial h}{\partial S} + \frac{a_2}{h^2}\frac{\partial h}{\partial S} = \left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right)\frac{\partial h}{\partial S}, \qquad (11)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} = \left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right)\frac{\partial h}{\partial t}. \qquad (12)$$

Решая совместно (5), (11), (12) и, заменяя $V_g - V_n \approx \varphi(V - V_0)$ будем иметь:

$$\varphi(V - V_0)\left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right)\frac{\partial h}{\partial S} + \left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right)\frac{\partial h}{\partial t} \cdot \delta\varphi(V - V_0)\frac{\partial h}{\partial t} = \qquad (13)$$

$$= \frac{\partial P}{\partial t},$$

где V – средняя скорость потока.

В соответствии с вышеприведенным условием 3, можно принять:

$$\frac{\partial t}{\partial t} = -\frac{\partial h}{\partial t}\,, \qquad (13а)$$

Уравнение (13) с учетом (13а) после некоторых преобразований примет вид:

$$(a_3 h^3 - a_4)\frac{\partial h}{\partial s} - (a_5 h^4 + 4a_1 h - a_2 h^4)\frac{\partial h}{\partial t} = h^6 \frac{\partial n}{\partial t}\,, \qquad (14)$$

где $a_3 = \varphi(Q-Q_0)\cdot a_2'$; $a_4 = 4a_1'\varphi(Q-Q_0)$; $a_5 = \gamma'(Q-Q_0)\varphi$

$$a_2' = \frac{0{,}057\gamma_0 \cdot Q^2 \cdot i_0}{W\cdot\delta}\,; \qquad a_1' = \frac{0{,}057\cdot\gamma_0\cdot Q^6}{W\cdot\delta\cdot C^2}\,;$$

здесь Q_0 – расход воды, соответствующий началу движения наносов (может быть определен из выражения $Q_0 = bh\cdot V_0$).

Коэффициент пропорциональности φ можно определить из формулы М.А.Мосткова [47]:

$$\varphi = \frac{C}{\sqrt{g}}\,, \qquad (14а)$$

где C – коэффициент Шези.

Выражение (14) представляет собой линейное неоднородное дифференциальное уравнение в частных производных. Решение его возможно путем составления характеристических уравнений:

$$\frac{ds}{a_3 h^3 - a_4} = -\frac{dt}{a_5 h^5 + 4a_1 h - a_2 h^4} = \frac{dh}{h^6 \frac{\partial n}{\partial t}}\,, \qquad (14б)$$

откуда имеем следующее из возможных решений:

$$\int (a_5 h^5 + 4a_1 h - a_2 h^4)\, ds = -\int (a_3 h^3 - a_4)\, dt = \int (a_4 - a_3 h^3)\, dt + C_1 . \quad (15)$$

После интенгрирования (15) получим:

$$(a_5 h_s + 4a_1 h - a_2 h^4) S = (a_4 - a_3 h^3) t + C_1 . \quad (16)$$

Постоянную интегрирования находим из начальных условий. При t = 0 нам известен закон изменения глубин потока по длине русла, который можно представить в виде: $h = \varphi_0 (S)$. При этом

$$C_1 = \{ a_5 [\varphi_0(S)^5 + 4a_1 [\varphi_0(S)] - a_2 [\varphi_0(S)^4] \} \cdot S .$$

Подставляя C_I в (16) и разрешая его относительно t, будем иметь:

$$t = \frac{a_5 [h^5 - \varphi_0(S)^5] + 4a_1 [h - \varphi_0(S)] + a_2 [\varphi_0(S)^4 - h^4]}{a_4 - a_3 h^3} \cdot S . \quad (17)$$

Ранее Г.А.Цой [5] получена зависимость по расчету процесса размыва спрямления речных излучин, основанная на уравнении (6), которая по структуре близка к формуле (17).

Если принять функцию $h = \varphi_0 (S)$ такой, что для любой длины S глубина потока постоянна, а это равносильно принятию средней бытовой глубины в русле на всем размываемом участке, то уравнение (17) можно переписать так:

$$S = \frac{a_4 - a_3 h^3}{a_5 (h^5 - h_5^5) + 4a_1 (h - h_5) + a_2 (h_5^4 - h^4)} \cdot t . \quad (18)$$

Из (I4а) имеем еще одно решение:

$$\frac{ds}{a_3 h^3 - a_4} = \frac{dh}{h^6 \frac{\partial p_t}{\partial t}},$$

откуда:

$$\frac{\partial p_t}{\partial t} ds = \left(\frac{a_3}{h^3} - \frac{a_4}{h^6}\right) dh. \qquad (I8а)$$

Умножим и разделим левую часть равенства (I8а) на dt и, заменяя $\frac{ds}{dt} = \varphi(V - V_0) \approx \frac{\varphi(Q - Q_0)}{bh}$, получим:

$$\frac{\partial p_t}{\partial t} dt = \left[\frac{a_3 b}{h^2 \varphi(Q - Q_0)} - \frac{a_4 b}{h^5 \varphi(Q - Q_0)}\right] dh. \qquad (I9)$$

Так как $a_3 = \frac{\varphi(Q - Q_0)}{b} a_2$ и $a_4 = \frac{4 a_1 \varphi(Q - Q_0)}{b}$,

то выражение (I9) примет вид:

$$\frac{\partial p_t}{\partial t} dt = \frac{a_2}{h_2} dh - \frac{4 a_1}{h_5} dh. \qquad (20)$$

Находим квадратуры:

$$a_2 \int_{h_2}^{h_1} \frac{dh}{h_2} - 4 a_1 \int_{h_2}^{h_1} \frac{dh}{h^5} = \int \frac{\partial p_t}{\partial t} dt + C_2. \qquad (2I)$$

После интегрирования (2I) будем иметь:

$$\frac{a_1}{h_1^4} - \frac{a_2}{h_1} - \left(\frac{a_1}{h_2^4} - \frac{a_2}{h_2}\right) = p_t + C_2. \qquad (22)$$

Учитывая (I0), уравнение (22) перепишем в виде:

$$p_1 - p_2 = p_t + C_2. \qquad (23)$$

Известно, что степень осветления бьефа может быть выражена через мутность потока или расход наносов:

$$\varepsilon = \frac{p_6 - p_t}{p_6}, \qquad (23а)$$

где $P_б$ - расход наносов в бытовых условиях,

P_t - расход наносов, проходящий через плотину.

Из (23а) имеем:

$$P_t = P_б(1-\mathcal{E}) \quad . \tag{24}$$

Степень осветления $\mathcal{E}$ выражается следующей формулой, предложенной В.С.Лапшенковым [6]:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}'\left(1 - \frac{V_з}{V_о}\right). \tag{24а}$$

Если выразить изменение объема аккумуляции $V_з$ по формуле В.С.Лапшенкова [6]:

$$V_з = V_о\left(1 - e^{-\kappa t}\right),$$

то получим:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}' e^{-\kappa t} \tag{25}$$

Подставляя (25),в (24), будем иметь:

$$P_t = P_б\left(1 - \mathcal{E}' e^{-\kappa t}\right), \tag{26}$$

где К - параметр, определяемый выражением $K = \frac{1}{t} = \frac{1}{\frac{V_о}{\mathcal{E}' P_б}}$;

здесь $V_о$ - предельно заиляемый или предельно заносимый объем верхнего бьефа.

Определим значение постоянной интегрирования в выражении (23) из начальных условий, учитывая (26). При $t = 0$ $P_t = P_б(I - \mathcal{E}')$; $P_1 = P_2 = P_б$; откуда $C_2 = - P_б\ (I - \mathcal{E}')$. Подставляя значение C_2 и выражение (26) в (23), получим для момента времени t :

$$P = P_б - \left[P_б\left(1 - \mathcal{E}' e^{-\kappa t}\right) - P_б(1 - \mathcal{E}')\right]. \tag{27}$$

Таким образом, выведена формула изменения транспортирующей способности нижнего бьефа в начале размываемого участка в зависимости от величины и продолжительности поступления руслоформирующих наносов из верхнего бьефа. Из (27) видно, что с возрастанием t значение P уменьшается. И когда значение P для момента времени t_n будет равно $D_g(1-\varepsilon' e^{-kt_n})$, то поступающий из верхнего бьефа расход наносов руслоформирующих фракций будет соответствовать транспортирующей способности нижнего бьефа. Размыв русла при этом прекращается и в последующий момент времени будет наблюдаться занесение нижнего бьефа.

По графику связи $P = f(h)$, построенному по уравнению (IO) для каждого значения P, определяемого уравнением (27), можно вычислить глубину потока в нижнем бьефе в начале размываемого участка h_n. Далее, задаваясь глубинами $h < h_n$, по формуле (I8) находим S для каждого h и строим график $h = f_1(S,t)$.

Для построения продольного профиля воспользуемся уравнением медленно изменяющегося движения:

$$\frac{\partial y}{\partial s} = -\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} - \frac{v^2}{c^2 n} - \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}. \qquad (28)$$

С учетом (8) уравнение (28) примет вид:

$$\frac{\partial y}{\partial s} = \frac{Q^2}{B^2 h^3}\frac{\partial h}{\partial s} - \frac{Q^2}{B^2 C^2 h^3} + \frac{Q}{B h^2}\frac{\partial h}{\partial t}, \qquad (28а)$$

или в конечных разностях:

$$\frac{\Delta y}{\Delta s} = \psi_1(h)\frac{\Delta h}{\Delta s} - \psi_2(h) + \psi_3(h)\frac{\Delta h}{\Delta s}, \qquad (28б)$$

где

$$\psi_1(h) = \frac{Q^2}{B^2 h^3}; \quad \psi_2(h) = \frac{Q^2}{B^2 C^2 h^3}; \quad \psi_3(h) = \frac{Q}{B h^2}.$$

Уравнение (28б) приведем к виду:

$$\Delta y = y_2 - y_1 = \psi_1(h)\Delta h - \psi_2(h)\Delta S + \psi_3(h)\Delta S\frac{\Delta h}{\Delta t} \qquad (28в)$$

Для нахождения $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ выполним дифференцирование уравнения (16):

$$(5a_5h^4 + 4a_1 - 4a_2h^3)S\,dh = -3a_3h^2t\cdot dh + (a_4 - a_3h^3)dt,$$

откуда

$$A = \frac{\Delta h}{\Delta t} \cong \frac{dh}{dt} = \frac{a_4 - a_3h^3}{(5a_5h^4 + 4a_1 - 4a_2h^3)S + 3a_3h^2t}. \qquad (29)$$

Уравнение (28в) перепишем так:

$$y_2 = y_1 + \psi(h)\Delta h - \psi_2(h)\Delta S + \psi_3(h)\Delta S\cdot A. \qquad (30)$$

Отметим, что в формуле (30) принимаются средние значения h между двумя расчетными створами.

Расчет ведется начиная с нижнего створа, где глубина потока соответствует бытовой и известна отметка горизонта воды.

Положение наинизшего створа для заданного момента времени определяется длиной распространения размыва S, вычисляемой по зависимости (18). Длина S разбивается на расчетные участки, для которых определяются отметки горизонтов воды в расчетных створах и строятся графики $y = f_2(S, t)$. Отметки дна в расчетных створах определяются как разность отметок горизонта воды и глубин потока, отвечающих заданному створу.

По значениям глубин в расчетных створах можно определить расход наносов в любом расчетном створе по урав-

нению (IO) и построить график $P = f_3(S, t)$.

При выполнении расчетов по предлагаемым зависимостям требуется выбор времени $\Delta t = t_2 - t_1$ таким, чтобы приближенно выдерживалось условие (I3а), которое запишем в конечных разностях:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} = -\frac{\Delta h}{\Delta t},$$

откуда

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} = \frac{h_2 - h_1}{x_1 - x_2} = k_1. \qquad (3I)$$

Коэффициент K_1 следует проверять для начального створа размыва. Выполнив расчет по предлагаемым зависимостям как для времени t_1, так и для t_2, получим значения h_1, x_1, h_2 и x_2.

По выражению (3I) оцениваем значение коэффициента К. Наилучшим будет такой интервал времени Δt, при котором $K \approx I,0$.

Для практических расчетов значение Δt можно принимать таким, при котором коэффициент $K \geq 0,85$–$0,9$. При значениях $K < 0,85$ расчет следует повторить, приняв несколько меньшее значение t_2.

Проверка возможности появления самоотмостки выполняется известным методом [I,5].

Отсутствие в литературе детальных данных по общему размыву нижних бьефов с учетом поступления из верхнего бьефа руслоформирующих наносов не позволяет проверить предлагаемый метод на фактических данных. Тем не менее правомерность уравнения (27) можно проверить на имеющихся ограниченных данных.

Определим по зависимости (27) период времени, в течение которого может наблюдаться размыв в нижнем бьефе Куйган-Ярской плотины. В расчете использованы следующие

данные: бытовой расход наносов по всему сечению потока P_δ = 330 кг/сек (определен по зависимости (10) при Q = 400 м³/сек; h_δ = 1,7 м; C = 40; i_0 = 0,0008); предельно заносимый объем бьефа V_0 = 0,383 · 10^6м³; первоначальная степень осветления $\mathcal{E}'$ = 0,65; G_0 =0,108·10^6м³/год; характеристика заиляемости $E = \frac{V_0}{\mathcal{E}' G_0}$ = 5,5 лет; $K = \frac{1}{E}$ = 0,182.

При t = 4 года $P_t = P_\delta(1 - \mathcal{E}' e^{-Kt})$=330(1-0,65·0,482)= = 226 кг/сек. Транспортирующая способность потока нижнего бьефа по уравнению (27) по истечении 4 лет эксплуатации составит P = 330 - (226 - 115) = 219 кг/сек.

Таким образом, $P \approx P_t$. Следовательно, количество поступающих из верхнего бьефа наносов после 4 лет эксплуатации узла отвечает транспортирующей способности нижнего бьефа. В последующем будет наблюдаться занесение.

По натурным данным В.Н.Шолохова (приводятся в кандидатской диссертации) в нижнем бьефе Куйган-Ярской плотины размыв дна наблюдался первые 4 года. По прошествии 4 лет дно в нижнем бьефе плотины стало повышаться. Отсюда следует, что расчет хорошо совпадает с фактическими данными. Для условий нижнего бьефа Кампырраватского водного узла по выполненному расчету (при P_δ = 500 кг/сек; V_0 = 0,241 · 10^6м³; G_0 = 0,15 · 10^6м³; $\mathcal{E}'$ = 0,4) через три года эксплуатации сбрасываемый из верхнего бьефа расход наносов составит P_t = 404 кг/сек.

Транспортирующая способность нижнего бьефа по уравнению (27) при t = 3 года составит P = 396 кг/сек.

Следовательно, менее чем через 3 года размыв в нижнем бьефе прекратится.

По натурным данным в пределах от 2 до 3 лет наблюдался размыв русла. В дальнейшем происходило повышение дна за счет занесения нижнего бьефа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин С.Т. Заиление водохранилищ и размыв русел в нижнем бьефе плотин, в сб. "Русловые процессы", М., Изд-во АН СССР, 1958.
2. Леви И.И. Динамика русловых потоков, М.-Л., Госэнергоиздат, 1957.
3. Иваненко Ю.Г. Обобщенное уравнение транспортирования потоком влекомых и взвешенных наносов, Тр.координационных совещаний по гидротехнике, Л., 1967.
4. Мостков М.А. Очерк теории руслового процесса, М., Изд-во АН СССР, 1959.
5. Цой Г.А. Расчет процесса размыва спрямления речных излучин малой кривизны в условиях песчаных грунтов, "Изв.АН УзССР", серия техн.наук, 1965, № 3.
6. Лапшенков В.С. Расчет заиления подпертых бьефов, "Гидротехническое строительство", 1957, № 3.
7. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах, "Изв.АН УзССР", сер.техн. наук, 1965, № 2.
8. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва мелкопесчаного русла с учетом деформации берегов, "Изв. АН УзССР", серия техн.наук, 1965, № 5.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

РЕЖИМ РАБОТЫ ОТСТОЙНИКА, СОХРАНЯЮЩИЙ УСТОЙЧИВОСТЬ КАНАЛОВ В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

Существующий Каракумский канал с бесплотинным водозабором из Амударьи, пролегающий в мелкопесчаных грунтах, в настоящее время на всем протяжении подвергнут плановой деформации как на участке до келифских озер, в который поступают амударьинские наносы, так и за ними (за исключением отдельных устойчивых прямолинейных участков), куда поступает осветленный поток. Некоторые теоретические проработки и лабораторные исследования, приведенные в работе [I], позволили дать оценку причинам, вызывающим плановую деформацию канала и рассчитать гидравлические элементы канала, обеспечивающие плановую устойчивость его при определенной нагрузке потока руслоформирующими наносами. Увеличение насыщения потока наносами сопровождается увеличением ширины и уменьшением глубины потока при условии, что процесс формирования русла начинался от формы, отвечающей руслу статического равновесия. При этом поток сохраняет прямолинейность динамической оси до определенной нагрузки, с увеличением которой наблюдается образование меандр. Следовательно, основным фактором, нарушающим плановую устойчивость канала, является нагрузка потока руслоформирующими наносами, которая должна быть вполне конкретной для устойчивой формы сечения канала.

Бесплотинный водозабор Каракумского канала допускает возможность попадания в канал руслоформирующих наносов в избыточном количестве, при котором нарушается плановая устойчивость канала. На участке за келифскими озерами, при поступлении чистой воды, канал размывается и

набирает нагрузку потока за счет продуктов размыва до мутности, которая вызывает плановую деформацию. Для сохранения устойчивости канала от размывов необходимо задерживать в отстойнике часть руслоформирующих наносов, которые создают избыток мутности по сравнению с расчетной. такой режим работы отстойника сохранит устойчивость каналов для периода поступления из водохранилища мутной воды. Что же касается периода поступления чистой воды (период отложения наносов в водохранилище), то канал в этих условиях будет размываться.

Для сохранения каналов устойчивыми как при поступлении чистой, так и мутной воды требуется выполнение следующих условий.

Для первого периода (поступление чистой воды) гидравлический уклон, отвечающий неразмывающей скорости, определится из формулы Шези:

$$i_0 = \frac{v_0^2}{C_0^2 R_0}, \qquad (I)$$

где $C_0 = \frac{1}{n} R_0^{1/6}$;

v_0 – неразмывающая скорость по нормам, м/сек;

R_0 – гидравлический радиус.

Этот уклон можно оценить и по формуле С.Т.Алтунин

$$i_0 = \left(\frac{K \cdot d}{v_0 R_0}\right)^{2/3}, \qquad (2)$$

где $K = 0{,}000011$.

В формулах (I) и (2) значение R_0 задается. Если запроектировать канал с уклоном, определяемым зависимость (I) или (2), то он будет отвечать руслу статического равновесия.

Для второго периода требуется определить размер и

количество неруслоформирующих, или нерусловых, наносов.

По известному фракционному составу взвешенных наносов и мутности потока, поступающего в канал, составляют расчетное сочетание фракций, суммируя последние, начиная с наименьшей, и для каждого сочетания определяют мутность потока и гидравлическую крупность. Мутность потока при этом находят по выражению:

$$\rho_i = \frac{\Sigma p_i}{100} \cdot \rho_{общ.}, \qquad (2а)$$

Средняя гидравлическая крупность расчетного сочетания фракций определяется по известной формуле:

$$\bar{U} = \frac{\Sigma p_i U_i}{\Sigma p_i}$$

Гидравлический уклон, отвечающий транспортированию расчетного сочетания, будет равен [2]:

$$i = \frac{1,2}{Q^{0,1}} \cdot \left(\frac{\rho U}{\Gamma}\right)^{2/3}, \qquad (3)$$

где Γ – параметр Гостунского, принимаемый обычно равным 3300.

Все наносы, транспортируемые при $i = i_0$, представляют собой нерусловые наносы.

В тех случаях, когда уклон i при n фракциях будет меньше i_0, а при n + I фракциях $i > i_0$, то в расчетное сочетание нерусловых наносов должны войти интервалы n целых фракций и доля интервала n + I фракци

Среднюю гидравлическую крупность расчетного сочетания фракций в этом случае находят так:

(4)

$$\bar{U}_0 = \frac{(\Sigma p_i U_i)_n + (p_p \bar{U}_p)_{n+1}}{\Sigma (p_i)_n + (p_p)_{n+1}},$$

где P_p – содержание доли интервала n + I фракции;
$\bar{U}_p$ – средняя гидравлическая крупность наносов доли интервала n + I фракции.

Из (4) имеем:

$$(\bar{U}_p)_{n+1} = \left[\bar{U}_0 - \frac{(\Sigma P_i U_i)_n}{(\Sigma P_i)_n + (P_p)_{n+1}}\right]\left[\frac{(\Sigma P_i)_n + (P_p)_{n+1}}{(P_p)_{n+1}}\right] \quad (5)$$

Для определения $\bar{U}_0$ и $(P_p)_{n+1}$ можно построить графики $i = f(P_i)$ и $i = f(\bar{U})$, из которых для $i = i_0$ определяют $\bar{U}_0$ и P_0, или же для $i = i_0$ из (3) определяют $(P_0 \bar{U}_0)$ и из графика связи $\rho U = f(U)$ находят $\bar{U}_0$ и $P_0 = \frac{P_0 \bar{U}_0}{\bar{U}_0}$.

Из (2а) по P_0 определяют ΣP_i. Так как $\Sigma P_i = \Sigma(P_i)_n + (P_p)_{n+1}$, то отсюда $(P_p)_{n+1} = \Sigma P_i - \Sigma(P_i)_n$. Из выражения (5) определится $(\bar{U}_p)_{n+1}$.

Максимальная гидравлическая крупность частиц доли n + I фракции, входящей в расчетное сочетание, определится из формулы А.Н.Гостунского

$$U_{max} = 4(\bar{U}_p)_{n+1} - 3(U_{min})_{n+1}. \quad (5а)$$

Частицы крупнее U_{max} должны быть задержаны в отстойнике, а их мутность составит $\rho_{общ} - \rho_0$

Пример расчета размера и количества руслоформирующих фракций для условий левобережного канала, входящего в состав сооружений проектируемого Тюямуюнского гидроузла.

По нормативным данным для песчаных фракций d = 0,25–0,I мм, слагающих ложе канала, и при гидравлическом радиусе R_0 = 5 м, неразмывающая скорость V_0 = 0,96 м/с. Коэффициент Шези, вычисленный по формуле $C_0 = \frac{1}{n} R_0^{1/6}$, равен 58 (при n = 0,0225).

Предельный уклон водной поверхности по зависимости (I):

$$i_0 = \frac{0,92}{3360 \cdot 5} = 0,000055 \cong 0,00006.$$

По формуле (2) при $d_{ср} = 0,17$ мм:

$$i_0 = \left(\frac{0,0000II \cdot 0,17}{5 \cdot 0,96}\right)^{2/3} = 0,000054 \cong 0,00006.$$

Таким образом, гидравлический уклон, равный 0,00006, обеспечит состояние, при котором канал будет устойчив на размыв в случае пропуска чистой воды.

Определим расчетную мутность и размер фракций, которые будут транспортироваться в канале при уклоне $i_0 = 0,00006$, не вызывая деформации русла.

В табл.I приведены результаты расчетов гидравлического уклона, необходимого для транспортирования расчетного сочетания фракций.

Как видим, фракции $d < 0,05$ мм будут транспортироваться во взвешенном состоянии при уклоне $i = 0,000027$. При уклоне же $i = 0,00006$ будет транспортироваться только часть фракций интервала 0,05–0,I мм, так как для их полного транспортирования требуется уклон $i = 0,000078$.

По графику связи $i = f(P_i)$ и $i = f(\bar{U})$, построенному по данным табл.I, не трудно определить значение P_0 и $\bar{U}_0$, соответствующее $i_0 = 0,00006$. В нашем случае $P_0 = 4,65$ кГ/м^3 $\bar{U}_0 = 0,6$ мм/сек. При этом суммарный процент нерусловых фракций составит:

$$\Sigma P_i = \frac{P_0 \cdot 100}{P_{общ.}} = \frac{4,65 \cdot 100}{6,3} = 73,8\%$$

В расчетное сочетание фракций со средней гидравлической крупностью $\bar{U}_0 = 0,6$ мм/сек входят наносы сочетания УП–IУ, суммарный процент которых составляет 60,2%

Таблица I

Фракция	УП	УI	У	IУ	Ш	П	I
d , мм	0,00I	0,00I–0,005	0,005–0,0I	0,0I–0,05	0,05–0,I	0,I–0,2	0,2–0,5
U_i (t =20°) мм/сек	0,00064	0,00064–0,0I6	0,0I6–0,064	0,064–I,6	I,60–6,I	6,I–I7,8	I7,8–63,3
$\bar{U}_i$	0,00064	0,00448	0,033	0,448	2,73	9,0	23,2
P_i , %	5,5	I4,7	I0	30	I9,3	I3,5	7,0
$P_i U_i$	0,00352	0,066	0,33	I3,4	52,7	I2I	I63;5

Продолжение таблицы I

Сочетание фракций	УП	УП–УI	УШ–У	УП–IУ	УП–Ш	УП–П	УП–I
$\Sigma \rho_i U_i$	0,00352	0,0695	0,399	I3,8	67,5	I88,5	352
$\Sigma \rho_i$	5,5	20,2	30,2	60,2	79,5	93,0	I00
$\cdot \bar{U}$	0,00064	0,00342	0,0I32	0,23	0,85	2,03	3,52
ρ_i, кг/м^3	0,32	I,26	I,9	3,79	5,0	5,85	6,30
$\rho_i \bar{U} \cdot I0^{-3}$	0,0002	0,0043	0,025	0,873	4,25	II,7	22,2
$(\rho_i \bar{U})^{2/3} \cdot I0^{-3}$	0,34	0,265	0,935	9,I	2I,3	5I,3	79,5
$l \cdot I0^{-5}$ по ф-ле (3)	0,0I	0,078	0,272	2,7	7,8	I5,2	23,5

(табл.I) и доля наносов фракции III (размер 0,05–0,I), процент которых составляет $(P_p)_{III}$ = 73,8 – 60,2 =I3,6%.

По выражению (5) определим среднюю гидравлическую крупность части интервала наносов III фракции $(\bar{U}_p)_{III}$ = = 2,24 мм/сек. Отсюда максимальная крупность неруслових наносов определится выражением (5а):

$$U_{max} = 4 \cdot 2{,}24 - 3 \cdot I{,}6 = 4{,}2 \text{ мм/сек.}$$

Максимальный диаметр частиц неруслових наносов (при U_{max} = 4,2 мм/сек и $t = 20^0$) равен 0,08 мм, а мутность потока ρ_0 = 4,65. Фракции же $d >$ 0,08 мм с мутностью потока 6,3–4,65 = I,65 кг/м^3 должны быть задержаны в отстойнике.

По данным эксплуатации оросительной сети Хорезма и КК АССР, А.В.Ефремов установил, что частицы с $d > 0{,}I$ мм являются руслоформирующими, что соответствует расчетным значениям крупности руслоформирующих частиц, вычисленных по предлагаемой методике.

Отметим, что для каналов, проходящих в мелкопесчаных грунтах, в целях повышения их устойчивости на размыв и уменьшения фильтрации необходимо увеличить сечения по всему периметру примерно на 0,5 м против сечения, отвечающего руслу статического равновесия. Излишняя площадь постепенно закольматируется взвешенными илистыми частицами и создаст тем самым защитный слой.

ЛИТЕРАТУРА

I. Иваненко Ю.Г. Обобщенное уравнение транспортирования потоком влекомых и взвешенных наносов, Тр.координационных совещаний по гидротехнике, вып.36, Л., 1967.

2. Скрыльников В.А. Расчет заиления подпертых бьефов гидроузлов, "Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела", Ташкент, 1961.

3. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ, "Изв. АН УзССР", серия техн.наук, 1966, № 3.

П.Н.АЛИЕВ

К ВОПРОСУ ДВИЖЕНИЯ ДОННЫХ НАНОСОВ НА КРИВОЛИНЕЙНЫХ УЧАСТКАХ РУСЛА

Вопросам изучения движения жидкости и транспортируемых ею твердых тел (наносов), а также установлению величины происходящих при этом деформаций русла на криволинейных в плане участках посвящены многочисленные теоретические, экспериментальные и натурные исследования. В результате сформировалось довольно обоснованное представление о механизме движения потока воды на криволинейных участках русла, о причинах возникновения поперечной циркуляции потока и особенностях движения донных наносов.

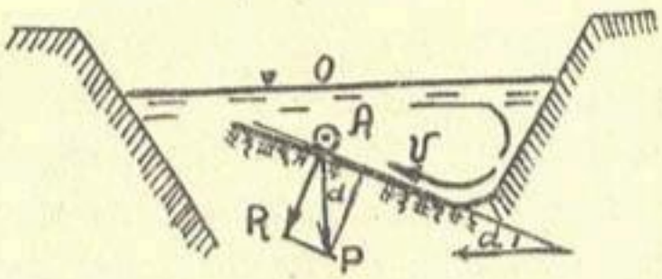
Однако закономерности движения потока и донных наносов на криволинейных участках русла полностью не выявлены вследствие чрезвычайной сложности происходящих гидравлических явлений. Поэтому до настоящего времени еще не разработана строгая теория, приемлемая для практического применения [2].

Учитывая актуальность этого вопроса, мы произвели качественный анализ особенностей движения донных наносов в криволинейных руслах на предгорных участках рек, характеризующихся большой разнозернистостью состава влекомых наносов.

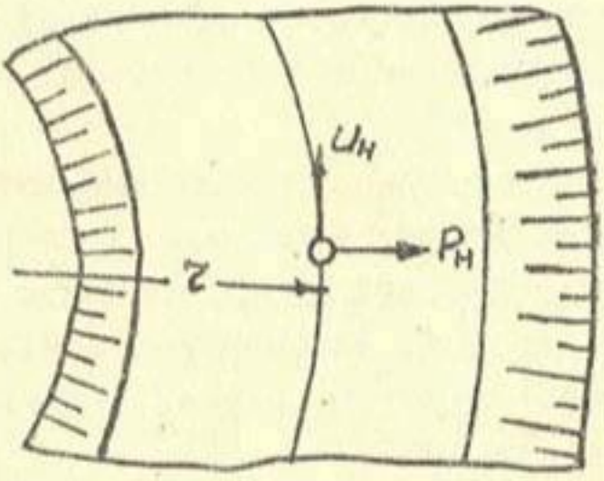
Рассмотрим движение частицы донных наносов шарообразной формы под действием продольной и поперечной составляющей донной скорости потока (рис.I).

Поперечная составляющая донной скорости появляется в результате поперечной циркуляции потока при изгибе его. Результатом поперечной циркуляции потока является

Поперечное сечение



План



также образование поперечного уклона дна в сторону вогнутого берега [17], что учитывается в принятой расчетной схеме.

Силу лобового давления $P_л$ от поперечной составляющей донной скорости в рассматриваемой точке определяем по формуле:

$$P_л = V_г^2 \frac{\pi d^2}{4} \rho, \qquad (1)$$

где $V_г$ – поперечная составляющая донной скорости в рассматриваемой точке;
d – диаметр частицы наносов;
ρ – плотность воды.

Эта сила направлена в сторону выпуклого берега. На частицу действуют также силы противоположного направления: P_1 – составляющая веса частицы, параллельная наклонной плоскости, и $P_ц$ – центробежная сила, действующая на частицу при движении ее по криволинейной траектории.

Значения этих сил находим по уравнению:

$$P_1 = \frac{\pi d^3}{6} (\gamma_н - \gamma) \sin\alpha, \qquad (2)$$

где α – угол между касательной к дну в рассматриваемой точке и ее горизонтальной проекцией;
$\gamma_н$ и γ – удельные веса соответственно донных наносов и воды.

$$P_ц = \frac{m U_н^2}{r},$$

где $m = \frac{\pi d^3}{6} \rho_н$ – масса частицы донных наносов;
$U_н$ – продольная средняя скорость движения частицы;
r – радиус кривизны траектории, по которой движется частица.

Составляющая центробежной силы по направлению, параллельному поперечному уклону дна, определяется по выражению:

$$P_ц' = P_ц \cdot \cos\alpha \quad , \text{ или}$$

$$P_ц' = \frac{\pi d^3}{6} \cdot \frac{u_м^2}{r} \cdot \rho_н \cdot \cos\alpha. \qquad (3)$$

Частица находится в движении под действием продольных скоростей потока, поэтому из-за незначительности сил трения в поперечном направлении ими можно пренебречь.

При движении частицы по криволинейной траектории постоянного радиус r, должно быть соблюдено равновесие поперечных сил, действующих на частицу, т.е.:

$$P_n = P_1 + P_ц'$$

или, подставляя значения членов, входящих в это уравнение, из формул (I), (2) и (3), после некоторых простых преобразований, получим:

$$V_r = 0{,}67\sqrt{gd} \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_н}{\gamma} - 1\right)\sin\alpha + \left(\frac{r_y}{r}\right)\frac{u_м^2}{gr} \cdot \cos\alpha} \qquad (4)$$

Анализируя выражение (4), не трудно убедиться, что для рассматриваемой точки на дне русла входящие в это выражение члены – постоянные величины, за исключением диаметра частицы (продольная скорость движения каждой фракции донных наносов тоже величина постоянная).

Следовательно, в рассматриваемой точке в состоянии поперечной устойчивости может находиться частица только определенного диаметра d. При подстановке в выражение (4) диаметра частицы $d_1 > d$ равенство нарушается: правая часть его, представляющая собой сумму сил,

действующих на частицу радиально в сторону вогнутого берега, становится больше левой. Это говорит о том, что попавшая в эту точку частица с бóльшим диаметром будет отклоняться в сторону вóгнутого берега, а с меньшим диаметром - в сторону выпуклого, т.е. происходит сортировка донных наносов по крупности по ширине русла. В случае разнородности по удельному весу частиц донных наносов одинакового диаметра частицы с бóльшим удельным весом будут отклоняться к вогнутому берегу. К таким же выводам пришел Г.Н.Замбахидзе в результате своих модельных исследований [2].

В лаборатории регулирования русловых процессов САНИИРИ проводились модельные исследования водозаборного гидроузла ферганского типа на р.Майлису. Элементы криволинейного подводящего русла рассчитаны на расход 3%-ной обеспеченности по эмпирическим зависимостям, предложенным С.Т.Алтуниным [1].

При пропуске больших расходов (менее 3% обеспеченности) в подводящем русле возникала интенсивная поперечная циркуляция потока, под действием которой донные наносы увлекались к выпуклому берегу и дно русла приобретало поперечный уклон в сторону вогнутого берега. К концу периода формирования русла поперечный профиль его дна стабилизировался с образованием больших глубин (в зависимости от расхода) у вогнутого берега. Динамическая ось потока проходила вдоль вогнутого берега, а донные наносы двигались в основном узкой полосой вдоль выпуклого. Наблюдалось разделение наносов по фракциям в поперечном направлении: ближе к выпуклому берегу двигались мелкие фракции, а ближе к осевой линии русла - крупные.

Особенно заметна сортировка донных наносов по фракциям в поперечном направлении при расходах обеспеченностью

более 3%. При этих расходах в подводящем русле постоянной ширины и радиуса закругления поперечная циркуляция потока становится менее интенсивной, о чем свидетельствует уменьшение изгиба поверхностных и донных струй, и наносы распределяются по ширине русла более равномерно.

Проводились наблюдения за формированием поперечного профиля дна в створе, находящемся примерно в средней части по длине подводящего русла, при пропуске по нему расхода 10%-ной обеспеченности. Перед началом опытов дно русла было выложено слоем песчаной смеси (специально подобранной согласно натурным данным) с горизонтальной поверхностью на уровне среднего дна (рис.2).

С пуском воды началось интенсивное углубление дна русла у вогнутого берега и наращивание его у выпуклого. Донные наносы двигались по траекториям, изогнутым в сторону выпуклого берега. После достижения максимума глубины размыва у вогнутого берега начался процесс уполаживания поперечного уклона дна русла. Траектории донных наносов становятся параллельными берегам, наиболее крупные фракции двигаются дальше от выпуклого берега и имеют траектории, несколько изогнутые в сторону вогнутого берега. Некоторые из них, дойдя до гребня откоса, скатываются по нему вниз и останавливаются вблизи вогнутого берега. Таким образом происходит наращивание дна у вогнутого берега за счет крупных фракций донных наносов. В результате длительного опыта сформировался поперечный профиль русла, дно которого сложено из частиц по возрастающей крупности в сторону вогнутого берега (рис.3). Такое же явление наблюдается и на других створах подводящего русла, особенно в большой степени поперечная сортировка донных наносов выражена в конечных створах, т.е.

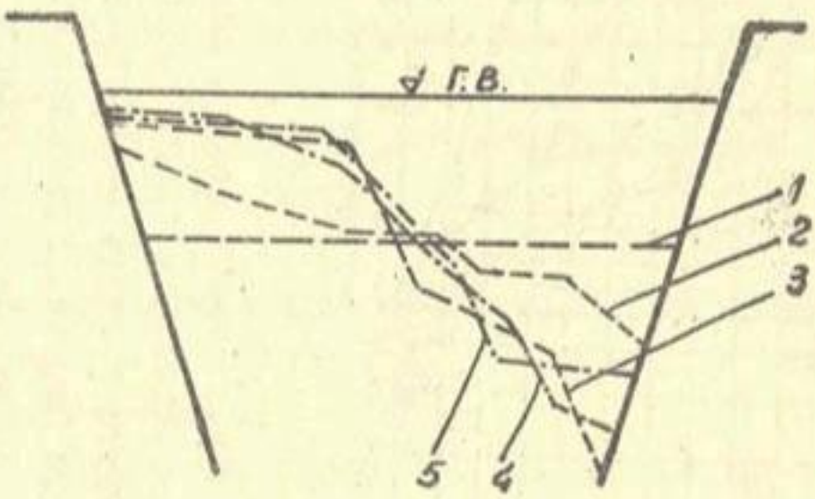


Рис.2.

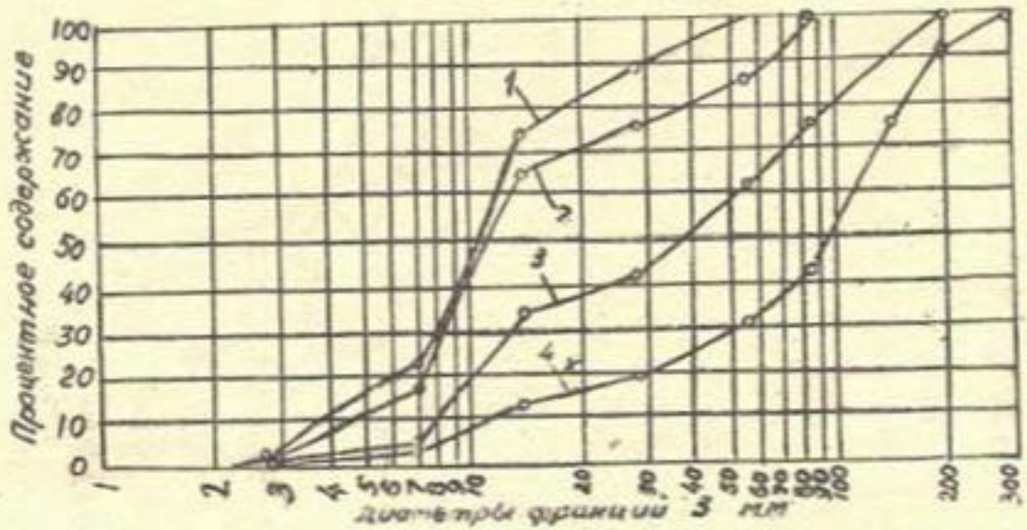


Рис.3. Фракционный состав донных отложений по ширине криволинейного подводящего русла (пробы взяты в одном поперечном сечении: I- у вогнутого берега, 2,3- соответственно через I/3 и 2/3 ширины, 4- у выпуклого берега)

в непосредственной близости к плотине и водоприемнику. В составе исследованной нами модели гидроузла имеется криволинейный в плане Г-образный порог перед фронтом водоприемника, предназначенный для усиления поперечной циркуляции потока в целях борьбы с донными наносами. После длительного формирования подводящего русла происходил частичный или полный завал его.

Причиной завала порога послужило загромождение дна русла перед порогом крупными фракциями донных наносов вследствие их непрерывного подхода со стороны вогнутого берега. Замена Г-образного порога прямолинейным глухим и ступенчатым конструкции Г.В.Соболина не устранила возможности завала их, следовательно, причина кроется не в конструкции донных струенаправляющих систем, а в поперечной сортировке донных наносов, вследствие которой происходит загромождение порога крупными фракциями. После завала порога самопромыв его при тех же расходах воды не происходит, поэтому возникает необходимость производить искусственные промывы путем частичного или полного снижения подпертого горизонта воды. Это связано с частичным прекращением подачи воды в канал в течение периода промыва.

В естественных руслах на изогнутых участках тоже наблюдается поперечная сортировка донных наносов. Происходящая отмостка дна крупными фракциями вдоль вогнутого берега предохраняет дно от дальнейшего размыва и поэтому энергия потока направляется на размыв незакрепленных вогнутых берегов. В результате происходит непрерывное изменение планового очертания русла, что затрудняет в этом районе хозяйственную деятельность человека.

ЛИТЕРАТУРА

I. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе, М., Изд-во сельскохозяйственной литературы, 1950.

2. Замбахидзе Г.Н. О движении реальной (вязкой) жидкости и погруженного в нее твердого тела на изгибе, Тр. Всесоюзн. научно-технического совещ. по водозаборным сооружениям и русловым процессам. т.I, Тбилиси. 1961.

Х.И.ЗАИРОВ

РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНОЙ ВЫСОТЫ УСТУПА ВОДОСЛИВНОЙ ПЛОТИНЫ

В настоящее время при строительстве водосбросных сооружений, особенно высокого напора, сопряжение бьефов, как правило, осуществляют по типу свободно отброшенной струи. Безопасность работы плотин в этом случае зависит от различных факторов, в частности от правильного назначения высоты уступа плотины $a_н$ и угла α отброса струи с носка (рис.I).

Наиболее рациональные величины этих параметров обычно устанавливаются по результатам исследований, конкретных водосбросов, проводимых на моделях с размываемым основанием. В статье рассматривается критерий, служащий для оценки эффективности работы различных конструкций носка водосброса и теоретический метод расчета наиболее благоприятного сочетания высоты уступа и угла отброса струи для цилиндрического гладкого (без расщепителей) носка.

Критерий оценки работы носка водосливной плотины

При проектировании необходимо иметь в виду, что для носка любой конструкции существует такая высота уступа, при которой данный носок работает наиболее эффективно. Анализ соответствующих проектных материалов и экспериментальных исследований, относящихся к осуществленным водосбросам, показал, что в этой области отсутствуют необходимые критерии, позволяющие легко оценивать эффективность работы сравниваемых носков. До настоящего времени при сопряжении бьефов по типу свободно отброшен-

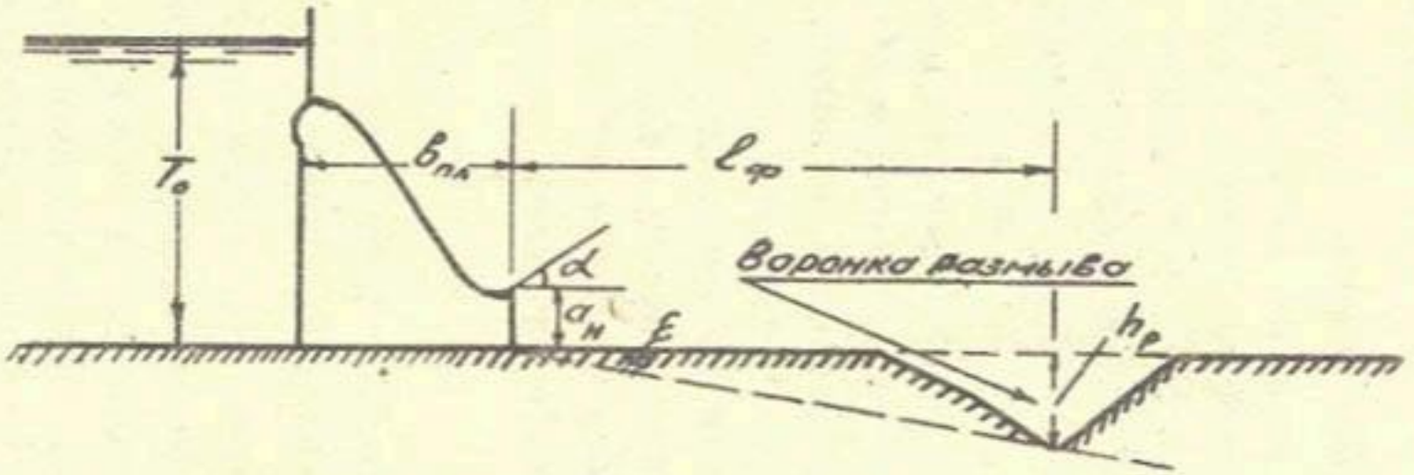


Рис.I. Схема сопряжения бьефов водосбросного сооружения.

ной струи подобная оценка производилась путем сопоставления глубин воронок размыва, возникающих при наличии зубчатого носка или цилиндрического гладкого. Дальность расположения воронок от плотины принималась во внимание далеко не всеми исследователями. Для оценки работы носка предлагается критерий в виде "тангенса угла обрушения" ε (рис.I), учитывающий одновременно два фактора – глубину воронки размыва h_p и ее удаленность от водосброса ℓ_φ :

$$tg\varepsilon = \frac{h_p}{\ell_\varphi}, \qquad (I)$$

где h_p – глубина воронки размыва;
ℓ_φ – расстояние от уступа плотины до места измерения глубины h_p .

Эффективность носков любой конструкции по сравнению с цилиндрическим, принимаемым обычно в качестве "эталона", можно оценивать также по величине

$$\lambda = \frac{tg\varepsilon_u}{tg\varepsilon_н}, \qquad (2)$$

здесь ε_u и $\varepsilon_н$ – величины угла обрушения соответственно для цилиндрического гладкого и исследуемого носков, а коэффициент λ назван относительным критерием эффективности.

Для примера в таблице приведены значения λ , вычисленные по данным экспериментальных исследований моделей водосливных плотин с различными носками [I, 6].

Как видно из таблицы, при некоторых зубчатых носках условия сопряжения бьефов становятся даже хуже, чем при цилиндрическом гладком – так как значение λ получается меньше единицы. Для лучших из существующих зубчатых носков относительный критерий эффективности λ =I,25,

тогда как для группового рассеивающего носка, предложенного и исследованного автором [2] λ = 1,40 - 2,50.

Таблица

Водосливная плотина	Тип носка	Глубина воронки размыва h_p, м	Расстояние от плотины до воронки размыва l_φ, м	$tg\varepsilon = \frac{h_p}{l_\varphi}$	$\lambda = \frac{tg\varepsilon_x}{tg\varepsilon_н}$
Красноярская	Цилиндрический гладкий	25,9[x]	I80	0,I44	I,00
	Зубчатый: вариант I	I9,5	I50	0,I30	I,II
	II	I9,5	I70	0,II5	I,25
	III	I8,0	II8	0,I53	0,94
	IУ	22,4	I62	0,I38	I,04
	У	I8,2	I47	0,I24	I,I6
	УI	I9,0	I57	0,I2I	I,I9
	УII	I9,8	I22	Q,I62	0,89
Бхакра	Цилиндрический гладкий	3I,0	I42	0,2I8	I,00
	Зубчатый	22,0	I26	0,I74	I,25

x - Данные, приведенные в таблице, получены опытами на плоской модели (грунт основания-гравий с d_{cp} = II мм).

Расчет оптимальной высоты уступа цилиндрического гладкого носка

Оптимальной высотой уступа $a_{н\,опт}$ мы называем такую высоту, при которой величина $tg\varepsilon$ оказывается наименьшей. Очевидно, эти величины для различных носков несходных конструкций будут различными. Поэтому сопоставление работы носков должно проводиться при оптимальных для каждого носка, а следовательно, неодинаковых, высотах уступа. Проводившиеся до сих пор сравнения работы носков при одинаковых высотах уступа нельзя признать достаточно удовлетворительными.

Оптимальная высота уступа для цилиндрического гладкого носка может быть установлена расчетным путем. На рис.2 представлены кривые зависимости относительной высоты уступа $\frac{a_н}{T_o}$ от угла $\angle$ отброса струи. Эти кривые, построенные для водосброса с удельным погонным расходом на носке q = 69,5 м^3/сек·м, напором T_o = III м, глубиной воды в нижнем бьефе h_2 = I5,5 м. Глубина воронки размыва h_p и дальность отлета струи, принятая условно равной $l_ф$, рассчитывались по формулам [3,4]:

$$h_p = R\left(\frac{565q}{\sqrt{g}a_н\left(\frac{h_2}{a_н}\right)^{1/6}} - 9b_o\right) - h_2 \qquad (3)$$

и

$$\rho = 2T_o\cos\angle\left[n\cos + \sqrt{n(1-n\cos^2\angle}\right], \qquad (4)$$

где $$R = \frac{\sin\beta}{1-0,215\,ctg\,\beta};$$

$$n = 1 - \frac{a_н}{T_o}.$$

Как видно из рис.2, каждому углу $\angle$ отброса струи с ответствует определенная оптимальная высота

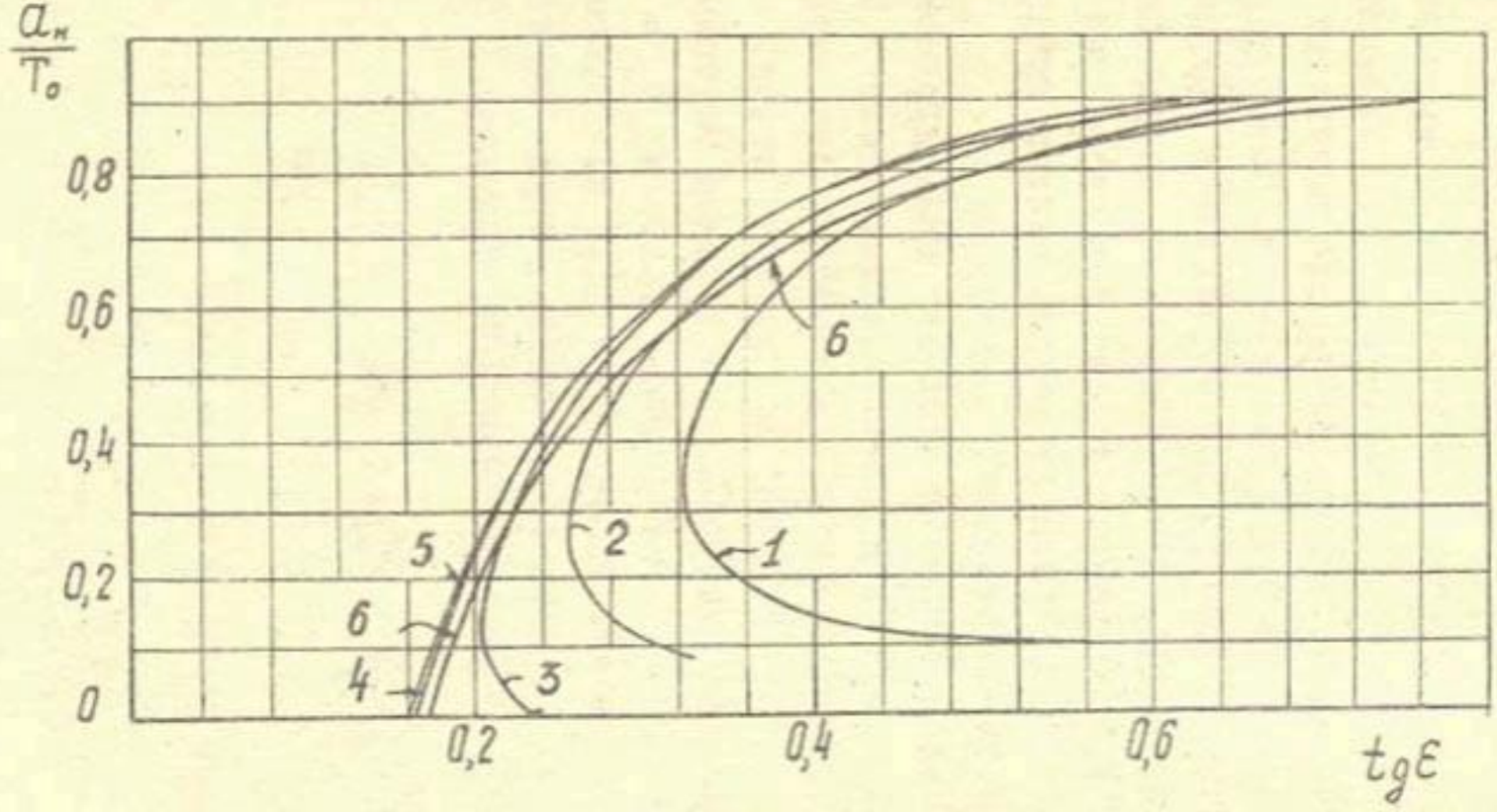


Рис.2. Кривые зависимостей $tg\varepsilon = f\left(\frac{a_н}{T_0}, \lambda\right)$ для цилиндрического гладкого носка:

I- $\lambda = 0$, 2- $\lambda = 10^0$, 3- $\lambda = 20^0$, 4- $\lambda = 30^0$,
5- $\lambda = 35^0$, 6- $\lambda = 45^0$.

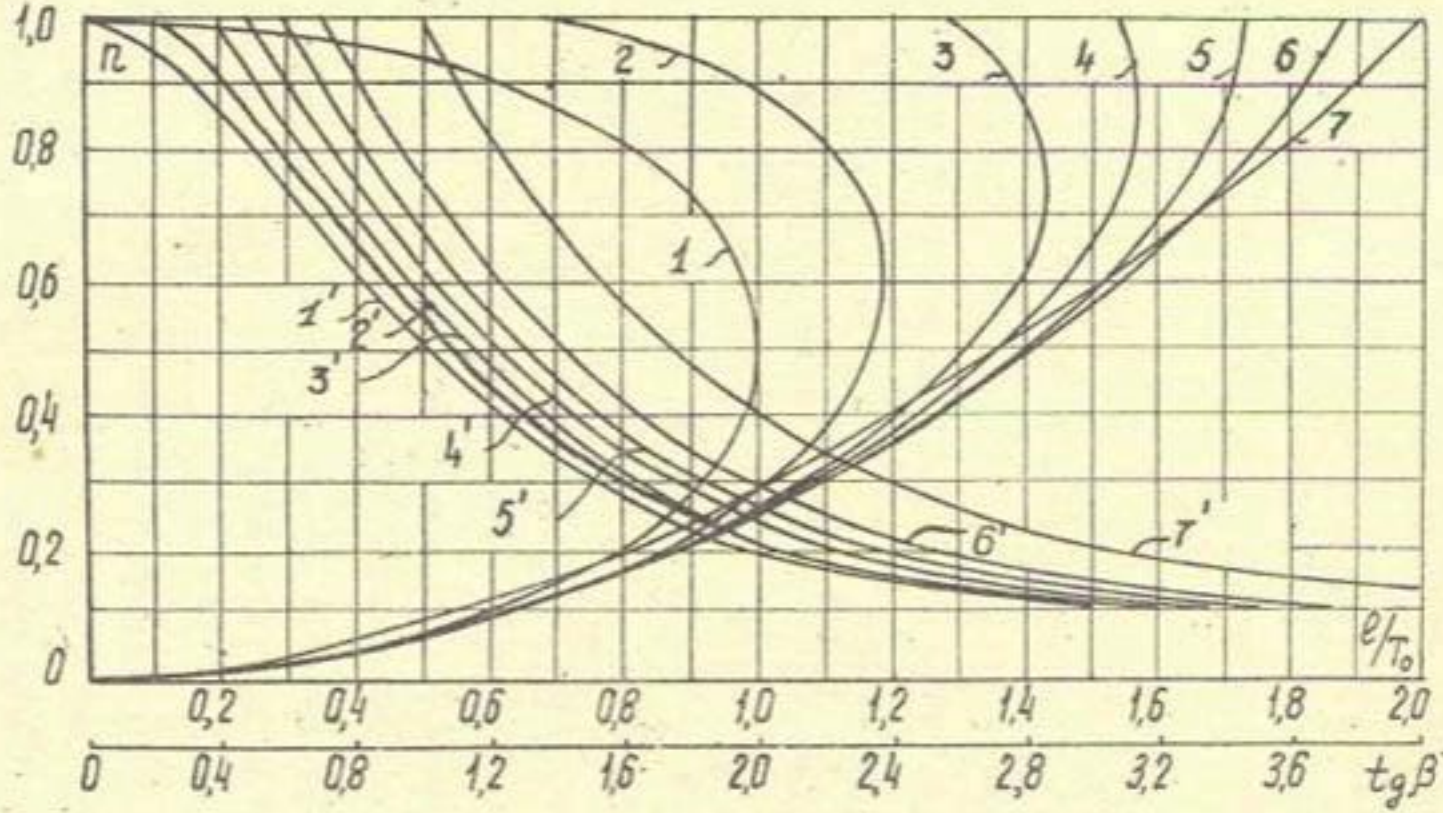


Рис.3. Кривые зависимостей $tg\beta = f(n,\alpha)$ и $\frac{\ell}{T_0} = f_2(n,\alpha)$ для цилиндрического гладкого носка I и I^I $\alpha = 0$; 2 и 2^I - $\alpha = 10^0$; 3 и 3^I - $\alpha = 20^0$; 4 и 4^I - $\alpha = 25^0$; 5 и 5^I - $\alpha = 30^0$; 6 и 6^I - $\alpha = 35^0$, 7 и 7^I - $\alpha = 45^0$ (β - угол входа струи в нижний бьеф, ℓ - дальность полета струи, $n = \frac{T_0 - a_н}{T_0}$ относительная высота падения струи).

уступа $a_н$. Наименьшее значение критерия $tg\varepsilon$ для цилиндрического носка получается при угле отброса $\varphi \approx 30^0$ и высоте $a_н$, близкой к нулю. Именно нулевую высоту мы и должны принимать в проекте для рассматриваемого типа сопряжения бьефов, как это сделано, например, на плотине Райхенд и др. [5,7]. В общем случае найденную для расчетного расхода оптимальную высоту уступа носка следует проверить на расходы, отличные от расчетного.

Однако исследования [I] показывают, что при такой высоте уступа в нижнем бьефе возникают неблагоприятные явления: периодический "подсос" сбрасываемой струи к плотине, значительной высоты волны и т.п. Поэтому высота уступа в практике отечественного гидротехнического строительства принимается выше максимального горизонта воды в нижнем бьефе. Поскольку при высоконапорных плотинах глубины воды в нижнем бьефе относительно небольшие, т.е. величина $\frac{a_н}{T_0}$ лежит в пределах 0,I0–0,25, то и в данном случае наиболее рациональным будет значение $\varphi = 30^0$. Многочисленными лабораторными исследованиями конкретных моделей водосливных плотин установлено, что при свободно отброшенной струе значение угла φ также следует принимать равным 30^0.

Мы нашли оптимальную высоту уступа для цилиндрического гладкого носка в условиях конкретного водосброса. Описанный характер измерения относительной высоты уступа, очевидно, будет наблюдаться при различных напорах в случае отброшенной струи. Это можно объяснить тем, что особенность изменения дальности отлета струй и угла их падения на дно нижнего бьефа (значит, и глубины размыва) для различного напора T_0 при изменении φ от 0^0 до 45^0 оказывается такой же, как и в рассчитанном при-

мере (рис.3). Это подтверждается также расчетами, произведенными по другим зависимостям и показавшими аналогичный результат: оптимальная высота уступа получилась равной нулю при $\alpha = 30^0$, хотя величины $tg\varepsilon$ значительно отличались друг от друга.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кручинина А.А., Соловьева А.Г. Экспериментальные исследования сопряжения бьефов в условиях высоких водосливных плотин на скальном основании, "Гидротехническое строительство", 1965, № 8.
2. Заиров Х.И. О местном размыве русла за высокими водосливными плотинами, снабженными группой рассеивающих носков, Труды ЛПИ им.М.И.Калинина, вып.274, Л., 1966.
3. Михалев М.А. Определение глубины размыва нескального основания падающей струей, "Гидротехническое строительство", 1960, № 9.
4. Чертоусов М.Д. Инженерная гидравлика, Л., Кубуч, 1934, стр.524-536.
5. Тайрамович И.И. Крепление в нижнем бьефе водосливных плотин, М.-Л., "Энергия", 1966.
6. Uppal H.L. and Singh G., Dissipation of energy at high head hydraulic structures by double jet dissipator. „La Houille Blanche," vol 11, 1956, N1.
7. Jain S.K. and Gupta S.W., Ski-jump energy dissipator for Rihand spillway A model study. IAHR XI congress, report N12, Leningrad, 1965.

А.А.ТУМАНОВ

К ВОПРОСУ О ГЛУБИНЕ МЕСТНОГО РАЗМЫВА В МЕЛКОПЕСЧАНОМ РУСЛЕ

Из многолетнего опыта защиты мелкопесчаных берегов и мостовых переходов на Амударье известно, что основной причиной, вызывающей разрушения самых разнообразных по конструктивному решению сооружений, является потеря устойчивости вследствие значительных местных размывов. Как правило, деформации различных видов тюфяков, просадки и опрокидывание хворостяных дамб, разрушение свайных конструкций происходили из-за невозможности надежного закрепления подошвы сооружения в толще мелкопесчаного грунта и недостаточных расчетных глубин размыва. Существующие расчетные зависимости носят общий характер и не учитывают специфики условий Амударьи [2].

В работе [1] предложена новая методика расчета глубины размыва, наметившая общий путь решения задачи. Целью наших опытов была экспериментальная проверка предложенной схемы размыва и уточнение величины параметров, входящих в расчетную зависимость. В настоящей статье излагаются основные результаты исследований по оценке методики расчета, проведенных в САНИИРИ под научным руководством С.Х.Абальянца.

Эксперименты по определению глубины размыва проводились на пространственной модели в бетонном лотке шириной 4, длиной 16 м, разделенном по длине на рабочую часть и отстойник (рис.1). Конструкция лотка позволяла, исключив отстойник из работы, резко повысить мутность потока путем сокращения подводящего тракта. Подача воды осуществлялась насосом 16-НДН, при этом г.в. в аванкамере поддерживался на отметке, исключающей появление воронок, но

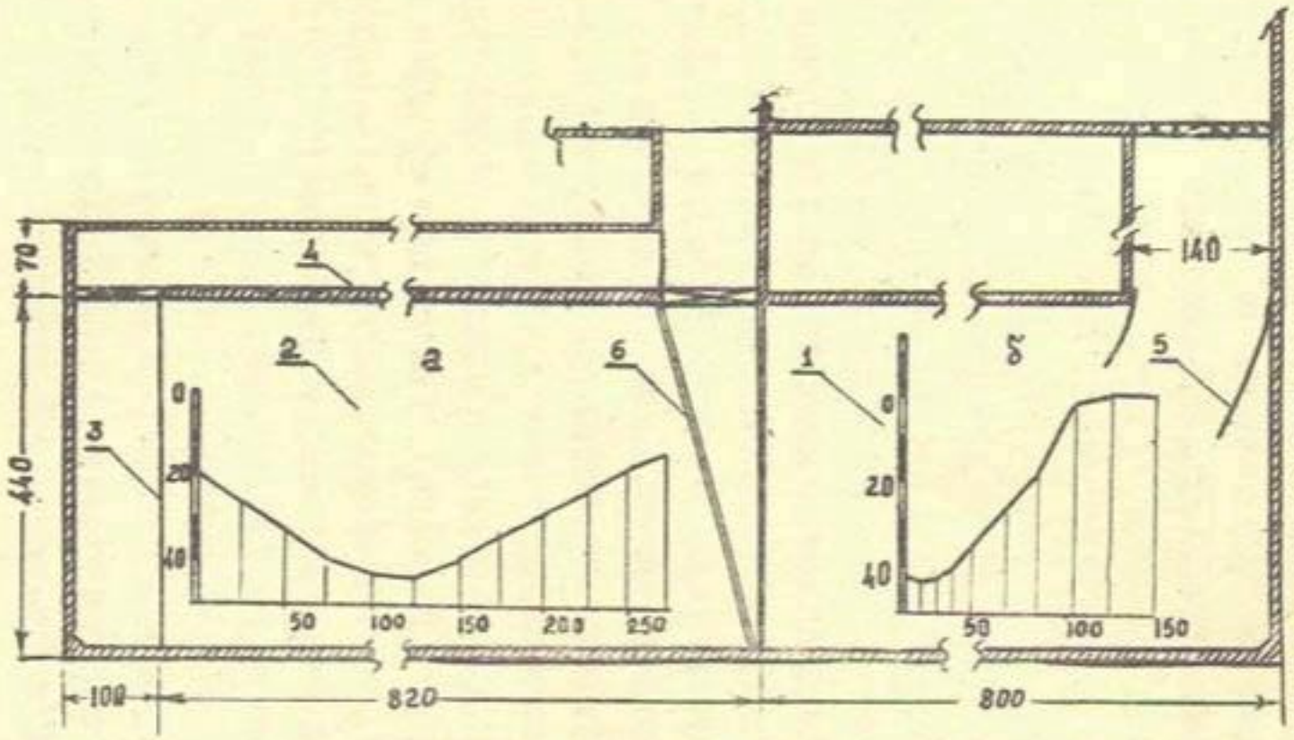


Рис.I. План модельной установки ($M_{верт.}$ I:20, $M_{гор.}$ I:50):
а- продольный профиль воронки по линии максимальных глубин;
б- поперечный профиль в точке максимального размыва;
I- рабочая часть лотка, 2- отстойник, 3- водослив, 4- сбросной лоток, 5- направляющие плоскости, 6- разборная щитовая станка.

достаточной для создания скоростей порядка I,2–I,5 м/сек, обеспечивавших высокую транспортирующую способность циркулирующего потока. В начале рабочей части лотка находились направляющие плоскости, перестановкой которых достигался нужный угол атаки. Рабочая часть лотка заполнялась амударьинским песком, слоем t =50 см, фракционный состав которого приведен ниже.

Размеры фракций, мм	3–5	2–3	I–2	0,5–I,0	0,25–0,5	0,I–0,25	0,I
Содержание фракций,%	0,68	0,6I	0,78	0,36	I,55	36,2I	59,8I

Русловой части придавался нулевой уклон. Поскольку на Амударье донные и придонные наносы составляют всего I6–20% от взвешенных, которые смоделировать невозможно, подача наносов на модель не производилась. Поток, разрабатывая русло, добирал наносы до состояния предельного насыщения при данных Q, h, d_{φ}. Продолжительность опыта определялась относительной стабилизацией разработки подводящего русла, глубины, а также плановых размеров воронки размыва и в среднем составляла I0 час., после чего по створам производились замеры глубин, направлений линий тока и скоростей. Горизонт воды замеряли тестером с точностью до 0,5 мм, скорости – трубкой Пито, а направления линий тока – флюгером.

Мы определяли глубины размыва у вертикальной шпунтовой стенки при различных вариациях расхода, глубин и углов атаки. Опыты проводились в диапазоне расходов от 80 до I50 л/сек, глубинах I3–25 см, углах атаки 30–90° и мутности 0,06 г/л – 0,36 г/л.

Согласно исходной схеме /I/ поток, встречаясь с преградой, отклоняется к ее основанию со значениями скорости,

равными скорости подхода, одновременно растекаясь в водяной подушке, как затопленная турбулентная струя, под некоторым углом растекания φ .

Экспериментальная проверка подтвердила предпосылку, что поток, опускаясь по стенке, совершает винтообразное движение под углом к урезу г.в., равным углу встречи потока со стенкой, и под тем же углом отходит от стенки у дна. Винтовое движение является следствием дробления струи при ударе о преграду: большая часть расхода отклоняется вниз, а меньшая продолжает движение по касательной вдоль стенки, при этом составляющая скоростей направлена под углом, близким углу атаки, в результате чего точка максимального размыва, как правило, находится не в зоне лобового удара, а смещена ниже по течению. Образующийся в начальный момент подпор по мере углубления и развития в плане воронки размыва заметно снижается и практически при продольном расположении конструкции не влияет на размеры местной деформации.

Толщина струи, отходящей от стенки в первоначальной стадии размыва, не превышает $0{,}2\,h_0$ (где h_0 - максимальная глубина на подходе), что ведет к высоким погонным расходам. По мере увеличения глубины и плановых размеров воронки размыва растекание донной струи начинает приобретать веерообразный характер со сбоем 40-50% расхода к продольной стенке. В результате угол заложения напорного откоса в 2-2,5 раза меньше угла заложения откоса, обращенного к речной части, величина которого равна углу естественного откоса водонасыщенного грунта (для мелкозернистого песка - $24\text{-}28^{0}$). Характерные продольный и поперечный профили воронки размыва даны на рис.I.

Возникающие непосредственно у стенки вальцы, носящие локальный характер с направлением движения струй, об-

ратным движению нисходящего потока, захватывают продукты размыва, сдвигая их к стенке. Из-за пульсации нисходящей струи эти отложения постоянно меняют объем и расположение, не оказывая существенного влияния на формирование глубины размыва.

Расчетная зависимость, подвергнутая экспериментальной проработке, имеет вид:

$$H_p = h_m\left[1 + \frac{\sin\alpha}{k\sqrt{1+(\beta m)^2}}\left(\frac{V_m}{V_g} - 1\right)\right], \qquad (I)$$

где α – угол атаки;

h_m – максимальная глубина потока в расчетном створе;

V_m – максимальная осредненная (по вертикали) скорость;

V_g – скорость отраженной струи у дна;

k – тангенс угла растекания струи в водяной подушке;

m – величина заложения откоса;

β – коэффициент, учитывающий образование застойной зоны на напорной грани откоса.

Опытные данные подтвердили, что при изменении угла атаки значительно меняются как глубина воронки размыва, так и ее плановые очертания. Максимальные значения размыва получаются при нормальном подходе потока к стенке. Поскольку продольное сооружение редко подвергается фронтальному воздействию потока, и по многочисленным наблюдениям за дейгишем на Амударье угол свала редко превышает 45^0, в большинстве опытов фигурировали углы в интервале $25–45^0$. Влияние угла атаки оценивалось при различных гидравличес-

ких параметрах:

Экспериментально выяснено, что угол атаки не является постоянной величиной, увеличиваясь со временем на 20–30% с одновременным увеличением площади размыва. Глубина воронки размыва существенно при этом не меняется и ее стабилизация практически устанавливается через 5–8 час. Промеры направлений линий тока проводились в трех точках по вертикали, с одновременным замером скоростей, на основании чего строилась плановая картина скоростных векторов, позволявшая достаточно просто определить угол атаки.

Как сказано выше, струя, подойдя к преграде под углом α, с тем же значением отражается от нее, растекаясь как затопленная под некоторым углом φ. В точке разворота струи у дна ее толщина будет $h_g = h_{max} \cdot tg\varphi L_o$, где L_o – длина струи от точки встречи со стенкой до плоскости дна; h_{max} – толщина струи на подходе. По данным И.А.Бузунова [2], этот угол равен $7{,}5^0$. Нашими опытами на плоской модели установлено, что угол $6\text{–}7^0$ является нижним пределом угла растекания, увеличивающимся до $14\text{–}15^0$ по мере разработки воронки размыва в условиях фронтального набегания потока на вертикальную плоскость. Следует ожидать, что в откосных вариантах величина этого угла будет снижаться, но для практических расчетов можно принять в среднем $\varphi = 11^0$.

Величина размыва существенно снижается, если установить напорную грань под некоторым углом θ. При этом на откосе образуется нечто вроде "мертвой зоны", размеры которой меняются в зависимости от заложения. Это явление учитывается введением в расчетную зависимость (I) коэффи-

циента β, величина которого найдена постановкой серии опытов на плоской жесткой модели.

Таким образом, $\beta = \frac{tg\theta}{tg\theta_1}$, где θ – угол наклона напорной грани, θ_1 – угол растекания струи по откосу, определяемый положением линии нулевых скоростей. Испытывались значения трех наиболее часто встречающихся откосных вариантов с $m = 1$, $m = 2$, $m = 5$. Границы линии раздела определялись пуском подкрашенной воды, а также шерстяными нитями. Всего было проведено 9 опытов (по 3 дубля) с каждым вариантом откоса, результаты которых приведены ниже.

$m = tg\theta$	0	1	2	3	5
β	0	0,58	0,55	0,51	0,48

Диапазон колебаний наиболее часто встречающихся $m = 1$–5 невелик, поэтому среднее значение можно без особой погрешности принять равным 0,55. Для частного случая вертикальной стенки растекание струи происходит без образования "мертвой зоны" и коэффициент β равен 0.

Гидравлические параметры струи размыва целиком определяются режимом подводящего участка. Экспериментально установлено, что исходные данные расчетной зависимости (1), такие, как V_{max}, $V_{ср}$, h_{max} следует брать для створа, расположенного на расстоянии не менее 6–8 $h_{ср}$ от места размыва. В этом случае сохраняются реальные соотношения между наибольшими и средними значениями глубин и скоростей.

В параболическом сечении устойчивых русловых форм морфометрические характеристики потока $\frac{h_{max}}{h_{ср}}$ и $\frac{V_{max}}{V_{ср}}$ довольно близки и равны в среднем 1,5.

Совершенно иначе складываются эти зависимости на Амударье. Так, отношение максимальной скорости к средней в створе Чатлы составляет 1,8, а соотношение глубин – 2,0. В лабораторных условиях сохранить подобные отношения не удается и средние значения, полученные на модели, составляют $\frac{h_{max}}{h_{ср}}$ –1,2 и $\frac{V_{max}}{V_{ср}}$ –1,3. Эти параметры целесообразно

использовать в предварительных расчетах при отсутствии достаточно надежных гидрометрических данных.

В двухфазном потоке величина средней скорости не может превышать $V_{нср}$ для среднего диаметра подвижных наносных отложений в условиях предельного насыщения потока наносами. Средняя скорость течения у дна тесно связана с глубиной и плановыми размерами воронки, поскольку в процессе размыва проходные сечения растут, а погонные расходы и скорости падают. Исходя из этой предпосылки, размыв должен прекращаться при достижении скоростью в донной струе значений $V_{ср}$ по сечению. Экспериментально установлено, что расхождения придонных скоростей в стабилизировавшейся воронке размыва со средними по сечению находятся в пределах 10–15%.

Проверка значений неразмывающих скоростей по формуле Б.И.Студеничникова [3] для наносонесущего потока показала, что при $d_{ср} \leqslant 0{,}15$ мм формула дает несколько завышенные величины $V_{нср}$, отклонение доходит до 20–25%.

Выборочные результаты проведенных экспериментов для частного случая размыва у вертикальной шпунтовой стенки приведены в таблице.

Прогнозируемая глубина размыва имеет несколько завышенное значение, что идет в запас расчета и объясняется наличием отмостки дна и откосов воронки размыва. Следует ожидать, что в условиях натуры для сравнительно однородного несвязного грунта, каким является амударьинский песок, фракционный состав отмостки будет незначительно отличаться от среднего диаметра смеси наносных отложений и назначение $V_{нср} = V_{ср}^{сеч}$ можно считать вполне обоснованным. Как показывают опытные данные, фракционный состав отмостки влияет скорее на устойчивость откоса и плановое очертание воронки размыва, нежели на глубину. Так. в опытах одной серии

Таблица 1

Q, л/сек	$\omega_{арм}$	$h_{ср}$	h_{max}	$h_{max}/h_{ср}$	$V_{ср}$	V_{max}	$V_{max}/V_{ср}$	α	$\rho_{ср}/\lambda$	W_{max}	$H_p^{теор}$	$H_p^{фак}$
I50	4I35	29,5	34	I,I5	35,7	43,5	I,22	37°	0,38	34,5	57,0	5I
I50	4I65	28,6	37	I,2I	36,2	46,0	I,27	37°	0,I5	29,4	67,0	64
I20	2930	2I,0	25	I,I9	38,2	52,7	I,38	30°	0,35	37,03	49,4	50
I20	3620	26,0	29	I,I3	32,I	4I,I	I,28	40°	0,27	45,8	57,0	56
I20	3805	27,2	3I	I,I4	32,0	4I,7	I,3	40°	0,2I	23,8	6I,8	57
I20	35I0	25,6	30	I,2	32,2	4I,5	I,29	65°	0,I8	25,6	69,4	64
I20	2930	2I,0	26	I,24	4I,3	54,7	I,33	3I°	0,32	32,4	49,0	50
I00	3220	23,0	27	I,I7	29,7	36,3	I,22	40°	0,20	27,3	46	48
I00	4030	20,2	27	I,34	25,5	3I,0	I,22	90°	0,I8	32,3	57	50
80	3030	2I,6	24	I,II	23,8	29,2	I,23	34°	0,I2	I8,7	39,4	3I

Примечание. Глубины размыва оточитывались от г.в.

Расхождение опытных данных с теоретическими значениями наглядно представлено на рис.2.

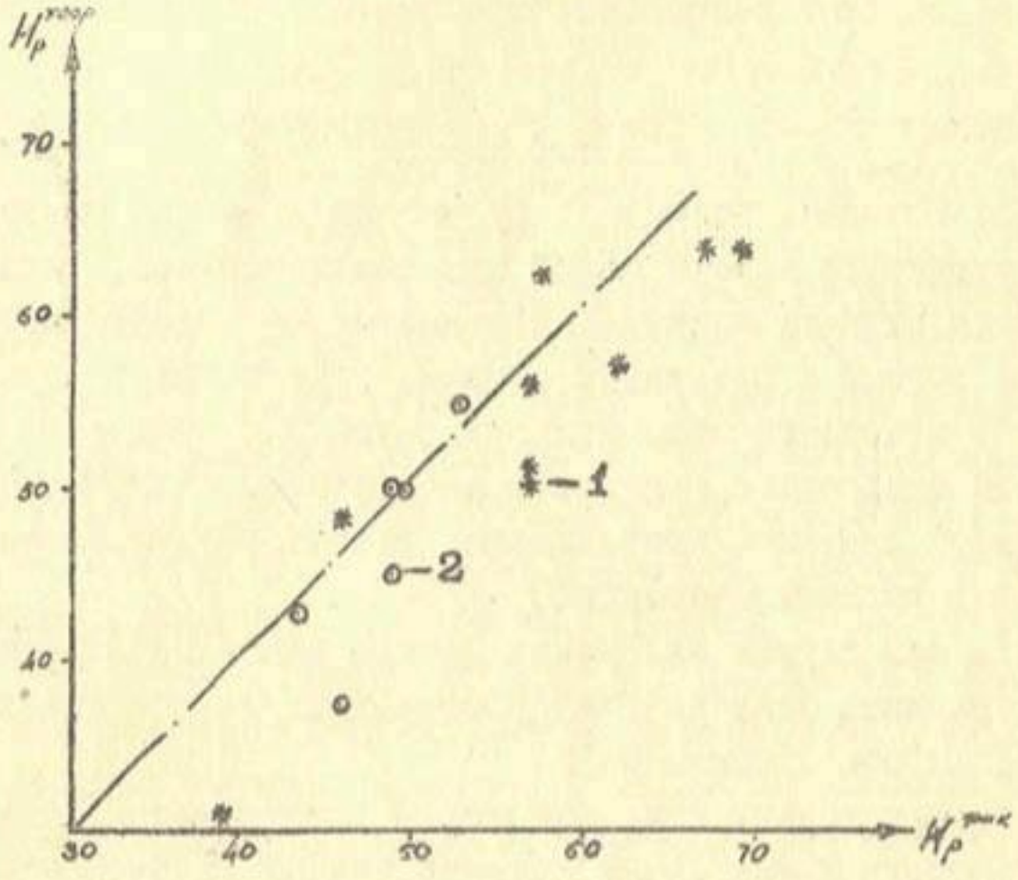


Рис.2. Результаты опытов по определению глубины размыва:
1- с вертикальной шпунтовой стенкой,
2- с донной

средний диаметр отмостки отличался в 3-4 раза, в то время как глубины размыва были примерно одного порядка.

Следует отметить наличие прямой связи между средним диаметром отмостки и мутностью потока: с увеличением мутности наблюдается тенденция к увеличению среднего диаметра, но этот вопрос еще требует более глубокой разработки.

Выводы

I. Основные положения расчетной схемы по гидравлической структуре потока полностью подтвердились. Однако наибольшая глубина размыва наблюдается не в точке лобового удара потока о преграду, а ниже, по течению.

2. Отношение максимальной глубины к средней и максимальной скорости к средней в лабораторных условиях отличается от натуры и приближается к аналогичным значениям устойчивых русловых формаций.

3. Для случая набегания потока на откос в расчет следует вводить безразмерный коэффициент β, осредненная величина которого равна 0,55.

4. В условиях наносонесущего потока неразмывающую скорость струи у дна можно принять равной средней по сечению, отвечающей условиям транспортирующей способности потока.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абальянц С.Х. Глубина размыва у берегозащитных креплений на Аму-Дарье, "Вопросы гидротехники", вып.27, 1965.

2. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках, М., Сельхозгиз, 1953.

3. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, И., 1964.

С.М.ГОРЮНОВ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-НОМОГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В РАЗНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ ВОДОВЫПУСКОВ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

Строительство экономичных и технически совершенных сооружений на оросительных сетях, их безаварийная эксплуатация зависят как от качества возведения, так и от правильного проектирования, расчета.

Обычно при фильтрационных расчетах пользуются аналитическими методами, разработанными для крупных гидротехнических сооружений, в частности точными и приближенными гидромеханическими решениями, результатами экспериментальных решений в плоскости методом электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), иногда ориентировочным способом линейной контурной фильтрации.

Применение указанных методов особенно неблагоприятно сказывалось на работе узких ирригационных сооружений. В одних случаях они рассчитывались с большим запасом на устойчивость, в других это приводило к авариям. Следует отметить, что в связных грунтах - суглинках, глинах, ввиду их высокой фильтрационной устойчивости с допустимыми для них градиентами в пределах 7-I0, сооружения, рассчитанные даже ориентировочными методами линейной контурной фильтрации, работают нормально. Это обстоятельство способствовало созданию впечатления "надежности" применяемых для таких сооружений методов расчета.

Большинство зафиксированных в практике эксплуатации аварий относится к сооружениям, построенным на суффозионно-неустойчивых грунтах - песках, супесях с малыми допустимыми градиентами в пределах 0,05-I,2.

Как в водовыпусках из водохранилищ, так и в перепадах, быстротоках разрушения начинаются обычно в концевой части флютбета, где частицы грунта выносятся через трещины и швы водобоя, или за водобоем. Они сопровождаются оползневыми и просадочными явлениями, и в конце концов разрушается все сооружение.

Известны случаи аварий сооружений с нарушением устойчивости оснований в нижней части флютбета на оросительных системах Голодной степи, Сырдарьинской, Ташкентской и других областей Узбекистана, на некоторых водовыпусках из крупных водохранилищ в Таджикистане и Туркмении.

Причина этих нежелательных явлений та, что при расчете, как правило, не учитывали влияния обходного грунтового потока, а также его взаимодействия с напорным потоком под сооружением. Для сооружений, имеющих малую ширину и значительную протяженность, характерна ярко выраженная пространственная фильтрация. Параметры потока здесь зависят от типа сооружения, его подземного профиля и плановых размеров, геологического строения основания, фильтрационных свойств грунта и других факторов.

Пространственная картина стекания грунтового потока меняется в зависимости от конфигурации сооружения, его верхнего и нижнего бьефов. По этому признаку узкие ирригационные сооружения можно подразделить на три самостоятельные группы: водовыпуски, перепады-быстротоки, акведуки-консольные сбросы.

В этой статье рассматриваются только водовыпуски из водохранилищ или каналов, где грунтовые воды движутся с верхнего бьефа неограниченной ширины в обход сооружений с боков и через основание; поток выклинивается на откосы и дно отводящего канала небольшой ширины, работающего как дрена. Непосредственно под флютбетом поток имеет напорный характер.

Наиболее напряженна в фильтрационном отношении концевая часть водовыпусков. Чем уже отводящий канал, тем более затруднен выход фильтрационным водам. При этом повышается уровень высачивания, увеличиваются фильтрационное давление на концевую часть подошвы сооружений и скорость на выходе потока в нижний бьеф.

В рассматриваемую группу сооружений входят все типы водовыпусков (открытые, открытые с забральной стенкой, трубчатые - с устройством дренажа или без него) из водохранилищ, а также из каналов, расположенных под прямым к ним углом.

Движение фильтрационного потока в основании водовыпусков представляет пространственную задачу гидромеханики. Имея в виду установившийся характер потока, его можно выразить известным в теории фильтрации дифференциальным уравнением в частных производных эллиптического типа:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K\frac{\partial h}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K\frac{\partial h}{\partial z}\right)=0 \qquad (I)$$

Здесь h и K - соответственно распределение давлений и коэффициент фильтрации - функции координат декартовой системы, удовлетворяющие области движения грунтовых вод.

Задача пространственной фильтрации в этом случае сводится к решению уравнения (I) при определенных граничных условиях, которые обуславливаются множеством влияющих на поток факторов, указанных ниже. Нахождение и учет области фильтрации представляет известные трудности. Связанная с геологическими и гидрогеологическими особенностями района строительства сложная закономерность изменения коэффициента фильтрации внутри области движения грунтовых вод, а также неопределенность харак-

тера и положения депрессионной поверхности не позволяют решить настоящую задачу теоретическим путем.

Как известно, аналитические методы расчета фильтрации в основании массивных гидротехнических сооружений основаны на механическом разделении пространственной задачи на ряд плоских по характерным условиям протекания потока [1,4]. Так, для средней части сооружения применяется решение напорной фильтрации в вертикальной плоскости; движение грунтовых вод за сооружениями рассматривается как плановая задача безнапорной фильтрации. Кроме того, разработанные методы относятся к частным случаям двухмерной фильтрации в двухслойном основании.

Для водовыпусков из водохранилищ, где отмечается пространственная фильтрация, особенно ярко выраженная в концевой части флютбета, такое разделение потока нецелесообразно, и методы, разработанные для массивных гидротехнических сооружений, применять при их расчете не следует.

В настоящее время для решения пространственных задач фильтрации используются лабораторные способы, основанные на методе электрогидродинамических аналогий. С помощью этого метода с 1964 по 1966г. в лаборатории САНИИРИ Н.А.Цветковой [5] решены задачи пространственного движения грунтовых вод в однородном основании водовыпусков из водохранилищ, перепадов-быстротоков, акведуков-консольных сбросов, опираясь на которые разработаны указания по фильтрационному расчету этих сооружений.

Однако полученные решения не всегда можно использовать на практике, так как они не учитывают таких основных факторов, как геологические и гидродинамические особенности районов строительства сооружений.

Изучение пространственной фильтрации для рассмотренных групп сооружений в этом направлении имеет, несомненно, важное значение при их проектировании.

В связи с этим нами была поставлена и решена задача пространственной фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ с учетом реальных условий протекания потока.

Методика для решения нашей задачи основана на работах Н.Н.Павловского, В.И.Аравина, Н.И.Дружинина, П.Ф.Фильчакова, В.Н.Панчишина, Б.Ф.Рельтова и других советских ученых с учетом необходимых для данного случая дополнительных условий и включает следующие вопросы:

I. Учет естественных и искусственных факторов, влияющих на формирование пространственного фильтрационного потока, их оценка и последующая схематизация (с целью установления расчетной схемы и условий задачи, а также ее граничных условий).

2. При моделировании фильтрационных потоков вблизи сооружения - в зонах безнапорного движения - определять свободную поверхность приходится путем постепенного приближения, что практически очень трудно. В связи с этим в методике предусматривается предварительное моделирование фильтрационного потока в пространственном грунтовом лотке достаточно крупного масштаба с целью получения свободной поверхности указанного потока в качестве одного из исходных условий для последующего моделирования методом ЭГДА.

Электрические модели проектируются на основе результатов решения этих двух методических вопросов.

Следуя принятой методике, обработке и анализу, было подвергнуто большое количество материала: отчеты САНИИРИ по водовыпускам Южносурханского, Сарыязинского.

I и П Тедженских, Чимкурганского, Иолотанского водохранилищ, по водосбросам Хитрау и Нижнебозсуйской ГЭС и др., а также по некоторым типовым водовыпускам различной ширины.

На основании этого для исследований введены следующие параметры:

а) относительный напор $\gamma = H:L$, за который принималось отношение расчетного фильтрационного напора, составляющего разницу горизонтов между максимальной отметкой водохранилища и отметкой дна отводящего канала, к длине сооружения. Величина γ в опытах дана в пределах 0,07–0,15;

б) относительная ширина $\beta = B:L$, изменение которой определяло влияние плановых размеров сооружения на характер потока, в опытах менялась от 0,05 до 1,2. За величину β принималась ширина водовыпусков в концевой части по линии дна отводящего канала;

в) влияние заложения откоса было несущественным – в пределах 2–4, поэтому величина его принята постоянной: $m = 3$.

Далее предварительными исследованиями на плоской установке ЭГДА, а также в большом грунтовом лотке была произведена оценка влияния на поток внешних факторов (напора, размеров сооружения, их соотношений и др.). Дополнительно определены следующие условия нашей задачи;

г) водовыпуски из водохранилищ обычно имеют распластанный подземный контур. Несущественная разница в эпюрах фильтрационного напора рассмотренных профилей позволила принять для изучения плоский профиль сооружения с двумя зубьями на концах;

д) рассматривались конструкции водовыпусков бездренажной схемы и с дренажем. Наиболее эффективным

типом оказался дренаж в виде обсыпных призм, устраиваемых по бокам в концевой части флютбета;

е) инженерно-геологические и гидрогеологические условия рассматриваемых районов водохранилищ, а также русел и прирусловых районов среднеазиатских рек отличаются слоистым строением водоносной толщи с коэффициентом фильтрации, увеличивающимся сверху вниз.

При использовании формулы для среднего коэффициента фильтрации [3] или функции планового потока [2], основание под водовыпусками можно свести к двухслойному с отношением их коэффициентов фильтрации ($\alpha = K_1 : K_2$), изменяющимся от 0 до I.

Отношение мощностей верхнего слоя к нижнему $\tau = T_1 : T_2$ рассматривалось в диапазоне 0,5–6, а общая мощность водоносного пласта – в пределах активной зоны фильтрации.

Водовыпуски из водохранилищ располагаются в поймах рек, куда происходит разгрузка грунтовых вод, или вблизи от них. Учитывая влияние подстилаемого слоя на режим фильтрационного потока, мы приняли свободный отток грунтовых вод по пластам.

При моделировании в общем случае область фильтрации ограничивалась поверхностями дна и откосов водохранилища, дна отводящего канала, депрессионной поверхностью, контуром дренажного устройства, поверхностью действия зоны разгрузки вод и, наконец, поверхностями, ограничивающими пространственную область фильтрации с боков.

Исследованиями в большом грунтовом лотке (4x4xI,2м^3) по каждому опыту установлены четкая форма депрессионной поверхности и зона распространения пространственного фильтрационного потока. В нем проведено 72 опыта с двумя моделями водовыпусков (бездренажной схемы и с дренажем) при одной относительной ширине ($\beta = 0,15$), трех относительных

напорах (γ =0,07; 0,II; 0,I5), четырех отношениях мощностей ($\tilde{\iota}$ =0,5; I; 3; 6) и четырех отношениях коэффициентов фильтрации (α =I:3; I:30; I:I00; I:300).

Согласно принятым условиям задачи на основании предварительных экспериментов были уточнены опытные параметры для главных исследований на пространственной установке ЭГДА. Их значения (γ , β , m , α , $\tilde{\iota}$) указаны выше.

Окончательные опыты проводились на электрических моделях ионной проводимости.

Были запроектированы и изготовлены геометрически подобные натуре разнородные электрические модели в количестве 60 шт. для бездренажных водовыпусков и 24 - с дренажем.

Верхний слой грунта моделировался дистиллированной водой большого сопротивления, нижний - желатином. Перегородкой между электролитом и желеобразной массой служила плотная ткань, обеспечивающая электрический контакт.

Таким образом, выявлены основные расчетные характеристики: объемные гидродинамические сетки, расчетные зависимости по осевому и крайним сечениям недренированных и дренированных водовыпусков.

Для построения эпюр фильтрационных напоров при соотношении коэффициентов фильтрации α =I; I:3; I:I0; I:30; I:I00 получены двойные графики приведенных напоров:

$$\frac{h_x}{H} = F_\alpha\left(\frac{\ell_x}{L}\right) \qquad (2)$$

С целью определения максимальных градиентов при выходе потока в нижний бьеф отводящего канала построены графические зависимости для трех относительных напоров (γ =0,07; 0,II; 0,I5):

$$\mathcal{J}_{max} = F(\beta) \qquad (3)$$

При установлении параметров с промежуточными значениями между исследованными α, β и γ использование графических зависимостей (2) и (3) становится затруднительным, поэтому графики систематизированы в номограммы.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-НОМОГРАФИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА

Фильтрационную устойчивость водовыпусков бездренажных схем и с дренажем, а также прочность их оснований рассчитывают с помощью номограмм, построенных для основных характеристик потока. На рис.I,2 приведены номограммы для бездренажной группы сооружений.

Эпюры фильтрационного напора для водовыпусков строятся по номограмме

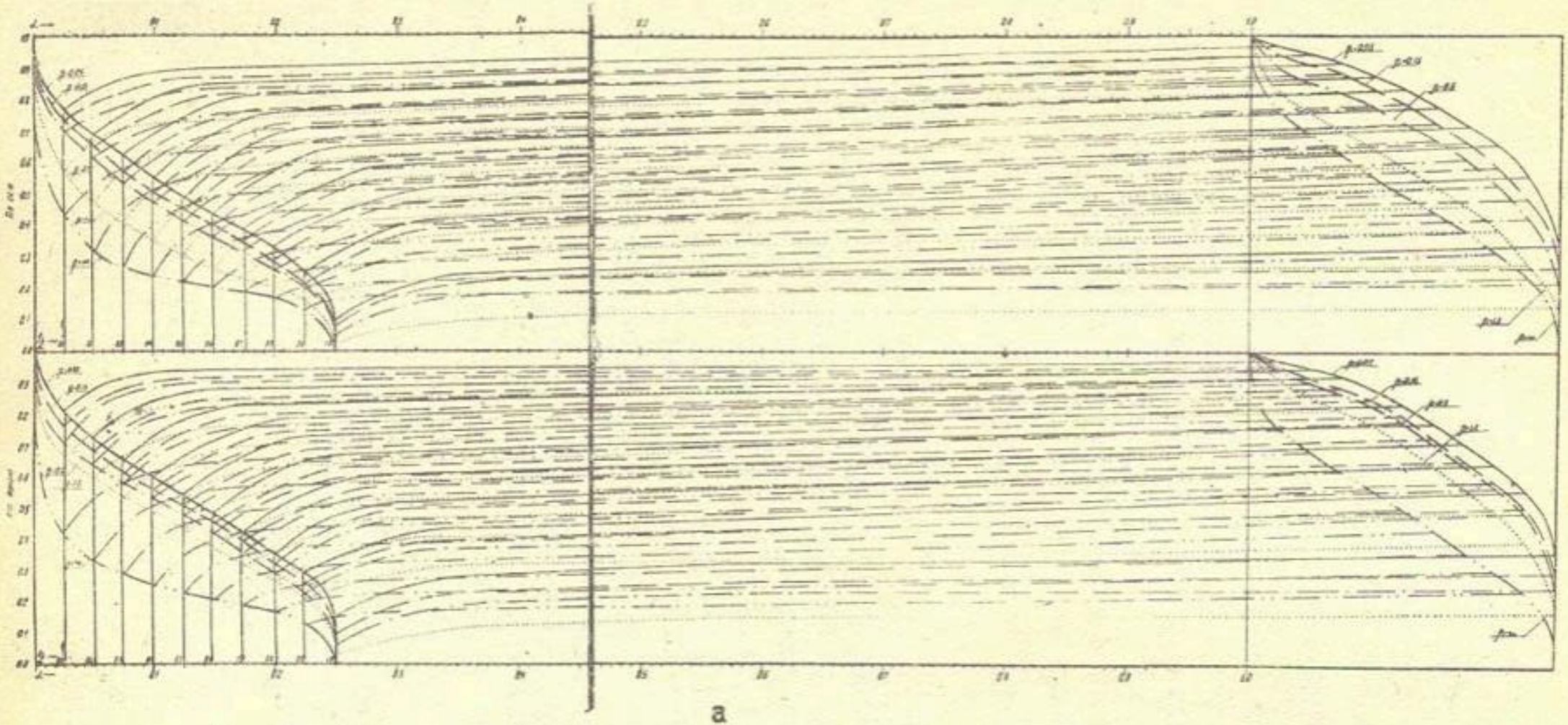
$$\frac{h_x}{H} = F\left(\alpha, \frac{l_x}{L}\right) \qquad (4)$$

при известных после схематизации условий γ, β, α и т.д.

Номограмма представляет собой основную сетку (рис.I,а) с серией кривых, характеризующих изменение приведенного напора $h_x : H$ по оси ординат в различных точках осевого и крайнего сечений на всей длине подземного контура водовыпуска $l_x : L$ (0; 0,I; 0,2 ... 0,9; I,0). Кривые построены для опытных значений относительных ширин β =0,05; 0,I5; 0,5; I,2 и одного относительного напора γ =0,II в зависимости от различных соотношений коэффициентов фильтрации верхнего и нижнего слоев α ($0 \leq \alpha \leq$ I), отложенных по оси абсцисс.

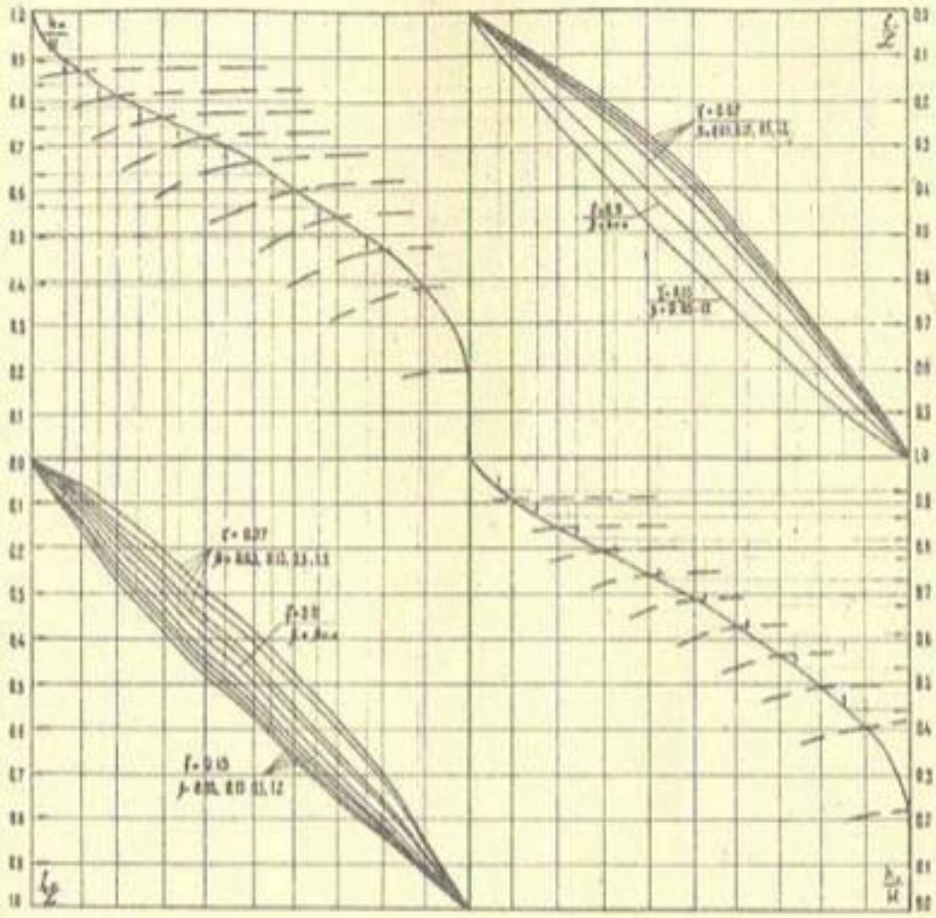
По основной сетке перемещается прозрачная рамка-движок с поправочными кривыми для других относительных напоров γ =0,7 - 0,I5 (рис.I,б).

Верхняя часть номограммы и левая половина движка относятся к осевому сечению водовыпуска, соответственно нижняя часть и правая половина – к крайнему.



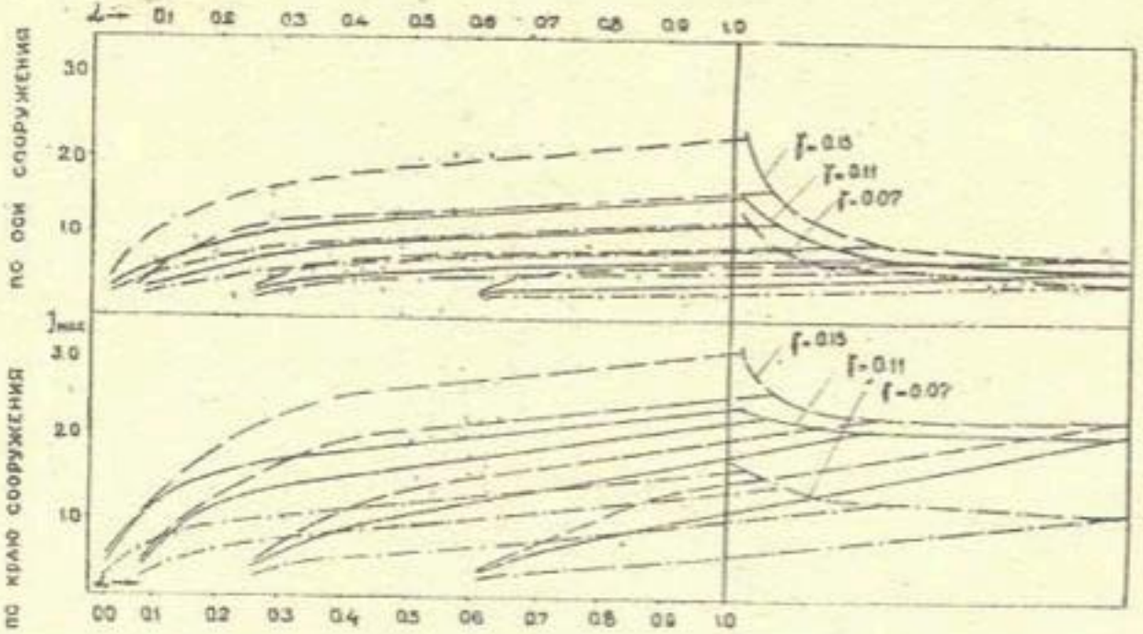
а

Рис.I . Номограмма № I для определения фильтрационного давления на подошву водовыпусков бездренажных схем h_x: $H = F(\lambda, \ell_x, L)$.
а – основная часть номограммы для $\gamma = 0,11$

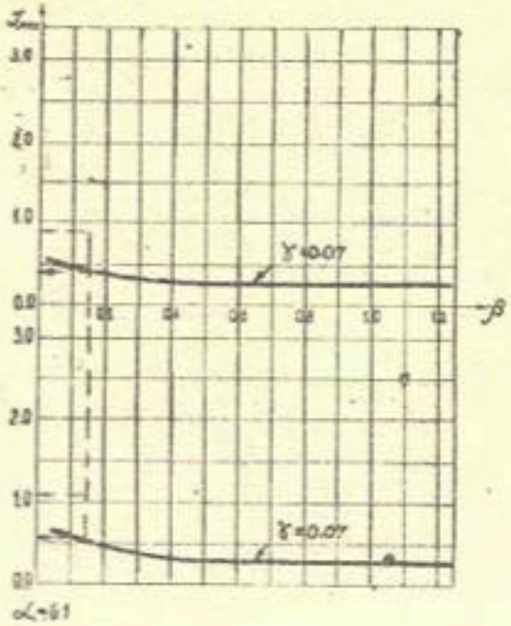


б

Рис. I.6-Прозрачный движок (выполняется на кальке) с поправочными кривыми для $\gamma = 0{,}07 - 0{,}11$ к номограмме № I. Левая часть движка построена для осевого сечения водовыпуска, правая - для крайнего.



а



б

Рис.2. Номограмма № 2 для определения максимальных градиентов на выходе потока в отводящий канал для водовыпусков бездренажных схем $J_{max} = F(\alpha, \beta)$: а – неподвижная часть номограммы; б – прозрачный движок (выполняется на кальке) с сеткой шкалой относительных ширин β.

При движении фильтрационного потока в основании водовыпусков в зависимости от характера грунта, сочетания смежных грунтов, направления движения потока, его градиента или скорости могут возникнуть следующие деформации грунтов:

а) выпор - перемещение части грунтового массива вместе с дренажем или пригрузкой под действием восходящего потока со значениями градиентов больше критических $J_{кр}^{в}$; при отсутствии пригрузки может возникнуть местный (неравномерный) выпор песчаных грунтов в виде грифонов;

б) механическая суффозия - перемещение (вынос) под действием фильтрационного потока отдельных, наиболее мелких частиц грунта из его толщи при значениях, больших $J_{кр}^{с}$;

в) контактный выпор - перемещение под влиянием восходящего потока с градиентом $J_{кр}^{кв}$ в поры крупнозернистого материала пригрузки или фильтра дренажа;

г) контактный размыв - сдвиг (размыв поверхности) грунта основания при движении фильтрационного потока с градиентом $J_{кр}^{кр}$ вдоль контакта этого грунта и материала фильтра дренажа (или вдоль соприкосновения грунта основания с подошвой сооружения), а также контакта грунта основания с прослойкой крупнозернистого грунта (при наличии таких прослоек в основании сооружения).

Перечисленные виды деформаций грунтов основания представляют опасность для сооружений главным образом при выходе фильтрационного потока в дренаж или нижний бьеф, где градиенты достигают наибольшего значения.

Проверка фильтрационной устойчивости грунтов в основании водовыпусков связана с изучением деформаций.

Для нахождения максимальных выходных градиентов при выходе потока в нижний бьеф отводящего канала воспользуемся номограммой № 2 (рис.2):

$$J_{max} = F(\alpha\beta), \qquad (5)$$

которая представляет основную сетку с нанесенными сериями кривых. Последние характеризуют изменение максимальных градиентов J_{max} по оси ординат, построенных для различных относительных напоров γ (0,07; 0,II;0,I5) и относительных ширин β (0,05; 0,I5; 0,5; I,2) в зависимости от соотношений коэффициентов фильтрации слоев α ($0 \leq \alpha \leq$ I), откладываемых по оси абсцисс (рис.2,а).

По основной сетке номограммы вдоль оси абсцисс перемещается прозрачная рамка-движок (рис.2,б) с дополнительной горизонтальной шкалой относительных ширин β (0,0 - I,2). Верхняя половина номограммы и движка относятся к осевому, а нижняя - к крайнему сечениям водовыпуска.

Для дренированных водовыпусков построена номограмма № 3 (рис.3), аналогичная номограмме № I для нахождения эпюр фильтрационного напора по осевому и крайнему сечениям сооружения. Выходные максимальные градиенты в нижнем бьефе дренированных водовыпусков определяются по графикам $J_{max} = F_{\alpha}(\beta)$, представленным на рис.4.

Фильтрационный расчет с помощью экспериментальных номограмм и графиков ведется в следующем направлении: проверка устойчивости основания сооружений из условия недопустимости фильтрационных деформаций грунтов на выходе потока в нижний бьеф отводящего канала, а также прочности и устойчивости самого сооружения.

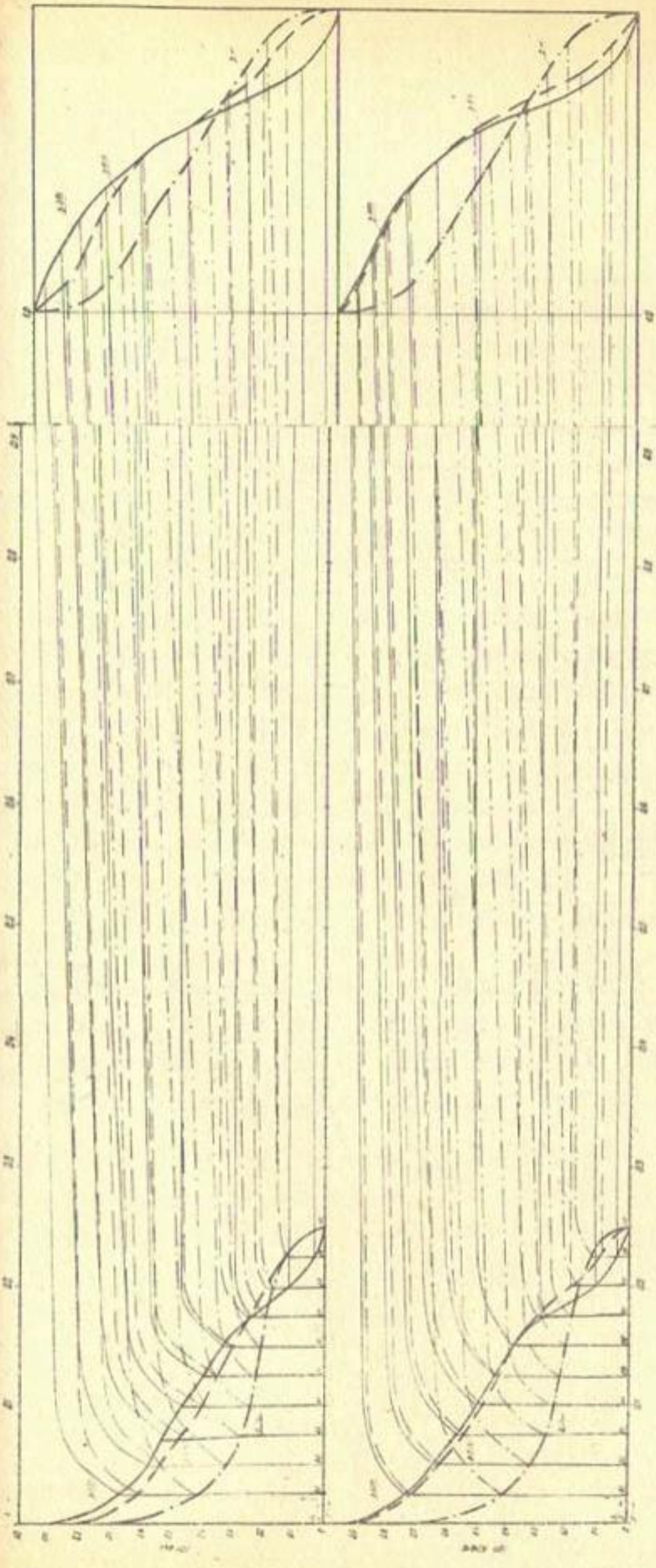


Рис.3а. Номограмма № 3 для определения фильтрационного давления на подошву дренированных водовыпусков $h_x : H = F(\alpha, \zeta_x : L)$.
а – основная часть, номограммы для $\gamma = 0,11$.

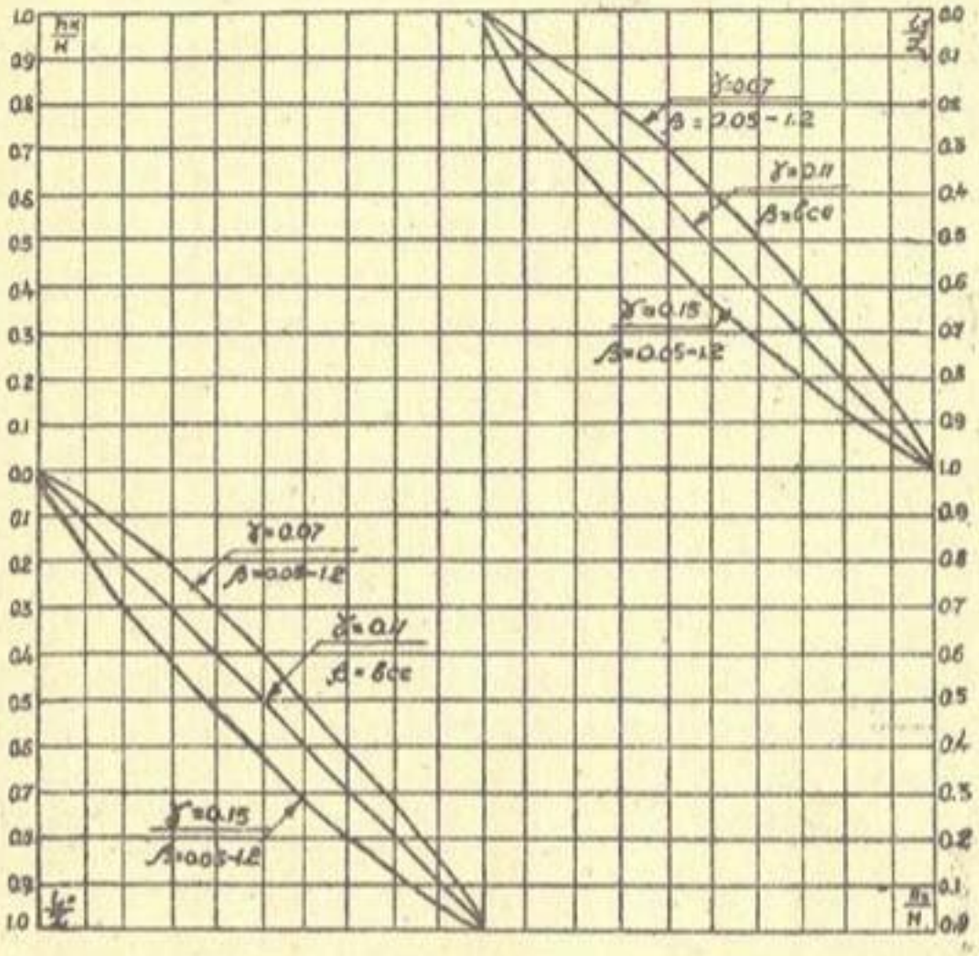


Рис.3б – прозрачный движок (выполняется на кальке) с поправочными кривыми для γ = 0,07 ÷ 0,II к номограмме № 3. Левая часть движка построена для осево о сечения водовыпуска, правая – для крайнего.

Для сооружений третьих и ниже классов допустимые градиенты могут быть найдены по известным из литературы формулам для различных видов грунтов.

Фильтрационные деформации грунтов основания на участке, выходящем в отводящий канал, могут быть предотвращены путем назначения необходимой длины водонепроницаемой части флютбета или организованного отвода фильтрационного потока - устройством дренажа в концевой части водовыпуска.

При проектировании водовыпусков основные размеры в плане (L - длина, B - ширина сооружения) выявляются гидравлическим расчетом и конструктивными соображениями.

При данных размерах сооружения, известном напоре, а также установленных геологических и гидрогеологических условиях района строящегося водовыпуска определяют значения максимальных градиентов фильтрации при выходе потока в нижний бьеф, которые находят по номограмме № 2 для варианта бездренажной схемы водовыпуска или по графикам (рис.4) для дренированных водовыпусков.

За расчетные градиенты принимают максимальное их значение по крайнему сечению сооружения: $J_{рас} = J_{кр.max}$

Сравнением $J_{рас}$ с допустимыми градиентами для грунтов, залегающих в основаниях сооружений, проверяют правильность принятых размеров сооружения. Если допустимые градиенты больше проектных или равны им, выполняется условие:

$$J_{доп} \geq J_{рас} \qquad (6)$$

следовательно, длина подземного контура назначена правильно и фильтрационная устойчивость основания обеспечена.

В практике это условие чаще соблюдается для связных грунтов - суглинков и глин, обладающих большой фильтрационной устойчивостью (от 7 до 20).

Для слабых в фильтрационном отношении супесчаных, песчаных, песчано-гравелистых грунтов условие (6) может не выполняться.

Если допустимые градиенты грунтов основания несколько меньше, необходимо перепроектировать подземный контур с увеличением его длины. Длину подземного контура находят по номограмме № 2 путем постепенного приближения при соблюдении условия (6).

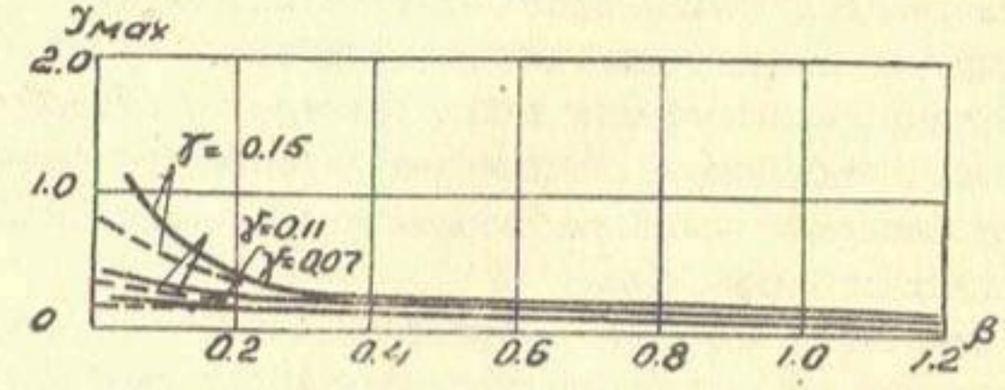
Если же допустимые градиенты значительно меньше расчетных -

$$J_{доп} < J_{рас} \qquad (7)$$

целесообразнее перейти к дренажной схеме водовыпуска. В этом случае дренаж устраивается в месте возможного возникновения фильтрационных деформаций грунта, т.е. в концевой части водовыпуска, лучше всего в виде боковых обсыпных призм.

Пользуясь графиком (рис.4) для нахождения максимальных градиентов на выходе потока в фильтр дренажа, их сравнивают с допустимыми градиентами грунтов основания и повторяют все расчеты по определению рациональной длины подземного контура. Затем переходят к подбору состава материалов дренажа, от нормальной работы которого зависит устойчивость основания и сооружения в целом.

Из тех же графиков (рис.4) находят возможные или расчетные градиенты: для проверки устойчивости грунтов в основании - максимальное значение по оси сооружения $J_{рас} = J_{ос.мах}$, устойчивости материала фильтра дренажной призмы - максимальное значение по краю сооружения $J_{др.рас} = J_{кр.мах}$. Дренаж проектируют в соответствии с нормами и техническими условиями [6] и проверяют его работу в лабораториях.



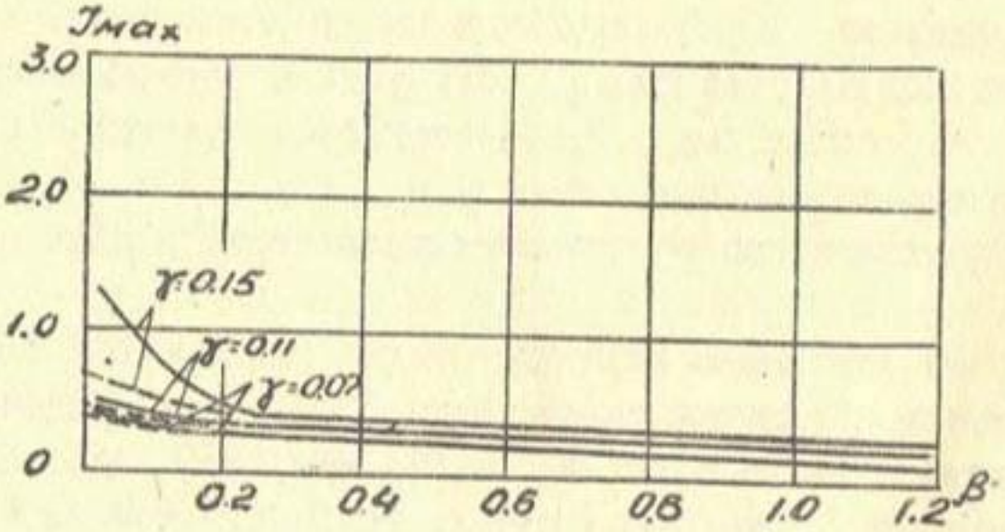


Рис.4. Зависимости $J_{max} = f(\beta)$ для дренированных выпусков:

а– по оси водовыпуска; б– по краю водовыпуска. Сплошными линиями обозначены зависимости для однородного основания $\lambda = I$, пунктирными – для двухслойного основания $\lambda = I:100$.

После расчетов, связанных с фильтрационными деформациями грунтов в основании водовыпусков, и выбора основных размеров сооружения переходят к статическому расчету конструкции и определению толщины флютбета.

Пример использования экспериментальных номограмм и графиков. Предположим, движение грунтовых вод происходит в двухслойном основании водовыпуска из водохранилища с оттоком их в пойму реки.

Расчетный напор на сооружение $H = 15{,}4$ м. Водовыпуск имеет близкий к плоскому подземный контур с допустимыми изменениями профиля по вертикали – в пределах 10% его длины. Размеры сооружения в плане известны: ширина ($B_н$) и длина ($L_н$) начальной части равны соответственно 26,4 и 145 м; участок $L_п$, переходный к расширению до $B_к = 44$ м, составляет 3,0 м; расширенная концевая часть $L_к = 45$ м; общая длина $L = 220$ м.

Основание под сооружением рассмотрим в двух вариантах:

1) верхний слой представляет плотные пылеватые суглинки с допустимыми градиентами $J_{доп} = 7$ и средним коэффициентом фильтрации $K_{o1} = 0{,}864$ м/сутки, подстилаемые мелкоземистыми песками со средним коэффициентом фильтрации $K_{o2} = 8{,}64$ м/сутки;

2) верхний слой – мелкоземистые пески, довольно однородные по составу с допустимыми градиентами $J_{доп} = 0{,}4$ и средним коэффициентом фильтрации $K_{o1} = 8{,}64$ м/сутки. Подстилающий слой составляют песчано-гравелистые отложения со средним коэффициентом фильтрации $K_{o2} = 86{,}4$ м/сутки.

Мощность верхнего слоя $T_1 = 40$ м, подстилающего – $T_2 = 10$ м.

Первоначально находим необходимые для расчета по номограммам величины: относительный напор $\gamma = 15{,}4 : 220 = 0{,}07$,

относительную ширину в начале сооружения $\beta_н$ =26,4:220= =0,I2, в конце $\beta_к$ = 44:220=0,2; соотношение коэффициентов фильтрации слоев для первого варианта основания α = 0,864:8,64=0,I и второго • α =8,64:86,4=0,I; соответственно отношение их мощностей τ =40:I0=4 и общая мощность водоносного пласта T = 50 м.

Положение кровли водоупора, согласно техническим условиям [7] для распластанного контура сооружения находится в пределах активной зоны фильтрации, а соотношение - в пределах расчетного ($I \leq \tau \leq 6$).

Для проверки фильтрационной устойчивости грунтов в основании, воспользуемся номограммой № 2, определим расчетные (максимальные) выходные градиенты в нижнем бьефе сооружения – отводящем канале.

Передвигая движок с горизонтальной шкалой относительных ширин β вдоль оси абсцисс α основного графика, устанавливаем его левым краем рамки на делении α =0,I. Величина максимального градиента находится путем интерполяции между β =0,I5 и β =0,50, поскольку для этого случая на номограмме она не построена. Поэтому строим кривые зависимостей $J_{нак} = F(\beta)$ при α = 0,I и γ =0,07 соответственно на верхней и нижней части прозрачного движка номограммы. Точки этих кривых получаются пересечением вертикальных линий, проведенных через β =0,05; 0,I5; 0,5; I,2, с кривыми номограммы, соответствующими тем же относительным ширинам β . Потом по построенным графикам находим градиенты по оси ($J_{ос.мак}$ =0,45) и краю сооружения ($J_{кр.мак}$ =0,6).

На движке номограммы (рис.2,б) показана стрелками схема отсчета для случая с интерполяцией, т.е. для указанного примера $\beta_к$ =0,2; α =0,I; γ =0,07. В случае, если, например, β = 0,I5, т.е. совпадает с опытными значениями,

максимальный градиент определяется проще: отсчитывается по номограмме ординатой точки пересечения вертикали на движке с соответствующей кривой номограммы. Случай без интерполяции - для $\alpha = 0,1$; $\gamma = 0,15$; $\beta = 0,15$ - также показан стрелками на движке. Отсюда $J_{нач.ск} = 0,85$; $J_{нач.кр} = 1,1$.

В первом варианте основания, когда под водовыпусками залегают суглинистые грунты с допустимыми градиентами ($J_{доп} = 7,0$) во много раз превышающими расчетные, основание не подвержено никаким фильтрационным деформациям.

Во втором варианте под водовыпусками залегают мелкоземистые пески $J_{доп} = 0,4$, что меньше расчетных: $J_{рас} = J_{ср.нач} = 0,6$; основание подвержено фильтрационным деформациям.

Предотвращение указанных деформаций, как уже говорилось, возможно путем удлинения подземного контура сооружения или устройства дренажа в концевой части водовыпуска.

Во время нахождения оптимальной длины сооружения, пользуясь той же номограммой, принимаем длину сооружения больше заданной. При этом изменяются относительный напор γ и относительная ширина β .

Максимальный выходной градиент находится аналогично из указанной номограммы. Если он вновь превышает допустимый градиент, то операцию повторяем снова. При дальнейшем постепенном увеличении L, добиваясь сохранения условия (6), мы можем выйти из области реальных относительных напоров γ (0,07-0,15). Удлинение подземного контура при этом теряет практический смысл, и теперь можно переходить к дренажной схеме водовыпуска.

Из графиков $J_{нач} = F_{\alpha}(\beta)$ (рис.4) находим расчетные градиенты: для проверки устойчивости грунтов в основании дренированного водовыпуска $J_{рас} = J_{ос.нач} = 0,35$; подбора материала фильтров дренажных призм $J_{др.нач} = J_{кр.нач} = 0,3$;

Для этого варианта водовыпусков, располагаемых на мелкоземистых песках, расчетные градиенты определяются в пределах допустимых $J_{рас} = 0,35 < J_{доп} = 0,4$.

Следовательно, при назначенных размерах водовыпуска с устройством дренажа основание устойчиво, не подвергается фильтрационным деформациям.

Вопрос проектирования дренажа достаточно освещен в литературных источниках и поэтому в нашем примере не рассматривается, так как считается, что дренаж запроектирован правильно.

Для статического расчета водовыпуска строим эпюры фильтрационных напоров по крайнему и осевому сечениям, пользуясь номограммой I или 3. Передвигая движок с поправочными кривыми относительных напоров вдоль оси абсцисс основного графика номограмм, устанавливаем его на делении с заданным соотношением α сначала для осевого сечения, пользуясь верхней частью номограммы и левой половиной движка, потом для крайнего, используя нижнюю часть номограммы и правую половину движка. Одновременно строим кривые фильтрационного напора для осевого в левой верхней части движка и крайнего сечения сооружения в правой нижней части, соответствующие относительному напору $\gamma = 0,11$ и известной относительной ширине β. Они определяются по точкам, полученным при пересечении вертикальных линий - сечений по длине подземного контура $\ell_x : L = 0$; 0,1; 0,2;...0,9; 1,0 прозрачного движка с соответствующими для каждого отношения $\ell_x : L$ кривыми основной номо-

граммы, обозначенными на ней для заданной β. Затем через поправочные кривые $F(\gamma, \beta)$ для известного относительного напора γ и относительной ширины β отсчитываем с полученных выше кривых γ =0,II и β значения приведенных фильтрационных напоров.

На движке номограммы приведен расчетный случай, когда α =0,I; γ =0,I5; β =0,I5. Совмещая левый край рамки движка с осью абсцисс номограммы на α =0,I поочередно для осевого и крайиего сечений водовыпуска, строим кривые для γ =0,II, которые получаются пересечением соответствующих кривых номограммы с вертикалями движка. Затем через поправочные кривые (для γ =0,I5; β =0,I5) определяем истинные значения приведенных фильтрационных напоров (стрелки на рис.I,б).

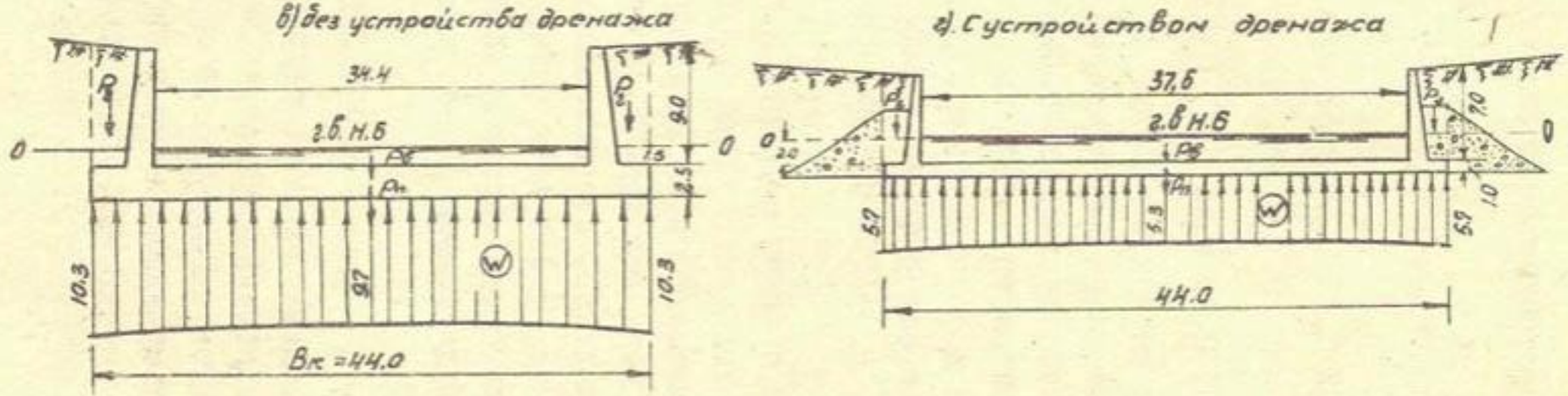
В нашем случае водовыпуск имеет переменную ширину по длине, поэтому эпюра фильтрационного напора строится по частям: для начальной $\beta_н$ =0,I2 на относительной длине $l_x : L$ =0; 0,I; - 0,659; для переходной к расширению 0,I2 $< \beta <$ 0,2 на $l_x : L$ =0,659 - 0,795 и концевой, расширенной, части водовыпуска $\beta_к$ =0,2 на $l_x : L$ = 0,795; 0,8; 0,9; I,0.

Результаты отсчета записываем в табличной форме. Для первого варианта водовыпуска, расположенного на суглинистом основании, -

$l_x : L$	0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
По оси $h_{x\,ос} : H$	I,0	0,85	0,78	0,73	0,68	0,6I5	0,53	0,47	0,37	0,3	0,I8
По краю $h_{x\,кр} : H$	I,0	0,9	0,8I	0,75	0,7	0,63	0,57	0,495	0,42	0,32	0,



а



б

Рис.5. Расчет водовыпусков:

а– эпюры фильтрационного напора для бездренажного водовыпуска; б– схема расчета конструкции концевой части водовыпуска в поперечном сечении $\alpha - \alpha$, $l_x = 0{,}8 \cdot \mathcal{L} = 196$ м.

для второго с устройством дренажа, расположенного на мелкоземах, –

$\ell_x : L$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
По оси $h_{x\,ос} : H$	1,0	0,78	0,71	0,65	0,58	0,5	0,385	0,77	0,175	0,1	0
По краю $h_{x\,кр} : H$	1,0	0,81	0,73	0,66	0,59	0,51	0,42	0,26	0,15	0,05	0

Умножая табличные данные $h_x : H$ на расчетный H = =15,4 м, строим эпюры фильтрационного напора, по которым рассчитываем конструкцию водовыпуска. На рис.5 построены эпюры фильтрационного напора по оси и краю недренированного водовыпуска и показана схема расчета конструкции концевой его части в поперечном сечении (а–а) на длине от начала (ℓ_x = 0,8, L =19,6 м) для одного погонного метра сооружения.

Размеры сечения подсчитаны при условии равенства или превосходства действующих сил нагрузок, складывающихся из веса фундаментной плиты и стенок сооружения, обратной засыпки и воды в колодце, по отношению к фильтрационному противодавлению, взвешивающему сооружение. Толщина плиты фундамента (t) в этом случае равна 2,5 м. Для дренированного сооружения толщина плиты, подсчитанная таким же способом, будет равна 1,0 м.

Выводы

В настоящей работе поставлена и решена обобщенная задача пространственной фильтрации для распространенной группы ирригационных сооружений – водовыпусков из водохранилищ (бездренажных схем и с дренажем в виде боковых обсыпных призм, устраиваемых в концевой части флютбета).

На основании обобщения проектного материала, данных по строительству в Средней Азии и на юге Казахстана большого количества водовыпусков, данных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий по районам строительства таких сооружений выведены условия задачи, ее объем, а также расчетная схема, что, естественно, приближает нас к натурным условиям.

Основные факторы, определяющие пространственное формирование грунтового потока, - конфигурация и размеры водовыпусков и прилегающих к нему сооружений, гидрогеологические и геологические особенности района их строительства.

Учитывая геологическое строение русел и прирусловых районов рек, где обычно строятся водовыпуски из водохранилищ, основание под сооружениями всегда можно свести к двухслоиной водоносной толще согласно формуле среднего коэффициента фильтрации Г.Н.Каменского или функции планового потока Н.К.Гиринского.

Рассмотренная задача носит обобщенный характер и решается путем лабораторного моделирования, основанного на методе ЭГДА.

Предварительные изучения на грунтовых моделях большого размера позволили определить внешнюю картину фильтрации (поверхность депрессии), что значительно облегчило задачу основных исследований на электрических моделях.

Анализ результатов экспериментов, посвященных фильтрации в разнородном основании водовыпусков, показал существенное различие в расчетных величинах, полученных путем решения задачи в плоских и пространственных условиях.

Фильтрационный напор и выходные градиенты в последнем случае в 2-3 раза оказываются выше, что указывает на необходимость расчета фильтрационной устойчивости основа-

ний и самих сооружений с учетом пространственного движения потока.

Величина фильтрационных напоров и выходных градиентов, по сравнению с решениями в плоскости, тем выше, чем меньше относительная ширина сооружения и больше относительный напор.

Опыты подтвердили теоретические соображения по отношению влияния подстилающего слоя на фильтрацию в случае оттока грунтовых вод по пластам.

Поскольку фильтрационный поток стекает с широкого фронта водохранилища, линии равных напоров, снятые в плане на уровне основания водовыпусков бездренажных схем, сгущаются на углах концевой части сооружения. Этим объясняется то, что фильтрационное давление и выходные градиекты по краям сооружения выше, чем по оси.

Своеобразное положение кривых фильтрационных напоров в низовой части дренированного водовыпуска, куда собирается фильтрационный поток, вызвано действием боковых дренажных призм. Поэтому фильтрационный напор и градиенты в нижней части сооружения по оси выше, чем по краю.

Полученные результаты по исследованию пространственной фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ сведены в удобные (двойные) номограммы и графики, рекомендуемые для фильтрационного расчета этой группы сооружений.

В случае, если покровные грунты основания представлены лессовидными суглинками с высокими допустимыми градиентами, дренаж можно не делать. Расчет при этом должен вестись по номограммам, построенным для водовыпусков бездренажных устройств (рис.I и 2).

Если же в основании водовыпусков залегают слабые в фильтрационном отношении грунты – пески, супеси с малы-

ми допустимыми градиентами, – следует переходить к дренажной схеме водовыпуска и расчет вести уже по номограммам, построенным для этих сооружений (рис.3 и 4). Дренаж рекомендуется устраивать в виде боковых обсыпных призм в концевой части водовыпуска. Как показали наши исследования, это наиболее эффективная конструкция. Проектировать его необходимо согласно установленным нормам ВНИИГа [6].

Параметры фильтрационного потока, полученные из номограмм, следует сравнивать с допустимыми параметрами грунта основания сооружения, выведенными в лабораторных условиях.

Пользуясь экспериментально-номографическим методом фильтрационного расчета, легко и быстро можно определить параметры потока: фильтрационный напор на сооружение, максимальные градиенты потока на выходе в отводящий канал и дренаж. Это освобождает проектировщиков от индивидуальных исследований указанных сооружений на моделях, а также от сложных теоретических расчетов. Рассматриваемый метод дает наиболее правильное решение задачи, так как в его основу введены условия, близкие к реальным.

ЛИТЕРАТУРА

I. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде, М., Госиздат, I953.

2. Гиринский Н.К. Расчет фильтрации под гидротехническими сооружениями на неоднородных грунтах, М.-Л., Госиздат, I94I.

3. Каменский Г.Н. /и др./. Движение подземных вод в неоднородных пластах, М.-Л., ОНТИ, I935.

4. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод, М., Госиздат, I953.

5. Цветкова Н.А. Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети, "Вопросы гидротехники", вып.II, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.

6. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений, М.-Л., Изд-во "Энергия", 1965.

7. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, Подземный контур плотин на нескальном основании, М.-Л., Госэнергоиздат, 1958.

С.М.ГОРЮНОВ, С.В.ГАЛАЙКЕВИЧ

ВЛИЯНИЕ БЫТОВОГО ГОРИЗОНТА ГРУНТОВЫХ ВОД НА БЕЗНАПОРНЫЙ РЕЖИМ ПОТОКА В ЗОНЕ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Для сопрягающих сооружений характерны небольшая ширина и значительная протяженность. Они имеют ломаный подземный профиль с некоторым сопрягающим уклоном быстротока или ступенчатого перепада.

Условия протекания грунтового потока в основании этих сооружений обусловливают его пространственный характер.

Особенно резкое изменение скоростей потока заметно в начальной и концевой зоне флютбета.

Фильтрационный поток в данном случае поступает из сравнительно узкого водоема - подводящего канала верхнего бьефа, который в начальной части флютбета круто растекается, обходя сооружение с боков и под ним, и затем собирается в таком же узком канале нижнего бьефа.

Непосредственно под сооружением возможны два режима потока: при незначительном сопрягающем уклоне, высоком стоянии бытового горизонта грунтовых вод под флютбетом образуется напорное движение, и наоборот, при значительном сопрягающем уклоне, высоком перепаде уровней воды верхнего и нижнего бьефов, низком бытовом горизонте грунтовых вод - напорно-безнапорное.

Такие факторы, как конструкция и размеры сопрягающих сооружений, конфигурация бьефов, уровень воды в бьефах и горизонт грунтовых вод на местности, а также геологические и гидрогеологические особенности районов влияют на формирование пространственного фильтрационного потока в зоне сооружения.

И поскольку фильтрационный поток воздействует на сооружение, т.е. на его устойчивость и фильтрационную устойчивость грунтов в основании, указанные факторы необходимо принимать во внимание при проектировании сопрягающих сооружений.

Тем не менее при фильтрационном расчете на устойчивость быстротоков и перепадов обычно применяют методы, учитывающие двухмерное протекание потока с напорным режимом в вертикальной плоскости. Из аналитических пользуются точными и приближенными гидромеханическими методами, из экспериментальных – плоскими решениями методом ЭГДА, иногда приближенными способами линейной контурной фильтрации. Указанные методы не отражают реальных условий протекания потока.

В настоящее время не имеется обоснованных решений, которые учитывали хотя бы основные факторы формирования потока, так как аналитические решения пространственных задач со множеством неизвестных представляют непреодолимые трудности.

Однако, если сделать некоторую схематизацию в отношении условий движения потока (допустить, что влияние подземного потока на обходной режим фильтрации незначительно), то можно найти математическое решение, более близкое к натуре, по сравнению с имеющимися решениями в вертикальной плоскости, сводя пространственную задачу к плановой. В последнем случае движение потока подчиняется закону Форхгеймера:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K\frac{\partial h^2}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K\frac{\partial h^2}{\partial y}\right)=0, \qquad (I)$$

где h и K, соответственно, глубина потока над кровлей водоупора и коэффициент фильтрации как функции координат x, y плана течения.

Интегрированием уравнения (I) находим искомое:

$$h = F(x, y). \qquad (2)$$

Решение плановой задачи фильтрации позволит определить влияние на формирование потока в зоне сооружений таких факторов, как боковое растекание потока при изменении бытового горизонта грунтовых вод. В этом случае, поскольку контур сооружения и границы питания несложные, задачу легче всего решить, используя точный гидромеханический метод, основанный на применении теории конформных преобразований.

Область плана течения выразится комплексной переменной $Z = x + iy$ (рис.I,а).

Сделаем небольшое допущение. Примем границу области питания 3–6, где выполняется условие

$$\varphi = -\frac{\kappa H_0}{2} = const \ , \qquad (3)$$

близкой к прямолинейной. В уравнении (3) φ – потенциал плана течения, κ – коэффициент фильтрации грунта, H_0 – глубина бытового потока грунтовых вод над кровлей водоупора. Тогда область Z будет состоять из прямолинейных отрезков многоугольника – бесконечной полосы, шириной T .

Для комплексного потенциала плана течения $\omega = \varphi + i\psi$ мы будем иметь полубесконечную полосу в виде прямоугольника с разрезом (рис.I,б).

Учитывая прямолинейность областей Z и ω, мы можем отобразить их на полуплоскость $\zeta = \xi + i\eta$ с помощью интеграла Кристоффеля–Шварца, после чего получаем следующие отображающие функции:

$$Z = \frac{2T}{\pi} Arth \frac{\zeta}{2}; \qquad (4)$$

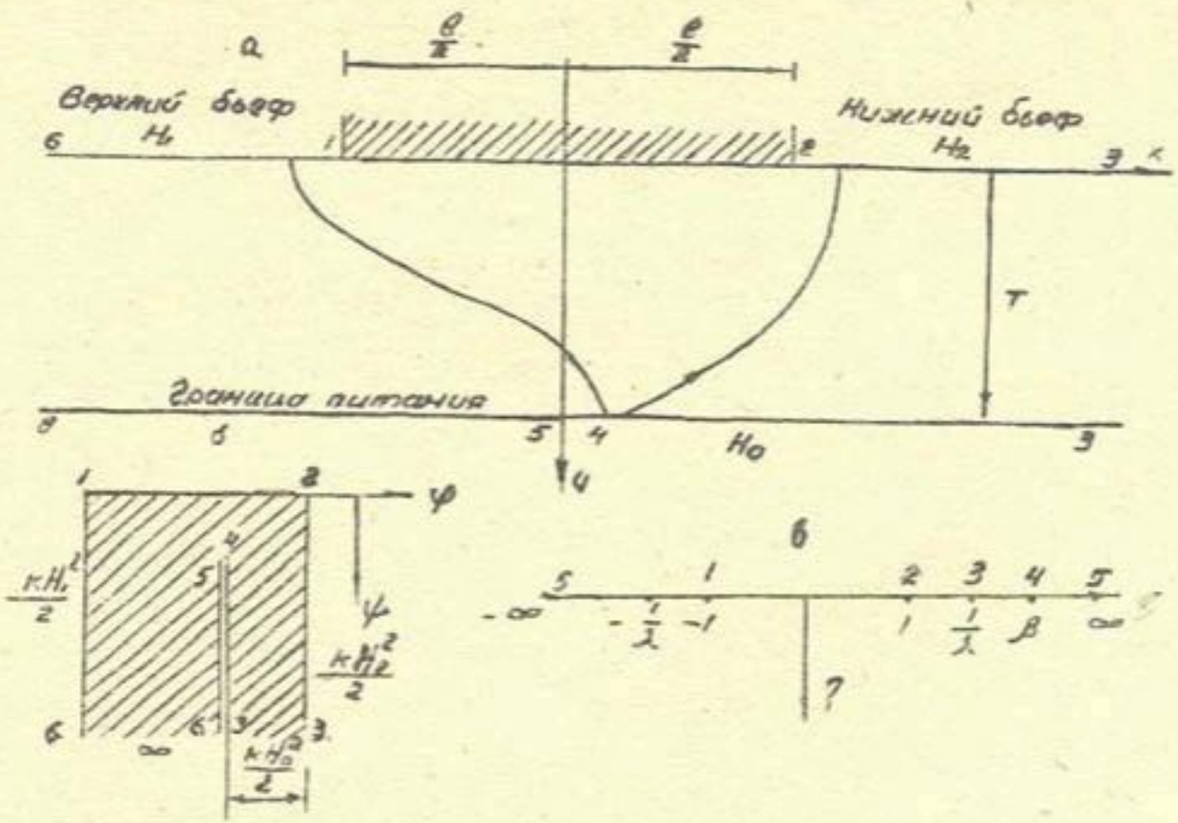


Рис.I. Расчетная схема плановой фильтрации:
а– область плана течения $z = x + iy$; б– область комплексного потенциала $\omega = \varphi + i\psi$; в– полуплоскость $\zeta = \xi + i\eta$

$$\omega = \frac{\kappa(H_1^2 - 2H_0^2 + H_2^2)}{2\pi} \operatorname{arctg} \frac{\lambda}{\lambda'} \sqrt{1-\zeta^2} -$$

$$- \frac{\kappa(H_1^2 - H_2^2)}{2\pi} \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{1-\zeta^2}}{\lambda'\zeta} - \frac{\kappa H_2^2}{2}, \qquad (5)$$

где H_1 и H_2 – глубина грунтовых вод над кровлей водоупора в верхнем и нижнем бьефах быстротока;

$\lambda' = \sqrt{1-\lambda^2}$, остальные обозначения показаны на рис.I.

Исключая из равенств (4) и (5) параметр ζ, получаем искомое решение в неявном виде:

$$\omega = \frac{\kappa(H_1^2 - 2H_0^2 + H_2^2)}{2\pi} \arccos\left(\frac{ch\frac{\pi z}{2T}}{ch\frac{\pi c}{4T}}\right) -$$

$$- \frac{\kappa(H_1^2 - H_2^2)}{2\pi} \arccos\left(\frac{sh\frac{\pi z}{2T}}{sh\frac{\pi c}{4T}}\right) - \frac{\kappa H_2^2}{2} \qquad (6)$$

Разделяя мнимые и действительные части уравнения (6), найдем следующие выражения для глубины фильтрационного потока и расхода

$$\left.\begin{aligned} h &= \sqrt{\frac{2H_0^2 - H_1^2 + H_2^2}{\pi}\theta + \frac{H_1^2 - H_2^2}{\pi}\theta_1 + H_2^2}, \\ q &= \frac{H_1^2 - 2H_0^2 + H_2^2}{\pi} \ln\rho - \frac{H_1^2 - H_2^2}{\pi} \ln\rho_1 \end{aligned}\right\} \qquad (7)$$

Здесь

$$\theta = Arctg \sqrt{\frac{1-a^2+b^2+\sqrt{(1-a^2+b^2)^2+4a^2b^2}}{2a^2}},$$

$$\theta_1 = Arctg \sqrt{\frac{1-a_1^2+b_1^2+\sqrt{(1-a_1^2+b_1^2)^2+4a_1^2b_1^2}}{2a_1^2}};$$

$$\rho = \sqrt{\frac{\sqrt{1-a^2+b^2+\sqrt{(1-a^2+b^2)^2+4a^2b^2}}+4b}{\sqrt{1-a^2+b^2+\sqrt{(1-a^2+b^2)^2+4a^2b^2}}-4b}},$$

$$\rho_1 = \sqrt{\frac{\sqrt{1-a_1^2+b_1^2+\sqrt{(1-a_1^2+b_1^2)^2+4a_1^2b_1^2}}+4b_1}{\sqrt{1-a_1^2+b_1^2+\sqrt{(1-a_1^2+b_1^2)^2+4a_1^2b_1^2}}-4b_1}};$$

$$a = \frac{ch\frac{\pi x}{2T}\cos\frac{\pi y}{2T}}{ch\frac{\pi l}{4T}}, \qquad b = \frac{sh\frac{\pi x}{2T}\sin\frac{\pi y}{2T}}{sh\frac{\pi l}{4T}};$$

$$a_1 = \frac{sh\frac{\pi x}{2T}\cos\frac{\pi y}{2T}}{sh\frac{\pi l}{4T}}, \qquad b_1 = \frac{ch\frac{\pi x}{2T}\sin\frac{\pi y}{2T}}{sh\frac{\pi l}{4T}}.$$

Чтобы определить характер влияния на работу сооружения изменения уровня бытового горизонта грунтовых вод, рассмотрим конкретный пример.

Примем три положения глубин до водоупора: H_0 =50, 52,5, 55 м при горизонтах вод в бьефах H_1 =57,5 и H_2 =50 м. В долях от напора $H = H_1 - H_2$ положение бытового горизонта находится соответственно для каждого из трех случаев 0, I/3, 2/3.

Положим, что граница питания 3 – 6 (рис.I) находится на расстоянии $T = 2l$ от сооружения. Подставляя значения расчетных параметров в уравнение (7), получим конкретные выражения, по которым строим гидродинамические сетки для каждого положения горизонта грунтовых вод (рис.2).

Они показывают изменение направления движения потока в зависимости от положения бытового горизонта. Чем выше стояние горизонта грунтовых вод на местности, тем в более трудных условиях работает сооружение, т.е. увеличивается фильтрационный напор (рис.3,а) и максимальные выходные градиенты (рис.3,б).

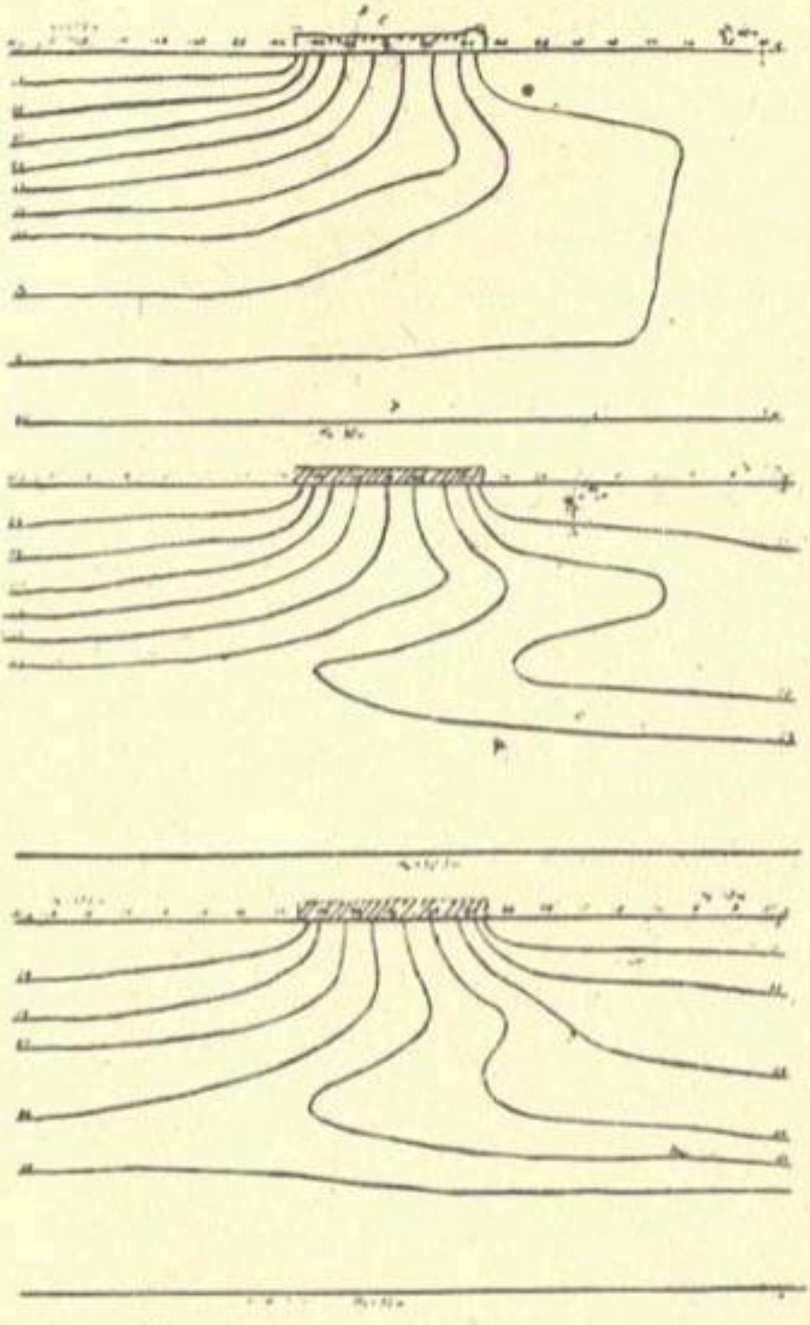


Рис.2. Влияние бытового горизонта грунтовых вод H_0 на режим фильтрации за быстротоком.

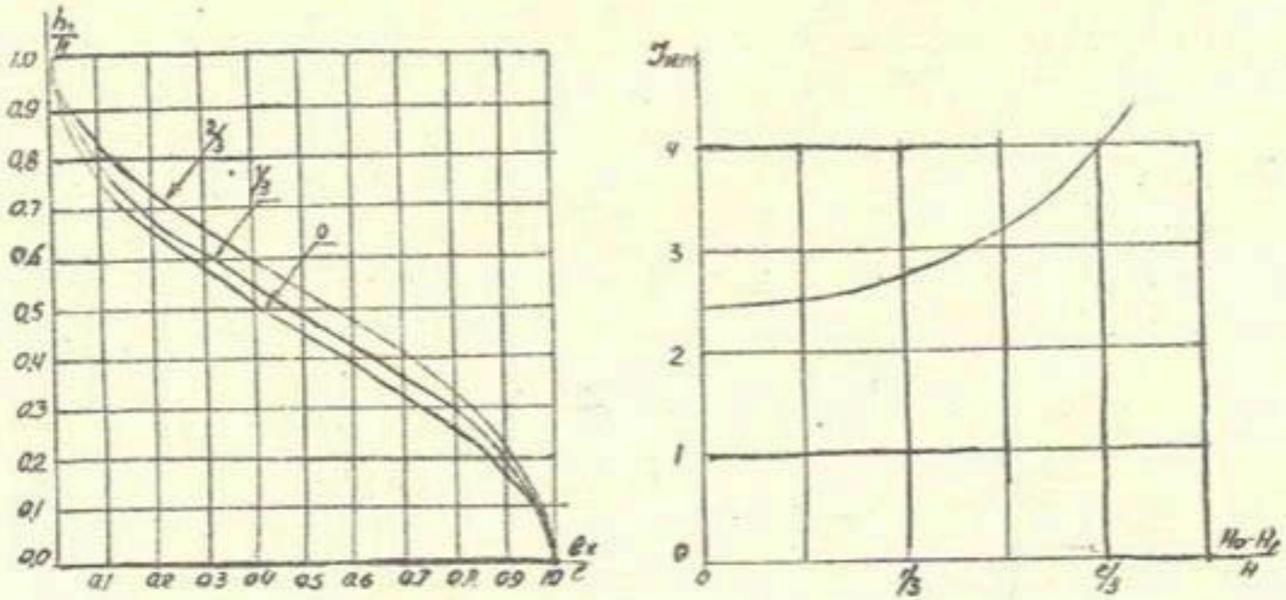


Рис.3. а – Изменение глубины потока за сооружением по его длине в приведенных значениях $\frac{h_2}{H} = F\left(\frac{l_2}{l}, \frac{H_0 - H_2}{H}\right)$;

б– зависимость максимального градиента на выходе потока в нижнем бьефе от положения бытового горизонта грунтовых вод $J_{max} = F\left(\frac{H_0 - H_1}{H}\right)$.

В.В.АКУЛОВ

К ВОПРОСУ ЗАВИСИМОСТИ РАЗМЫВАЮЩЕЙ ДОННОЙ СКОРОСТИ ОТ ГЛУБИНЫ ПОТОКА

Нами сделана попытка определить зависимость размывающей донной скорости потока от его глубины. Специальной формулы для установления этой зависимости нет. Мы рассматривали ряд наиболее общеупотребительных формул.

В работах [4] и [5] даются уравнения для вычисления скоростей потока по вертикали, в [3] -для донной скорости. Соответственно они имеют вид:

$$V = V_0 \sqrt{1 - D\left(\frac{y}{H}\right)^2}\,, \qquad (1)$$

$$V = \frac{V_y}{1 + \frac{2{,}36\sqrt{g}}{C}(1 - 3\gamma^2)}\,, \qquad (2)$$

$$\frac{V_g}{V_\varphi} = \frac{3\gamma}{3\gamma + 1}\,. \qquad (3)$$

Здесь V – скорость потока в точке;
V_0 – поверхностная скорость;
V_g – донная скорость;
V_φ – средняя скорость на вертикали;
D – функция коэффициента Шези в первом приближении, выражающаяся зависимостью:

$$P = 0{,}57 + \frac{3{,}3}{C}\,,$$

где C – коэффициент Шези;
H – глубина потока на вертикали;

y – расстояние точки от поверхности воды;
g – ускорение силы тяжести;
η – относительная глубина;
ψ – безразмерный коэффициент, зависящий от относительной шероховатости и определяемый по формуле

$$\psi = \varepsilon\left(\frac{H}{d}\right)^{\zeta}$$

(ε, ζ – безразмерные постоянные; приближенно $\varepsilon = 0{,}26$; $\zeta = 0{,}12$).

Формулы Г.И.Шамова [6], М.А.Великанова–Н.М.Бочкова [I], В.Н.Гончарова [2], В.С.Кнороза [6] предназначены для определения размывающих скоростей потока и имеют следующий вид:

$$V_p = 4{,}6 d^{1/3} H^{1/6}, \qquad (4)$$

$$V_p = 3{,}14 \sqrt{15d + 0{,}006}, \qquad (5)$$

$$V_p = 3{,}9 H^{0{,}2} \sqrt{(d + 0{,}0014)^{0{,}6}} \qquad (6)$$

$$V_p = 35 d^{0{,}25} \left(\lg 7{,}5 \frac{H}{d} - 6d\right). \qquad (7)$$

Здесь V_p – размывающая скорость потока;
d – диаметр частиц (в метрах – в формулах (4), (5), (6); в сантиметрах – в (7).

Из формул распределения скоростей по вертикали мы определяли донную скорость потока, которая выражалась через среднюю скорость, приравненную к величине размывающей скорости, и глубину потока на вертикали. Полученные после некоторых преобразований уравнения размывающей донной скорости потока приводятся ниже. Расчеты проведены для частиц наносов $d = 0{,}0002$;

0,001; 0,002; 0,01; 0,1 м при диапазоне глубин 0,1-10 м.

Уравнения (1) и (4) имеют следующий вид:

$$V_{pg} = 5{,}2 \frac{d^{1/3}}{H^{1/6}} \sqrt{0{,}43 \cdot H^{1/6} - 0{,}08}. \qquad (8)$$

Результаты расчетов (рис.1) показывают, что величина размывающей донной скорости с увеличением глубины потока уменьшается; причем, чем больше диаметр частиц, слагающих русло потока, тем резче проявляется зависимость размывающей донной скорости.

Уравнения (3) и (4) можно представить так:

$$V_{pg} = \frac{3{,}58 \cdot d^{1/3} H^{1/6} \left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}12}}{0{,}78 \left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}12} + 1}. \qquad (9)$$

В отличие от формулы (8) в (9) величина размывающей донной скорости с увеличением глубины потока возрастает. Указанная зависимость выражается тем сильнее, чем больше диаметр частиц наносов, слагающих русло.

Из формул (4), (2) получено выражение:

$$V_{pg} = 4{,}6 d^{1/3} \left(H^{1/6} - 4{,}8\sqrt{g} \cdot n\right). \qquad (10)$$

По (10) найдены зависимости, аналогичные выведенным по результатам расчетов уравнения (9).

Зависимость, полученная по (1) и (5):

$$V_{pg} = \frac{3{,}54}{H^{1/3}} \sqrt{15d + 0{,}006} \cdot \sqrt{0{,}43 \cdot H^{1/6} - 0{,}08}. \qquad (11)$$

Результаты расчетов (рис.2) свидетельствуют, что величина размывающей донной скорости с возрастанием глубины потока уменьшается.

Из формул (3) и (5) следует:

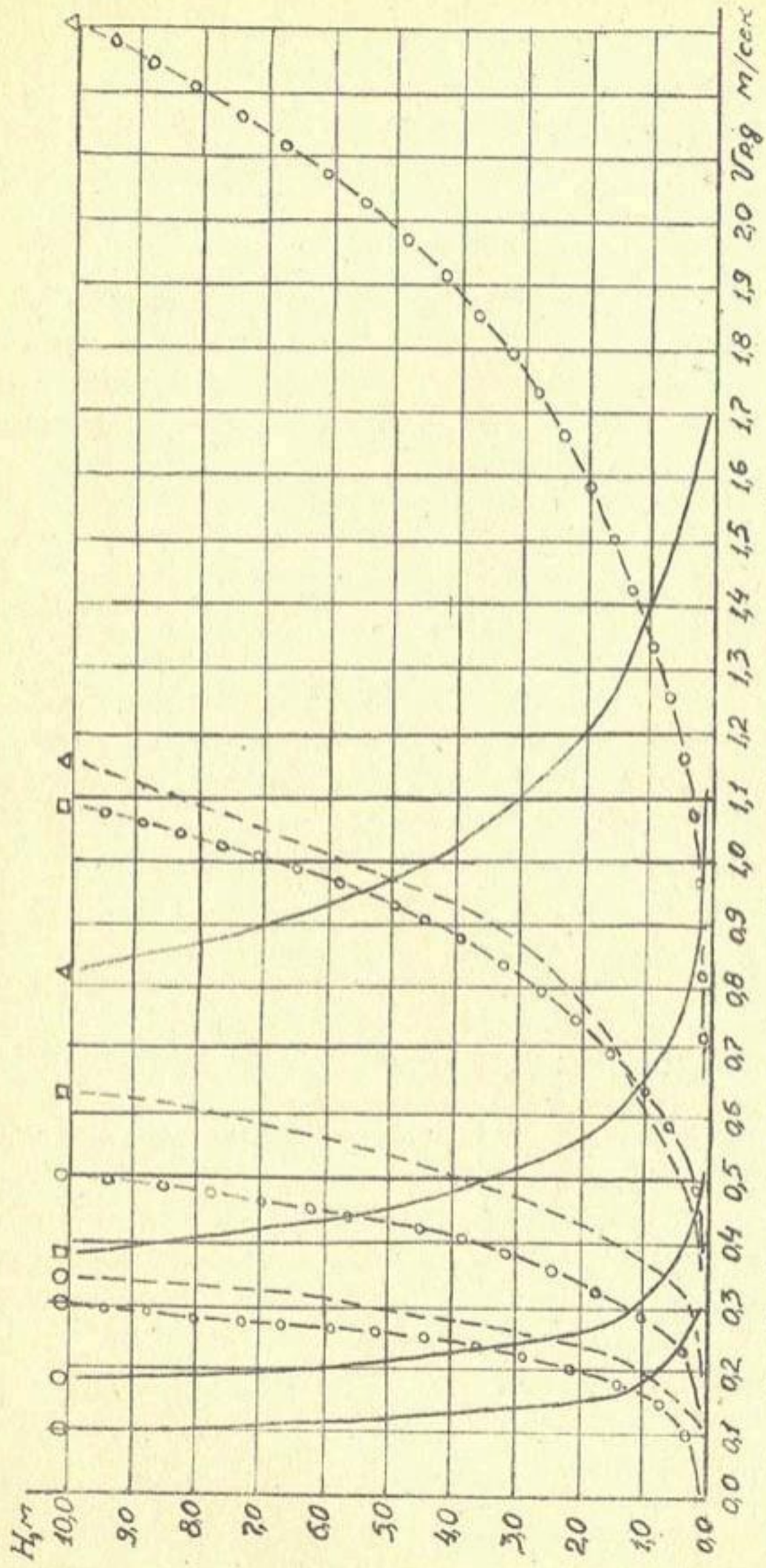


Рис.I. Зависимость размывающей донной скорости от глубины потока по уравнениям: I - (8), 2 - (9), 3 - (I0).

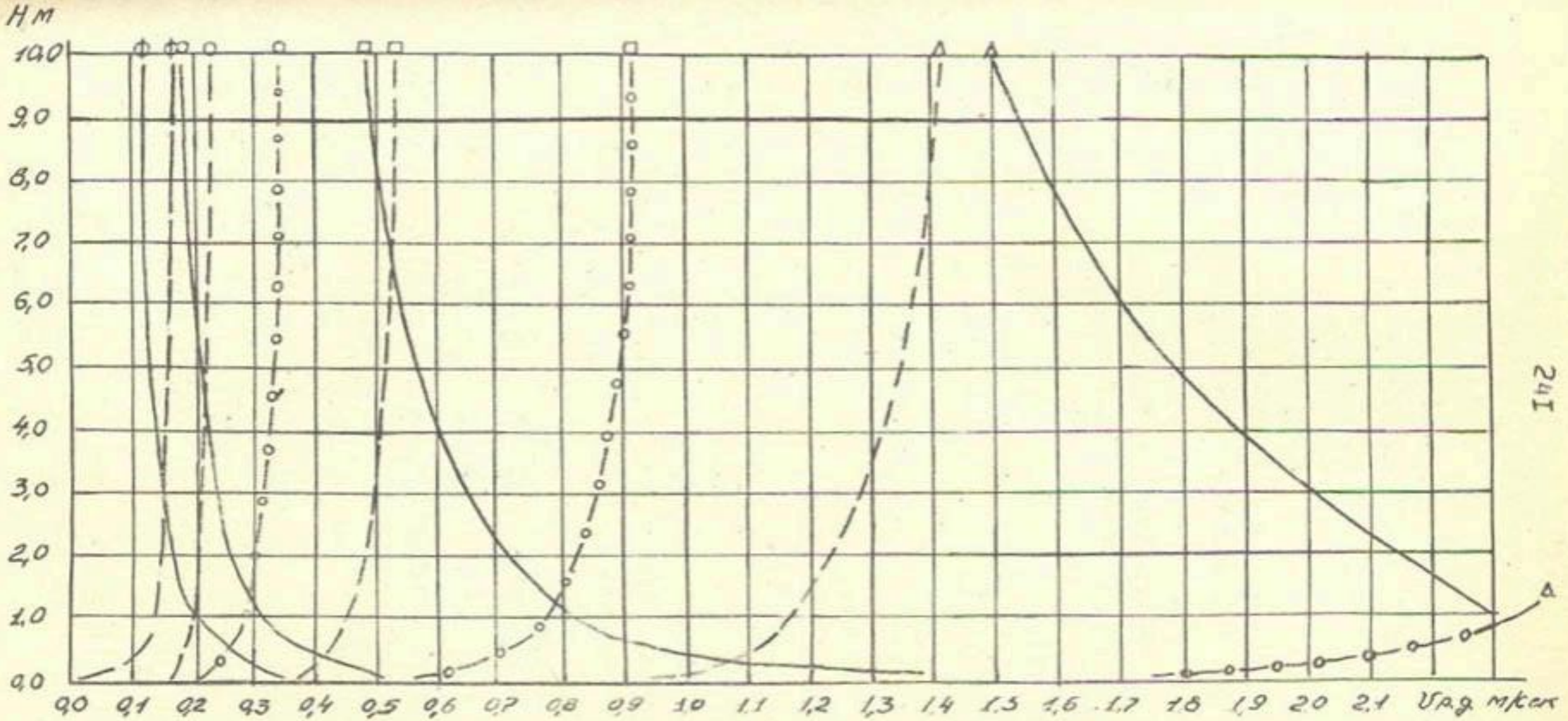


Рис.2. Зависимость размывающей донной скорости от глубины потока по уравнениям: I - (II), 2 - (I2), 3 - (I3). Условные обозначения те же, что и на рис.I.

$$V_{pg} = 3,13 \sqrt{15d + 0,006}\ \frac{\left(\frac{H}{d}\right)^{0,12}}{\left(\frac{H}{d}\right)^{0,12} + 1,28}. \quad (12)$$

В данном случае зависимость размывающей донной скорости от глубины потока при малой крупности отложений и большой глубине выражена слабо. Однако с возрастанием диаметра частиц и уменьшением глубины, начиная с 1,0 – 1,5 м, наблюдается тенденция к значительному снижению величины размывающей донной скорости.

Согласно уравнениям (2) и (5), выраженным следующим образом,

$$V_{pg} = 3,14 \sqrt{15d + 0,006}\ \left(1 - \frac{0,37}{H^{1/6}}\right), \quad (13)$$

размывающая донная скорость имеет прямую зависимость от глубины потока (рис.2).

Из формул (6), (1) видно, что

$$V_{pg} = \frac{44}{H^{0,13}} \sqrt{(d + 0,0014)^{0,6}} \cdot \sqrt{0,43 \cdot H^{1/6} - 0,08}. \quad (14)$$

Как показывают данные расчетов, глубина потока слабо влияет на размывающую донную скорость: при увеличении глубины она в небольших пределах уменьшается.

Выражение, полученное из (3) и (6):

$$V_{pg} = \frac{3,1 \cdot H^{0,2} \sqrt{(Vd + 0,0014)^{0,6}}}{0,78 \cdot H^{0,12} + d^{0,12}}, \quad (15)$$

показывает, что величина размывающей донной скорости находится в прямой зависимости от глубины потока.

Уравнения (6) и (2) имеют вид:

$$V_{pg} = 3,9 \sqrt{(d + 0,0014)^{0,6}} \cdot (H^{1/6} - 4,8\sqrt{g} \cdot n). \quad (16)$$

Результаты расчетов, произведенных по (I6) указывают на возрастание величины размывающей донной скорости при увеличении глубины потока от 0,I до I0 м, она становится тем больше, чем больше диаметр частиц наносов, слагающих русло потока.

Из формул (I) и (7) следует:

$$V_{pg} = 39{,}6 \cdot \frac{d^{0{,}25}}{H^{1/6}} \left(\lg 7{,}5\frac{H}{d} - 6d\right)\sqrt{0{,}43 \cdot H^{1/6} - 0{,}08}. \quad (I7)$$

Как видно из расчетов по (I7), значение размывающей донной скорости с увеличением глубины потока медленно растет.

Уравнения (3), (7) можно представить так:

$$V_{pg} = \frac{27{,}3 \cdot d^{0{,}25} \cdot H^{0{,}12}\left(\lg 7{,}5\frac{H}{d} - 6d\right)}{0{,}78\left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}12} + I}. \quad (I8)$$

Рассматривая данные, полученные по этой зависимости, можно сделать вывод, что с возрастанием глубины потока величина размывающей донной скорости постепенно увеличивается.

Формулы (2) и (7) преобразуются в следующее уравнение:

$$V_{pg} = 35\, d^{0{,}25}\left(\lg 7{,}5\frac{H}{d} - 6d\right)\cdot\left(I - \frac{0{,}37}{H^{1/6}}\right). \quad (I9)$$

Согласно расчетам между величиной размывающей донной скорости и глубиной потока существует прямая зависимость.

Использованные нами формулы применялись для размываемого материала различной крупности: например, (6) – для крупного, (7) – для мелкого. Поэтому невозможно сопоставить результаты наших расчетов. Лишь в случае, когда диаметр частиц равен 0,00I м, в той или иной степени

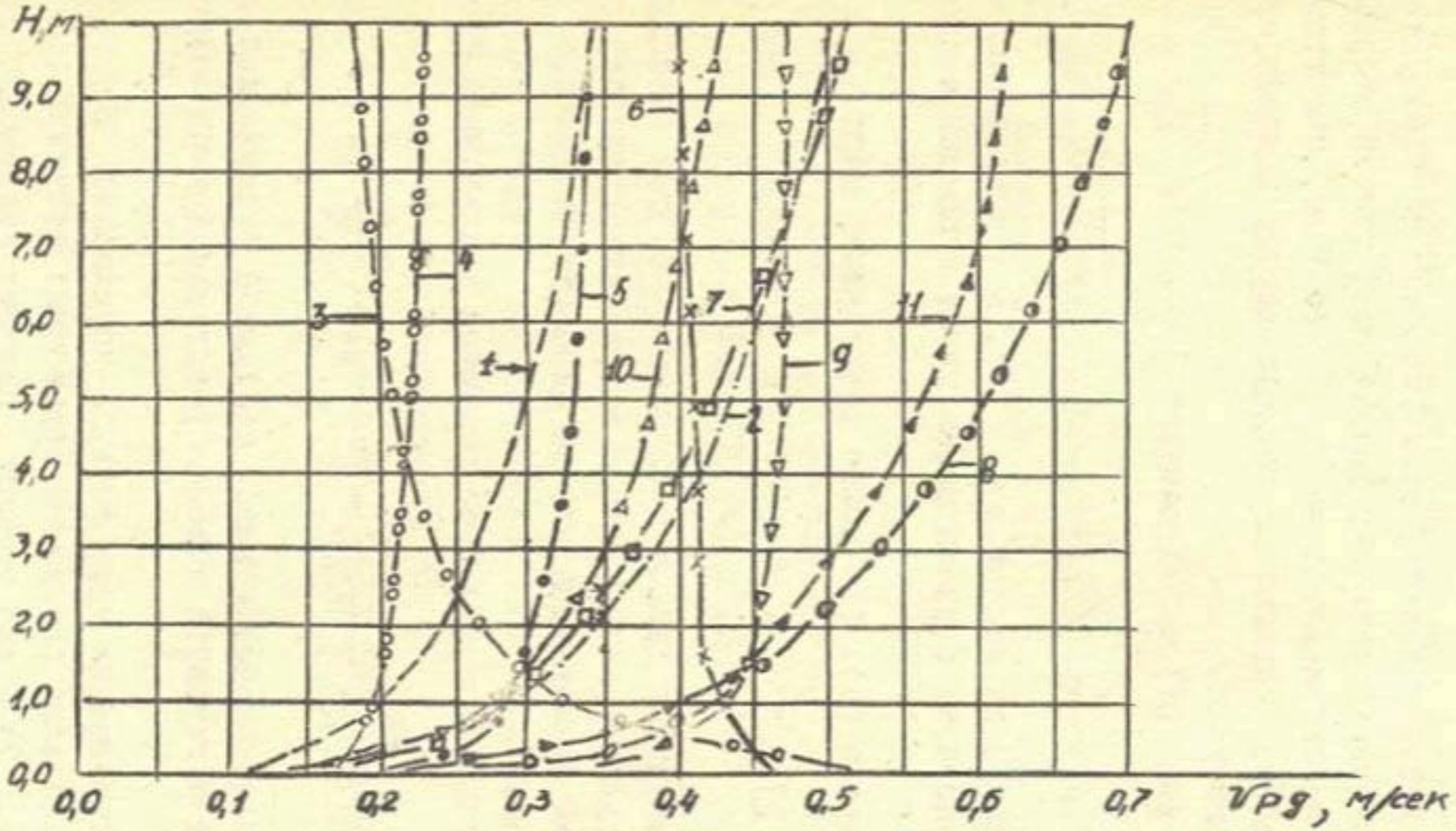


Рис.3. Зависимость размывающей донной скорости от глубины потока при d =0,001 м по уравнениям: I - (9), 2 - (I0), 3 - (II), 4 - (I2), 5 - (I3), 6 - (I4), 7 - (I5), 8 - (I6), 9 - (I7), I0 - (I8), II - (I9). Кривая по уравнению (8) совпадает с кривой по уравнению (II).

приближения можно применять все наши уравнения.

Кривые рис.3 показывают, что согласно уравнениям (9), (10), (12), (13), (15), (16), (17), (18), (19) величина размывающей донной скорости с увеличением глубины потока возрастает; по (8), (11), (14) - она уменьшается. Причем, в первом случае наблюдается прямая зависимость, во втором - обратная.

Таким образом, при сравнении результатов расчетов, полученных по нашим зависимостям, можно сделать выводы:

1) размывающая донная скорость зависит от глубины потока;

2) рассмотренные формулы при данной постановке вопроса согласных результатов не дают.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М.А. Динамика русловых потоков, Л., Гидрометеоиздат, 1946.
2. Гончаров В.Н. Динамика русловых потоков, Л., Гидрометеоиздат, 1954.
3. Доу-Го-жень. Определение донных скоростей в прямолинейных открытых потоках песчаного ложа, Труды ЛИИВТ, вып.XXУ,Л., Изд-во "Речной транспорт",1958.
4. Караушев А.В. Распределение скоростей и коэффициентов турбулентного обмена по вертикали, Труды ГГИ, вып.2 (56), Л., 1947.
5. Огневский А.В. Гидрология суши. Общая и инженерная, М.-Л., ОНТИ, НКТП СССР, 1936.
6. Шамов Г.И. Речные наносы, Л., Гидрометеоиздат, 1954.

Н.И.ЗУДИНА

К ВОПРОСУ О КОЭФФИЦИЕНТЕ ШЕРОХОВАТОСТИ РЕЧНЫХ РУСЕЛ (НА ПРИМЕРЕ р.ЧАДАК)

Коэффициент шероховатости естественных русел горных рек играет важную роль при определении расходов воды в неизученных створах. Его значение зависит от факторов, обусловливающих строение поперечного профиля водотока, уклона дна русла, крупности, формы и расположения материала, слагающего ложе русла. Существует ряд зависимостей для определения рассматриваемого коэффициента, преимущества и недостатки которых освещены в работах [3], [5]. Наряду с формулами, учитывающими морфометрические данные русла реки, имеются также формулы (В.Н.Гончарова, М.С.Бойера, В.Ф.Талмазы), основанные на изучении абсолютной шероховатости русловых отложений. Однако вопрос об абсолютной шероховатости рек Узбекистана почти не исследован [7].

Нами сделана попытка изучить абсолютную шероховатость русел и ее изменение по длине реки. В качестве объекта выбрали р.Чадак (площадь водосбора 410 км^2), правый приток Сырдарьи в пределах Ферганской котловины. На р.Чадак и ее притоках разбили 18 створов в наиболее характерных прямолинейных участках русла, как правило, выше впадения притоков. Это позволило учитывать лишь основные сопротивления потока и сократить влияние дополнительных. В каждом створе на полосе площадью до 20 м^2, проходящей через всю ширину реки производили обмер частиц русловых отложений по трем измерениям. Средний диаметр рассчитывали как $d = \sqrt[3]{l \cdot b \cdot c}$, где l, b и c - соответственно длинная, средняя и короткая оси гальки. Только в створе I (р.Чадак - устье) данный

диаметр был определен методом ситового анализа.

С целью установления влияния гидравлических элементов потока на размер отдельностей русловых отложений на каждом участке (длиной до 100 м) створа с помощью эклиметра измеряли уклон дна русла.

Полученные натурные данные (табл.I) свидетельствуют, что средний диаметр частиц русловых отложений ($d_{ср}$) находится в прямой зависимости от среднего уклона дна русла на участке створа (J). Для створов, расположенных на притоках р.Чадак (Сансалак, Кузгунташ, Кандаган, Айгырбайтал), намечается вторая ветвь зависимости (рис.Iа). Притоки, по сравнению с р.Чадак при одинаковых с ней больших значениях уклона, имеют значительно меньшие размеры частиц русловых отложений. Это можно объяснить тем, что донные отложения размываемых русел естественных водотоков, к которым относится р.Чадак, в период прохождения катастрофических паводков формируются валунами, булыжником, галькой сравнительно крупной фракции. При меньших расходах воды русла заносятся материалом наиболее мелкой фракции. Указанное хорошо прослеживается на притоках, имеющих значительно меньшую абсолютную водоносность, чем ее главное русло.

Согласно работы [2], основную шероховатость русла создают наносы, состоящие из частиц большого размера, доля которых равна 5% от общего веса отложений (d_5). Материал наиболее мелкой фракции наносов (95%) находится под прикрытием крупных наносов и на основную шероховатость русла большого влияния не оказывает.

Для установления связи между уклонами дна русел и русловыми отложениями крупной фракции (d_5), которые выносятся в русло реки в период прохождения наибольших расходов воды, была построена зависимость, указывающая, что

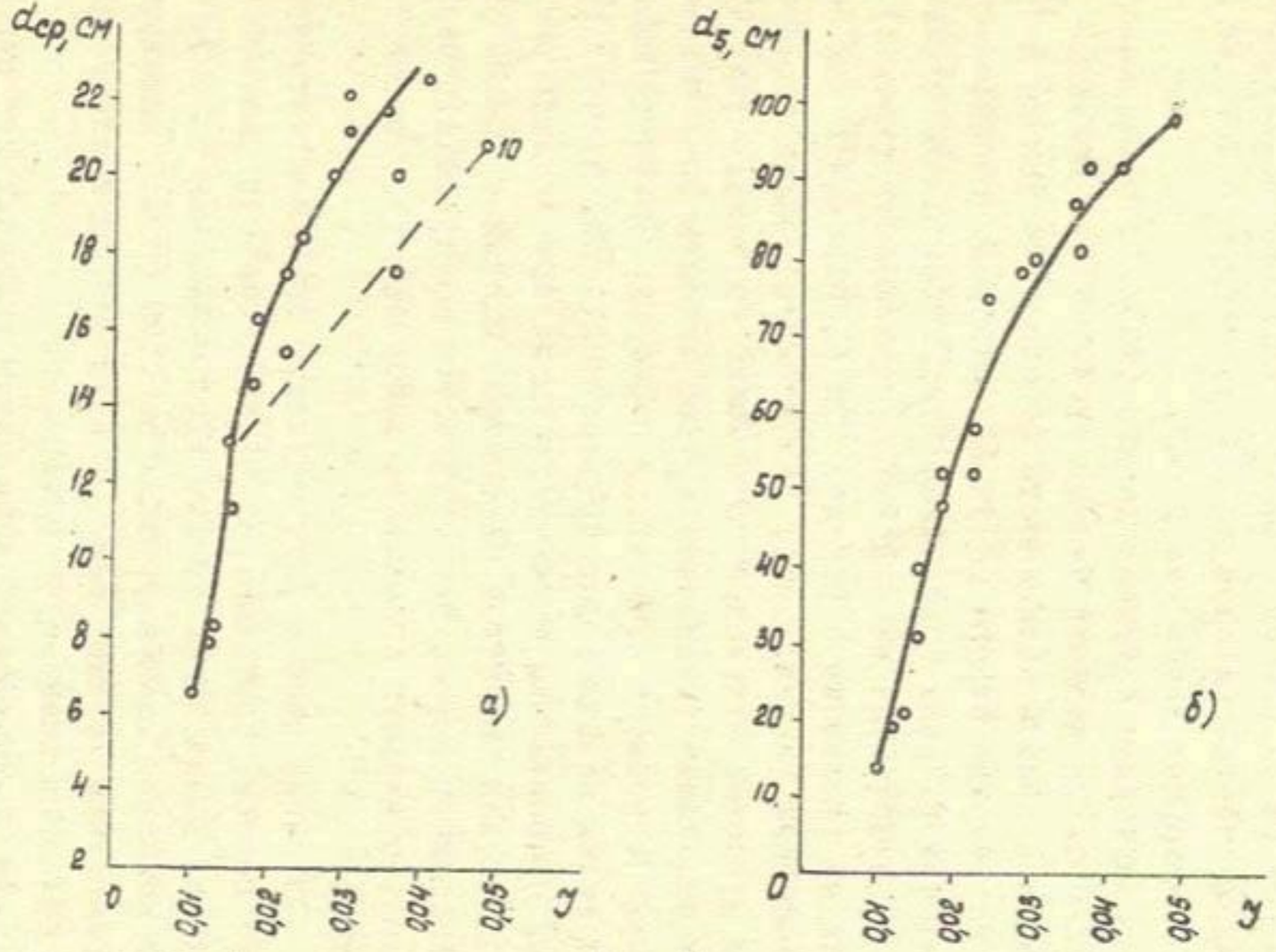


Рис.I. Графики зависимости $d = f(J)$:
а - $d_{ср} = f(J)$; б - $d_5 = f(J)$.

эта связь достаточно тесная и однозначная как для главной реки, так и для ее притоков (рис.1б). Таким образом, на основании фактического измерения абсолютной шероховатости становятся бесспорными: 1) справедливость основного принципа гидравлической классификации горных рек М.Ф.Срибного, согласно которой коэффициент шероховатости является прямой функцией уклона дна русла, 2) правильность вывода В.Н.Гончарова о том, что при смешанном составе несвязных зернистых грунтов русла среднюю высоту выступов шероховатости дна следует определять по размерам наиболее крупных отдельностей русловых отложений, а не по их среднему диаметру.

Пользуясь результатами измерений абсолютной шероховатости русловых отложений и уклона дна русла на участках створов, подсчитали для них коэффициенты шероховатости n по формуле В.Н.Гончарова [2]

$$n = \frac{\Delta^{1/6}}{22,6},$$

(где Δ - абсолютная шероховатость, принимаемая В.Н.Гончаровым, для разнозернистых русел равной $0,7 \cdot d_5$), а также по гидравлической классификации рек М.Ф.Срибного по сопротивлению движению [3], в которой для горных рек уклон потока введен как основная исходная характеристика.

Из табл.1 видно, что значения коэффициентов шероховатости, взятые из норм М.Ф.Срибного, значительно превосходят значения, рассчитанные по формуле В.Н.Гончарова, вследствие большого диапазона уклонов водотока для каждой выделенной категории русел. Следует отметить, что по классификации М.Ф.Срибного значения коэффициента шероховатости n от створа к створу изменяются мало.

На р.Чадак ниже устья Джулайсая в течение ряда лет функционирует пост УГМС УзССР (створ 5; см.табл.1). Для

этого створа значения коэффициента шероховатости n ,рассчитанные по абсолютной шероховатости русла, а также взятые из классификации М.Ф.Срибного, можно сравнивать со значениями коэффициента, полученными из обработки гидрометрических данных.

Для створа 5 был обработан 201 расход воды, измеренный за период с 1952 по 1962 г. В число этих лет вошли маловодные годы (1957, 1962), годы со средней (1954,1956) и повышенной водоносностью (1952,1958,1959). Для каждого расхода вычислили значения C по формуле:

$$C = \frac{V}{\sqrt{R \cdot J}},$$

где V – средняя скорость в сечении,

J – уклон водной поверхности,

R – гидравлический радиус, принимавшийся равным средней глубине ($h_{ср}$).

Прежде чем рассчитать коэффициенты шероховатости, исходя из измеренных расходов, необходимо было найти наиболее пригодный для рассматриваемого створа вид зависимости C от $h_{ср}$. Поскольку вопрос о наиболее рациональной формуле для расчета коэффициента Шези не решен окончательно, то зависимость C от $h_{ср}$ отыскивали в трех видах. Известно, что в практике гидрологических расчетов, для определения коэффициента C пользуются формулой показательного вида:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{x},$$

а также формулой И.И.Агроскина [1]:

$$C = 17{,}72\,(K + \lg R),$$

где K – функция коэффициента шероховатости.

Наконец, в работе [7] на примере рек бассейна Чирчика показана также пригодность зависимости C от R ,

выраженной линейным уравнением:

$$C = aR + b,$$

где $a = \frac{1}{n}$,

b – свободный член.

Поэтому для исследования указанных зависимостей, отыскивали связь трех видов: $lgC = f(lgh_{ср})$, $C = f(lgh_{ср})$ и $C = f(h_{ср})$. Расчеты вели как для каждого календарного года, так и для всей совокупности измеренных расходов за период с 1952 по 1962 г.

Как видно из таблицы 2, что для всех вошедших в обработку лет, связь между переменными, C и $h_{ср}$, оказалась достаточно тесной, но наибольшие коэффициенты корреляции за отдельные календарные годы имеет уравнение линейного вида (семь случаев из одиннадцати).

Следует отметить, что значения коэффициентов корреляции, полученные для всей совокупности переменных (см. нижеследующую табл.), оказались несколько ниже рассчитанных как среднее арифметическое за отдельные календарные годы:

Вид зависимости	r для всей совокупности точек	r, как среднее для отдельных лет
$C = f(h_{ср})$	$r = 0,87 \pm 0,01$	$r = 0,91$
$C = f(lgh_{ср})$	$r = 0,83 \pm 0,02$	$r = 0,90$
$lgC = f(lgh_{ср})$	$r = 0,80 \pm 0,02$	$r = 0,88$

Это можно объяснить тем, что р.Чадак испытывает некоторую деформацию русла, связанную с переформированием русловых отложений. Поэтому уравнения регрессии представляют собой семейство прямых с различными угловыми коэффициентами (рис.2).

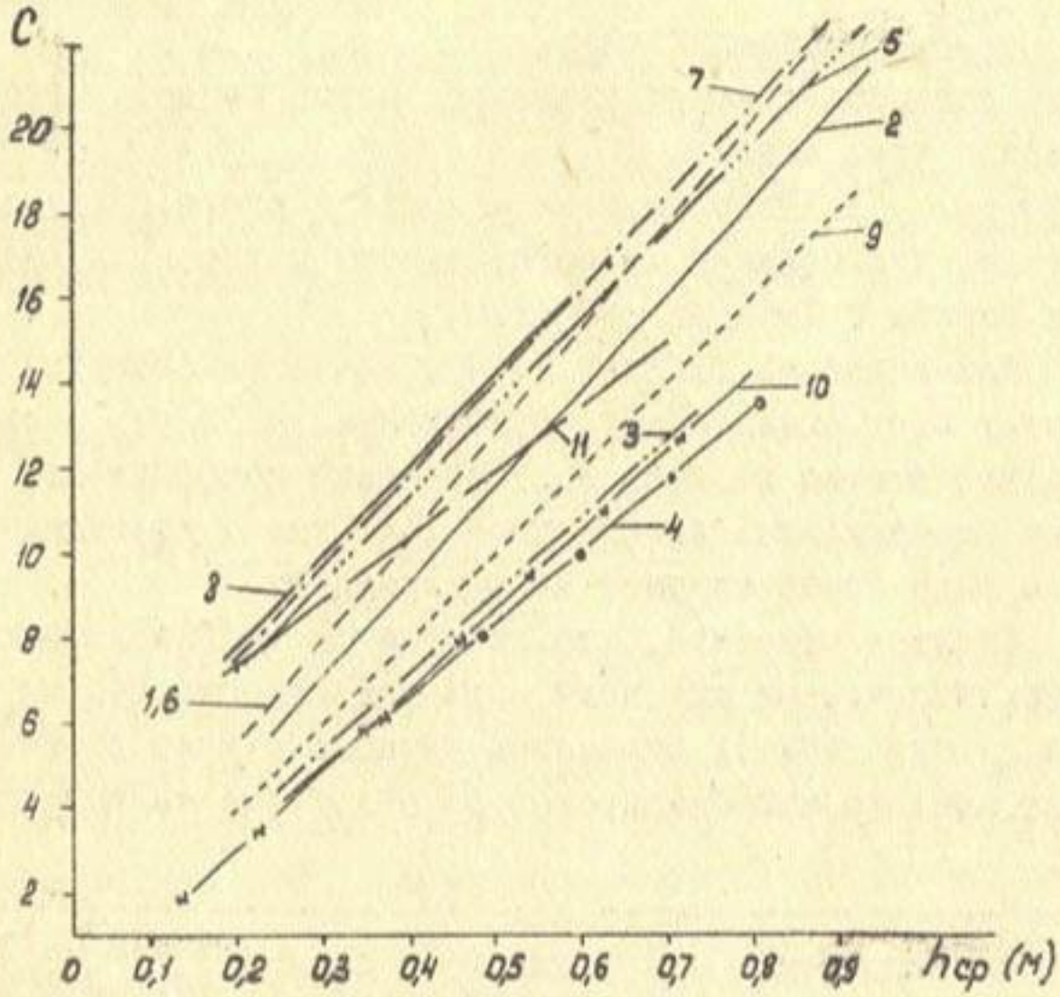


Рис.2. График зависимости $C = f(h_{ср})$ с 1952 по 1962 г.

1- 1952 г.; 2- 1953 г.; 3- 1954 г.
4- 1955 г.; 5- 1956 г.; 6- 1957 г.;
7- 1958 г.; 8- 1959 г.; 9- 1960 г.;
10- 1961 г.; 11- 1962 г.

При вычислении коэффициента корреляции для всей совокупности измеренных расходов, оказалось, что с увеличением числа членов совокупности, теснота связи между переменными уменьшается. Однако, несмотря на некоторую деформацию русла, уравнения регрессии во всех трех видах, рассчитанные для всей совокупности переменных, имеют достаточно высокие коэффициенты корреляции, следовательно эти уравнения можно применять, рассчитывая коэффициент С в формуле Шези для данной реки. При этом наибольшую тесноту связи для условий р.Чадак показывает уравнение линейного вида:

$$C = 18{,}8 \cdot h_{ср} + 2{,}8.$$

Оно повторило ранее полученную О.П.Щегловой и А.А.Чирковой [7] формулу, рекомендованную для расчета коэффициента С горных рек со средней глубиной $\leqslant 0{,}75$ м:

$$C = \frac{1}{n} h_{ср} + 2{,}7.$$

Причем n рекомендовалось брать в соответствии с нормами сопротивления, указанными в классификации М.Ф.Срибного. Исследуемая р.Чадак в створе 5 имеет среднюю глубину потока 0,42 м, т.е. укладывается в указанные пределы глубин.

Формулы показательного вида, полученные из обработки гидрометрических данных, как для каждого календарного года, так и для всего расчетного периода имеют значительно бо́льшие показатели степени X (0,47 - 1,08) по сравнению со значениями, рекомендованными в нормах М.Ф.Срибного. Примерно аналогичны нашим показатели X в работах [6] и [7].

Коэффициенты шероховатости, определенные по каждой из трех формул, имеют близкие значения и обнаруживают синхронные колебания в течение расчетного периода (табл.3, рис.3). При этом они не обнаруживают однозначной зависимо-

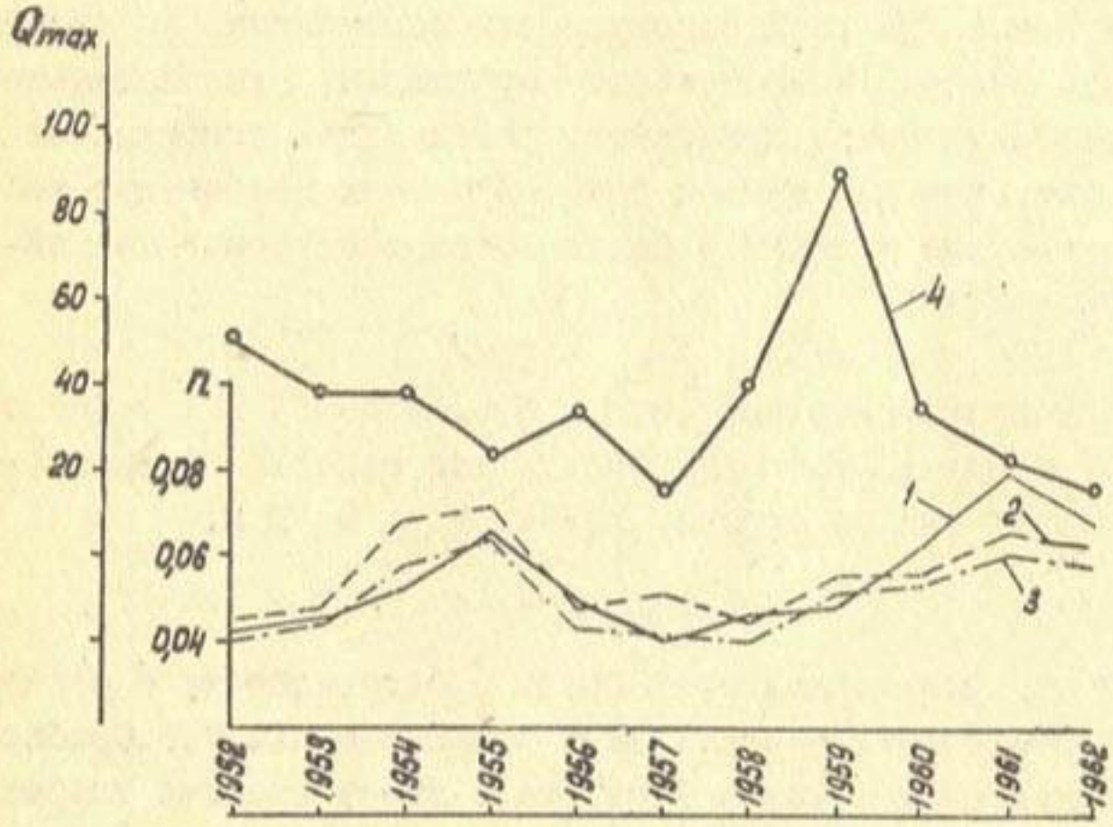


Рис.3. Хронологический график колебаний коэффициентов шероховатости (n) и максимальных расходов воды (Q_{max}) (р.Чадак - створ 5):
I- n, вычисленный по зависимости вида $C = f(h_{ср})$;
2- вида $C = f(\lg h_{ср})$; 3- вида $\lg C = f(\lg h_{ср})$;
4- максимальные расходы воды.

сти от расходов воды, лишь намечается слабо выраженная тенденция к уменьшению шероховатости с ростом максимальных расходов.

Таблица 3.

Год	Коэффициент шероховатости n		
	по зависимости вида $C=f(h_{cp})$	по зависимости вида $C=f(\lg h_{cp})$	по зависимости вида $\lg C=f(\lg h_{cp})$
I952	0,04I	0,045	0,040
I953	0,045	0,047	0,044
I954	0,052	0,068	0,057
I955	0,066	0,07I	0,065
I956	0,049	0,048	0,044
I957	0,040	0,05I	0,042
I958	0,046	0,045	0,040
I959	0,048	0,055	0,05I
I960	0,06I	0,056	0,053
I96I	0,079	0,066	0,060
I962	0,067	0,063	0,058
n из всей совокупности переменных	0,053	0,054	0,052
C_v	0,23	0,I8	0,I7

Вариантность коэффициентов шероховатости от года к году значительна и различна для отдельных видов зависимости. Наибольший коэффициент вариации (C_v) (0,23) имеют значения n , рассчитанные по зависимости линейного вида, наименьший (0,I7) получен по зависимости показательного вида; коэффициент вариации для значений n , вычисленных по зависимости типа И.И.Агроскина равен 0,I8.

Значения коэффициентов n , полученные из обработки гидрометрических данных, сравнивались с рассчитанными по абсолютной шероховатости, а также по другим формулам, имеющим применение в практике гидрологических расчетов (табл.4).

Коэффициенты шероховатости, вычисленные по различным формулам, колеблются в значительных пределах, причем некоторые из них значительно отклоняются от n , полученных из обработки гидрометрических данных. Из числа формул, основанных на учете абсолютной шероховатости, формулы В.Н.Гончарова [2] и М.С.Бойера [8] дают заниженные результаты, а формулы В.Ф.Талмазы [6], значительно превосходящие значения n , полученные из обработки гидрометрических данных. Формула Маннинга, имеющая еще достаточно широкое применение, рекомендуется М.Ф.Срибным [3] при расчете коэффициентов шероховатости речных русел со средней глубиной $\leq$ I м. Для р.Чадак она дала значительно завышенные результаты, не соответствующие реальным условиям сопротивления русла. Формулы, рекомендованные М.Ф.Срибным [4] и В.Ф.Талмазой [6], исходящие из гидравлической особенности водотока (уклона на участке русла), показали наиболее близкую сходимость со значениями n , рассчитанными при обработке гидрометрических данных.

Результаты анализа проведенных нами исследований позволяют сделать следующие выводы:

I. Абсолютная шероховатость русловых отложений является прямой функцией уклона дна русла, что подтверждает справедливость основного принципа гидравлической классификации русел горных рек М.Ф.Срибного.

2. Коэффициент шероховатости русел следует определять по размеру наиболее крупной фракции частиц русло-

вых отложений, равному, по рекомендации В.Н.Гончарова, диаметру 5%-ной обеспеченности, а не среднему диаметру их.

3. Исследование вида зависимости коэффициента Шези C от средней глубины потока показало, что наибольшей теснотой отличается уравнение линейного вида: $C = \frac{1}{n} h_{ср} + \beta$, где β для р.Чадак в створе 5 оказалось равным 2,8. Вид полученного уравнения идентичен зависимости линейного вида, полученной О.П.Щегловой и А.А.Чирковой для русел бассейна Чирчика со средней глубиной $< 0{,}8$ м.

4. Величины коэффициентов шероховатости, рассчитанные по различным формулам, имеющим применение в практике гидрологических расчетов, значительно отличаются от значений n, полученных из обработки гидрометрических данных. Наилучшую сходимость с последними дали формулы М.Ф.Срибного, В.Ф.Талмазы, рассматривающие коэффициент шероховатости как функцию уклона дна.

ЛИТЕРАТУРА

I. Агроскин И.И. Расчетная формула для коэффициента Шези при квадратичном законе сопротивления, "Гидротехническое строительство", вып.2, 1949.

2. Гончаров В.Н. Основы динамики русловых потоков, Л., Гидрометеоиздат, 1954.

3. Срибный М.Ф. Формула средней скорости течения рек и их гидравлическая классификация по сопротивлению движению, Сб."Исследование и комплексное использование водных ресурсов", М., Изд-во АН СССР, 1960.

4. Срибный М.Ф. Расчет мостовых струенаправляющих дамб, Трансжелдориздат, 1937.

5. Сабанеев А.А. О границах применимости опытных формул для коэффициента Шези, "Изв.ВНИИГ",т.34,Л.,1947.
6. Талмаза В.Ф. О коэффициентах групповой шероховатости и Шези для горных рек Киргизии, "Изв.АН КиргССР", т.IУ, вып.5, Фрунзе, 1962.
7. Щеглова О.П. и Чиркова А.А. Шероховатость речных русел бассейна Чирчика, Труды ТашГУ, вып.237, Ташкент, 1964.
8. Boyer M.C. Estimating the Manning coefficient from an average bed roughness in open channels. Tennsctions AGUa. vol. 35.6, 1954.

Таблица I

Номер створа	Река - створ	Расстояние от устья р.Чадак до створа, км	Уклон на участке створа	Диаметр русловых отложений, м $d_{ср}$	Диаметр русловых отложений, м d_s	Коэффициент шероховатости по В.Н.Гончарову	Коэффициент шероховатости по классификации М.Ф.Срибного
I	Чадак - устье	-	0,0I0	0,066	0,I35	0,030	0,050
2	СФК	4,4	0,0I2	0,079	0,I90	0,032	0,050
3	на 3 км ниже с.Ханабада	I6,0	0,0I4	0,II4	0,400	0,036	0,050
4	ниже устья Ризаксая	24,8	0,0I8	0,I46	0,520	0,037	0,065
5	" " Джулайсая (пост УГМС УзССР)	37,2	0,024	0,I84	0,750	0,040	0,065
6	ниже устья Урюклисая	42,0	0,028	0,200	0,780	0,040	0,065
7	" " Сансалака	46,2	0,030	0,222	0,800	0,040	0,065
8	выше устья Сансалака	46,3	0,030	0,2I0	0,800	0,040	0,065
9	ниже устья Куяндысая	48,4	0,035	0,2I7	0,870	0,04I	0,065
I0	ниже слияния Кандагана и Кузгунтама	5I,6	0,04I	0,226	0,920	0,04I	0,065
II	Кузгунташ - устье	5I,7	0,048	0,208	0,980	0,042	0,065
I2	Кандаган - устье	5I,7	0,037	0,I77	0,920	0,04I	0,065
I3	устье	46,3	0,0I8	0,I63	0,480	0,037	0,065
I4	ниже устья Айгырбайтал	49,0	0,022	0,I75	0,580	0,038	0,065
I5	Сансалак в 9 км от устья	55,2	0,036	0,200	0,8I0	0,040	0,065
I6	в I4 км от истока	70,0	0,0I3	0,083	0,2I0	0,032	0,050
I7	Айгырбайтал - устье	49,I	0,022	0,I55	0,520	0,037	0,065
I8	Ризаксай - устье	24,8	0,0I5	0,I3I	0,3I0	0,034	0,050

Таблица 2

Год	$C=f(h_{ср})$ коэффициент корреляции	$C=f(h_{ср})$ уравнение регрессии	$C=f(\lg h_{ср})$ коэффициент корреляции	$C=f(\lg h_{ср})$ уравнение регрессии	$\lg C=f(\lg h_{ср})$ коэффициент корреляции	$\lg C=f(\lg h_{ср})$ уравнение регрессии
1952	$0,95\pm0,02$	$C=24,4\,h_{ср}$	$+0,70$	$0,94\pm0,02$	$C=17,72\,(1,26+1,56\lg h_{ср})$	$0,91\pm0,03$	$C=24,6\cdot h_{ср}^{0,94}$
1953	$0,96\pm0,01$	$C=22,4\cdot h_{ср}$	$+0,41$	$0,96\pm0,02$	$C=17,72\,(1,19+1,53\lg h_{ср})$	$0,98\pm0,02$	$C=22,6\cdot h_{ср}^{0,98}$
1954	$0,84\pm0,05$	$C=19,4\cdot h_{ср}$	$+1,06$	$0,82\pm0,06$	$C=17,72\,(0,85+1,08\lg h_{ср})$	$0,88\pm0,04$	$C=17,7\cdot h_{ср}^{1,08}$
1955	$0,90\pm0,03$	$C=15,1\cdot h_{ср}$	$+1,65$	$0,86\pm0,04$	$C=17,72\,(0,80+0,84\lg h_{ср})$	$0,81\pm0,06$	$C=15,4\cdot h_{ср}^{0,96}$
1956	$0,92\pm0,02$	$C=20,6\cdot h_{ср}$	$+3,18$	$0,92\pm0,02$	$C=17,72\,(1,17+1,18\lg h_{ср})$	$0,91\pm0,03$	$C=22,5\cdot h_{ср}^{0,93}$
1957	$0,93\pm0,02$	$C=24,7\cdot h_{ср}$	$+0,63$	$0,90\pm0,03$	$C=17,72\,(1,11+1,20\lg h_{ср})$	$0,89\pm0,03$	$C=23,7\cdot h_{ср}^{0,90}$
1958	$0,96\pm0,01$	$C=21,8\cdot h_{ср}$	$+3,17$	$0,98\pm0,01$	$C=17,72\,(1,26+1,34\lg h_{ср})$	$0,96\pm0,01$	$C=25,3\cdot h_{ср}^{0,92}$
1959	$0,80\pm0,07$	$C=21,1\cdot h_{ср}$	$+3,62$	$0,74\pm0,08$	$C=17,72\,(1,02+0,84\lg h_{ср})$	$0,70\pm0,10$	$C=19,8\cdot h_{ср}^{0,58}$
1960	$0,96\pm0,01$	$C=16,5\cdot h_{ср}$	$+3,55$	$0,93\pm0,02$	$C=17,72\,(1,02+0,98\lg h_{ср})$	$0,95\pm0,01$	$C=18,9\cdot h_{ср}^{0,84}$
1961	$0,90\pm0,02$	$C=12,6\cdot h_{ср}$	$+5,38$	$0,92\pm0,02$	$C=17,72\,(0,86+0,59\lg h_{ср})$	$0,88\pm0,03$	$C=16,6\cdot h_{ср}^{0,47}$
1962	$0,90\pm0,03$	$C=15,0\cdot h_{ср}$	$+4,46$	$0,88\pm0,03$	$C=17,72\,(0,90+0,71\lg h_{ср})$	$0,86\pm0,04$	$C=17,4\cdot h_{ср}^{0,54}$
Для всей совокупн. (1952–1962)	$0,87\pm0,01$	$C=18,8\,h_{ср}$	$+2,79$	$0,83\pm0,02$	$C=17,72\,(1,04+1,02\lg h_{ср})$	$0,80\pm0,02$	$C=19,2\cdot h_{ср}^{0,80}$

Таблица 4

Автор	Формулы, основанные на измерении абсолютной шероховатости: Гончаров [2]	Бойер [8]	Талмаза [6]
Вид формулы	$n=\frac{\Delta^{1/6}}{22,6}$	$n=\frac{0,127\cdot h_{ср}^{1/6}}{\lg\frac{h_{ср}}{d_{ср}}+2,4}$	$n=0,12\sqrt[3]{d_{ср}}$
Коэффициент шероховатости	0,040	0,040	0,065

	Формулы, полученные на основе обработки гидрометрических данных		
Вид формулы	$C=18,8h_{ср}+2,8$	$C=17,72(1,04+\lg h_{ср})$	$C=19,2\cdot h_{ср}^{0,61}$
Коэффициент шероховатости	0,053	0,054	0,052

Автор	Прочие формулы: Маннинг	Срибный [4]	Талмаза [6]	Гидравлическая классификация рек Срибного [3]
Вид формулы	$n=\frac{l^{1/6}}{C}$	$n=\frac{\sqrt{J}}{6,5}$	$n=0,2\,J^{0,3}$	
Коэффициент шероховатости	0,081	0,055	0,058	0,065

А.А.ЛЬВОВ

ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА ГРУНТОЗАБОРА ЗЕМЛЕСОСНЫМИ СНАРЯДАМИ И РАЗРАБОТКА НОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ГРУНТОЗАБОРНОГО УСТРОЙСТВА С ГИДРОРЫХЛИТЕЛЕМ

Одним из важнейших звеньев в технологической цепи разработки грунта землесосными снарядами является процесс грунтозабора. Именно в этом процессе формируется пульпа той или иной консистенции, во многом предопределяющая эффективность работы землесосного снаряда и задающая общие режимы его работы. Физическая сущность явлений, протекающих при этом, весьма сложна, зависит от многих переменных факторов, сложность связей между которыми обусловливается прежде всего гидравлической основой этого процесса и наличием двухкомпонентной рабочей среды, одним из компонентов которой является такое многообразное по своим свойствам вещество, как грунт.

Из параметров, характеризующих процесс грунтозабора, наиболее важными являются затраты энергии в зоне всасывания, поля скоростей всасывающих потоков, размеры и форма воронок размыва, величины размывающих скоростей грунта или его гидравлическая крупность. Эти параметры чрезвычайно чувствительны к условиям в зоне всасывания. Наряду с диаметром зева всасывающего наконечника, скоростью всасывания, величиной заглубления, характеристик грунта, на них влияют и такие непостоянные по величине факторы, как ориентация зева всасывающего наконечника в забое, скорость его перемещения и т.д. Известными исследованиями указанные параметры процесса грунтозабора наиболее полно изучены в основном при эррозийной разработке грунтов неподвижным, вертикально расположенным всасыва-

щим наконечником [I-4]. Грунтозабор в этом случае протекает симметрично со всех сторон, и такие факторы, как ориентация зева всасывающего наконечника в забое и его перемещения, на него не влияют. Между тем в производственных условиях всасывающий наконечник занимает самые различные позиции относительно поверхности размываемого забоя и постоянно перемещается.

В 1954 г. Б.Е.Романенко [5] проведены исследования по изучению влияния на грунтозабор положения всасывающего наконечника относительно поверхности забоя, при траншейной разработке грунтов. Полученные им данные характеризуют наличие значительной зависимости консистенции пульпы от угла наклона продольной оси всасывающего наконечника и плоскости его зева к горизонту. Однако степень этой зависимости характеризуется автором только косвенно, через насыщение пульпы грунтом, структурные же показатели процесса грунтозабора (поля скоростей всасывающих потоков, динамика формирования воронок размыва, их предельные размеры и форма и пр.) в каждом конкретном случае не изучались. Тем не менее, только структурные показатели процесса грунтозабора позволяют наиболее полно раскрыть механизм воздействия на грунтозабор различных факторов и выбрать действенные пути повышения его качества.

Целью наших исследований было изучение влияния положения всасывающего наконечника в забое на структурные показатели грунтозабора. Процесс грунтозабора изучали на модели цилиндрического всасывающего наконечника в трех положениях его в забое: вертикальном, наклонном (под углом 45°) и горизонтальном. Размыв воронок осуществляли в лотке с одной прозрачной стенкой с помощью сифона. Всасывающий наконечник устанавливали непосредственно у плос-

кости стекла параллельно ей. Размывали воронку предельных размеров, после чего наконечник передвигали вглубь лотка нормально от плоскости стекла на расстояние, по возможности компенсирующее несимметричность воронки размыва, образующуюся вследствие наличия вертикальной плоскости стекла. Приближенная величина этого расстояния предварительно определялась.

Учитывая, что нас интересуют сравнительные показатели процесса грунтозабора при трех положениях всасывающего наконечника, находящегося относительно поверхности стекла в равноценных условиях, установление этой величины приближенным способом вполне допустимо.

Закрепив всасывающий наконечник в новом положении, производили размыв дополнительной части воронки, а затем определяли скорость и траекторию всасывающих потоков в различных точках зоны всасывания. В зоне всасывания, в полосе щелевого освещения, с ориентацией плоскости щели нормально к оси объектива и радиально к центру воронки одновременно в трех точках специальным шприцем выпускали белые полиэтиленовые шарики диаметром I–I,5 мм, уравновешенные до удельного веса воды с помощью металлических волосков. Траектории и скорости их движения фиксировались фотосъемкой с помощью обтюратора (рис.I). Диаметр зева исследуемой модели всасывающего наконечника был равен 40 мм, скорость всасывания в плоскости зева – I,5 м/сек, заглубление в грунт равно диаметру зева. Размываемый грунт был представлен фракциями со средним диаметром 0,27 мм.

В результате проведенных исследований изучена общая картина процесса грунтозабора несвязных грунтов цилиндрическим всасывающим наконечником, расположенным в забое вертикально, наклонно (под углом 45°) и горизонтально. Выявлено влияние положения наконечника на динамику размы-

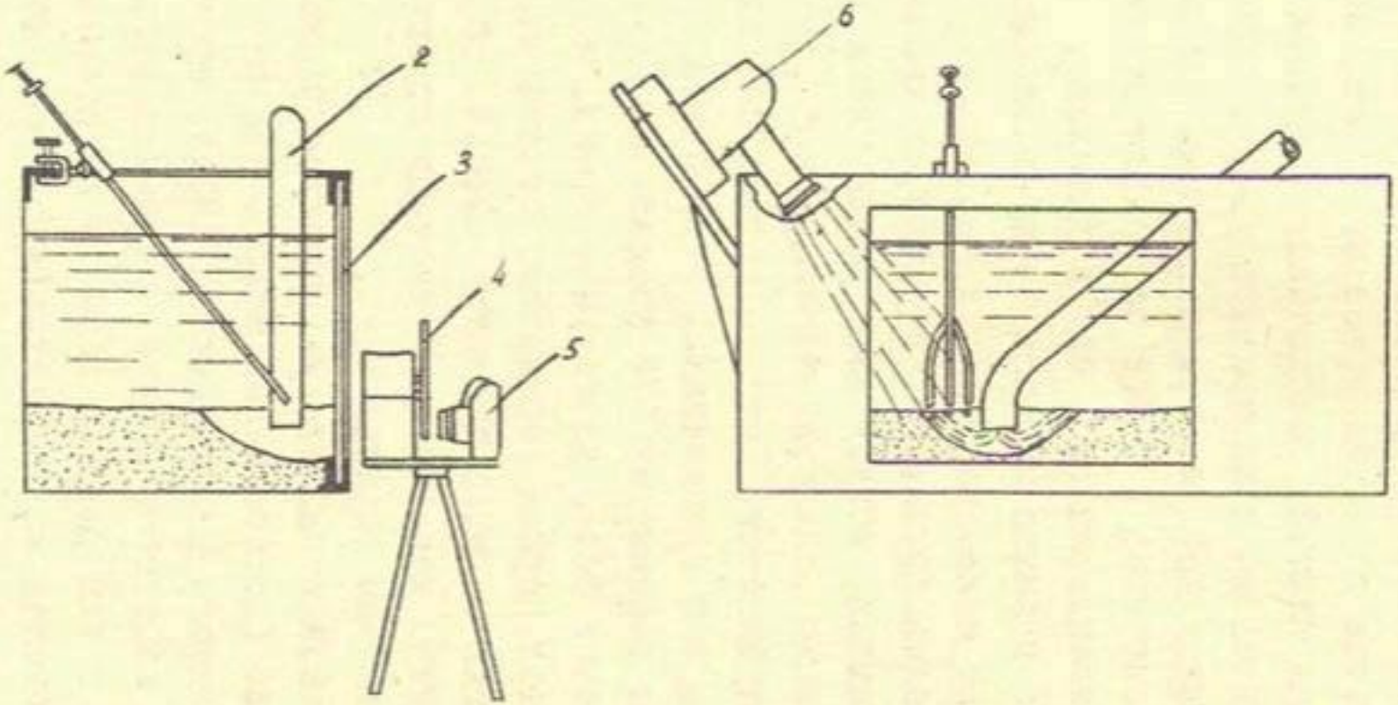


Рис.I. Схема установки для определения скоростей всасывающих потоков: I- шприц для выпускания шариков, 2- всасывающая труба, 3- прозрачное окно, 4- обтюратор, 5- фотоаппарат, 6- проектор.

ва и размеры размываемых воронок, построены поля скоростей всасывающих потоков для рассмотренных случаев.

Визуальное изучение процесса грунтозабора показало, что общая картина всасывания несвязных грунтов аналогична описанным в литературе [1-4], однако наблюдения за размывом воронок при различных положениях всасывающего наконечника в забое позволили выявить некоторые детали, характеризующие его в динамике.

Процесс размыва воронок во всех рассмотренных случаях условно можно разбить на два этапа. В первый, чрезвычайно малый промежуток времени, исчисляемый несколькими секундами, вблизи зева наконечника всасывающие потоки интенсивно размывают воронку, которая быстро расширяется и углубляется. Частицы грунта под их действием затягиваются в зев наконечника. Второй этап начинается примерно после достижения 3/4 предельных размеров воронки и продолжается более длительное время, исчисляемое минутами. В этот период независимо от наклона всасывающего наконечника в забое в центре воронки образуется вихрь, интенсивно засасывающий частицы грунта, скатывающиеся по откосам воронки вниз.

Как показали наблюдения, процесс размыва воронок на первом этапе (до появления вихря) при различных положениях всасывающего наконечника в забое, протекает по-разному, а на втором (после появления вихря) - одинаково, в связи с чем размеры воронок предельного размыва, в случае исчисления их от центральной оси, проходящей в плоскости зева нормально к диаметральной плоскости земснаряда, равны при всех его положениях. Эта особенность процесса грунтозабора имеет большое значение, особенно при перемещениях всасывающего наконечника в забое. Поля скоростей всасывающих потоков (рис.2), построенные в ре-

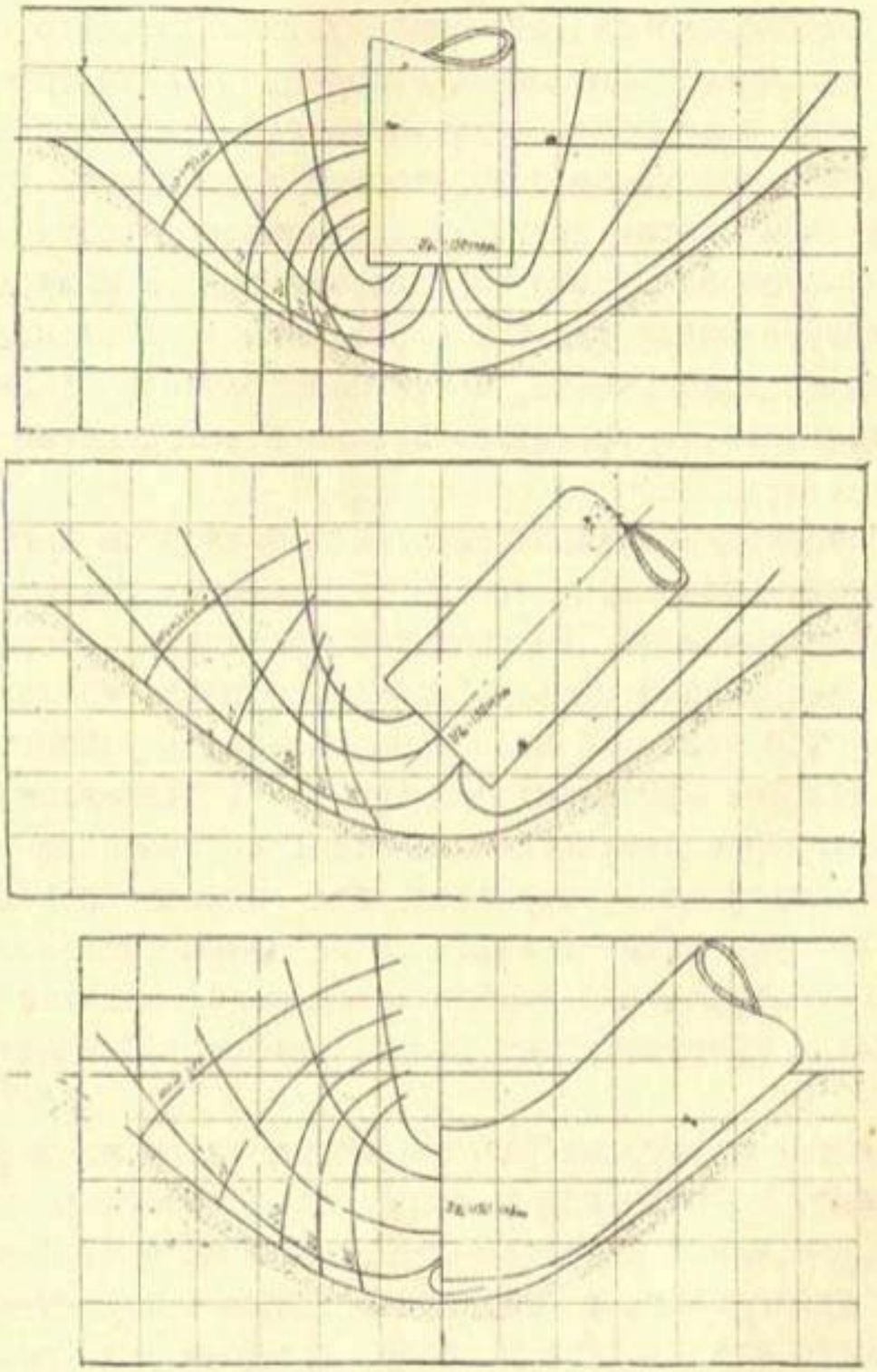


Рис.2. Поля скоростей всасывающих потоков в воронках предельного размыва при различных наклонах всасывающего наконечника.

зультате исследований, позволили установить, что скорости и траектории всасывающих потоков, а также форма и размеры зоны всасывания в значительной мере зависят от ориентации наконечника относительно поверхности грунта. При траншейных перемещениях всасывающего наконечника в забое наименее благоприятные условия для размыва переднего откоса воронки будут у вертикально расположенного всасывающего наконечника, а наиболее благоприятные - у горизонтального, с ориентацией зева в направлении перемещения.

В первом положении, с передней стороны наконечника всасывающие потоки при своем движении делают резкий поворот почти на 180°, сопровождающийся потерями энергии, а с задней стороны наблюдается максимальный подсос чистой воды. Во втором положении, в районе переднего откоса, протекает большая часть всасывающих потоков, которые при движении делают минимальный поворот, а с задней стороны условия для подсоса чистой воды весьма неблагоприятные. Аналогичное положение всасывающего наконечника в забое, оптимальное по величине насыщения пульпы грунтом, было установлено и Б.Е.Романенко [57].

Установление наиболее благоприятного положения всасывающего наконечника в забое только частично решает проблему получения качественного грунтозабора. Как показывают наблюдения, и при горизонтальном положении всасывающего наконечника в забое, и тем более при других положениях наблюдается значительный подсос чистой воды со стороны, противоположной размываемому откосу, и часть всасывающих потоков в этом случае не взаимодействует с грунтом или взаимодействует с ним малоэффективно. Для устранения этого недостатка необходимо

применение специальных средств, препятствующих поступлению в зев всасывающего наконечника чистой воды со сторон, удаленных от поверхности размываемого грунта. В частном случае, наиболее эффективным будет применение специальных струенаправляющих экранов.

Изучение полей скоростей всасывающих потоков позволило установить наиболее эффективные, в смысле взаимодействия с грунтом, траектории и скорости всасывающих потоков и соответственно этому составить схему их экранирования, на основе которой разработано новое грунтозаборное устройство с гидрорыхлителем (авт.свид.№ 182598; рис.3). Исследования модели его показали, что наличие экрана данной конструкции в случае траншейной разработки грунтов в значительной мере способствует увеличению зоны всасывания и скоростей всасывающих потоков в той части зоны, где они непосредственно взаимодействуют с грунтом (рис.4).

В процессе разработки грунта получается как бы замкнутое пространство, ограниченное с передней стороны забоем и с задней стороны вогнутым экраном, внутри которого в строго определенном направлении (сверху вниз) протекают всасывающие потоки, интенсивно взаимодействующие с поверхностью забоя.

Эффективность описываемого грунтозаборного устройства во многом также зависит от того, насколько полно параметры гидрорыхлителя обеспечивают интенсивность разрыхления грунтов. Для этого необходимо знать в первую очередь параметры размыва различных грунтов затопленной гидромониторной струей.

В частном случае указанное грунтозаборное устройство рекомендуется для использования на очистке оросительных каналов от наносов в Средней Азии, где грунты представлены в основном разнозернистыми и пылеватыми пес-

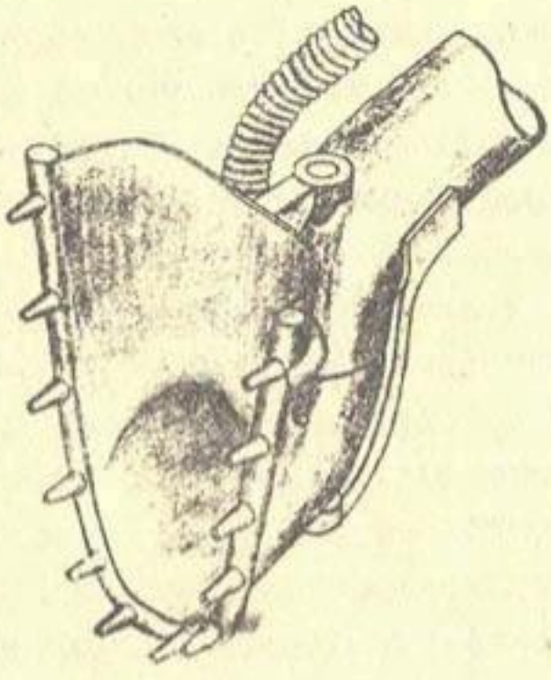


Рис.3. Новое грунтозаборное устройство с гидрорыхлителем и экраном.

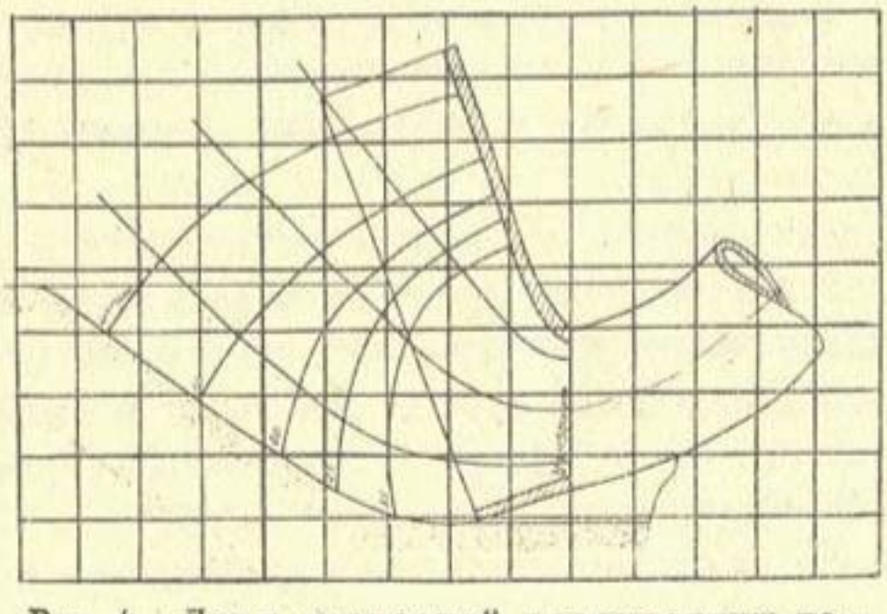


Рис.4. Поля скоростей всасывающих потоков в воронке предельного размыва у всасывающего наконечника с экраном.

ками, иногда с содержанием глинистых фракций (3-10%), придающих грунтам связную структуру.

Вопросы размыва затопленной гидромониторной струей несвязных грунтов широко изучены рядом исследователей [6-8]. Процессы же размыва связных грунтов отличаются и качественно, и количественно и с точки зрения вопросов гидрорыхления не освещены. В связи с этим нами проведены специальные экспериментальные исследования по установлению параметров размыва затопленной гидромониторной струей связных грунтов. Работы проходили на полигоне отдела организации и механизации водохозяйственных работ САНИИРИ на натурных грунтах, а также в лаборатории на моделях воронок размыва.

На первом этапе исследований были установлены размеры воронок размыва намывного связного грунта (легкие суглинки), намытого за 5 лет до проведения исследований. Размыв осуществляли в траншее, заполненной водой, горизонтально действующей гидромониторной струей с параметрами: напором - 30, 40, 50 и 60 м.в.с. и начальным диаметром 4, 8, 10, 12 и 14 мм. Размеры воронок измеряли как в процессе внедрения струи в грунт, так и после завершения размыва его, по достижении воронкой определенных размеров, для чего был изготовлен специальный переносный стенд (рис.5).

На втором этапе определяли размывающие скорости по оси струи в плоскости задней стенки воронки с помощью трубки Пито в лабораторных условиях на бетонной модели, изготовленной по слепку с натуры. Для сравнения определяли на этом же расстоянии от насадки осевые скорости затопленных свободных гидромониторных струй.

Изучение распространения струи при внедрении ее в грунт в данных условиях показало, что растекание струи

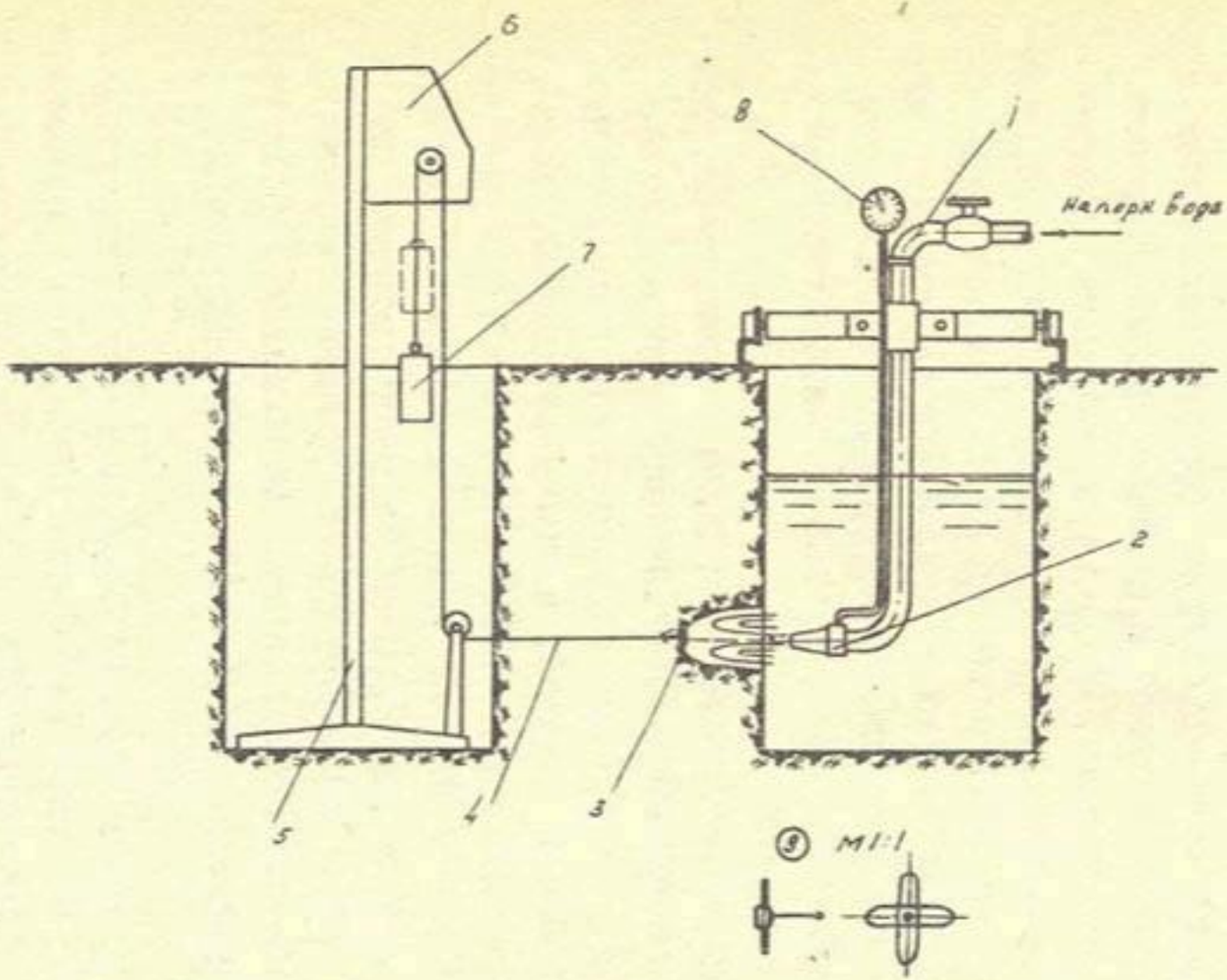


Рис.5. Схема стенда для определения параметров размыва затопленной гидромониторной струей связного грунта: I- напорный трубопровод, 2- гидромониторная насадка, 3- крестик, 4- струна, 5- штатив, 6- записывающий механизм, 7- груз, 8- манометр.

в воронке происходит симметрично (рис.6).

Диаметр воронки как при промежуточных размывах, так и конечных, равен половине ее длины.

Характеризуя картину растекания струи в воронке размыва, можно условно разбить ее на две зоны, имеющие весьма различные свойства: I- растекание струи до контакта с грунтом в среде с плотностью, равной плотности вещества струи; II- растекание струи в непосредственном контакте с грунтом.

Процесс распространения затопленной струи в среде с плотностью, равной плотности вещества струи, достаточно полно изучен и характеризуется соответствующими закономерностями [6,9,10]. Однако при распространении струи в воронке размыва наблюдаются некоторые отличия в количественных показателях от общепринятых схем истечения струи в безграничное пространство.

Присутствие вокруг струи стенок воронки размыва в значительной мере влияет на степень затухания ее поступательных скоростей, что объясняется гидродинамическими свойствами растекания струи в этих условиях, обусловленными наличием обратных токов, отраженных от поверхности грунта и интенсивно взаимодействующих с граничной поверхностью струи.

Рассматривая растекание струи во II зоне, необходимо отметить, что в этом случае струя натекает на преграду более плотную, чем вещество струи, и траектории отдельных потоков ее будут диктоваться жесткой поверхностью преграды. Так как в данном случае преграда состоит из грунта, размываемого самой струей, то поверхность размыва в каждой конкретной точке преграды будет формироваться соответственно размывающим способностям струи.

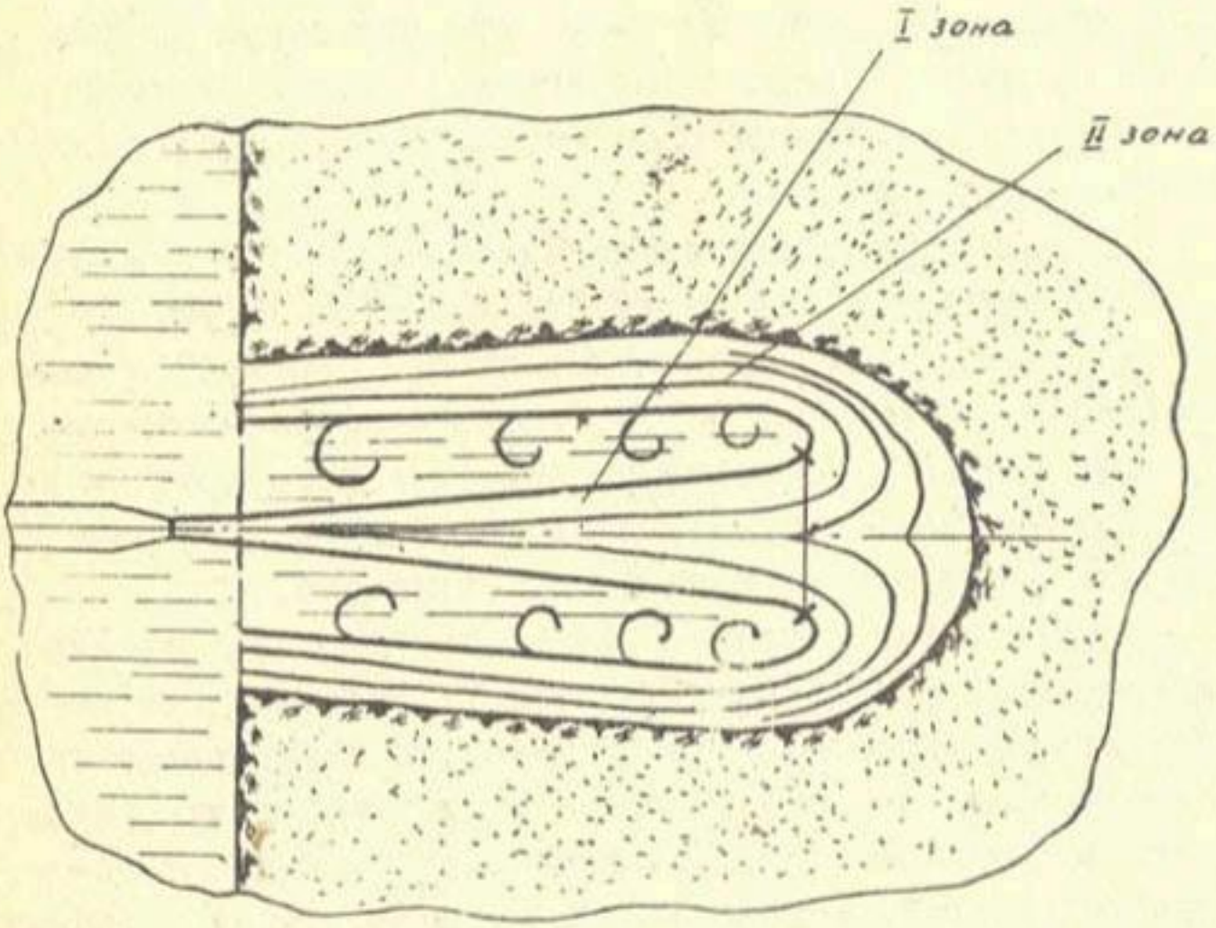


Рис.6. Схема размыва затопленной гидромониторной струей воронки связного грунта.

Анализируя воздействие струи на грунт в этой зоне можно сделать вывод, что интенсивность размыва в каждой точке поверхности размыва определяется скоростью струи в этой точке и силой давления ее на грунт, возникающей вследствие искривления траектории струи.

Таким образом, условия распространения струи в первой зоне обусловливают величину размывающей скорости и силы давления струи во второй зоне и в свою очередь зависят от характеристик грунта. Процесс растекания струи при внедрении ее в связный грунтовый массив, как и в других случаях, обусловлен длиной распространения струи в воронке размыва до контакта с грунтом и размывающей скоростью ее в этом сечении. Исследованиями установлена зависимость размеров воронок размыва связного грунта и осевых скоростей затопленных свободных и несвободных струй от начальных диаметров и скоростей их истечения. Учитывая общую закономерность распространения струйных истечений, установленную А.Я.Миловичем [9], это можно выразить:

В первом случае, при размыве воронки связного грунта –

$$\ell = 4{,}7 d_o \frac{V_o}{V_p}; \quad D = \frac{\ell}{2};$$

во втором случае, при свободном растекании –

$$\ell = 5{,}9 d_o \frac{V_o}{V_p},$$

где ℓ – длина воронки размыва связного грунта или длина струи до сечения, в котором определяется осевая скорость;

D – максимальный диаметр воронки размыва;

4,7 – опытный коэффициент, характеризующий условия растекания струи в воронке размыва связного грунта;

d_o – начальный диаметр истечения струи;
V_o – начальная скорость истечения струи;
5,9 – опытный коэффициент, характеризующий растекание затопленной свободной струи;
V_p – осевая скорость струи на расстоянии от насадки, равном ℓ.

Изменение длины воронки размыва в зависимости от длительности воздействия струи на грунт выражается следующим уравнением, полученным в результате математической обработки опытных данных:

$$\ell_t = 4,7 d_o \frac{V_o}{V_p} \left(1 - \frac{1}{1+0,25t}\right),$$

где $V_p = 3,5$ м/сек – размывающая скорость используемого при опытах связного грунта в воронке, размытой за 120 сек, дальнейший размыв протекает очень медленно;
t – время, сек.

Данная формула справедлива только для грунтов, соответствующих условиям проведения опытов.

Если указанное выражение продифференцировать по времени, то можно получить скорость продвижения фронта размыва вдоль оси струи, характеризующую интенсивность размыва грунта, что выражается следующим уравнением:

$$\frac{d\ell_t}{dt} = 4,7 d_o \frac{V_o}{V_{3,5}} \left(\frac{0,25}{1+0,5t+0,06t^2}\right).$$

Для удобства анализа, это уравнение представлено в графическом виде для некоторых начальных параметров истечения струи (рис.7).

Исходя из зависимости переменных длин воронок от длительности воздействия струи на грунт и приведенного

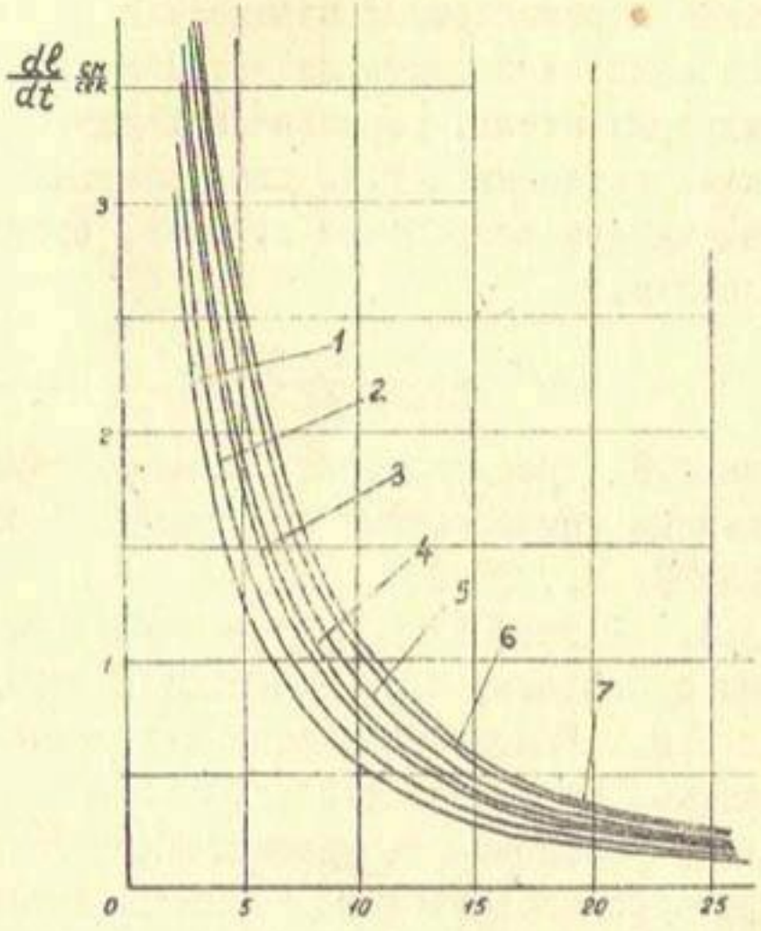


Рис.7. Зависимость интенсивности размыва задней стенки воронки от длительности воздействия струи на грунт:

I- d =8 мм, H=30 м.в.с.; 2-d =8 мм, H=40 м.в.с.;
3- d =I0 мм, H=40 м.в с.; 4-d =I2 мм, H=30 м.в.с.;
5- d =I2 мм, H=40 м.в. с.; 6-d =I2 мм, H=45 м.в.с.;
7- d =I4 мм, H=40 м.в.с.

уравнения, можно построить график зависимости длины воронки размыва от скорости перемещения насадки вдоль ее продольной оси (рис.8).

Знание перечисленных параметров позволяет достаточно обоснованно назначить диаметры насадок, напор в системе гидрорыхлителя, расстояние между отдельными насадками, количество их и т.д. для принятых скоростей папильонирования при разработке грунтов, соответствующих опытным уловиям.

ЛИТЕРАТУРА

I. Рощупкин Д.В. Исследования процесса грунтозабора плавучими землесосными снарядами, Сообщение № II2 ЦНИИС, М., I958.

2. Харин А.И. Разработка грунтов плавучими землесосными снарядами, М., Стройиздат, I966.

3. Фридман Б.Е. Всасывание песка под водой, "Гидротехническое строительство", I95I, № 8.

4. Левин Д.М. Зависимость консистенции гидросмеси от параметров всасывания, "Вопросы инженерной гидравлики", вып.I07,М., Трансжелдориздат, I960.

5. Романенко Б.Е. Эффективные режимы и способы работы землесоса, Л., Изд-во "Речной транспорт",I954.

6. Коновалов И.Н. Гидромониторные суда, М., Речиздат,I94I.

7. Сизов Г.Н. Работа затопленной гидромониторной струи,М., Водтрансиздат, I953.

8. Рощупкин Д.В. Гидровзвешивание при заборе грунта плавучими земснарядами,"Транспортное строительство", I962, № 3.

9. Милович А.Я. Гидродинамические основы газовой борьбы, Новочеркасск, I9I8.

I0. Абрамович Г.А. Свободные турбулентные струи жидкости и газа, М., Госэнергоиздат, I948.

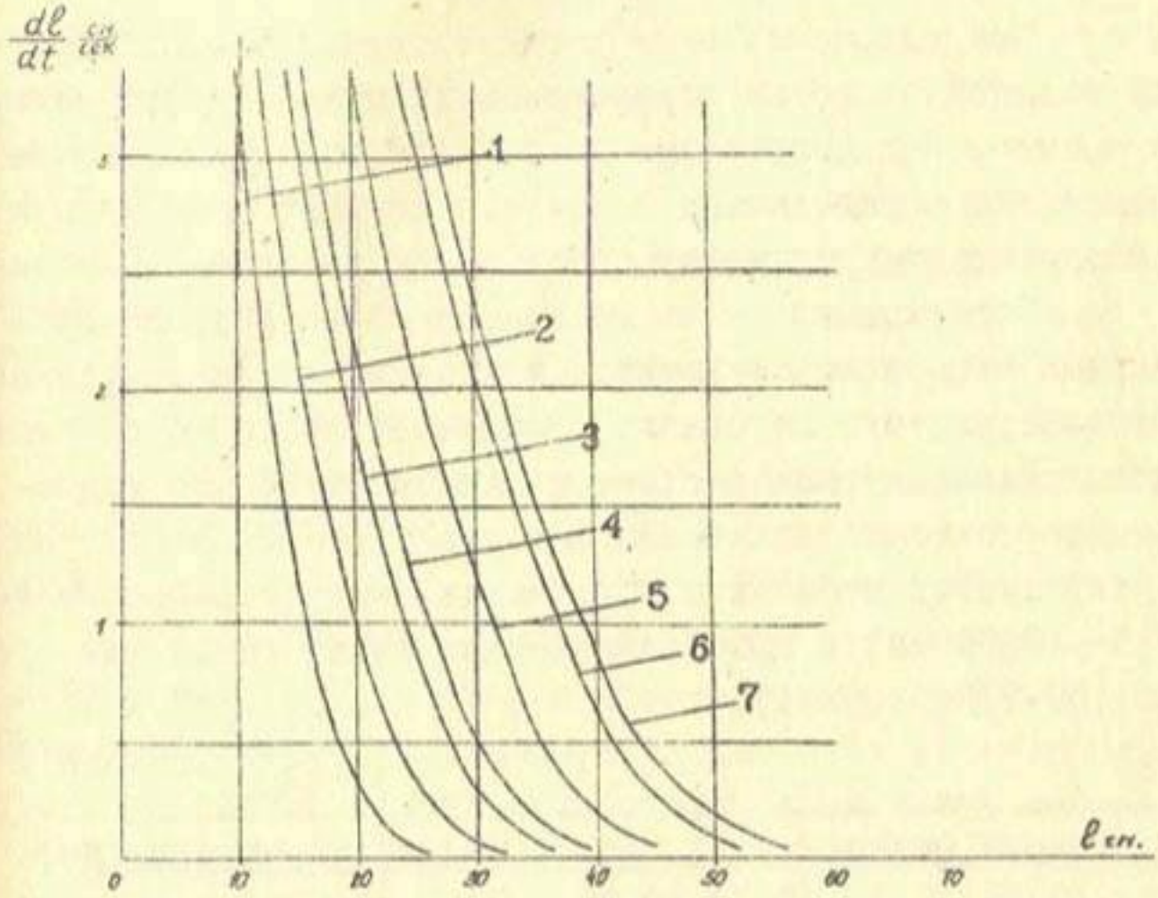


Рис.8. Зависимость длины воронки размыва от скорости перемещения насадки вдоль ее продольной оси (условия те же, что и для рис.7).

Е.В.ЖИЛИН

ПОТЕРИ НАПОРА ПРИ ГИДРОТРАНСПОРТЕ МЕЛКОДИСПЕРСНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПО ТРУБАМ

При гидравлическом расчете трубопроводов важнейшей задачей является определение величины потерь напора на трение. Гидравлические потери при движении в трубах гидросмеси определяются с помощью эмпирических формул, часто расходящихся между собой по результатам вычислений.

Подавляющая часть исследований гидротранспорта твердых материалов относится к транспорту сравнительно крупнозернистого материала. Возникает вопрос о приемлемости рекомендуемых расчетных зависимостей для гидротранспорта мелкодисперсных материалов, состав которых характеризуется небольшим содержанием мелкозернистого песка (0,5 - 0,05 мм) и преобладанием пылевато-глинистых фракций (50-70%; табл.I).

Таблица I

Содержание фракций (% по весу) и диаметр частиц (мм):								
I-0,5	0,5-0,25	0,25-0,I0	0,I0-0,05	0,05-0,0I	0,0I-0,005	0,005-0,002	<0,002	$d_{ср}$
0,70	0,80	I,50	27,0	52,0	9,0	I,0	8,0	0,048
0,72	I,4	I,53	28,I	49,2	7,8	3,25	8,0	0,05
I,I	4,2	I0,3	24,I	46,4	3,2	2,8	7,9	0,069
2,0	8,2	20,4	I4,2	47,2	3,6	I,9	2,5	0,I06
2,6	8,0	22,I	I2,4	49,3	I,8	2,0	I,8	0,II2
6,2	I9,3	36,4	I0,I	24,3	2,8	0,9	-	0,I97

Отдельные данные по гидротранспорту мелкозернистых материалов имеются в работах [2,5,6], в которых рекомендуется несколько расчетных зависимостей для гидравлических сопротивлений. Однако сопоставление их для одного и того же исходного материала показывает значительное расхождение. Поэтому очевидна необходимость дальнейшего изучения условий гидротранспорта мелкодисперсных материалов для проверки и уточнения общепринятых расчетных положений. Изучение гидравлических сопротивлений по длине трубопроводов проводилось в лабораторных условиях на полупромышленной гидротранспортной установке, включающей набор исследуемых труб диаметром 100, 147, 200, 250 и 300 мм. Длина исследуемого участка трубопровода составляла 50 м.

В результате исследований получены величины гидравлических потерь в большом диапазоне насыщения потока твердым материалом: $\gamma_r = 1{,}05 - 1{,}45$ т/м^3.

Анализ опытных данных подтвердил положение В.С.Кнороза [1], согласно которому в условиях режима значительно выше критического наблюдается явление равенства гидравлических уклонов потоков воды и гидросмеси.

Рассматривая уклоны как потери гидравлического напора на единицу длины, измеряемую высотой столба чистой воды, можем написать:

$$i_r = i_в \gamma_r \,, \qquad (1)$$

где $i_r, i_в$ – гидравлические уклоны при движении гидросмеси и воды,

γ_r – удельный вес гидросмеси.

В практике расчета напорных гидротранспортных установок наибольший интерес представляет режим, близкий к критическому или равный ему. Именно критический

режим является исходным для определения таких параметров, как диаметр трубопровода, выбор типа землесоса и т.д.

На рис.I представлен график зависимости гидравлического уклона от скорости движения гидросмеси, из которого видно, что при режиме выше критического опытные точки группируются вдоль кривой, отвечающей чистой воде, и что с приближением к критическому режиму опытные точки отходят от кривой для воды, имея тенденцию к увеличению значений гидравлических потерь. Для анализа данного явления и определения при этом каких-то закономерностей обратимся к факторам влияния взвеси на гидравлические сопротивления.

Согласно С.Х.Абальянцу [I], воздействие твердого компонента гидросмеси на гидравлические сопротивления проявляется в следующих четырех основных формах: влияние взвеси на пульсации и гидравлические сопротивления; работа, затрачиваемая потоком на взвешивание частиц; влияние взвеси на трение у стенки; торможение потока взвесью.

Первые три фактора для мелкодисперсных материалов существенного значения не имеют [I]. При расчетах в данном случае необходимо учитывать лишь четвертый фактор - торможение потока взвесью, сущность которого состоит в том, что тяжелые частицы в процессе своего движения соприкасаются с дном чаще, чем частицы воды и, вступая вновь в толщу потока с замедленными скоростями, приобретают вновь скорость потока за счет снижения кинетической энергии последнего. С увеличением скорости ($V > V_к$) происходит выравнивание консистенции по глубине, а, следовательно, разница в частотах соприкасания с дном частиц взвеси и воды сокращается, и соответственно снижается до нуля ве-

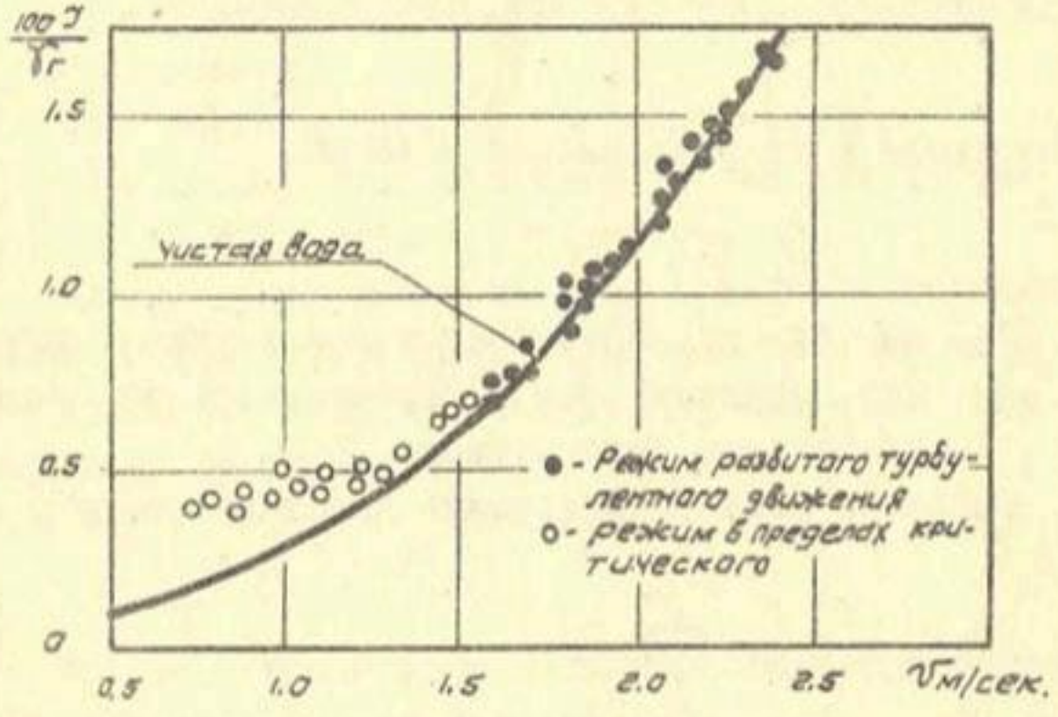


Рис.I. Зависимость гидравлического уклона (приведенного к воде)от скорости движения гидросмеси;диаметр трубопровода Д=200мм, $d_{ср}$=0,047мм, $\gamma_т$=2,65 т/м^3

личина дополнительного сопротивления потока от торможения частицами твердой гидросмеси.

Следовательно, гидравлические сопротивления при движении гидросмеси могут быть учтены сводным коэффициентом сопротивления $\lambda_г$, слагающимся из основного коэффициента сопротивления труб λ_0 и дополнительного λ_1, связанного с торможением потока взвесью:

$$\lambda_г = \lambda_0 + \lambda_1 , \qquad (2)$$

или, переходя к гидравлическим уклонам:

$$i_г = i_в \cdot \gamma_г + i_1 , \qquad (3)$$

где i_1 – дополнительный гидравлический уклон, вызванный неравномерным распределением консистенции по сечению трубопровода.

Согласно известной формуле Дарси-Вейсбаха в общем виде

$$i_1 = \lambda_1 \cdot \frac{v^2}{2gD} ; \qquad (4)$$

где v – средняя скорость течения гидросмеси;

D – диаметр трубы.

Тогда формулу (3) можно переписать:

$$i_г = i_в \cdot \gamma_г + \lambda_1 \cdot \frac{v^2}{2gD} \qquad (5)$$

Необходимо установить величину λ_1 – дополнительного коэффициента сопротивления от торможения потока взвесью, входящего в формулу (5). Эта величина зависит от различных факторов, в первую очередь от гидромеханических условий в придонном слое потока.

Учитывая, что торможение потока взвесью связано с удельным насыщением и гидравлической крупностью взвеси, целесообразно, следуя И.И.Леви и С.Х.Абальянцу [1, 3],

искать λ, как функцию от двух безразмерных отношений:

$$\lambda = f\left(\frac{\rho}{\gamma_r}; \frac{\beta \cdot \bar{w}}{v}\right),$$

где ρ – мутность гидросмеси, т.е. объемное содержание взвеси;

γ_r – объемный вес частиц твердого;

$\bar{w}$ – средняя гидравлическая крупность частиц взвеси;

v – средняя скорость течения потока;

β – коэффициент стесненного падения частиц (по Д.М.Минцу).

Опыты, проведенные автором с мелкодисперсными материалами ($d_{ср}$ = 0,04 - 0,2 мм) позволили получить следующую расчетную зависимость для λ, применительно к напорному гидротранспорту:

$$\lambda = 0{,}17 \frac{\rho}{\gamma_r} \left(\frac{\beta \cdot \bar{w}}{v}\right)^{1/3} \qquad (6)$$

На рис.2 представлены данные сравнения опытных величин с расчетными по формуле (5).

Очевидно, что при достоверности рекомендуемой расчетной зависимости опытным данным должна иметь место линейная зависимость вида:

$$J_{оп} = J_{рас},$$

где $J_{оп}, J_{рас}$ – соответственно опытные и расчетные значения.

Как видим из графика, все точки расположены довольно тесно вдоль одной прямой. При этом проведенная статистическая обработка опытных данных показала сравнительно незначительную относительную ошибку (8%) рас-

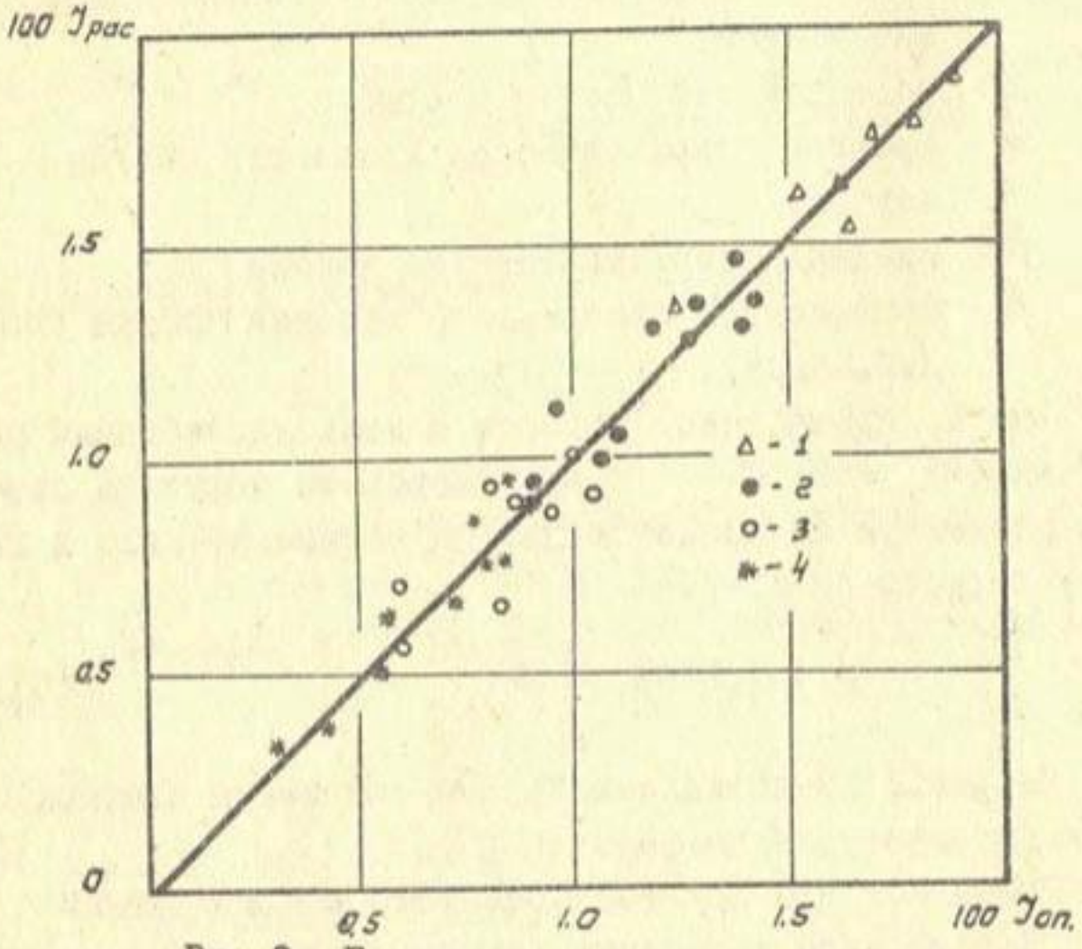


Рис.2. График сравнения опытных удельных потерь напора с расчетными:

I–диаметр трубопровода Д=100мм, $d_{ср}$=0,047мм, 2–Д =147мм, $d_{ср}$=0,05мм; 3–Д=250мм, $d_{ср}$=0,05; 4–Д=300мм, $d_{ср}$=0,05мм.

четной зависимости (5) от фактически фиксируемых уклонов.

Таким образом, формулу (5) можно рекомендовать в качестве расчетной для определения гидравлических уклонов при критическом режиме для мелкодисперсных материалов.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках, Тр.САНИИРИ, вып.96, Ташкент, I958.

2. Коберник С.Г., Войтенко В.И. Напорный гидротранспорт хвостов горнообогатительных комбинатов, Киев, Изд-во "Наукова Думка", I948.

3. Леви И.И. Динамика русловых потоков, М., Госэнергоиздат, I948.

4. Минц Д.М. О скорости стесненного падения твердых частиц в жидкости, "Гидротехническое строительство", I953, № 5.

5. Силин Н.А., Коберник С.Г. Режимы работы крупных землесосных снарядов и трубопроводов, М., Изд-во АН СССР, I962.

6. Юфин А.П. Гидромеханизация, М., Госстройиздат,I965.

Г.А.БЕЗБОРОДОВ

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗАКРЫТЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭЛЕКТРОННО-ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИН

В нашей стране закрытая оросительная сеть построена на площади более чем 200 тыс.га. Большое ирригационное строительство ведется на Украине, в Азербайджане, Средней Азии и на Кавказе. Некоторые данные о наиболее крупных закрытых оросительных системах Советского Союза приведены в табл.I.

Таблица I

Орошаемая площадь и протяженность асбестоцементных труб

Система	Орошаемая площадь нетто, га	Длина асбестоцементных трубопроводов, км
Бортничская	23276	I252,0
Запорожская	7700	347,0
Салгирская	9412	88,8
Совхоза "Фархад"	7000	59,6
Таджикской части Голодной степи	23771	287,7

Бортничская, Запорожская, а также системы Апшеронского полуострова и совхоза "Фархад" имеют механический подъем воды, а Салгирская и системы Средней Азии-самотечно-напорные.

Важной составной частью проектирования закрытых оросительных систем. требующей проведения большого объема

вычислений, является производство гидравлического расчета сети закольцованных трубопроводов с механической подачей воды. Как показал осмотр технической документации ряда проектных институтов ("Укргипроводхоз", "Грузгипроводхоз", "Узгипроводхоз"), почти нигде гидравлические расчеты подробно и правильно не производятся. Объясняется это громоздкостью формул и сложностью гидравлического расчета.

В основе гидравлического расчета закольцованных трубопроводов лежат два условия [I,3]: I) сумма расходов воды, подходящей к узлу, равна сумме расходов воды, отходящей от него, плюс узловой расход; 2) в каждом кольце суммы потерь напора на участках с движением воды по часовой стрелке и на участках с обратным течением равны.

Задача гидравлического расчета состоит в том, чтобы в кольце закрытых трубопроводов сумма потерь напора была близка или равна нулю ($\Delta h \leq 0{,}2$ м), транспортирующая способность потока – больше или равна его мутности ($\rho_т \geq \rho$) и размывающая скорость – меньше или равна скорости движения потока ($v_р \leq v$) [I].

Для вычисления оптимального диаметра трубопроводов оросительных систем пользуются формулами, выведенными для водоснабжения. Мы в своих расчетах использовали формулу, полученную в отделе оросительных систем ВНИИГима, которая применима для закрытых оросительных систем Узбекистана и Таджикистана.

Условные обозначения при этом приняты следующие:

l – длина трубопровода, м;

$D_{оп}$ – оптимальный диаметр трубопровода, м;

e – основание натурального логарифма;

T' – время работы насосной станции, сутки;

t – срок окупаемости капиталовложений;

Q – прикидочный расход воды, м³/сек;
v – скорость потока, м/сек;
A' – удельное сопротивление трубопровода;
h – потери напора в трубопроводе, м;
Δh – невязка напора в кольце трубопровода, м;
ΔQ – поправочный расход, м³/сек;
Q' – исправленный расход, м³/сек;
ρ – мутность потока, кг/м³;
$\rho_т$ – транспортирующая способность потока, кг/м³;
λ – коэффициент сопротивления;
W – средневзвешенная гидравлическая крупность частиц наносов, мм/сек;
g – ускорение силы тяжести, м/сек²;
$d_р$ – внутренний диаметр трубопровода, м;
$V_р$ – размывающая скорость, м/сек;
$A B C$ – коэффициенты, зависящие от содержания в наносах мелкопесчаных частиц размером 0,05–0,25 мм в долях от единицы;
K – коэффициент однородности отложившихся наносов;
m, m_2 – коэффициенты условия работы.

Вычислительный процесс разбит нами на 3 этапа:

Расчет невязки напора

Оптимальный диаметр трубопровода вычисляется по формуле

$$D_{on} = 0{,}49 e^{0{,}0015T + 0{,}0282t} Q^{0{,}42}. \qquad (I)$$

Приняв $e = 2{,}718$; $T = 180$ суткам, $t = 8$ годам,

Получим $D_{on} = 0{,}74 \cdot Q^{0{,}42}$. (Ia)

По данной формуле находится предварительный диаметр, к нему подбирается ближайший по ГОСТу.

Скорость потока определяется так:

$$V = 1{,}28\, Q/d_р^2; \qquad (2)$$

удельное сопротивление асбоцементных труб [2] –

$$A' = 0{,}0009 \frac{1}{d_p^{5{,}19}} \left[1 + \frac{3{,}51}{v}\right]^{0{,}19}; \qquad (3)$$

потери напора в ветвях кольца – по следующей формуле

$$h = Q^2 A l; \qquad (4)$$

поправочный расход –

$$\Delta Q = \frac{\Delta h}{2 \Sigma Q A l}; \qquad (5)$$

исправленный –

$$Q' = Q + \Delta Q \qquad (6)$$

Вычисление транспортирующей способности потока

Транспортирующая способность потока при мутности его до 10 кг/м^3 и крупности частиц наносов 0,25–0,5 мм устанавливается по формуле

$$\rho_T = \frac{v^2 \lambda}{0{,}0000232\, w^{0{,}25}\, 8g}; \qquad (7)$$

коэффициент сопротивления λ –

$$\lambda = \frac{0{,}011}{D^{0{,}19}} \left(1 + \frac{3{,}51}{v}\right)^{0{,}19}. \qquad (8)$$

Определение размывающей скорости потока

Размывающая скорость потока вычисляется для асбестоцементных трубопроводов по формуле Г.М.Зюликова [1]:

$$v_p = \left(A - \frac{1}{BT^{1{,}4} + C}\right) \cdot 1{,}5 D^{0{,}114} K m_1 m_2 \qquad (9)$$

Подставив в выражение (9) значения K = I,I, m_1 = I,3, m_2 = 0,8, получим

$$V_0 = \left(A - \frac{1}{BT^{m_2} \cdot C}\right) 1{,}716 D^{0{,}114} \qquad (9а)$$

На основе приведенного алгоритма гидравлического расчета составлена блок-схема расчета, которая показана на рис.I. Для реализации алгоритма гидравлического расчета на электронно-вычислительной машине БЭСМ-3М разработана программа расчета, занимающая в памяти машины 312 ячеек.

Для конкретного примера гидравлического расчета сети трубопроводов приняты следующие исходные данные: расчетная схема сети, предоставленная на рис.2; средневзвешенная гидравлическая крупность наносов (W), равная 5,89 мм/сек, время нахождения отложившихся наносов в трубопроводе (T), равное 30 суткам.

Результаты машинного расчета приводятся в таблице 2.

Время, затрачиваемое машиной на гидравлический расчет, составляет одну минуту.

При небольших затратах машинного времени и наличии отлаженных программ расчета можно утверждать, что применение электронно-вычислительных машин при проектировании закрытых оросительных систем по сравнению с ручным счетом, дает большую экономию времени и гарантирует высокую точность вычислений.

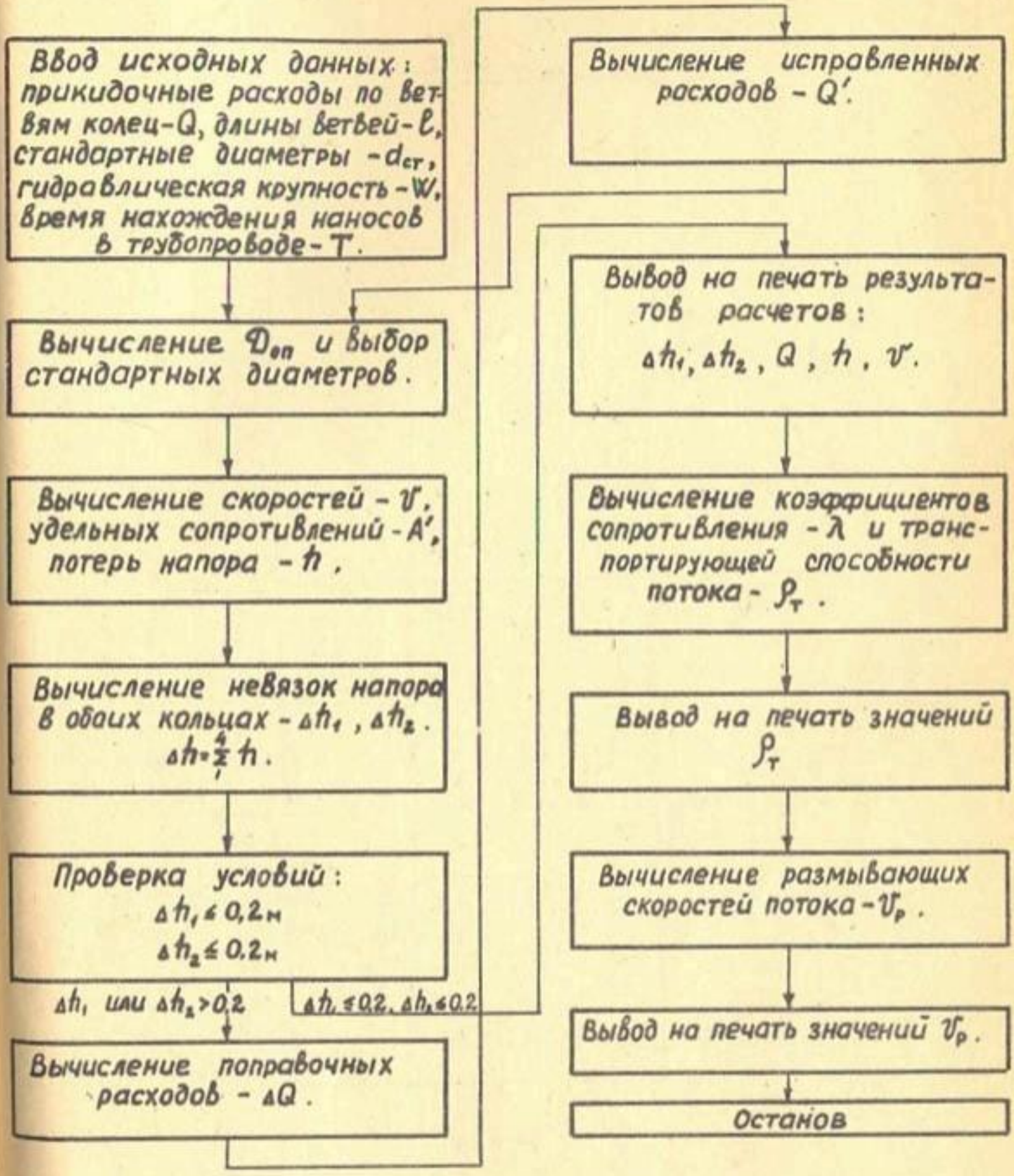


Рис.I. Блок-схема гидравлического расчета закрытой оросительной сети из попарно закольцованных трубопроводов.

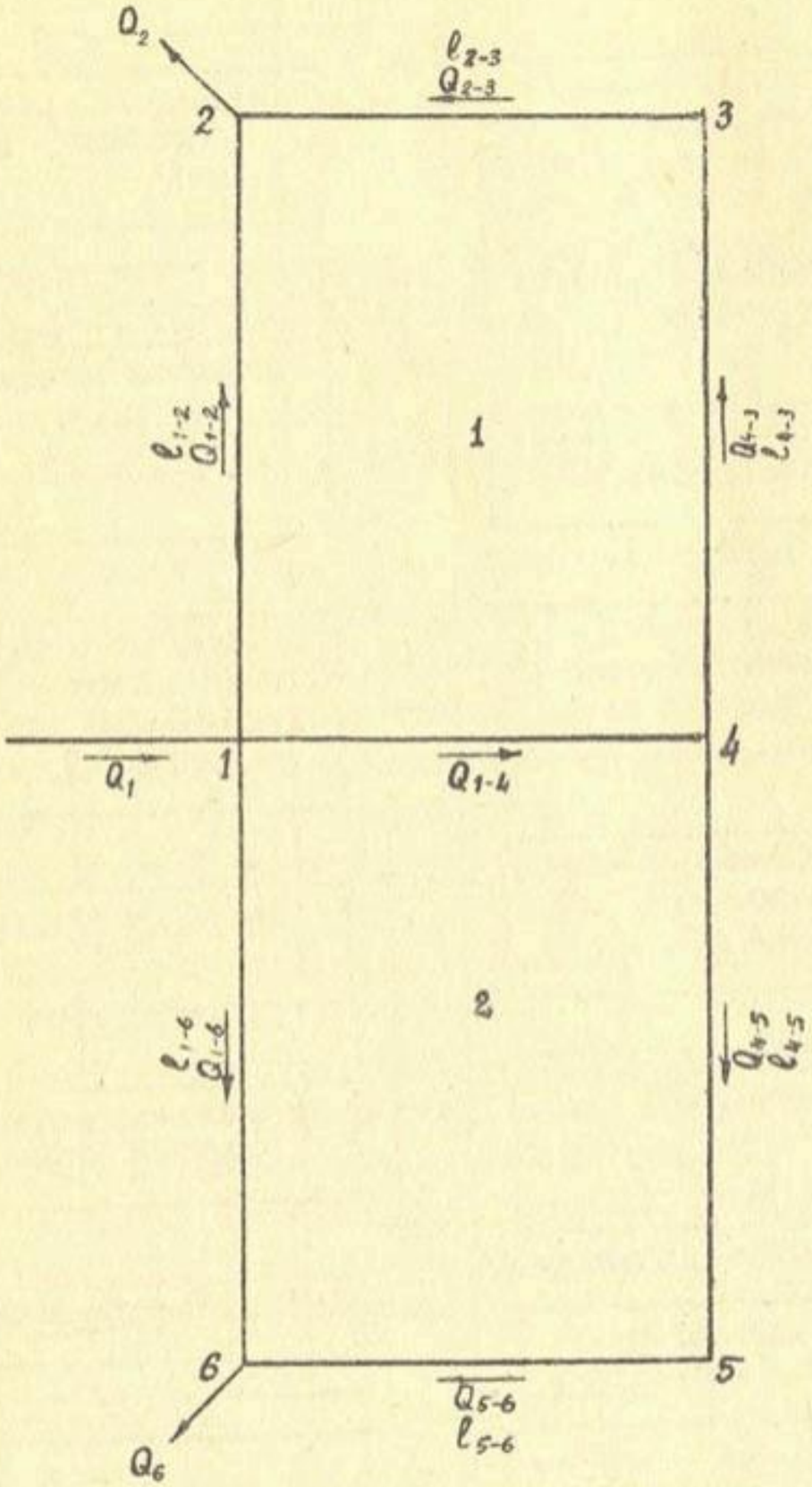


Рис.2. Расчетная схема сети из полярно закольцованных трубопроводов.

Таблица 2

Результаты расчетов на ЭВМ

Исходные данные				Результаты расчета					
номер кольца	номер участка	длина участка (l), м	прикидочный расход воды участка (Q), м³/сек	диаметр трубопровода (d), м	скорость потока (v), м/сек	исправленный расход (Q), м³/сек	потери напора по участку (h), м	транспортирующая способность потока ($_3\rho_т$), кг/м³	размывающая скорость ($v_р$), м/сек
I	I-2	I000	0,I20	0,279	2,03	0,I23	+I2,6	24,64	0,83
	I-4	500	0,I60	0,322	I,90	0,I54	- 4,7	2I,I8	0,84
	2-3	500	0,080	0,279	I,26	0,077	- 2,6	I0,I0	0,83
	3-4	I000	0,080	0,279	I,26	0,077	- 5,2I	I0,I0	0,83
				Δh_1 = +0,08I м					
2	I-4	500	0,I60	0,322	I,90	0,I54	+ 4,7	2I,I8	0,84
	I-6	I000	0,I20	0,279	2,03	0,I23	-I2,6	24,64	0,83
	4-5	I000	0,080	0,279	I,26	0,077	+ 5,2I	I0,I0	0,83
	5-6	500	0,080	0,279	I,26	0,077	+ 2,6	I0,I0	0,83
				Δh_2 = -0,08I м					

ЛИТЕРАТУРА

I. Зюликов Г.М. Закрытые оросительные системы, М., Изд-во "Колос", 1966.

2. Шевелев Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных и асбестоцементных водопроводных труб, М., Госстройиздат, 1956.

3. Оводов В.С., Ильин В.Г. Проектирование сельскохозяйственного водоснабжения и обводнения, М., Сельхозиздат, 1962.

Н.А.ЦВЕТКОВА

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛОТИНЫ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Каркиданское наливное водохранилище ирригационного назначения расположено на р.Кувасай в южной части Ферганской долины. Плотина водохранилища галечниково-песчаная с экраном из смеси суглинка и супеси, максимальным напором 65 м и длиной по гребню 400 м располагается в створе реки на аллювиально-пролювиальной толще речной поймы, подстилаемой конгломератами. Берега реки, к которым примыкают плечи плотины, состоят из конгломератов, содержащих местами прослои и линзы плотно слежавшихся галечников и песчаников.

Мощность наносной толщи в основании изменяется от 17 до 12 м и слагается из слоев и линз легких суглинков, супесей, гравия и галечников. В общей массе мелкоземистые грунты составляют около 40%, а гравийно-галечниковые отложения - 60% от объема. Цементом для конгломератов, расположенных в основании и берегах, являются глины и частью известняк.

Фильтрационные свойства грунтов основания плотины и берегов характеризуются следующими значениями коэффициентов фильтрации: для русловых галечников 5-20, для слоистого комплекса из суглинков, супесей и тонкозернистых песков - 0,7 и для конгломерато-галечниковой толщи - 2-10 м/сутки.

Профиль плотины принят распластанным с напорными откосами от 4,5 до 2,5 и низовыми от 4,0 до 2,0,

разделенными бермами. Верховой откос в зоне колебания горизонтов покрыт облицовкой из монолитных бетонных квадратных плит со стороной в 5 м.

Экран плотины толщиной 25 м у подошвы и 5 м у гребня прорезает наносные образования и врезается зубом в конгломератную толщу основания и берегов. Материалом для экрана служили супеси и суглинки с числом пластичности 5–II и коэффициентом фильтрации до 0,I3, а в отдельных случаях до 0,7 м/сутки. Экран возводился вместе с плотиной послойно с укаткой; объемный вес укатанного грунта экрана – I,7 т/м^3.

Плотина строилась в две очереди: первая высотой до 45 м была завершена в I963 г. и с этого же времени началось заполнение водохранилища с одновременным ведением работ второй очереди, завершенных в октябре I967 г. Максимальный напор на плотине летом I967 г. составил 53 м.

В качестве материала для тела плотины и пригрузки экрана первой очереди строительства применялся песчано-галечниковый грунт с большим, до 25%, содержанием илистых и глинистых частиц крупностью до 0,I мм. Этот грунт, как выяснилось впоследствии, оказался подверженным суффозии.

Для второй очереди строительства применялся взорванный конгломерат с малым – до 2–8% – содержанием частиц меньше 0,I мм.

В процессе разработки, перевозки и укладки происходило расслоение материала, поэтому гранулометрический состав отдельных зон неоднороден.

В низовой части плотины была устроена закрытая дренажная призма с двухслойным обратным фильтром (толщина каждого слоя – I м) и перфорированной железобетон-

ной трубой посредине диаметром I,I м. Дренаж длиной I44 м врезан в толщу отложений основания. Первый наружный слой фильтра устроен из песка с фракциями 0,I-5 мм, кроме того, в первый слой на отдельных участках укладывался и мелкий барханный песок. Второй, внутренний слой был гравелисто-галечниковый с фракциями 5-80 мм.

Опыт работы плотины за истекшие годы является поучительным с точки зрения значения в сооружениях подобного рода всестороннего учета фильтрационной устойчивости сооружения. С вводом плотины в эксплуатацию и созданием значительного напора в июле I965 г. на низовом откосе, выше дренажной призмы, началось образование провальных воронок, общее количество которых к концу сработки составило 23 объемом около 200 $м^3$.

Периоды образования воронок сопровождались резким помутнением фильтрационной воды (расходом до 240 л/сек) с мутностью, достигавшей в отдельные дни 6 г/л. Количество вынесенного грунта, по замерам мутности, составило около 850 $м^3$. Следует отметить, что при открытии траншей для дренажа наблюдались отдельные грифоны, которые были забиты галечником и песком.

В связи с этим с I966 г. начаты исследования плотины: натурные с привлечением данных о работе дренажа и показаний системы пьезометров и лабораторные по установлению фильтрационных характеристик материалов тела плотины и ее основания и по выявлению общей картины фильтрации. В I967 г. исследования были дополнены геофизическими наблюдениями в натуре с помощью каротажной станции АЭКС-900 для выявления очагов местных сосредоточенных утечек фильтрационного потока. Предварительные результаты исследований позволили выявить общую картину состояния плотины и причин ее неудовлетворительной работы.

В грунтах, вынесенных во взвеси с профильтровавшейся водой, оказалось илистых и пылеватых частиц 40–80%, частиц мельче 0,I мм – до 70–95%. Наибольший размер выносимого песка – I,0 мм. Таким образом, вынесенный грунт по составу сходен с грунтами экрана, супесчаными грунтами основания и мелкой частью грунтов, содержащихся в галечниках первой очереди строительства плотины.

Показания пьезометров и карты гидроизогипс в сочетании с опытами на ЭГДА позволили установить примерные значения градиентов в теле и основании плотины. Наибольшие градиенты в теле плотины (0,7–0,8) отмечены в районе дренажа, в местах обтекания экрана с боков за экраном градиенты равны 0,5–0,8. Средние градиенты в теле плотины – 0,2–0,3, в основании в районе дренажа 0,3–0,4, но в отдельных местах слабопроницаемых грунтов они достигают 3,0.

Кроме того, в теле плотины и ее основании, несомненно, возникли местные протоки в связи с наличием отдельных гнезд крупных галек, образовавшихся в процессе строительства; такие гнезда прослеживаются на стенках провальных воронок. Существование протоков подтверждается предварительными данными геофизических наблюдений, согласно которым уже обнаружено место утечки у левого борта у подошвы плотины.

Исследования фильтрационной устойчивости грунтов плотины, основания, их сочетаний и дренажа показали суффозионность первого слоя фильтра, разрушение которого повлекло вынос грунта из плотины и ее деформацию. Суффозионным оказались и галечниковые грунты с мелкоземистым заполнителем, из которых строилась первая очередь плотины: суффозия с деформациями скелета начиналась уже с градиента 0,6, а наблюденные градиенты доходили до 0,8.

В зоне упомянутых протоков на контакте с мелкоземистыми грунтами основания также может происходить размыв последних, а при значительных скоростях течения - и вымыв мелкого песка из смежных песчано-галечниковых грунтов.

Возможно, что кроме провальных воронок на низовом откосе имеются и незамеченные воронки в более высокой части плотины в виде внутренних пустот (вдоль протоков); происходил, по-видимому, и вынос из галечника мелких частиц без нарушения скелета. Этим можно объяснить различие в объемах вынесенного грунта и наблюденных воронок.

Что же касается грунта экрана в основной его части, то его устойчивость в сочетании со следующим за ним галечниковым грунтом сохраняется при высоких градиентах - до I,I, т.е. в 3-4 раза больше наблюденных.

Характерно, что при защите всех видов галечниковых грунтов плотины фильтром с диаметром хода до 2 мм в начальный период разрушения грунтов образуется естественный обратный фильтр, который предотвращает вынос частиц грунта и его деформацию, если даже в толще происходит перераспределение частиц. При этом грунты с мелкоземистым заполнителем сохраняют устойчивость до градиентов 2,5.

Отсюда можно сделать вывод, что главной причиной деформаций в теле плотины явилось разрушение дренажа. Кроме отмеченного некачественного состава первого слоя, неудачным оказалось заглубление его в наносный слой поймы, что способствовало контактному размыву между супесчаными и галечниковыми грунтами.

Наблюдения за пьезометрами показывает, что в 1966 г. по сравнению с предыдущим годом колебания уровней в них стали значительно быстрее следовать за колебаниями уровней в водохранилище. Это объясняется тем, что

в связи с суффозией тело плотины стало более проницаемым.

Все эти обстоятельства привели к необходимости устройства нового дренажа, который по рекомендации САНИИРИ расположен значительно выше по отметкам, чем прежний, и состоит из открытой траншеи с первым слоем из крупного песка, отсеянного из взорванного конгломерата с фракциями от 0,15 до 15–20 мм, и вторым слоем из галечника более 20 мм, полученного как отход после первого слоя; между двумя слоями выложена стеклоткань ССТЭ-6. Стеклоткань не создает подпора потоку при выходе из песчаного фильтра, не заиляется мелкими частицами и обеспечивает надежность работе фильтра. С целью направления всего фильтрационного потока из тела плотины в новый дренаж за ним должен быть устроен сугли-нистый зуб.

Наблюдения за работой плотины в 1967 г. при напоре до 53 м показывают, что новый дренаж работает удовлетворительно: замутнения воды не наблюдается, нет также провальных воронок. Однако ступенчатое нарастание расхода фильтрационного потока свидетельствует о продолжающихся внутренних деформациях в составе грунтов тела плотины.

В связи с предстоящим увеличением напора до проектных отметок наблюдения за работой плотины намечено продолжить и в 1968 г. для проверки дальнейшей ее устойчивости.

Н.А.ЦВЕТКОВА

МИНЕРАЛЬНЫЕ СТЕКЛОВОЛОКНИСТЫЕ МАТЕРИАЛЫ В ОБРАТНЫХ ФИЛЬТРАХ ДРЕНАЖЕЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В лаборатории фильтрации САНИИРИ минеральные материалы в качестве обратных фильтров изучались для трех объектов: мелиоративного горизонтального дренажа в Голодной степи, дренажа плотины Каркиданского водохранилища и дренажа под креплением напорного откоса струенаправляющих дамб Тахиаташской плотины на Амударье.

К обратным фильтрам предъявлялись следующие требования: непросыпаемость грунта через фильтр, предупреждение механической суффозии в дренируемом грунте, устойчивость самого фильтра, его достаточная пропускная способность и некольматируемость.

Работу обратных фильтров проверяли в лаборатории в следующем порядке: сначала определяли в фильтрационных трубах пропускную способность фильтрового материала без нагрузки и с нагрузкой, которая соответствовала их работе в натуре, и коэффициенты фильтрации защищаемых грунтов, затем сопоставлением коэффициентов фильтрации грунтов и фильтрового материала выявляли их пригодность для дальнейших исследований. Далее находили фильтрационную устойчивость защищаемых грунтов без фильтра и с фильтром для выяснения степени увеличения их устойчивости.

ОБРАТНЫЙ ФИЛЬТР ИЗ ИСКУССТВЕННЫХ СТЕКЛОМАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ЗАКРЫТОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Одной из причин выхода горизонтальных закрытых дрен из строя является неэффективная защита грунтов приdренной зоны от разрушения их фильтрационным потоком. Повышение фильтрационной устойчивости грунтов достигается

устройством соответствующего фильтра. При изучении фильтров для условий Голодной степи рассматривались наиболее слабые разновидности грунтов: легкая супесь, илистый и пылеватый пески (табл.I).

В качестве фильтров рассматривались искусственные стекломатериалы, характеристика которых приведена в табл.2.

Стеклоткани совместно с грунтами изучались в специальных разборных фильтрационных трубах, причем предварительно определялась пропускная способность тканей, затем загружались грунты.

Шлакоматы, предварительно уплотненные необходимой нагрузкой, также пригружались грунтами.

Благодаря большой пропускной способности стеклотканей и шлакоматов потеря напора в них практически отсутствовала. Осмотр их после опытов показал, что все рассмотренные фильтры были чистыми и не забиты грунтами. Стеклоткань ССТЭ-6, имеющая наибольшие поры и простое соединение нитей, должна применяться в фильтре в два слоя.

Результаты исследований даны в табл.3.

Дренаж с фильтром из стеклотканей может быть выполнен в виде перфорированной по всему периметру трубы, обернутой тканью.

В Голодной степи в совхозе № 6 на дрене 78 был заложен на I50 м опытный участок со стекломатами.

Фильтр из стекломатов размером I0x0,5x0,04 м обвязывался проволокой вокруг перфорированной полиэтиленовой трубы длиной 6 м с наружным диаметром I50 мм.

Вскрытие дрены через год показало удовлетворительную работу дренажа, засорения и разрушения фильтра не произошло, но в связи с низкой прочностью стекломатов их

Таблица I

Грунт	Фракционный состав, % по весу								
	0,5	0,50 0,25	0,25 0,I0	0,I0 0,05	0,05 0,0I	0,0I 0,005	0,005 0,00I	0,00I	пласт.
Супесь	-	0,46	3,56	25,95	57,00	II,73	I,30	-	4,0
Супесь легкая	0,05	0,39	5,96	42,49	4I,92	5,75	0,I3	4,I8	4,0
Песок илистый	-	0,20	6,9I	3I,86	52,89	6,20	I,94	-	-
Песок пылеватый	0,68	I7,35	48,39	22,68	6,6I	3,30	I,02	-	-

Таблица 2

Стекломатериал	Цена, руб.	Прочность полосы 25х100 см		Количество нитей		Размер			Вес, г/м²	Заводы-изготовители
		по основе	по утку	по основе	по утку	длина, м	ширина, м	толщина, мм		
Стеклоткань ССТ9-6, м²	0,57	110	110	16	9	300	0,8	0,2	210	Гусевский, Уфимский, Астраханский и др.
4-ремизный сатин двойной, нить № 9,3, м²	2,20	180	150	19	15	150	2,0	0,35	763	То же
Жгутовая ткань со штапельным утком, м²	2,8	200	100	2,8	2,2	80	0,8	1,5	1275	ВНИИСПВ
Шлакоматы М-250, т	360	=0,05 т/м³				1,0	0,5	50		Ахангаранский и др.

Таблица 3

Материал фильтра	Грунт	Пропускная способность фильтра при H=I,0 м: в см/сек: или K в м/сут.	Пропускная способность грунта, K в м/сут	Градиенты критич.	Градиенты макс. опыт.	Состояние фильтра
-	Супесь легкая	-	0,23-0,52	I,30-3,0	I,3-3,0	
-	Песок илистый	-	0,30	0,57	0,57	
-	Песок пылеватый	-	2,0			
Стеклоткань ССТЭ-6	-	=0,I60	-			
4-ремизный сатин	-	= 0,063	-	Потери напора в		
Жгутовая со штап. утком	-	= 0,0I0	-	фильтрах практически отсутствуют		
Шлакоматы М-250	-	K = 220	-			
ССТЭ-6	Песок илистый	-	0,28	6,0	6,0	Чистый
	Песок пылеватый	-	2,30	8,0	8,0	"
4-ремизный сатин	Супесь легкая	-	0,28	7,0	7,0	"
	Песок илистый	-	0,50	4,0	8,0	"
Жгутовая с штап. утком	Песок пылеватый	-	I,40	9,0	9,0	"
Шлакоматы	Супесь мелкая	K = 220	0,65	3,0	9,0	"
	Песок илистый	K = 220	0,22	3,0	6,0	"

применение должно быть дополнительно изучено.

Стеклоткани являются прочным и надежным материалом.

ОБРАТНЫЙ ФИЛЬТР ДРЕНАЖА ПЛОТИНЫ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Каркиданское водохранилище, расположенное на р.Кувасай в Ферганской области, наливного типа, сезонного регулирования, имеет галечниково-песчаную плотину с мощным суглинистым экраном, наибольшей высотой 69 м.

В основании плотины - аллювиально-пролювиальная слоистая толща суглинков, супесей, гравия и галечников общей мощностью до 17 м, подстилаемая конгломератами.

Запроектированное и выстроенное дренажное устройство плотины с некачественным фильтром способствовало выносу мелких частиц из основания и тела плотины, что привело к образованию больших провальных воронок в нижней ее части перед дренажом.

В результате натурных и лабораторных исследований, проведенных с целью ликвидации выноса мелких частиц из плотины и ее основания, было предложено устройство нового дренажа на более высоких отметках с новым фильтром, запроектированным в лаборатории.

Расположением дренажа на более высоких отметках устраняется движение фильтрационного потока вдоль супесчаных прослоек и галечника, т.е. контактная фильтрация.

Для фильтра рассматривалось несколько составов грунтов, как наиболее дешевый был предложен местный грунт, разделенный на гравиесортировке, - взорванный конгломерат левого борта плотины. Состав фильтра приведен в табл.4.

В качестве второго слоя был принят отсев крупных фракций после переработки взорванного конгломерата, который по своему составу не обеспечивал непросыпаемость в него первого слоя фильтра. Другие грунты требовали очень большой переработки, поэтому для обеспечения непросыпаемости между I и II слоями была уложена стеклоткань ССТЭ-6.

При подборе фильтра были проведены опыты по проверке работы I слоя совместно с пылеватым песком и по заилению стеклоткани.

Проверка на заиление проведена с двумя грунтами - взорванным конгломератом, уложенным в низовой клин плотины, и пылеватым песком основания.

Данные по рассмотренным грунтам представлены в табл.5.

Результаты опытов по изучению грунтов и проверке работы фильтра представлены в табл.6.

Опыты показали надежную работу предложенного фильтра. В 1966 г. дренаж плотины был перестроен в соответствии с предложением лаборатории, после чего прекратились вынос грунта из тела плотины и образование провальных воронок.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ НАПОРНОГО ОТКОСА СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИХ ДАМБ ТАХИАТАШСКОЙ ПЛОТИНЫ

В компоновку Тахиаташской плотины входят струенаправляющие дамбы протяженностью до 4 км. Дамбы выполняются из материала, находящегося на месте, поэтому различны по составу. Грунты, слагающие дамбы, слабо устойчивые и требуют надежного покрытия, которое обеспечивало бы их фильтрационную устойчивость при оттоке фильтрационных вод.

Таблица 4

Грунт	Фракционный состав (мм), % к общему весу								
	80–40	40–20	20–10	10–5	5–2,5	2,5–1,2	1,2–0,6	0,6–0,3	0,3–0,15
I слой фильтра	–	I	I4,7	I8,I	I4,9	I0,2	I9,2	I4,3	5,5
II слой фильтра	25,I	25,6	I7,9	I0,2	I0,6	4,9	4,6	0,5	0,3

Таблица 5

Грунт	Фракционный состав (мм) % по весу												
	200–80	80–40	40–20	20–10	10–5	5–3	3–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,10	1,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005
Взорванный конгломерат	14,9	12,9	12,8	12,6	13,1	3,1	5,8	3,7	8,2	3,5	4,2	3,7	1,5

Грунт	Фракционный состав (мм), % по весу									
	d_{max} = 3,0	0,50	0,50–0,2	0,2–0,15	0,15–0,10	0,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	0,005
Пылеватый песок		10,16	38,53	24,12	6,76	9,75	5,96	3,83	0,89

Таблица 6

Грунт	Цель опыта	К см/сек	Градиенты: крит.	Градиенты: макс.	Примечание
Взорванный конгломерат	Фильтр устойчивость	0,005 до 0,006	I,I	I,8	Перераспределение частиц γ=0,5, выпор при =I,I
Пелеватый песок	-"-	0,0035	-	I,0	
Пылеватый песок и I слой фильтра	Работа I слоя фильтра с несвязным грунтом	0,008	-	2,5	Проникновения в I слой пылеватых частиц не было
		0,04	-	I,0	
Взорванный конгломерат и стеклоткань ССТЭ-6	Заиление материала	0,007-0,02	0,8	2,4	В грунте перераспределение γ = 0,8, ткань не заилена
		-	-	-	
Пылеватый песок и стеклоткань ССТЭ-6	-"-	0,004	-	5,5	Ткань не заилена
		-	-	-	

Покрытие предполагается выполнить треугольными железобетонными плитами из минерального материала.

Движение потока возможно вдоль дамб, т.е. по контакту стекломатериал - грунт, из грунта в крепление и наоборот.

В данном случае грунты, слагающие дамбу, характеризуются следующими составами (табл.7).

Таблица 7

Грунт	Фракции (мм), % по весу						
	0,25	0,25 0,I5	0,I5 0,I0	0,I0 0,05	0,05 0,0I	0,0I 0,005	0,005
Мелкозернистый песок	3,47	3I,I9	25,28	37,97	I,I2	0,37	0,60
Суглинок I	-	I,79	2,60	3,74	64,72	24,64	2,47
Суглинок 2	-	0,43	I,25	3,93	65,56	25,50	2,33
Суглинок 3	-	I,74	I,09	I,09	5I,00	42,86	2,22

На все виды деформаций изучен мелкозернистый песок, суглинки как связные грунты проверялись лишь на устойчивость при движении вдоль контакта со стекломатериалами. Результаты изучения грунтов приведены в табл.8.

Таблица 8

Грунт	Градиенты критические		
	выпор	суффозия	контакт
Мелкозернистый песок	0,75	2,0	0,75
Суглинок I	-	-	2,7
Суглинок 2	-	-	3,2
Суглинок 3	-	-	2,I

Коэффициент фильтрации песка К=0,003-0,005 см/сек. Движение по контакту изучалось с минеральной ватой М-250 и М-300, в которой битума 17,7-19,8% и включений 18-21% (Куйлюкский завод), пропускная способность ваты К=0,05 см/сек.

Самым неустойчивым в отношении контактной фильтрации является мелкоземистый песок, поэтому другие выбранные к рассмотрению стекломатериалы изучались только с песком. Характеристика этих материалов приведена в табл.9.

Стекловолокно, минеральная вата и стеклоткань жгутовая со штапельным утком как наиболее толстая, проверялись на сжатие в компрессионном приборе. Слой стекловолокна при нагрузке, соответствовавшей весу плиты, значительно уменьшился в толщине и в пропускной способности, а при нагрузке 4 кг/см^2 с 40 мм уменьшился до 3 мм с полным нарушением структуры и сильным уменьшением пропускной способности. Примерно то же произошло и с минеральной ватой. Эти два материала не пригодны в подстилающий слой по недостатку прочности и пропускной способности.

Жгутовая ткань уменьшилась в толщине с 2 до 1 мм с незаметным уменьшением пропускной способности при нагрузке 4 кг/см^2.

Четыре стеклоткани, приведенные в табл.9, изучались совместно с мелкозернистым песком на изменение фильтрационной устойчивости грунта с тканью, неподтапливаемость и незаиляемость ткани.

Результаты исследования стеклотканей с грунтом даны в табл.10.

Коэффициенты фильтрации одного грунта и грунта со стеклотканями оставались без изменения, т.е. стеклоткани не оказывали влияния на грунт, не уменьшали его пропускной способности. Ткани после опытов оставались чистыми.

Таблица 9

Материал	Прочность на разрыв, кг	Пропускная способность		Примечание
		H, см.	K·см/сек	
4-ремизный сатин со штап. утком с аппретом М-2 (бежевый)	200-I00	I-8	0,0I-0,08	
Стеклоткань ССТЭ-6 (белая)	II0-I00	0,I-0,5	0,0I8-0,080	
4-ремизный сатин, двойной, нить № 9,3	I80-I50	0,25-2,50	0,0I5-0,I50	
Жгутовая ткань со штапельным утком	200-II0	I,0-6,0	0,0I4-0,I50	
Стекловолокно Салаватского завода (розовое)	-	-	0,045	Без пригрузки
			0,020	С пригрузкой пластами 4 кг/см^2
			0,0006	
Минеральная вата М-250 и М-300 Куйлюкского завода (черная)	-	I,0	0,05	

Таблица IO

Материал	$\frac{т}{м^3}$ грунта	Коэф. фильтр. грунта, см/сек	критическое		
			выпор	суффозия	контакт
Мелкоземистый песок	I,5	0,0030–0,0045	–	2,5–I,6	–
Мелк.пес. + 4–ремизн.сатин М–2	I,5	0,0020–0,0040	–	I,5–I,4	2,0
Мелк.песок + ССТЭ–6•	I,5	0,0028–0,0030	–	2,3	–
Мелк.пес.+4–ремизн. сатин, нить № 9,3	I,5	0,0030–0,0060	–	I,6–I,0	–
Мелк.пес.+жгутовая ткань со штапельным утком	I,5	0,0040–0,0060	–	2,0–2,0	–

незаиленными.

На контактную фильтрацию проверялась самая гладкая ткань (табл.IO), контакт которой оставался устойчивым при градиенте равном 2; контакт других тканей тем более устойчив благодаря шероховатости.

Все стекломатериалы, данные по которым приведены в табл.IO, рекомендовались в защитный слой струенаправляющих дамб с предварительной проверкой их на гидродинамическую нагрузку в волновом бассейне на крупномасштабной модели. После проверки подтвердилась их пригодность, но был добавлен защитный слой в IO см из местного песка поверх тканей для предохранения их от механических ударов в период строительства.

П.Н.АЛИЕВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НОВОГО ТИПА ВОДОПРИЕМНИКА В ФЕРГАНСКОЙ СХЕМЕ ВОДОЗАБОРА ДЛЯ УСЛОВИЙ ГИДРОУЗЛА НА р.МАЙЛИСУ

При осуществлении забора воды из рек в ирригационные каналы, в подводящие каналы ГЭС и для других нужд народного хозяйства, одним из основных требований, предъявляемых к водозаборному сооружению, является защита водоприемника от поступления в него донных наносов, транспортируемых рекой. Особенно большие затруднения встречаются при водозаборе на предгорных участках среднеазиатских рек, характеризующихся значительными колебаниями внутригодовых расходов воды и транспортом большого количества донных наносов. Широкое распространение здесь получил ферганский тип водозабора, основанный на принципе использования поперечной циркуляции потока для борьбы с донными наносами. Как показала практика, этот тип водонабора хорошо приспособлен к местным гидрологическим условиям и по сравнению с остальными более успешно справляется с задачей защиты водоприемника от донных наносов, особенно в паводковый период.

Первые конструкции ферганского типа водозабора, как показали модельные исследования и эксплуатация построенных сооружений, обеспечивают забор воды без захвата в водоприемник донных наносов при водозаборе, не превышающем 60% от расхода воды в реке [I].

Криволинейное подводящее русло, рассчитываемое обычно на расход 3–10%-ной обеспеченности, работает при этих и больших расходах, довольно хорошо обеспечивая интенсивную поперечную циркуляцию потока.

С уменьшением расходов воды в реке интенсивность поперечной циркуляции в подводящем русле уменьшается, что заметно снижает эффективность безнаносного водозабора. В этом случае соответственно повышается и процент водозабора.

Дальнейшее усовершенствование получил ферганский тип водозабора, в схему которого внесены некоторые изменения и дополнения, направленные на повышение процента безнаносного водозабора. В частности, искусственно усилена поперечная циркуляция потока с помощью донных струенаправляющих порогов различных конструкций (криволинейные и прямолинейные в плане, Г-образные, "реактивные", ступенчатые и др.), косо направленных к потоку и расположенных перед водоприемником. Применение этих порогов позволило повысить процент безнаносного водозабора в среднем до 80-90%.

Высокие показатели галерей по транспорту наносов были использованы в конструкциях порогов-галерей, предложенных Я.А.Никитиным [2] и С.С.Ходжаевым [3] для ферганской схемы водозабора. По данным модельных исследований, эти конструкции обеспечивают безнаносный водозабор при промывном расходе 10-15%. К основным недостаткам их следует отнести то, что, во-первых, в пределах промывных галерей за счет винтового движения потока происходит взмучивание донных наносов и часть их во взвешенном состоянии поступает через порог водоприемника в канал. Во-вторых, применение их ограничивается условием транспортирования рекой донных наносов определенного максимального диаметра. В условиях небольших рек, несущих относительно крупные донные наносы, боковые отверстия галерей не в состоянии пропустить их и поэтому будут часто забиваться или окажутся вовсе заваленными, а увеличение

же размеров отверстий связано с увеличением промывного расхода. Учитывая указанные недостатки и ограниченность применения известных конструктивных усовершенствований ферганского типа водозабора, а также с целью еще большего повышения процента безнаносного водозабора, нами предлагается новая конструкция водоприемника с наносоотводящей галереей.

Сооружение представляет собой 3-пролетный шлюз--регулятор с несколько заглубленным фронтом (рис.I). Проходящая в теле флютбета галерея имеет горизонтальный вход, находящийся на линии начала бычков по оси среднего пролета. Вход в галерею выполнен в виде воронкообразного углубления, перекрываемого решеткой с размерами ячеек 0,4 диаметра галереи, для избежания закупорки входного отверстия плавающими по дну крупными телами (коряги, зеленые ветки деревьев и др.). Галерея может иметь любые формы сечения. В качестве галереи могут использоваться металлические трубы, которые по сравнению с бетонной поверхностью меньше подвергаются истиранию наносами, в этом случае форма сечения галереи - круглая. Галерея устраивается с небольшим уклоном и выводится в нижний бьеф плотины. Перекрывается она плоским затвором, расположенным в береговом устое водоприемника. Сечение галереи необходимо назначать из условия пропуска промывного расхода, способного транспортировать по галерее максимальное количество поступающих в водоприемник донных наносов. Кроме того, размеры сечения должны быть не менее максимального диаметра донных наносов, поступающих в галерею. На модели исследованного нами сооружения галерея принята круглого сечения с диаметром отверстия 2 см (в натуре 60 см), что соответствует двум диаметрам наиболее крупных фракций донных наносов.

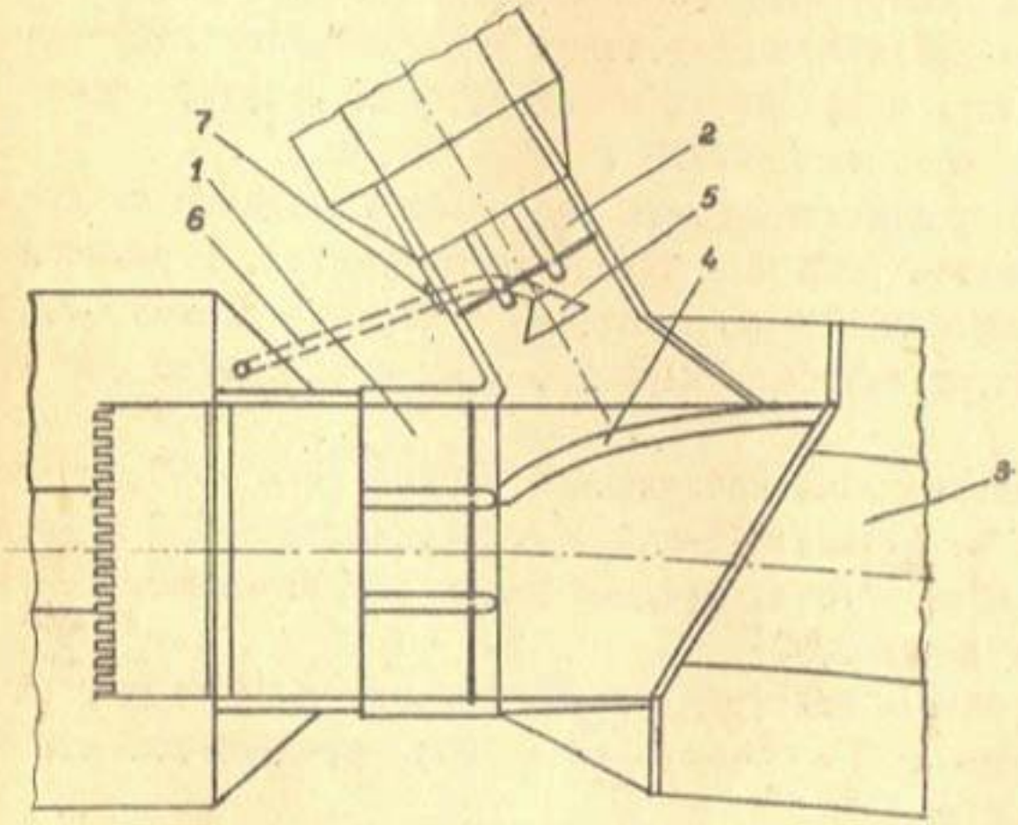


Рис.I. Водоприемник с наносоотводящей галереей в составе водозаборного узла ферганского типа:

I- плотина, 2- водоприемник, 3- криволинейное подводящее русло, 4- криволинейный Г-образный порог, 5- входная воронка в галерею, 6- наносоотводящая галерея, 7- затвор галереи.

Принятое сечение при исследованиях в данном случае пропускало расход воды, равный 5% от максимального расхода водозабора.

Эта конструкция водоприемника была разработана в процессе модельных исследований водозаборного гидроузла на р.Майлису, проведенных в лаборатории регулирования русловых процессов САНИИРИ в 1967-1968 гг.

Створ проектируемого гидроузла находится на предгорном участке реки при выходе ее из ущелья, ограниченного холмистыми возвышенностями, в широкую долину, т.е.в начале конуса выноса. Гидрограф реки представлен на рис.2.

Максимальный наблюденный расход реки - 99,3 $м^3$/сек (1926 г.) расчетные: 1%-ной обеспеченности - 139 $м^3$/сек, 5%-ной - 87,2 $м^3$/сек. Средний уклон рассматриваемого участка реки равен 0,01

Русловые отложения характеризуются большой разнозернистостью ($\mathcal{E} = \frac{d_{95}}{d_5} = \frac{220}{2,2} = 100$), средний диаметр их равен 59,2 мм.

Исследования проводились на пространственной размываемой модели в масштабе 1:30 н.в., воспроизводящей участок р. Майлису протяженностью 750 м: 500 м выше и 250 м ниже створа гидроузла. Проектный вариант гидроузла скомпонован по ферганской схеме с криволинейным Г-образным порогом перед фронтом водоприемника (рис.3).

Особенностью условий работы сооружения является то, что весь расход реки на этом гидроузле забирается через водоприемник в ирригационные системы, и только в короткий период пиков паводковых расходов лишние воды реки сбрасываются в нижний бьеф плотины. В остальное время в ущерб необходимого по плану водозабора производится вынужденный сброс промывного расхода для отвода двига-

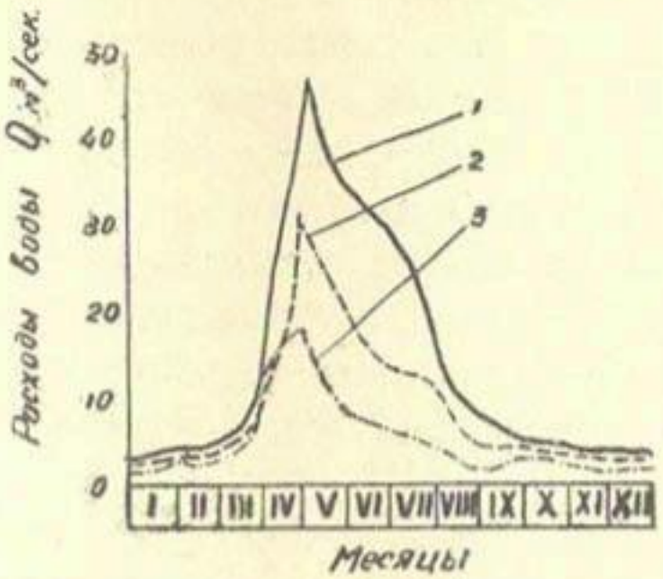


Рис.2. Гидрограф р.Майлису:
I- многоводный год (1949), 2- средний по водности год (1948), 3- маловодный год (1938).

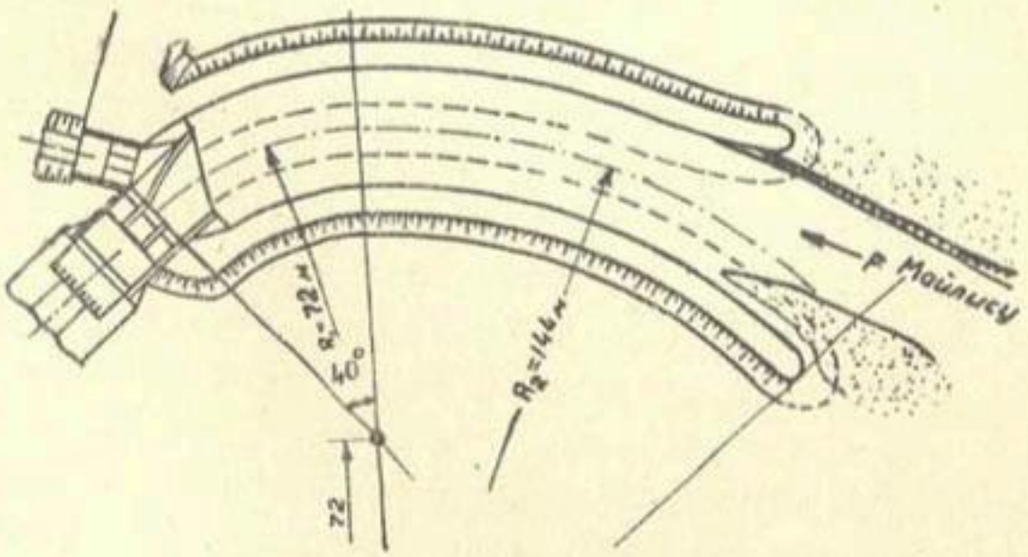


Рис.3. Схема проектного варианта гидроузла.

щихся в реке донных наносов.

Потери воды на отвод донных наносов в период максимального водозабора целиком зависят от эффективности работы промывных устройств. Поэтому наряду с другими вопросами исследований особое внимание уделялось выбору конструкции, наиболее эффективно осуществляющей отвод донных наносов в условиях дефицита сбросных расходов.

Исследовались 4 варианта устройств по борьбе с донными наносами в составе проектной компоновки водозаборного гидроузла.

Вариант I. Проектная компоновка гидроузла (перед водоприемником устроен криволинейный Г-образный порог; рис.3).

Вариант 2. Отличается от первого заменой Г-образного порога ступенчатым конструкции Г.В.Соболина [4]. Для сброса минимального промывного расхода средний пролет плотины разделен на два пролета шириной I,5 и 2,5 м.

Варианты 3 и 4 отличаются соответственно от вариантов I и 2 несколько заглубленным фронтом водоприемника и устройством перед ним наносоотводящей галереи, т.е. введением предлагаемой нами конструкции водоприемника. Галерея круглого поперечного сечения пропускала расход I,27 м^3/сек, что составляет 5% от расхода максимального водозабора, равного 25,3 м^3/сек, внутренний диаметр ее 60 см. Опыты проводились при различных процентах водозабора, наносы подавались соответственно расходам воды согласно графика $\rho = f(Q)$, полученного в результате модельных исследований бытового русла.

При проведении опытов было замечено, что по мере повышения процента водозабора происходит постепенный завал порогов наносами. Так, Г-образный порог в вариантах I и 3 оказывался частично заваленным в средней своей

части при коэффициенте водозабора $\varphi \approx 0{,}7$, и наносы по образовавшейся перемычке через порог проносились в водоприемник. При $\varphi = 0{,}9$ Г-образный порог полностью заваливался и совершенно не работал.

Ступенчатый порог при коэффициенте водозабора $\varphi > 0{,}8$ частично заваливался в концевой своей части. Повышенная ступень порога во всех случаях оставалась свободной от завала. Во всех опытах наблюдались скопления перед порогом крупных фракций донных наносов. При исследовании варианта I наблюдалось экранирующее действие закрытых пролетов плотины, препятствующее движению наносов в промывное отверстие плотины.

После завала порога (Г-образного и ступенчатого) донные наносы направляются в средний пролет водоприемника, двигаясь при этом узкой устойчивой полосой (рис.4). Такое движение объясняется тем, что вследствие лобового удара потока о примыкающий к водоприемнику закрытый пролет плотины, возникает циркуляционное течение с обратным направлением донных струй. Эти струи отбрасывают донные наносы на некоторое расстояние, образуя таким образом зону, в которую не попадают донные наносы: они двигаются в водоприемник вдоль границ этой "безнаносной" зоны.

С другого края водоприемника, за порогом в начальной, не заваленной ее части возникает винтовое движение потока с параллельной порогу горизонтальной осью вращения. Донные наносы, подхваченные этим винтовым потоком, движутся в сторону плотины вдоль порога. Происходит, таким образом, встреча направленных друг к другу двух донных течений, которые собирают двигающиеся донные наносы в узкую полосу. Эта полоса наносов направляется в средний (в данном случае) пролет водоприемника.

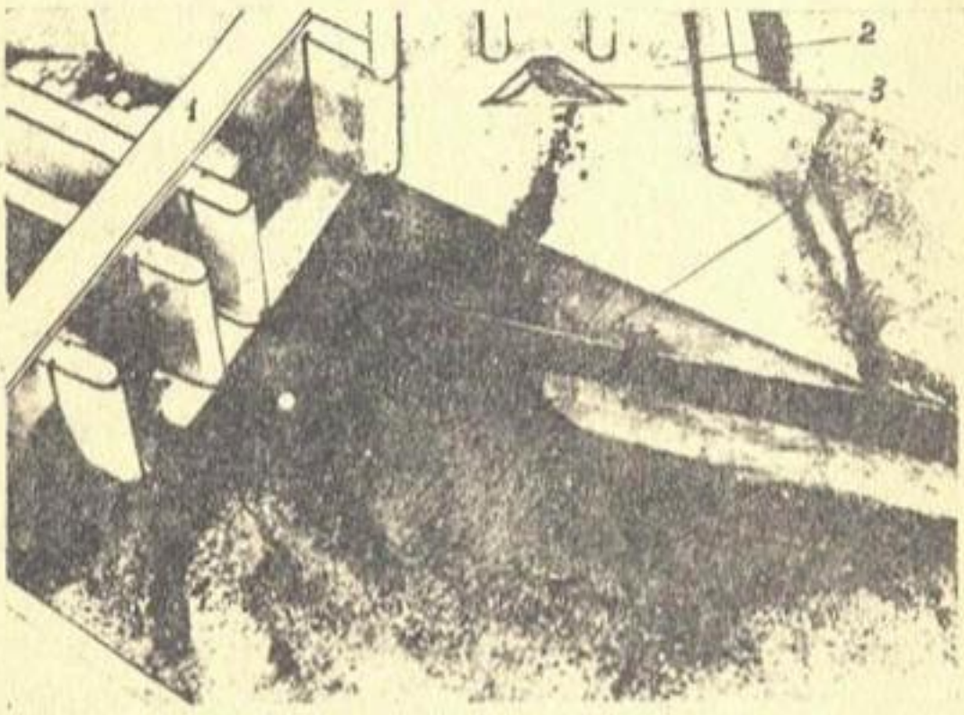


Рис.4. Модель водозаборного гидроузла на р.Майлису (вариант 4). Картина движения донных наносов в наносо-отводящую галерею:
1- плотина, 2- водоприемник, 3- вход в галерею, 4- ступенчатый порог.

Используя такое сосредоточенное движение донных наносов, в предлагаемой конструкции водоприемника наносоотводящие галереи устроили только перед средним пролетом его. При уменьшении общего расхода воды в реке донные течения значительно ослабевают и наносы за порогом двигаются более широкой полосой. В этом случае перехват донных наносов в галерею достигается с использованием принципа отклонения донных струй к сечению с возрастающими погонными расходами при перераспределении расходов воды в поперечном направлении.

Для достижения этого средний пролет водоприемника необходимо держать в полностью открытом состоянии, а расход воды регулировать путем маневрирования затворами крайних пролетов. Основной расход воды сосредоточивается в среднем пролете, за счет чего происходит отклонение крайних донных струй к осевой линии, и вместе с ними направляются донные наносы, где они перехватываются в галерею.

По результатам опытов составлен график, который характеризует работу каждого из исследованных вариантов (рис.5). Как видим из графика, с устройством перед водоприемником наносоотводящей галереи значительно повысилась эффективность работы гидроузла: безнаносный водозабор составляет порядка 95%.

Эффективность работы гидроузла еще больше повысилась при периодическом включении в работу наносоотводящей галереи. Подводящее русло при этом выполняло функции отстойника, в котором при создании подпора происходила аккумуляция донных наносов. Так как при аккумуляции наносов в водоприемник поступала чистая вода, то наносоотводящая галерея в этот период закрывалась.

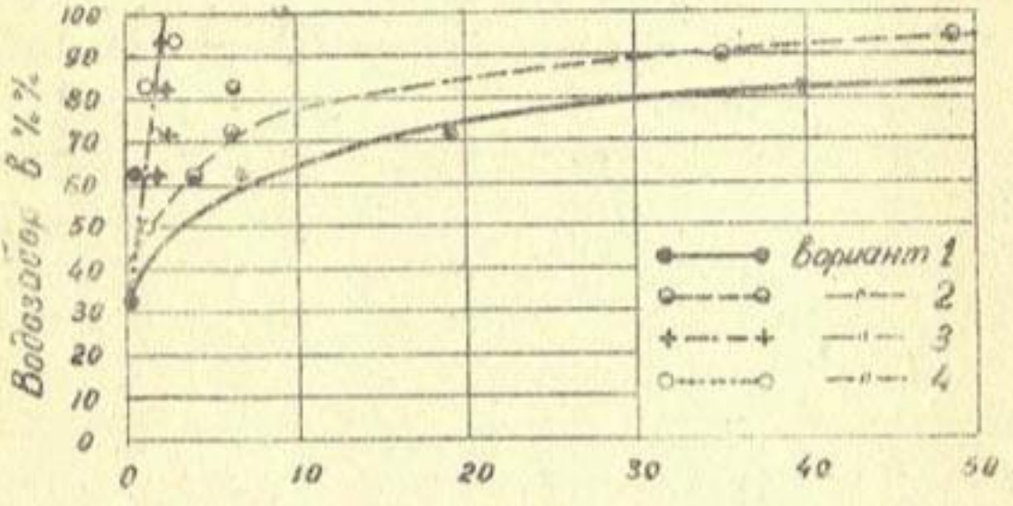


Рис.5. Кривые зависимости завлечения донных наносов в канал от процента водозабора на модели Майлисуйского гидроузла.

По мере заполнения аккумулирующей емкости гряда донных отложений надвигалась к водоприемнику и в момент близкого подхода ее к донному порогу включалась в работу галерея, и постепенно снижался подпертый горизонт воды до исходного уровня.

В таблице приводятся результаты опытов. При периодической работе наносоотводящей галереи безнапорный водозабор был повышен до 97-98%.

При работе галереи в натуре единственным затруднением будет определение момента подхода гряды донных наносов к порогу водоприемника.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ушаков А.П., Шолохов В.Н., Якштас И.А. Низконапорные водозаборные узлы ферганского типа, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1962.
2. Никитин Я.А. Лабораторные исследования вариантов компоновки водозаборного узла Арысь-Туркестанского канала на р.Арысь, Бюллетень НТИ САНИИРИ, № 3. Ташкент, 1958.
3. Ходжаев С.С. Конструкции, улучшающие водозабор ферганского типа, "Изв. АН УзССР", вып.I, 1965.
4. Соболин Г.В. Донный циркуляционный порог, как рациональное средство борьбы с наносами на каналах и водозаборных узлах, "Механизация и электрификация горного земледелия и животноводства", 1963, № 3.

Таблица I

I-й цикл - аккумуляция наносов в в/бьефе					2-й цикл - промыв наносов из верхнего бьефа							Безнаносный водозабор %
величина подпора, м	водозабор %	удельное насыщение потока, кг/м³	продолжительность I-го цикла, мин.	объем осажденных наносов, м³	водозабор %	удельное насыщение потока, кг/м³	продолжительность 2-го цикла, мин.	горизонт воды в конце промыва	объем уловленных в галерее наносов, м³	объем наносов, попавших в канал, м³	завлечение донных наносов в канал %	
0,33	I00	0,37I	330	I03,0	95	0,97	2I0	68I,07	I66,3	5,3	3,I	98,06
0,40	I00	0,374	345	I08,7	95	0,87	240	68I,07	I70.2	4,8	2,7	97,98
0.45	I00	0,370	360	II2,0	95	0,87	300	68I,I0	2I5,I	4,7	2,I	97,75

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к выпуску 117 ТРУДОВ САНИИРИ им.В.Д.Журина

/Русловые процессы/

1968 год

УДК 627.I

О НЕКОТОРЫХ ФОРМАХ БЕРЕГОВОЙ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ГРЯДОВОМ ДВИЖЕНИИ НАНОСОВ ПО НАБЛЮДЕНИЯМ НА МОДЕЛИ р.АМУДАРЬИ

А.М.Мухамедов, В.С.Лапшенков

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В статье описаны визуальные наблюдения размыва берегов при моделировании Тюямуюнского водохранилища на р.Амударье в исследованиях, проведенных на пространственной модели в I967 г. и русловом лотке - в I966 г.

Результаты опытов позволяют выяснить некоторые элементы деформации модельного русла при грядовом движении наносов, которые характеризуют один из видов береговой деформации (размыв берегов).

УДК 532.54

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ИСТОЧНИКОВ И СТОКОВ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧИ ОБ ОБТЕКАНИИ ПОТОКОМ ЖИДКОСТИ СКВОЗНОЙ ШПОРЫ (РЕШЕТКИ)

А.М.Мухамедов, Р.Уркинбаев

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968.

Решение задач инженерной гидравлики связано с установлением характера распределения осредненных скоростей и давлений потока как по вертикали, так и по горизонтали. Знание распределения скоростей и давления потока имеет важное значение для правильного представления физической сущности и установления закономерностей явлений, происходящих у сквозных шпор.

На основе теории источников и истоков, примененной А.М.Миловичем при решении задачи обтекания потоком одиночного цилиндра, нами рассмотрено обтекание потоком жидкости системы цилиндров. Выводится уравнение распределения скоростей и давлений в потоке при наличии системы из двух цилиндров. Это дало возможность установить зависимости, позволяющие определять величины скоростей потока и перепад уровней, создаваемые сквозной шпорой, а также гидродинамическую силу потока, действующую на сваю.

УДК 627.I

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИКИ СКВОЗНЫХ ШПОР

Р.Уркинбаев

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В работе рассматриваются сквозные шпоры, состоящие из вертикальных свай (в виде решетки).

В результате теоретических проработок и экспериментальных исследований установлены:

I) коэффициент местного сопротивления сквозных шпор в зависимости от коэффициента застройки, степени стеснения, ширины потока и от угла установки;

2) пропускная способность сквозных шпор;

3) скорость течения потока ниже сквозной шпоры;

4) угол растекания потока в зависимости от угла установки шпоры и от других факторов;

5) глубина местного размыва между сваями, а также в головной части сквозной шпоры.

Полученные данные позволяют с достаточной точностью проанализировать изменение гидравлических элементов потока при наличии сквозных шпор.

УДК 627.5

ОБ ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ РУСЕЛ РЕК

В.С.Лапшенков
Труды САНИИРИ, вып.II7, 1968

В статье рассматриваются вопросы устойчивости русел рек. Дается физическое обоснование и выражение количественных показателей, которые могут характеризовать устойчивость русел. Предлагается при изучении рек и отдельных их участков оценивать устойчивость русла по изложенной в статье методике.

УДК 532.52

РУСЛООБРАЗУЮЩИЕ НАНОСЫ РУСЛОВЫХ ПОТОКОВ

В.С.Лапшенков

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

В статье дается анализ взаимодействия наносов и наносонесущего потока, при этом отмечается особая роль отдельных фракций наносов, способствующих переформированию русла. На примере амударьинских наносов показана методика выделения из всего состава руслообразующих наносов; дается уточненное их определение.

УДК 627.157

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЛОЩАДЕЙ ЖИВЫХ СЕЧЕНИЙ В ЗАИЛЯЕМЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ

В.С.Лапшеников

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

Статья содержит теоретический вывод расчетных зависимостей для вычисления площади сечения аккумулированных в водохранилище наносов. Этот вывод - дальнейшее развитие предположений автора по определению различных характеристик заиления водохранилищ.

На основании предложенного ранее "метода отсечения" отдельных участков водохранилищ автор составляет уравнение, выражающее объем заиления между двумя смежными створами водохранилища.

Для условий поставленной задачи эти расчетные смежные створы сближаются на расстояние I м, что позволяет принять условие равенства величин площадей этих двух смежных поперечных сечений водохранилища. Объем заиления между двумя створами численно равен площади поперечного сечения отложений наносов при заилении.

Показатель степени одного из членов уравнения оказался очень малым. Это позволяет, после разложения части выражения в ряд, заменить его более простым и достаточно точным выражением.

В окончательном виде формула для определения площади поперечного сечения аккумулируемых наносов имеет следующий вид:

$$F_y = F_n e^{-\frac{t}{E}} \left(e^{\frac{t}{E}} - 1 - \frac{t}{E}\right)$$

Здесь F_y - заиленная площадь поперечного сечения водохранилища через t лет;

F_n - предельная площадь заиления этого же поперечника;

e – основание натуральных логарифмов;

E – характеристика заиляемости водохранилища;

$$E = \frac{V_n}{\varepsilon G}$$

V_n – предельно заиляемый объем расчетного участка водохранилища;

G – сток взвешенных наносов в единицу времени;

ε – доля осаждения наносов на расчетном участке водохранилища в начальный момент времени;

$$\varepsilon = \frac{\rho_0 - \rho'}{\rho_0},$$

ρ – мутность воды в расчетном створе в начальный момент времени;

ρ_0 – расчетная бытовая мутность.

УДК 627.15

НЕКОТОРЫЕ МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ АМУДАРЬИ В СРЕДНЕМ И НИЖНЕМ ТЕЧЕНИИ

Х.А.Исмагилов

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

Особенностью Амударьи является то, что она неустойчива, блуждает в своей широкой пойме вследствие большого уклона реки (поймы) и, следовательно, избыточных скоростей потока, в 2-3 раза превышающих допустимые для грунтов (наносов), которые состоят из песка со средней крупностью 0,25-0,15 мм. Кроме того, река несет огромное количество наносов, поступающих из ее верховьев, и благодаря вышеуказанным особенностям режима, эти наносы непрерывно транспортируются при всех расходах реки.

Изучение морфометрии рек начато сравнительно недавно. Анализируя существующие морфометрические зависимости для естественных потоков, их можно выделить в две группы: эмпирические - типа В.Г.Глушкова, С.Т.Алтунина, С.И.Рыбкина и др.; формулы М.А.Великанова, основанные на теории размерностей, исходящих из общих положений, разработанных еще В.М.Лохтиным. Однако, все исследования в области морфометрии проведены применительно к условиям равнинных рек европейской части СССР, а также для предгорных и горных участков рек.

Учитывая особенности Амударьи, при отыскании морфометрических зависимостей мы пользовались формулами М.А.Великанова.

Путем анализа и обработки натурных данных гидравлических элементов для среднего и нижнего течения Амударьи мы составили морфометрические зависимости для семи

створов. При этом для Амударьи, как и следовало ожидать, оказался пригодным П вариант формулы М.А.Великанова, в котором средний диаметр частицы грунта ложа (наносов) заменяется ее гидравлической крупностью (фактор подвижной шероховатости).

В результате осреднения обработанных данных всех участков среднего и нижнего течения реки получены следующие обобщенные зависимости:

$$\frac{bi}{da} = 3{,}8\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gdi}}\left(\frac{i}{\alpha}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^{0{,}48},$$

$$\frac{hi}{da} = 0{,}095\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gdi}}\left(\frac{i}{\alpha}\right)^{\frac{5}{2}}\right]^{0{,}28}$$

Значения показателей степеней и коэффициентов в приведенных зависимостях определены также статистически, методом корреляционного анализа.

Анализ натурных данных показывает, что на Амударье, относящейся к рекам с легкоразмываемым руслом, ширина русла с увеличением расхода воды возрастает в большей степени, чем на реках европейской части СССР.

УДК 627.I

К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ РАЗМЫВАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ РУСЛОВОГО ПОТОКА

А.М.Мухамедов, Х.А.Ирмухамедов, О.А.Каюмов

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

Многообразие формул для определения неразмывающих скоростей, дающих редультаты вычислений, отличающиеся друг от друга, создает значительные трудности для правильного выбора той или иной расчетной зависимости.

В связи с большим практическим значением рассматриваемого вопроса авторами проведены исследования по экспериментальной проверке некоторых зависимостей. При этом в качестве размываемого материала использовались семь разновидностей равнозернистых несвязных песчаных и гравелистых материалов средней крупностью 0,I6; 0,40; 0,8I; I,23; I,72; 3,22 и 7,4 мм. Помимо этого, использовалась и изгарь с $d_{ср}$ = 0,77 мм, отличающаяся физико-механическими свойствами.

Проведенные исследования, а также анализ и обобщение некоторых опубликованных в печати экспериментальных данных позволили установить, что режим неразмывающих скоростей относится к квадратичной области сопротивлений.

Расчетная формула по определению неразмывающих скоростей выражается $U_0 = I,25\sqrt{g}\ (hd)^{0,25}$, - формулой Б.И.Студеничникова, но с несколько уточненным коэффициентом (I,25 вместо I,I5).

Получена и формула для определения динамической скорости $U_{0_к} = 0,I68\sqrt{g}\,h^{a_1}d^{a_2}$

Сопоставление собственных опытных данных, а также данных В.С.Кнороза и И.К.Никитина с результатами вычисле-

ния по предлагаемой зависимости дают удовлетворительную сходимость.

Исследования, проведенные с целью проверки закона распределения скоростей и закона сопротивлений подтвердили установленное нами положение, что режим неразмывающих скоростей для частиц практически любой крупности ($d_{ср} > 0{,}15 \div 0{,}20$ мм) относится к квадратичной области сопротивления.

УДК 627.15

К ПРОБЛЕМЕ ОСВОЕНИЯ ПОЙМЕННЫХ ЗЕМЕЛЬ РЕК ПРЕДГОРНОЙ ЗОНЫ В ГУСТОНАСЕЛЕННЫХ РАЙОНАХ РЕСПУБЛИК СРЕДНЕЙ АЗИИ

Ф.Ш.Ишаев

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

Современные поймы рек предгорной зоны на равнинах очень развиты в ширину. Они превосходят потребную ширину русел рек в 10-20 раз. Если отделить русла рек от пойм сквозными тетраэдными дамбами ограждения и распланировать отторженные пойменные участки, то в паводки эти земли будут кольматироваться мутными водами, загражденные русла углубятся на 1-1,5 м; через 2-3 года пойменные земли станут незатапливаемыми, так как горизонты воды в реках понизятся, что улучшит почвенно-мелиоративное состояние земель низменностей в речных долинах, страдающих от близости стояния грунтовых вод. Появится возможность использовать отторженные пойменные земли под зерновые культуры, кормовые травы и сады.

Современные поймы рек предгорной зоны занимают большие площади. Например, пойма р.Чирчик на равнине - 20 тыс.га, ширина ее колеблется в пределах 1-2,5 км. Если отделить русло от поймы, то освободится около 18 тыс.га пойменных земель для хозяйственного использования.

Сужение рек дамбами ограждения исключит ежегодные потери культурных земель от боковой эрозии; во много раз уменьшатся потери ценной речной воды на испарение и фильтрацию, уменьшится поступление песка из рек в ирригационные каналы и намного облегчится эксплуатация водозаборных узлов и других сооружений на реках.

УДК 627.4

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МАКСИМАЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ ВОРОНКИ РАЗМЫВА У ГЛУХОЙ ШПОРЫ

О.А.Каюмов

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

Для обоснованного проектирования и надежной эксплуатации глухой шпоры необходимо в первую очередь знать размеры деформаций, возникающие в результате местного размыва. Несмотря на значительный объем выполненных ранее исследований рассматриваемый вопрос далек от своего полного разрешения.

Результаты проведенных нами опытов позволили оценить степень влияния основных факторов на глубину размыва. При отыскании расчетных зависимостей использовался так называемый коэффициент относительной глубины воронки размыва $K_R = \frac{H_{max.}}{R}$.

Влияние гидравлических элементов потока и крупности частиц, слагающих русло при режиме неразмывающих скоростей, может быть выражено кинетичностью потока (Fr):

для $Fr < 0{,}35$ $K_R = 4{,}9 \frac{1}{n} Fr^{0.25}$,

для $Fr > 0{,}35$ $K_R = 2{,}8 \frac{1}{n} Fr^{-0.25}$. Влияние степени стеснения $n = \frac{Fr}{\ell}$ (где B - ширина русла, ℓ - длина шпоры) характеризуется безразмерным коэффициентом $\frac{1}{n}$; угла поворота шпоры в плане α ($90 \geqslant \alpha > 0$) - коэффициентом $K_\alpha = \sqrt[4]{\sin \alpha}$; угла наклона напорной грани шпоры Q - коэффициентом $K_\theta = \sqrt{\cos \theta}$; степени неоднородности материалов $\xi = \frac{d_{85\%}}{d_{50\%}}$ приближенно характеризуется коэффициентом

$$K_\xi = \frac{1}{\sqrt[6]{\xi}}.$$

УДК 627.160

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА В МЕЛКОПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

В.А.Скрыльников

Труды САНИИРИ, вып.II7, 1968

В статье приводится вывод расчетной формулы по установлению длины распространения деформации русла в мелкопесчаных грунтах в зависимости от времени размыва.

В прежних работах расчет общего размыва рекомендовался выполнять по зависимостям, в которые неизвестным элементом входила длина размыва; по каждой заданной длине размыва производилось вычисление объемов размыва и соответствующего времени размыва. Наши рекомендации в значительной степени упростят предложенный ранее расчет общего размыва русла.

УДК 532.52

ПРОГНОЗ ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА В НИЖНИХ БЬЕФАХ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

В.А.Скрыльников

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В работе выведено уравнение деформации русла для условий поступления из верхнего бьефа нагрузки потока руслоформирующими наносами. Для условий общего размыва оно является более общим по сравнению с уравнением деформации, предложенным И.И.Леви. При отсутствии поступления наносов из верхнего бьефа и в случае установившегося режима полученное уравнение переходит в уравнение Леви.

На основе выведенного уравнения деформации получены зависимости, позволяющие прогнозировать общий размыв с учетом поступления наносов из верхнего бьефа.

УДК 626.8

РЕЖИМ РАБОТЫ ОТСТОЙНИКА, СОХРАНЯЮЩИЙ УСТОЙЧИВОСТЬ КАНАЛОВ В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ

В.А.Скрыльников

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

Исследования, выполненные ранее в лаборатории гидросооружений САНИИРИ, позволили установить, что в мелкопесчаных грунтах излишняя нагрузка потока вызывает плановую деформацию канала с искривлением динамической оси. Предложены рекомендации по определению устойчивых элементов канала при вполне определенной нагрузке потока наносами. Излишняя мутность должна быть задержана в отстойнике. При этом разработаны рекомендации по определению размера руслоформирующих фракций, задерживаемых отстойником. В связи с этим приведены условия устойчивости каналов и изложен метод определения размера и количества руслоформирующих наносов, что необходимо для назначения режима работы отстойника.

УДК 627.157

К ВОПРОСУ ДВИЖЕНИЯ ДОННЫХ НАНОСОВ НА КРИВОЛИНЕЙНЫХ УЧАСТКАХ РУСЛА

П.Н.Алиев

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

Движение частиц донных наносов на криволинейных участках русла после полного формирования поперечного профиля дна происходит по криволинейным траекториям, параллельным берегам русла. Поперечная устойчивость их при этом обеспечивается равенством действующих на частицу поперечных сил противоположного направления. Так как соотношение этих сил зависит от диаметра наносов, то при разнозернистости влекомых наносов происходит их сортировка в поперечном направлении: крупность их возрастает от выпуклого берега к вогнутому, что и наблюдалось в опытах других исследователей.

При модельных исследованиях донных струенаправляющих порогов различных конструкций в ферганском типе водозабора необходимо учитывать происходящую сортировку донных наносов в подводящем русле, которая при длительном формировании дна подводящего русла создает неблагоприятные условия работы донных порогов.

УДК 626.01:627

РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНОЙ ВЫСОТЫ УСТУПА ВОДОСЛИВНОЙ ПЛОТИНЫ

Х.И.Заиров

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

Автором предлагается особый критерий для оценки эффективности работы носков различных конструкций, учитывающий одновременно глубину воронки размыва и ее местоположение. Указывается, что с помощью введенного критерия можно легко определять наиболее рациональную конструкцию носка и сопоставлять работу носков, изученных другими исследователями. Для цилиндрического гладкого носка приводится теоретический расчет оптимальной высоты уступа водосливной плотины и угла отброса струи с носка.

УДК 627

К ВОПРОСУ О ГЛУБИНЕ МЕСТНОГО РАЗМЫВА В МЕЛКОПЕСЧАНОМ РУСЛЕ

Туманов А.А.

Труды САНИИРИ, вып.II7, 1968

В статье изложены результаты лабораторных исследований по проверке расчетной зависимости, найденной теоретическим путем. Согласно исходной схемы глубина размыва в мелкопесчаном русле $H_p = F(h_{max}; \alpha; V_{max}; V_g; K; m; \beta)$,

где h_{max} – максимальная глубина подходящего потока;
α – угол атаки; V_{max} – максимальная скорость (осредненная по вертикали);
V_g – скорость отраженной струи;
K – тангенс угла растекания струи;
m – величина заложения откоса;
β – безразмерный коэффициент.

Эмпирически установлены значения коэффициентов K и β.

УДК 627.8

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-НОМОГРАФИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ В РАЗНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ ВОДОВЫПУСКОВ ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

Горюнов С.М.

Труды САНИИРИ, вып.II7, 1968

Динамика грунтового потока в зоне водовыпусков из водохранилищ носит ярко выраженный пространственный характер. В формировании грунтовых вод за сооружением участвуют такие факторы, как конструкция и размеры сооружений, конфигурация бьефов, геологическое строение основания, гидрологические особенности района и пр. Фильтрационные расчеты в основании водовыпусков должны учитывать указанные факторы.

Однако современные методы расчета не отражают реальных условий протекания потока. Поэтому применение их в данном случае ошибочно.

В статье дается обоснованный экспериментально-номографический расчет пространственной фильтрации группы водовыпусков с учетом разнородности основания, а также освещается методика изучения пространственной фильтрации с решением обобщенной задачи на основе метода ЭГДА.

Полученные автором экспериментальные номограммы позволяют легко и быстро определить расчетные параметры потока: фильтрационный напор на сооружение и максимальные градиенты на выходе потока в отводящий канал как для недренированных водовыпусков, так и водовыпусков с дренажем.

УДК 626.013

С.М.ГОРЮНОВ, С.В.ГАЛАЙКЕВИЧ

ВЛИЯНИЕ БЫТОВОГО ГОРИЗОНТА ГРУНТОВЫХ ВОД НА БЕЗНАПОРНЫЙ РЕЖИМ ПОТОКА В ЗОНЕ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

В статье дается решение плановой задачи фильтрации в основании быстротоков-перепадов с учетом гидрогеологических особенностей местности, предлагается точное гидромеханическое решение плановой задачи фильтрации, наиболее полно отражающее картину движения потока вблизи сопрягающих сооружений. Полученное решение позволяет удобно и быстро определять расчетные параметры потока.

УДК 532.54

К ВОПРОСУ О ЗАВИСИМОСТИ РАЗМЫВАЮЩЕЙ ДОННОЙ СКОРОСТИ ОТ ГЛУБИНЫ ПОТОКА

В.В.Акулов

Труды САНИИРИ, вып.117,1968

Используя наиболее употребительные формулы, при помощи которых определяются скорости по вертикали – (1), (2), (3) и размывающие скорости – (4), (5), (6), (7), автор выразил размывающую скорость через донную. При этом глубина потока в новых выражениях не сократилась,следовательно,она влияет на величину донной размывающей скорости.

Другой вопрос – насколько близкие результаты дают принятые в обработку формулы.

Рассмотренные зависимости при данной постановке вопроса согласных результатов не дали.

УДК 627.142

К ВОПРОСУ О КОЭФФИЦИЕНТЕ ШЕРОХОВАТОСТИ РЕЧНЫХ РУСЕЛ (НА ПРИМЕРЕ р.ЧАДАК)

Н.И.Зудина

В результате измерений абсолютной шероховатости русла р.Чадак (Узбекистан), автором получены зависимости среднего диаметра частиц русловых отложений и диаметра 5%-ной обеспеченности от уклона дна на участках створов. Это подтвердило справедливость основного принципа гидравлической классификации горных рек М.Ф.Срибного, согласно которой коэффициент шероховатости является прямой функцией уклона дна русла, а также справедливость вывода В.Н.Гончарова о том, что среднюю высоту выступов шероховатости дна русла реки следует определять по размерам наиболее крупных отдельностей русловых отложений, а не по среднему диаметру их.

Ввиду наличия на рассматриваемом водотоке гидрометрического створа, были сопоставлены значения коэффициентов шероховатости n , полученные из гидрометрических измерений и вычисленные по различным формулам, имеющим применение в практике гидрологических расчетов. Отмечены систематические ошибки, которые наблюдаются при использовании этих формул, и установлена возможность их применения для определения коэффициента шероховатости n .

УДК 624.132.3

ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА ГРУНТОЗАБОРА ЗЕМЛЕСОСНЫМИ СНАРЯДАМИ И РАЗРАБОТКА НОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ГРУНТОЗАБОРНОГО УСТРОЙСТВА С ГИДРОРЫХЛИТЕЛЕМ

А.А.Львов

Труды САНИИРИ,вып.II7, 1968

В статье излагаются исследования процесса грунтозабора землесосными снарядами. В результате экспериментов выявлено влияние на грунтозабор и поля скоростей всасывающих потоков положения всасывающего наконечника в забое, установлено наиболее благоприятное положение наконечника, составлена схема экранирования всасывающих потоков специальным экраном. Разработано новое грунтозаборное устройство с гидрорыхлителем.

Исследования по установлению параметров размыва несвязных и связных грунтов затопленной гидромониторной струей позволили назначить характеристики гидрорыхлителя в случае очистки от наносов оросительных каналов и дноуглубительных работах на реках.

УДК 532.542

ПОТЕРИ НАПОРА ПРИ ГИДРОТРАНСПОРТЕ МЕЛКОДИСПЕРСНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПО ТРУБАМ

Е.В.Жилин

Труды САНИИРИ, вып.II7, 1968

До настоящего времени исследования напорного гидротранспорта проводились в основном на средне- и крупнозернистом материале и для них же получены расчетные зависимости по определению гидравлических сопротивлений.

Некоторые отрывочные данные по гидротранспорту мелкодисперсных материалов приведены в работах А.П.Юфина, Н.А.Силина, С.Г.Коберника. На базе этих опытных данных автором рекомендуются формулы для гидравлических сопротивлений. Однако сопоставление их для одного и того же исходного материала показывает значительное расхождение, в связи с чем очевидна необходимость дальнейших исследований по названному вопросу.

Опыты проводились в лабораторных условиях на полупромышленной гидротранспортной установке, включающей набор исследуемых труб диаметром I00, I47, 200, 250 и 300 мм. В результате получены величины гидравлических сопротивлений в большом диапазоне насыщения потока твердым материалом.

Учитывая формы воздействия взвеси на гидравлические сопротивления, в своё время описанные для открытых потоков С.Х.Абальянцем, автор получил расчетную зависимость для определения гидравлических уклонов в пределах критического режима.

Проведенный статистический анализ всех опытных данных, показал сравнительно незначительную относительную ошибку предлагаемой расчетной зависимости от фактически фиксируемых уклонов.

УДК 626.821:681.142

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗАКРЫТЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭЛЕКТРОННО-ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИН

Г.А.Безбородов

Труды САНИИРИ, вып. 117, 1968

Приводится гидравлический расчет закрытых оросительных систем, состоящий из трех основных расчетов (расчет невязки напора, вычислений транспортирующей способности потока и размывающей скорости потока) с использованием электронно-вычислительных машин, давший большую экономию времени и гарантию высокой точности вычислений.

УДК 626.013

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛОТИНЫ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Н.А.Цветкова

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В статье описано состояние плотины после заполнения водохранилища водой в первые годы временной эксплуатации (образование в нижнем клине провальных воронок, вынос профильтровавшейся водой мелких частиц и пр.), приведен состав грунтов тела и основания плотины, описан характер наблюдений на ней (показания пьезометров, расход воды, мутность и др.), приведены результаты изучения фильтрационной устойчивости грунтов тела и основания, указаны мероприятия, устраняющие неполадки на плотине (новый состав фильтра дренажа, более высокое расположение его, конструкция и пр.).

УДК 626

МИНЕРАЛЬНЫЕ СТЕКЛОВОЛОКНИСТЫЕ МАТЕРИАЛЫ В ОБРАТНЫХ ФИЛЬТРАХ ДРЕНАЖЕЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Н.А.Цветкова

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В статье описаны примеры применения минеральных стекловолокнистых материалов в качестве обратных фильтров, изложены требования, предъявляемые к этим материалам, методика их изучения и условия их пригодности, а также результаты лабораторных опытов и наблюдений в натуре и на крупномасштабных моделях для трех конкретных объектов.

Изложенные данные дают основание считать, что минеральные стекловолокнистые материалы могут быть применены в качестве обратных фильтров или в их составе при условии соблюдения всего комплекса требований, предъявляемых к обычным фильтрам и с учетом изменений прочностных и фильтрационных свойств этих материалов при статических и динамических нагрузках.

УДК 627.8

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НОВОГО ТИПА ВОДОПРИЕМНИКА В ФЕРГАНСКОЙ СХЕМЕ ВОДОЗАБОРА ДЛЯ УСЛОВИЙ ГИДРОУЗЛА НА р.МАЙЛИСУ

П.Н.Алиев

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

Применяемые в ферганском типе водозабора усилители поперечной циркуляции в виде донных струенаправляющих порогов различных конструкций не могут обеспечить предельно большого процента безнаносного водозабора из-за происходящего завала их донными наносами и экранирующего действия закрытых пролетов плотины промывного отверстия.

Предлагаемая конструкция водоприемника с наносоотводящими галереями, как показали модельные исследования на примере Майлисуйского водозаборного гидроузла ферганского типа, может с успехом осуществлять борьбу с донными наносами при больших процентах водозабора. С помощью этой конструкции можно осуществлять промыв наносов из верхнего бьефа, не прекращая подачи воды в ирригационную сеть. При этом безнаносный водозабор достигает 97-98%.