МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

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

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 120

Гидравлика сооружений, русловые процессы

Ташкент—1970

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

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

ТРУДЫ САНИИРИ

выпуск 120

Гидравлика сооружений, русловые процессы

Ташкент—1970

УДК 626

В сборнике рассматриваются теоретические вопросы гидравлики сооружений, предлагаются новые конструкции гидротехнических сооружений; излагаются вопросы регулирования потока и выправления русла, занесения верхних бьефов, низконапорных гидроузлов.

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

Редакционная коллегия

Р. А. Алимов, Х. А. Аскаров, Г. Г. Валентини, И. И. Горошков, А. А. Калыров, С. И. Кеберле, Н. Т. Лактаев, В. С. Лапшенков, А. М. Мухамедов, Ф. Н. Наджимов (*отв. ред.*), У. Ю. Пулатов, А. А. Рачинский (*зам. отв. ред.*), И. Б. Хамадов, Х. И. Якубов.

С.Х.АБАЛЬЯНЦ

СКВОЗНЫЕ БЕРЕГОЗАЩИТНЫЕ ОДЕЖДЫ ДЛЯ НИЗОВЬЕВ РЕК

В 1959 г. на р.Амударье в районе термезского порта, по предложению А.Н.Гостунского, была построена причальная стенка с креплением прилегающего дна "тюфяком" из полуметровых спиралей, свитых из 6 мм катанки в два неполных слоя. Такое решение было принято после безуспешных попыток крепления берега бетонными и железобетонными плитами и другими способами - все эти конструкции в короткий срок подмывались и разрушались.

Наблюдения в натуре показали, что сколько-нибудь значительных размывов у построенной стенки не произошло в течение нескольких лет, несмотря на значительный свал реки к берегу на этом участке /10/.

Описанная сквозная одежда представляет собой новый вид крепления, основанный на выдвинутом ее автором еще в 1936 г. принципе рассредоточенного гашения избыточной размывающей энергии потока на реках с легко размываемым руслом.

Массивные сооружения, применяемые при регулировании русел, приводят к сосредоточению энергии водных масс в количествах, намного превышающих энергию в обычном русле. Избыточная энергия вызывает нежелательные местные размывы дна у опор. Русла в предгорных участках рек, сложенные из крупного материала, оказывают значительное сопротивление размыву, растущее с глубиной и вследствие отмостки зоны размыва крупным камнем.

В руслах же из слабого мелкозернистого материала дно у опор массивных сооружений быстро размывается, сооружения проседают и, кроме того, обладая повышенным удельным весом, они "тонут" в песке в течение короткого срока. Вы-

ходом из положения является рассредоточенное гашение энергии потока путем устройства системы мелких сопротивлений рассредоточенных на всей площади в зоне защиты.

А.Н.Гостунский предложил и обосновал метод расчета сквозных конструкций /6/. Иной метод расчета таких устройств, основанный на простых соображениях, предложен нами /5/. В этой связи пришлось заново рассмотреть вопрос о глубине ожидаемого размыва у берегозащитных креплений применительно к условиям р.Амударьи /4/.

В связи с интересом, проявленным к новому виду крепления, возник вопрос о защите берегов на участках рек с легко размываемым ложем вообще. Кроме того, результаты новых исследований позволяют уточнить некоторые параметры в предложенных ранее расчетах. В этих условиях целесообразно дать улучшенное решение задачи проектирования и расчета сквозных берегозащитных одежд в едином изложении, что и является целью настоящей статьи.

Факторы размыва берегов

Размывы берегов составляют часть общего явления деформаций русел рек, проявляющихся наиболее резко и беспорядочно в низовьях, сложенных обычно из мелкозернистых собственных отложений. На р.Амударье, в ее среднем и нижнем течении эти размывы очень интенсивны и имеют местное название "дейгиш". Отмечены случаи, когда река отрывает от берега полосы шириной в несколько десятков метров за сутки и несколько сот метров за сезон.

Дейгиш проявляется обычно в период нарастания паводков, а иногда и при спаде расходов и уровней. Можно считать, что основной причиной смыва берега является в обоих случаях поперечный свал потока к нему, причем во втором случае его интенсивность меньше, но возникает другой разрушающий фактор: движение фильтрационного потока от берега

к реке с большими градиентами. Такое мнение высказывалось неоднократно различными наблюдателями (А.Н.Гостунский, С.Т.Алтунин и др.) и является, по-видимому, правильным.

Следовательно, можно предположить, что одним из главных факторов размыва берега является степень свала потока к берегу, определяемая углом атаки. Если же этот угол равен нулю, то наибольшая глубина у берега может быть не больше, чем в любой другой точке поперечного сечения; для рассматриваемого участка Амударьи она, например, равна 5–6 м.

Другим не менее важным фактором является разница в скоростях течения отдельных фрагментов руслового потока. Г.В.Железняков указывает, что параболический профиль является наилучшим аналогом естественного профиля руслового потока /7/. В параболическом сечении максимальная глубина в полтора раза больше средней. По многочисленным данным, приведенным Железняковым, приблизительно такое соотношение имеет место и в естественных реках. В плесовых створах наибольшая глубина бывает у вогнутого берега, но указанное отношение сохраняется.

Полагая, что сечение русла параболическое и средняя по вертикали скорость изменяется в соответствии с местной глубиной, а также учитывая, что для широких русел гидравлический радиус приблизительно равен средней глубине, получим следующие приближенные значения для средней скорости по сечению и на вертикали с наибольшей глубиной:

$$v_c = C_0 h_c^{2/3} i^{1/2}; \qquad v_м = C_0 h_м^{2/3} i^{1/2};$$

$$\frac{v_м}{v_c} = \left(\frac{h_м}{h_c}\right)^{2/3} = 1{,}31.$$

По натурным данным Г.В.Железнякова, отношение это в среднем оказалось равным I,3, т.е. близким к расчетному. Однако на Амударье это отношение, как увидим ниже, значи-

тельно больше, что составляет одну из особенностей Амударьи, связанную с неустойчивостью ее русла.

Большое расхождение между максимальной и средней скоростями можно объяснить тем, что русло реки состоит из гладких протоков, формирующихся в межень и в период нарастания и спада расходов, и промежуточных побочней (гряд) повышенной шероховатости. В то же время мутность в различных вертикалях по ширине сечения изменяется незначительно и весьма слабо связана с местной скоростью течения. Так, на одном из поперечников створа Чатлы на Амударье /I2/ отношение осредненных по вертикали значений наибольшей скорости к наименьшей оказалось равным 5,7, а соответствующее отношение мутности - лишь I,26. Приблизительно равномерное распределение мутности по сечению является, по-видимому, следствием интенсивного перемешивания потока и того факта, что временное снижение скорости в том или ином объеме воды не ведет к немедленному выпадению из него взвеси.

Отсюда можно предположить, что местные токи воды с повышенной скоростью, обладают и сравнительно большей транспортирующей способностью, в то время как среднее удельное содержание наносов в потоке соответствует его средней скорости течения.

Общую картину размыва берега применительно к Амударье можно представить так. В русле в процессе движения формируются гряды различного порядка - от мелких рифелей до побочней или баров, занимающих значительную часть ширины русла. Во время малых расходов побочни образуют систему островков и протоков между ними, направленных нередко под значительным углом к берегу. При нарастании расходов и уровней островки затопляются, но в отдельные разработанные протоки, направленные к берегу, проходит значительная часть расхода реки. Подобная же картина имеет место и в

период спада.

Поток, ударяясь о берег, сложенный из легко размываемых грунтов, обрушивает его и обратным током по дну уносит продукты размыва. Интенсивность процесса в данном случае зависит целиком от интенсивности уноса потоком размытого грунта. При этом, поскольку полное измельчение и взвешивание грунта происходит не сразу, избыточная транспортирующая способность потока используется не полностью. Описываемая картина, разумеется, грубо схематизирована, однако основанные на такой схеме расчеты, как увидим, приводят к приемлемым результатам.

Пусть на берег направлен поток глубиной $h_м$ и скоростью течения $v_м$, превышающей среднюю v_c. Погонный расход q будет при этом равен $v_м h_м$, а погонный расход, приходящийся на один метр линии берега $q_1 = v_м h_м \sin\alpha$, где α - угол встречи потока с берегом. Если предположить, что струя, ударяясь о берег и почти не расширяясь, тут же возвращается по дну обратно, то можно считать, что унос потоком продуктов размыва определится приближенно следующим выражением для избыточной средней мутности /3, 9/

$$\rho = De\,\frac{v_м^3 - v_c^3}{g h_м w}\ кг/м^3,$$

где D - коэффициент (в случае учета движения всех наносов в русле, включая донные, его можно принять равным 0,26 /12/);

e - коэффициент, меньший единицы, учитывающий неполное использование транспортирующей способности потока.

Количество материала берега, уносимого с каждого его погонного метра в единицу времени

$$q_т = \rho q_1 = De\,v_м \sin\alpha\,\frac{v_м^3 - v_c^3}{g w}\ кг/сек.$$

Сделаем несложный расчет для определения возможной интенсивности размыва берега. Пусть средняя скорость течения будет 2 м/сек; скорость свального течения $v_н$ =I,8 x x v_c = 3,6 м/сек; угол встречи $\alpha = 30^0$; $\sin\alpha = 0,5$; средняя гидравлическая крупноеть продуктов размыва w=0,02 м/сек. Примем условно величину коэффициента $e = 0,3$. Примем, наконец, что берег возвышается над уровнем воды на 7 м, а глубина потока при размыве равна 8 м. Для смыва полосы берега шириной I м должно быть унесено материала (7+8)I,7=25 т.

С каждого погонного метра будет унесено за единицу времени

$$q_т = 0,26 \cdot 0,3 \cdot 3,6 \cdot 0,5 \frac{3,6^3 - 2,0^3}{9,81 \cdot 0,02} = 26 \text{ кг/сек.}$$

Для смыва берега на ширину в один метр потребуется $t = 25 \cdot 10^3 : 26 = 960$ сек, или I6 мин., а за 8 часов произойдет смыв берега на ширину 8·60:I6 = 30 м.

Наблюдения показывают, что смыв берега с подобной интенсивностью встречается при дейгише нередко.

Таким образом, можно считать, что размыв дна у береговых креплений определятся двумя главными факторами: углом поперечного свала потока к берегу и отношением наибольшей скорости течения в реке к средней.

Глубина размыва у береговых креплений

Предположим, что размыв дна у берегового крепления или у стенки происходит в результате поперечного свала части речного потока к берегу с максимальными значениями погонного расхода, глубины и средней по глубине скорости течения, свойственными потоку и руслу на данном участке.

Известно, что поток, встречаясь с преградой изменяет свое направление, не изменяя существенно скорости течения, поэтому мы можем считать, что наш поток, встретившись

со стенкой повернет книзу с прежним значением скорости, но затем, находясь в водной среде, будет постепенно расширяться, как затопленная турбулентная струя. Далее, у дна поток поворачивает в сторону от стенки, размывая дно до тех пор, пока скорость течения, уменьшаясь, не достигнет некоторого предельного значения, при котором размыв прекращается (рис.I).

Поток, устремляясь к стенке, совершает далее движение, подобное винтовому: опускается по стенке под углом к урезу, равным углу встречи потока со стенкой, и под тем же углом отходит от стенки у дна. В пределе, при прямом угле встречи поток устремляется вниз по стенке под прямым углом к урезу. Если стенка не вертикальная, а наклонная (откос), то поток направляется вниз с наклоном, по-видимому, меньшим, чем наклон стенки (рис.Iб).

Примем условно за начало струи створ I-I со скоростью и толщиной равными скорости $v_н$ и толщине (глубине) потока на подходе к стенке $h_н$, а за ее конец - створ 2-2 по дну реки после прекращения размыва, со скоростью течения $v_д$ и толщиной $h_д$. В сечении 2'-2', т.е. сразу вслед за поворотом струи у дна, скорость и глубина будут такими же, что и в сечении 2-2.

Далее, будем считать, что условия неразмываемости определяются главным образом режимом возвратного движения струи у дна в горизонтальном направлении от стенки. В области же нисходящего движения, непосредственно у стенки, возникают в связи с поворотом местные вальцы с движением у дна в сторону стенки (рис.Iа). Эти вальцы и вызываемые ими деформации дна, по-видимому, невелики и в первом приближении ими можно пренебречь. Подобные допущения делались и ранее, в частности И.А.Бузуновым /2/.

Длина струи l_0 связана с величиной l, т.е. с глубиной погружения сечения 2-2 под сечением I-I, зависи-

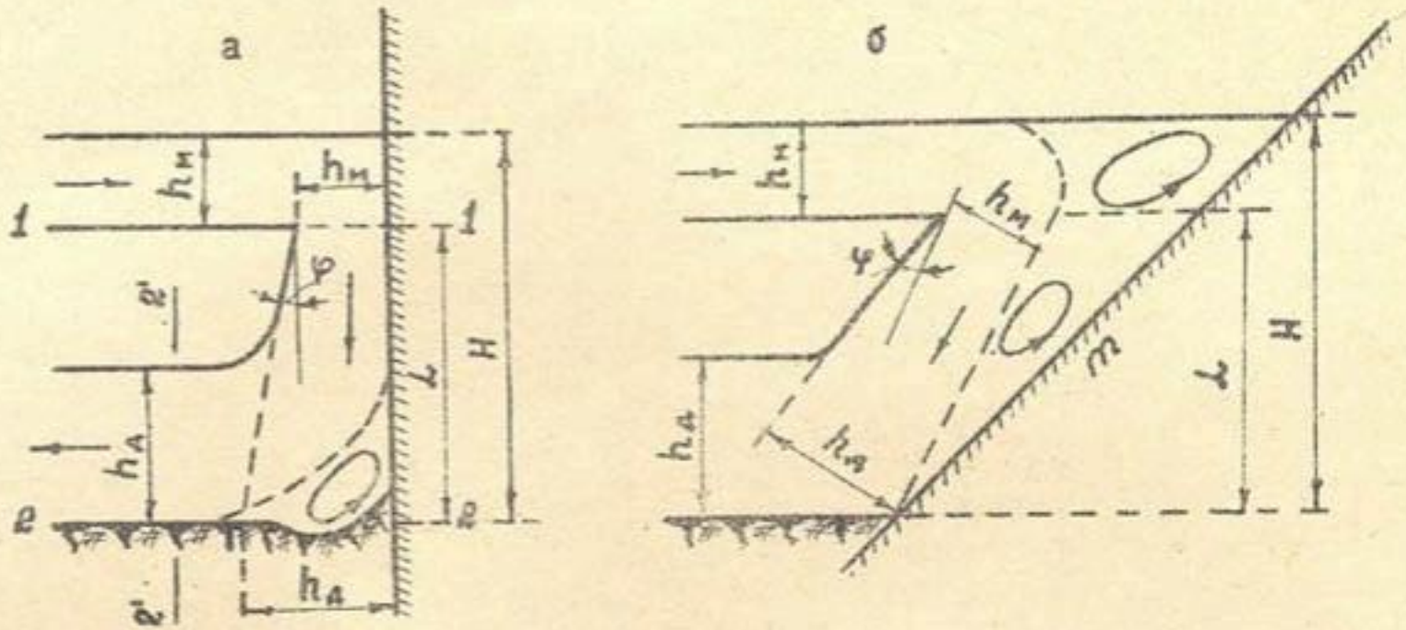


Рис.I Схема размыва у берегового крепления: а-с вертикальной стенкой; б-с наклонной

мостью

$$\mathcal{L}_o = \frac{\mathcal{L}\sqrt{1+(\beta m)^2}}{\sin\alpha}, \qquad (I)$$

где α – угол встречи потока со стенкой;
m – заложение откоса;
β – коэффициент, меньший единицы.

С другой стороны, длина струи определяется из уравнения

$$h_д = h_м + \kappa\mathcal{L}_o = \frac{v_м h_м}{v_д};$$
$$\mathcal{L}_o = \frac{1}{\kappa} h_м \left(\frac{v_м}{v_д} - 1\right), \qquad (2)$$

где κ – тангенс угла расширения струи φ. Из (I) и (2) находим

$$\mathcal{L} = h_м \frac{\sin\alpha}{\kappa\sqrt{1+(\beta m)^2}} \left(\frac{v_м}{v_д} - 1\right). \qquad (3)$$

Искомая глубина размыва

$$H = h_м + \mathcal{L} = h_м\left[1 + \frac{\sin\alpha}{\kappa\sqrt{1+(\beta m)^2}}\left(\frac{v_м}{v_д} - 1\right)\right]$$

или

$$H = C h_м, \qquad (4)$$

где

$$C = 1 + \frac{\sin\alpha}{\kappa\sqrt{1+(\beta m)^2}}\left(\frac{v_м}{v_д} - 1\right) \qquad (5)$$

Правый член уравнения (5) обращается в единицу в двух случаях: при $\alpha = 0$ и при $v_м = v_д$. В обоих случаях глубина у стенки равна наибольшей глубине потока на

данном участке. Заметим, что для нашей расчетной схемы необходимо, чтобы соблюдалось условие $H \geq h_м + h_д$. При $h_м + h_д > H > h_д$ мы имеем некоторую переходную область, для которой можно также с известным допущением пользоваться уравнением (5). Физически эту область можно представить так, что нижняя часть поступательного потока притормаживается верхней частью возвратного потока, что в целом уменьшает интенсивность размыва.

Перейдем к определению величин, входящих в уравнение (5).

Величина $\varkappa$, согласно данным теории и опыта /I/, изменяется в узких пределах и в среднем можно принять

$$\varkappa \approx 0{,}2. \qquad (6)$$

Угол свала или встречи потока со стенкой α определяется, исходя из конкретной конфигурации потока на данном участке и защищаемого берега. У верхового оголовка этот угол может быть максимальным или близким к нему: 90^0–60^0. По основной же линии берегового крепления этот угол может оказаться не более 20^0–30^0.

Коэффициент β можно получить из опытных данных и рекомендаций, имеющихся в литературе. Согласно данным С.Г.Алтунина /2/, для откосов с заложением от I до 3 этот коэффициент заключается в пределах 0,83–0,64.

Примем с осторожностью $\beta = 0{,}6$.

Элементы потока – глубину и скорости течения – следует брать по расходу реки, величина которого определяется, исходя из приведенных выше соображений о природе размыва. При больших расходах, когда поток протекает целым руслом, явления поперечного свала значительно ослабляются. В связи с этим в качестве расчетного следует брать примерно максимальный расход I0–20%-ной обеспеченности.

Глубина $h_м$ является максимальной в сечении русла, а скорость $v_м$ – наибольшей (осредненной по глубине) местной скоростью течения в русле. Эти значения получают путем изучения гидрометрических данных на створах, располагаемых на участке защиты.

Анализ гидрометрических данных по нижнему течению Амударьи /II/ показал, что отношения наибольшей глубины к средней и наибольшей скорости к средней по сечению несколько снижаются с увеличением расхода реки, однако при этом намного превышают эти же отношения в реках с устойчивым руслом. Средняя величина этих отношений для расходов в Амударье I,5–3,5 тыс.м^3/сек может быть принята равной

$$\frac{h_м}{h_c} \text{ I,9}; \qquad \frac{v_м}{v_c} \text{I,8}.$$

При отсутствии других данных приводимые числа могут быть рекомендованы для ориентировочных расчетов по р.Амударье.

Остается выяснить значение $v_д$. Здесь могут встретиться два случая: первый (основной) – бытовой режим; второй – осветленный поток в нижнем бьефе плотины в первый период эксплуатации, когда все наносы оседают в верхнем бьефе.

Как указывалось, удельное содержание наносов в потоке соответствует некоторой осредненной его транспортирующей способности, а его часть с увеличенной скоростью течения обладает соответственно более высокой транспортирующей способностью.

Последняя определяется для мелких отложений приближенным выражением

$$\rho = D \frac{v^3}{ghw},$$

погонный расход наносов – выражением

$$q_т = \rho h v = D \frac{v^4}{g w}.$$

Таким образом, расход наносов зависит от скорости и не зависит от глубины потока. Примерно к такому же виду можно привести и другие известные уравнения для расхода донных наносов.

Часть потока с увеличенной скоростью течения, образующая свал к берегу, несет наносы в количестве, соответствующем средней скорости течения, но обладает более высокой транспортирующей способностью. Струя, возвращающаяся после встречи со стенкой, размывает дно до тех пор пока скорость течения в результате ее расширения не уравняется со средней бытовой скоростью всего руслового потока. Таким образом, при бытовом режиме скорость возвратного течения у дна в нашей схеме должна равняться средней бытовой скорости течения в русле.

Во втором случае размыв дна прекратится при достижении донной скоростью неразмывающего значения для частиц грунта при данной глубине, за которую мы условно можем принять толщину донной струи $h_д$. Предельную неразмывающую скорость можно взять согласно ТУ Главгидроэнергостроя (СТ24-4396), причем, учитывая самоотмостку дна, нужно взять верхний предел значения скорости. Кроме того, в связи с неизбежным содержанием мелкой глинистой взвеси в потоке можно, согласно существующим рекомендациям, повысить величину предельной скорости на 10%. Например, для мелкого песка получим для глубины в один метр $v_{0,1} = 0{,}32 \cdot 1{,}1 = 0{,}35$ м/сек.

Переход к предельной неразмывающей скорости для донной струи рекомендуется произвести, согласно "Техническим указаниям по проектированию каналов оросительных систем" (1955 г.), по формуле

$$v_0 = v_{0,1}\, h_д^{1/3}. \qquad (7)$$

Таким образом, для этого случая имеем $v_д = v_0$.

Возможны также переходные случаи, когда поток недосыщен наносами или пересыщен ими (период занесения верхнего бьефа). Описанный метод дает возможность решения и таких задач.

Расчет сквозной одежды

Рассмотренный процесс размыва облегчает выяснение гидравлического эффекта сквозной берегозащитной одежды. Прекращение размыва в описанном выше случае достигается в результате уменьшения скорости свального потока $v_н$ до неразмывающей величины v_c при естественном русле. Этот же эффект должен быть достигнут в результате прохождения потока сквозь толщу сквозной одежды.

Исходя из такой схемы, можно предложить следующий несложный метод расчета сквозных конструкций для защиты русла. Размыв дна и берега происходит за счет превышения наибольшей скоростью средней скорости в сечении. Избыточная удельная энергия части потока с наибольшей скоростью течения будет определяться выражением

$$\Delta h = \frac{v_н^2 - v_c^2}{2g}. \qquad (8)$$

Защитные сооружения должны составить систему сопротивлений, гасящих это количество избыточной энергии.

Спирали, лежащие у дна (или на омываемом берегу), можно рассматривать как решетки, пройдя которые поток теряет часть своей энергии; соответственно в нашей схеме уменьшится скорость течения размывающей струи.

Потери в решетках достаточно хорошо изучены в гидравлике; величина их для одного ряда стержней определяется

уравнением /8, стр.106/

$$\Delta h = \zeta_{реш} \frac{v^2}{2g}, \qquad (9)$$

где v - скорость течения перед решеткой.

Коэффициент потерь для круглых стержней вычисляется по выражению

$$\zeta_{реш} = 1{,}79 \left(\frac{d}{b}\right)^{4/3}, \qquad (10)$$

где d - диаметр стержней;

b - просвет между ними.

Расчетную величину просвета можно определить по формуле

$$b = b_0 \sin\alpha, \qquad (11)$$

где b_0 - действительный просвет между стержнями (шаг спирали за вычетом диаметра);

α - угол встречи потока (рис.2а).

Если скорость течения перед первым рядом решеток v, а за ним - v_1, то будем иметь равенство

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} - \zeta \frac{v^2}{2g},$$

$$v_1 = v(1-\zeta)^{1/2}.$$

После n рядов решеток будем иметь соответственно

$$v_n = v(1-\zeta)^{n/2}.$$

Отсюда определится необходимое число рядов решетки для заданного отношения наибольшей скорости к средней

$$n = \frac{2\lg\left(\frac{v_c}{v_m}\right)}{\lg(1-\zeta)} \qquad (12)$$

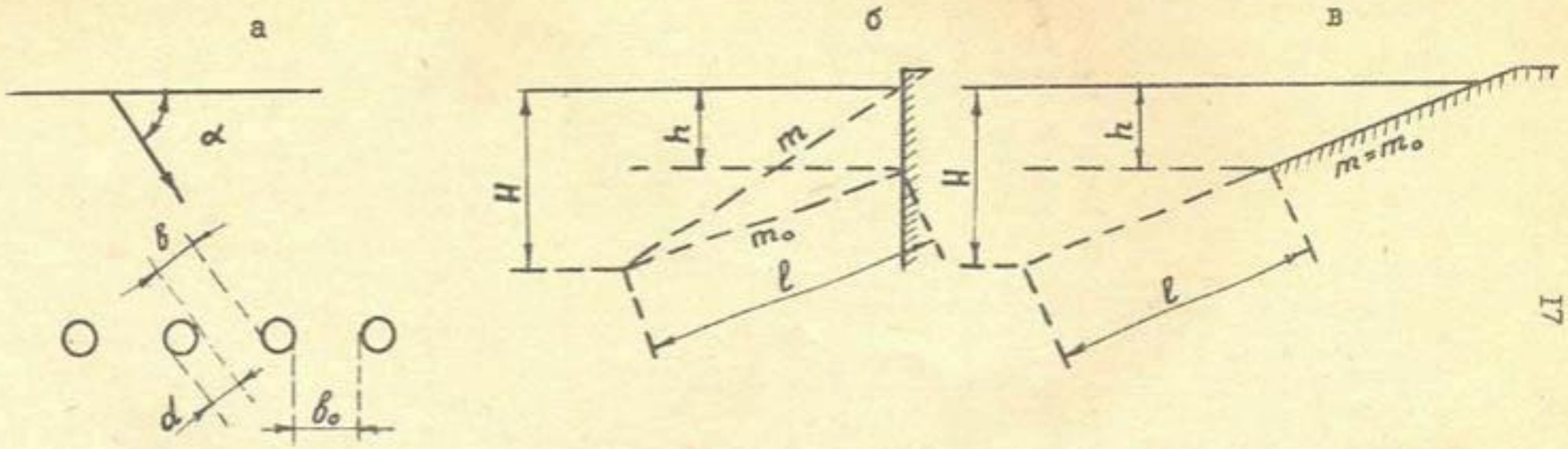


Рис.2 Расчетные схемы

С учетом стержней, дополнительно укладываемых в тюфяк из спиралей при монтаже, можно ввести в расчетную формулу коэффициент и написать для количества спиралей, считая одну спираль за два ряда решеток,

$$n_c = 0{,}8\,\frac{lg\,\frac{v_c}{v_m}}{lg(1-\varphi)}\,. \qquad (13)$$

Ширина крепления берега может быть определена из следующих соображений: будем считать, что естественный откос m_o, формирующийся при данном грунте в воде, должен быть покрыт тюфяком до наибольшей возможной глубины размыва. Последняя определяется по формуле (4), причем для стенки расчетная величина m берется, как показано на рис.2б: задавшись предварительно величиной $m < m_o$ (например, при $m_o = 3$ задаемся $m = 2$) подсчитывается глубина размыва, затем по полученной предварительно глубине размыва подбором уточняются расчетный откос и глубина размыва.

При наличии жесткого откоса или стенки ширина крепления

$$l = (H-h)\sqrt{1+m_o^2}\,. \qquad (14)$$

Если же защита берега осуществляется только тюфяком, то ширина его, исчисляемая от поверхности воды

$$l_т = H\sqrt{1+m_o^2}\,. \qquad (15)$$

Типы и размеры креплений

На рис.3 представлены возможные схемы береговых креплений: при наличии жесткой стенки или откоса (а, б) и их отсутствии (в, г). Наибольший практический интерес для низовьев

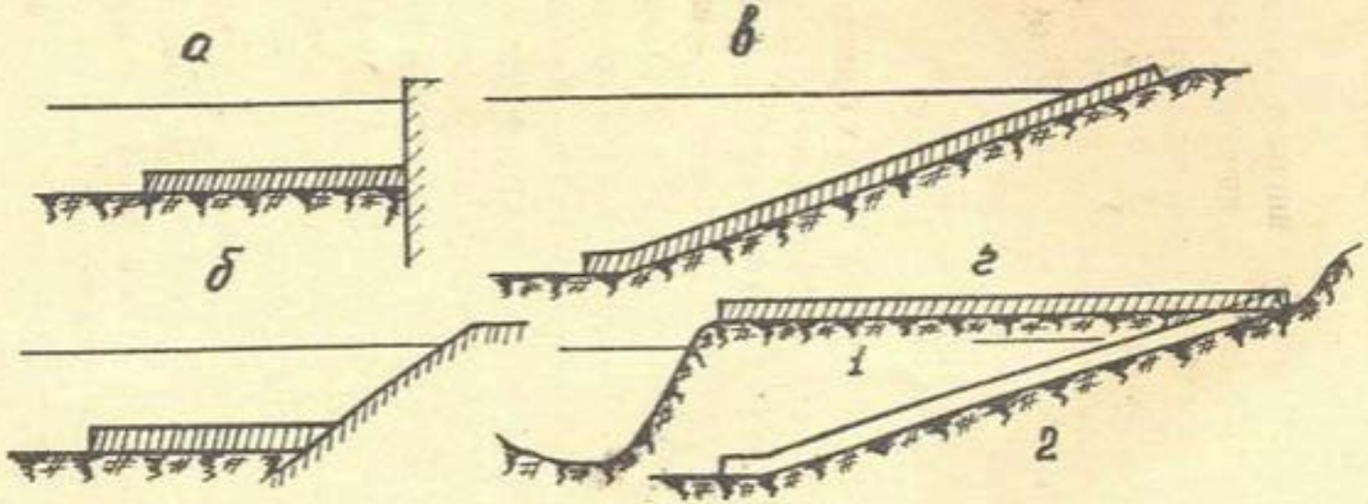


Рис.3 Типы крепления дна: а-у жесткой стенки; б-у жесткого откоса; в-крепление откоса тюфяком; Г-защита берега от размыва

Амударьи в условиях быстро развивающегося дейгиша представляет последняя схема, применение которой возможно, если допускается смыв части берега. На рис.3г показано положение крепления, заготавливаемого, желательно, на низком берегу, до смыва берега (I) и после его смыва (2).

В отношении устройства тюфяка из спиралей следует признать конструкцию, осуществленную у Термезского порта /IO/, удачной и удобной (рис.4). Можно лишь рекомендовать в дополнение к ней устроить под спиралями подстилку из некачественных досок-горбылей сечением примерно 2,5 х 20 см. Тюфяк с досками дольше сохранится на поверхности и будет эффективнее действовать. Наряду с этим должны быть устроены свободно висящие "якоря", примерно по одному на 9-I2 $м^2$ тюфяка.

В случаях, когда расчет показывает необходимость устройства тюфяка из более чем одного слоя спиралей, целесообразно, устроив тюфяк из одного ряда спиралей усилить его слоем неплотно уложенного хвороста, как это показано на рис.4в. Такая конструкция, будучи экономичной, заменит в гидравлическом отношении тюфяк из двух и более слоев спиралей - в зависимости от мощности слоя хвороста. Необходимо лишь следить за тем, чтобы удельный вес тюфяка в целом был существенно больше единицы, во избежание его всплытия и подвижек. В менее ответственных случаях можно отказаться от тюфяка из спиралей и сделать решетку-каркас из арматуры с ячейками, например, 0,5 х 0,5 м и бетонными якорями и надвязать на него неплотный слой хвороста.

При устройстве жестких стенок и откосов на новых объектах имеет значение выбор глубины русла у берега. Эту величину целесообразно принять равной или близкой к наибольшей глубине естественного русла на участке, т.е. $h = h_м$. Вообще, по-видимому, выгоднее уменьшить эту глубину вплоть до полного отказа от жестких стенок и откосов, где это воз-

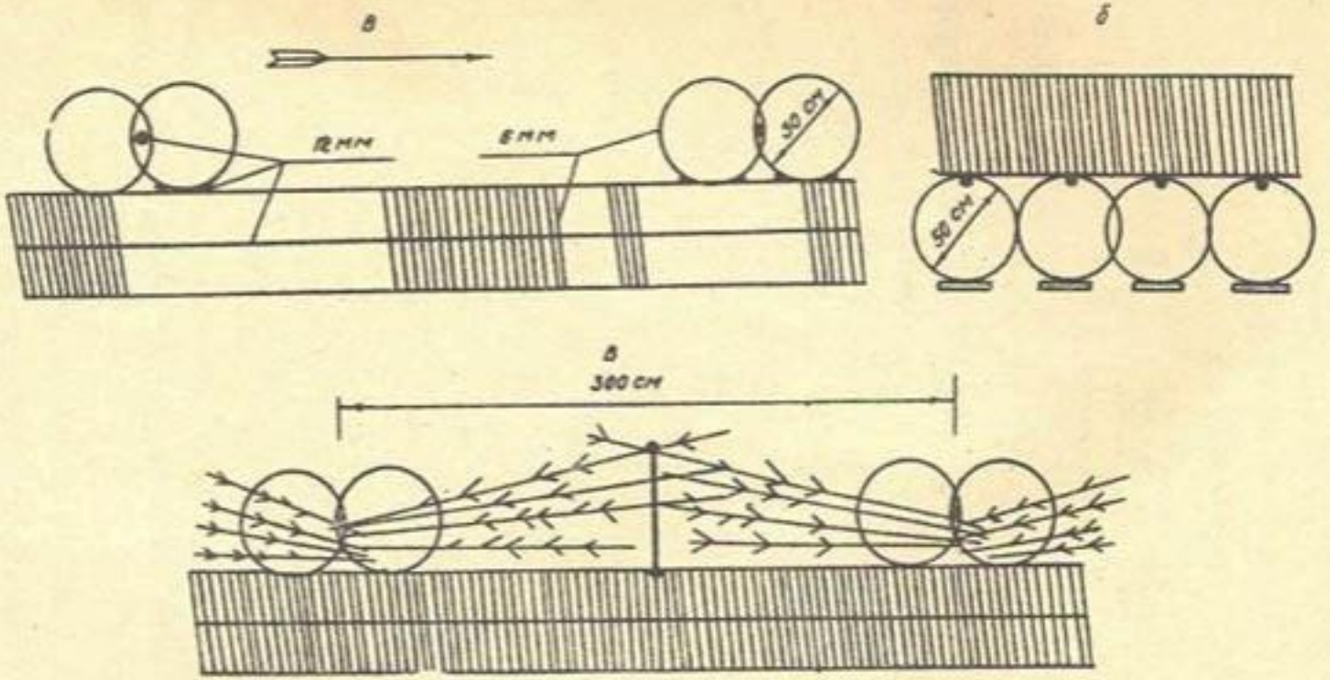


Рис.4 Конструкция тюфяка: а и б-обычная;в-усиленная хворостом

можно, и крепления всего берега спиралями по типу, показанному на рис.3в, г.

Наибольшая мощность тюфяка, определяемая числом слоев спиралей, должна соответствовать участку с расчетной глубиной. С удалением вглубь реки и вверх по откосу мощность тюфяка целесообразно уменьшить.

Примеры решений

П р и м е р I. Защищается берег Амударьи в районе Тахиаташа. Расчетный расход обеспеченностью I0% равен 6I00 $м^3$/сек. Средняя и наибольшая глубины, согласно гидрометрическим данным, соответственно h_c =3,0 м; $h_м$=5,8 м; средняя скорость течения v_c =2,30 м/сек. Из-за отсутствия достаточных данных примем отношение наибольшей скорости к средней $v_м : v_c$ =I,8. Грунт русла -мелкий песок.

Определим глубину возможного размыва в следующих вариантах: у вертикальной стенки и у откоса с заложением m =3 для двух случаев: при угле встречи α =90° (верховой оголовок) и при α =30° (рядовое крепление).

а. Оголовок с вертикальной стенкой. Согласно (5,4)

$$C = I + \frac{I,0}{0,2\sqrt{I+0}}\ (I,8 - I) = 5,0;$$

$$H = 5,0 \cdot 5,8 = 29,0\ м.$$

Полученная величина может показаться слишком большой, однако следует учесть, что в данном случае нами взяты наиболее неблагоприятные условия: вертикальная стенка и встреча потока под прямым углом.

Согласно многократным наблюдениям у мыса Тахиаташ на Амударье, глубины размыва там достигают 28 м. Этот выступ можно скорее рассматривать как оголовок шпоры, однако

условия работы оголовка береговой одежды мало чем отличаются от условий работы оголовка шпоры. Такой же примерно глубины достигали размывы у шпунтовых берегозащитных креплений на Амударье и Чарджоуского железнодорожного моста.

Определим для сравнения глубину размыва для тех же условий по И.А.Бузунову /2, формулы (26) и (26а), стр.34/.

$$H = h_c \left\{ \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \left[6 \left(\frac{v_p \sin\alpha}{v_p'} \right)^{3/4} + \sin\alpha (m-6) \right] + 1 \right\}.$$

Скорости в этой формуле, согласно смыслу ее вывода, означают скорость формирования и предельную неразмывающую скорость, отнесенные к глубине в один метр.

$$v_p = \frac{v_c}{h_c^{1/3}} = 1{,}6 \text{ м/сек};$$

$$v_p' = 0{,}35 \text{ м/сек}, \qquad v_p : v_p' = 4{,}6;$$

$$H = 3{,}0 \left\{ \frac{1}{1} \left[6 \cdot 4{,}6^{3/4} + 1 (0-6) \right] + 1 \right\} = 41{,}5 \text{ м},$$

т.е., глубина размыва почти в полтора раза больше, чем по формуле (4). Объяснить это можно тем, что вывод формулы Бузунова сделан практически для условия размыва дна чистой водой.

б. Оголовок продольного крепления с наклонной стенкой, $\alpha = 90^0$, $m = 3{,}0$. Имеем

$$C = 1 + \frac{1{,}0}{0{,}2\ \sqrt{1+(0{,}6\cdot 3)^2}} (1{,}8-1) = 2{,}95;$$

$$H = 2{,}95 \cdot 5{,}8 = 17{,}1 \text{ м}.$$

в. Рядовая стенка, $\alpha = 30^0$, $m = 0$. Имеем

$$C = I + \frac{0,5}{0,2\sqrt{I+0}}(I,8-I) = 3,0;$$

$$H = 3,0 \cdot 5,8 = I7,4 \text{ м}.$$

г. Рядовой откос, $\alpha = 30^0$, $m = 3,0$. Имеем

$$C = I + \frac{0,5}{0,2\sqrt{I+(0,6\cdot3)^2}}(I,8-I) = I,97;$$

$$H = I,97 \cdot 5,8 = II,4 \text{ м}.$$

Глубина порядка I0-I2 м, по данным наблюдений, имеет место на отдельных, трудно размываемых участках берега реки.

П р и м е р 2. Расчетный расход разен 5600 м^3/сек, $h_c = 2,7$ м; $h_м = 5,I$ м, $v_c = 2,I0$ м/сек. Из-за отсутствия данных примем $v_м : v_c = I,8$.

Определим глубину размыва у вертикальной стенки, защищающей берег, в нижнем бьефе плотины; $\alpha = 30^0$; $m = 0$. Грунт – мелкий песок; $v_{0,I} = 0,35$ м/сек.

Для определения предельной неразмывающей скорости течения у дна зададимся предварительно толщиной струи у дна $h_д = 20$ м. Имеем

$$v_0 = 0,35 \cdot 20^{1/3} = 0,95 \text{ м/сек};$$

$$C = I + \frac{0,5}{0,2\sqrt{I+0}}\left(\frac{I,8\cdot2,I}{0,95} - I\right) = 8,5;$$

$$H = 5,I \cdot 8,5 = 43,3 \text{ м}.$$

Проверим толщину струи у дна при размыве

$$h_д = \frac{v_н h_н}{v_д} = \frac{1{,}8 \cdot 2{,}1 \cdot 5{,}1}{0{,}95} = 20{,}3 \approx 20 \text{ м}.$$

Глубина размыва оказалась значительно большей, чем в предыдущем случае, что объясняет большие размывы и разрушения берегов, вызываемые косым направлением потоков в нижнем бьефе сооружений при неправильной эксплуатации. Поэтому береговые крепления в начале нижнего бьефа нуждаются в защите дна от размыва и следует избегать возможности косого направления потока в таких случаях, добиваясь различными мерами уменьшения угла встречи.

П р и м е р 3а. Определим необходимое число слоев спиралей Гостунского в сквозной берегозащитной одежде для следующих условий: диаметр стержней спирали 6 мм (катанка); шаг 6 см, отношение скоростей течения $v_c : v_м = 1:1{,}8 = 0{,}556$; угол встречи $\alpha = 30^0$; $\sin\alpha = 0{,}5$.

По формуле (II) $b = (6{,}0-0{,}6)0{,}5 = 2{,}7$ см.

По формуле (10) $\varphi = 1{,}79\left(\frac{0{,}6}{2{,}7}\right)^{4/3} = 0{,}24$.

Необходимое количество слоев спиралей (II)

$$n_c = 0{,}8\,\frac{l_g\ 0{,}556}{l_g\ (1-0{,}24)} \approx 1{,}4.$$

Таким образом, для данного случая достаточно устроить тюфяк термезского типа из неполных двух слоев. В этом расчете содержится запас, связанный с тем, что спирали со временем будут неизбежно засоряться мусором, что повысит их эффективность.

б. Рассмотрим более тяжелый случай: лобовой подход, $\alpha = 90^0$; $b = 6{,}0-0{,}6 = 5{,}4$; $v_c : v_м = 0{,}556$.

Тогда

$$\varphi = 1{,}79\left(\frac{0{,}6}{5{,}4}\right)^{4/3} = 0{,}096;$$

$$n_c = 0{,}8\,\frac{\ell g\ 0{,}556}{\ell g\ (1-0{,}096)} = 5{,}4.$$

В этом случае придется либо участить шаг спиралей, либо усилить тюфяк из спиралей хворостом как показано на рис.4в.

П р и м е р 4 а. Определим требуемую ширину крепления берега тюфяками при укрепленной верхней части естественного откоса $m = m_0 = 3$ на глубину $h_м = 5{,}0$ м. Глубина размыва, определенная по формуле (4), получилась равной 12 м.

По формуле (14) $\ell = (12-5)\ \sqrt{1+3^2} = 22$ м.

б. Тюфяком крепится весь берег (15)

$$\ell_т = 12\ \sqrt{1+3^2} = 38\text{ м}.$$

в. Определим ширину крепления у шпунтовой стенки. В этом случае глубина размыва находится подбором.

Примем предварительно за расчетный откос $m = 1{,}8$. По формуле (5)

$$C = 1 + \frac{0{,}5}{0{,}2\ \sqrt{1+(0{,}6\cdot 1{,}8)^2}}\,(1{,}8-1) = 2{,}36;$$

$$H = 2{,}36 \cdot 5{,}0 = 11{,}8\text{ м}.$$

Проверим правильность выбора расчетного откоса (см.рис.2б)

$$m = \frac{3(11{,}8-5{,}0)}{11{,}8} = 1{,}73 \approx 1{,}8.$$

Длина крепления (12)

$$\ell = (11{,}8-5{,}0)\ \sqrt{1+3^2} = 21{,}5\text{ м}.$$

ЛИТЕРАТУРА

I. Абрамович Г.Н. Теория турбулентных струй, М., Физматгиз, I960.

2. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках, М., Сельхозгиз, I953.

3. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках, Тр.САНИИРИ, вып.96, Ташкент, I958.

4. Абальянц С.Х. Глубина размыва у береговых креплений на Амударье, сб."Вопросы гидротехники", вып.27 (юбилейный), Ташкент, I965.

5. Абальянц С.Х. Новый метод защиты берегов р.Амударьи, ж."Гидротехника и мелиорация", I965, № I0.

6. Гостунский А.Н. Регулирование потока сквозными конструкциями, сб."Вопросы гидротехники", вып.27 (юбилейный), Ташкент, I965.

7. Железняков Г.В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии, М., Изд-во АН СССР, I950.

8. Киселев П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам, М., Госэнергоиздат, I950.

9. Леви И.И., Кулеш Н.П. Транспортирующая способность потока, насыщенного мелкой взвесью, "Изв.ВНИИГ", т.66, М.-Л., I960.

I0. Медовиков И.И., Фридман З.Н., Медовиков И.М. Новый тип берегоукрепления, ж."Транспортное строительство", I963, № 9.

II. Туманов А.А. Некоторые гидрологические характеристики р.Амударьи, Тр.САНИИРИ, вып.II6. Ташкент, I968.

I2. Цветкова Н.А. Наносы реки Амударьи, сб."Вопросы гидротехники", вып.I3, Ташкент, I963.

А.М.МУХАМЕДОВ

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ РЕКИ АМУДАРЬИ И ПРИЧИНЫ РАЗМЫВА БЕРЕГОВ (явление дейгиш)

Амударья – самая большая и водоносная река Средней Азии. Максимальные паводковые расходы в среднем ее течении колеблются от 5 до 9 тыс.$м^3$/сек, а за катастрофический принимается расход в I2 тыс.$м^3$/сек.

Меженные расходы изменяются в пределах 400-800 $м^3$/сек. Суммарный годовой сток воды в маловодный год составляет I9 $км^3$, в многоводный увеличивается до 77 $км^3$. Амплитуда колебания горизонтов воды между пиком паводка и меженью 2,5–3 м.

Река переносит большое количество взвешенных и влекомых наносов. Средняя многолетняя мутность ее в нижнем течении 2,56 кг/$м^3$, максимальная-I3. Многолетний наибольший сток наносов равен 2I0 млн.т.

Русло Амударьи непрерывно деформируется из-за больших уклона (0,00015–0,00025) и скорости течения (до 2,5–3,5 м/сек), изменчивости гидрографа в течение года, особенно в период паводка (рис.I); оно сложено из легко размываемых мелких песчаных наносов, диаметр которых не превышает 0,25 мм (d_{φ}= 0,I0–0,I2 мм).

Сток донных наносов на р.Амударье до настоящего времени почти не изучался. Наблюдения показывают, что донные и придонные наносы перемещаются в виде рифелей, песчаных облаков, а также гряд. Размеры рифелей невелики: высота 5–7 см, длина до I5 см. Они образуются главным образом на верхнем скате, а также гребне перекатов; в подвалье рифелей не наблюдается.

В I952 г. Гидропроектом исследованы режимы движения гряд на р.Амударье, в каналах Ташсака и Кызкеткен. На

Амударье гряды изучались в створе Лавак, т.е., примерно, на 26 км выше теснины Тахиаташ. Наблюдения были проведены при расходе около 6000 м^3/сек. Глубина воды в реке была 4-5 м, высота гряд I,5-2,5 м; скорость движения последних составляла I,5-2,0 м/час или 30-50 м/сутки.

Расход взвешенных наносов был определен в I80 кг/сек; донных, переносимых грядами - ориентировочно 7% от стока взвешенных [I].

Явление интенсивного размыва берега, как одна из форм русловых деформаций, происходящее вследствие кратковременного обрушивания потока на берег, в условиях р.Амударьи получило местное название "дейгиш".

Свальное течение (дейгиш) в реке тесно связано с резким подъемом и спадом горизонтов и расходов воды, с одной стороны, (рис.I) и перегрузкой потока наносами, характером и формой перемещения их по дну русла, с другой.

На рис.2 показана форма дна участка русла реки, полученная эхолотированием.

Установлено, что в период дейгиша максимальная величина суточного размыва берега вглубь доходит до 50 м. Поперечное смещение реки от дейгиша в течение года может достигнуть 400 м; в среднем за много лет оно равно I00 м. Размыв берега вглубь может достигнуть I0-I2% от общей его длины.

Причина возникновения дейгиша - занесение основного русла наносными отложениями при резком спаде уровня воды. Такое занесение, вызывая подпор вышележащего участка реки, приводит к прорыву потока в обход, так как переливающиеся через затопленные низкие берега русла отдель-

---

[I] Материалы по производительным силам Узбекистана, вып.II, (ст.С.Т.Алтунина "Русловые процессы, защита берегов от размыва, борьба с наводнениями и наносами"), Издание АН УзССР, Ташкент, I960.

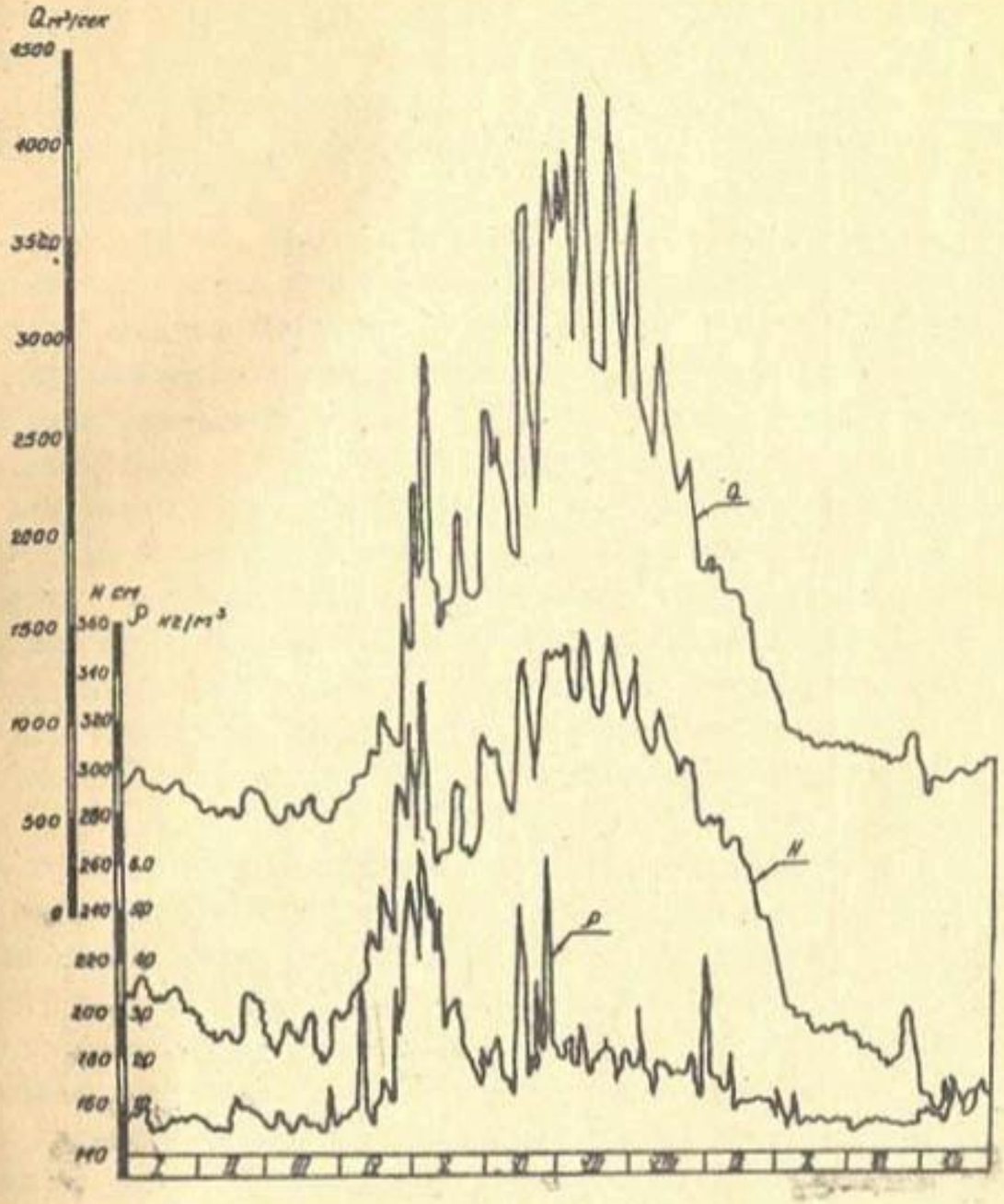


Рис.I График колебания расхода и горизонта воды р. Амударьи и в створе Тюямуюн за 1962г.

-расход воды в м/сек; -горизонт воды в см;

-средняя мутность в кг/м

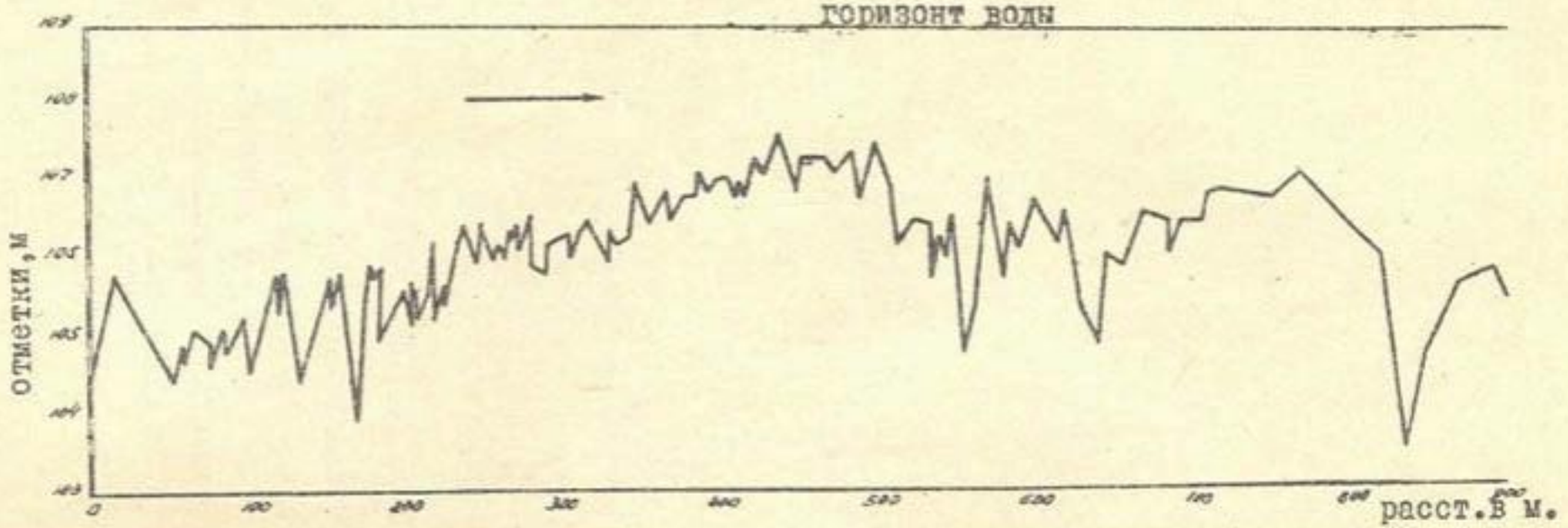


Рис.2 Участок продольного профиля русла реки,полученный эхолотированием.

ные протоки, при наличии большого поперечного уклона пой-
ы в сторону коренных берегов, быстро разрабатывают себе
ложе. В результате создается мощная струя, движущаяся по
клону, в I,5–2 раза и более превышающему продольный ук-
он поймы и, следовательно, имеющая повышенную скорость
ечения, с которой она атакует коренной берег поймы, сло-
енный из слабых, легко размываемых пород. Занесение ос-
овного русла следует объяснить перенасыщением потока
онными и придонными наносами, вытекающим из различия
скоростей движения поверхностных и донных струй.

Расходы воды в реке при спаде паводка уменьшаются
быстрее, чем мутность придонных струй, что объясняет по-
явление дейгиша именно при спаде паводка, а не на подъеме

Дейгиш – распространенное явление на Амударье, при-
носящее ущерб не только сельскому хозяйству, смывая осо-
бенно на блуждающих участках русла большие площади посе-
вов, садов, лесов, ирригационные каналы, дамбы обвалова-
ния, но и населенным пунктам, расположенным вдоль берегов
реки.

За последние годы значительные размывы наблюдались
на левом берегу, в районе каналов Ташсака и Клычбай, а
также в местности Аккум Гурленского района Хорезмской об-
ласти. В 1958 г. в результате дейгиша каналу Ташсака[I] ни-
же головного сооружения угрожал смыв (рис.3 и 4). Для лик-
видации дейгиша и предотвращения разрушения канала были
проделаны защитные работы по креплению берега, а также
регулирование русла земснарядами.

В 1961 и 1962 гг. интенсивный дейгиш наблюдался на
3-м километре головного участка канала, при этом русло ре-
ки переместилось влево на 1700 м и до канала оставалось

I Ташсака – один из крупнейших ирригационных каналов Хо-
резмского оазиса с расходом до 250 м³/сек.

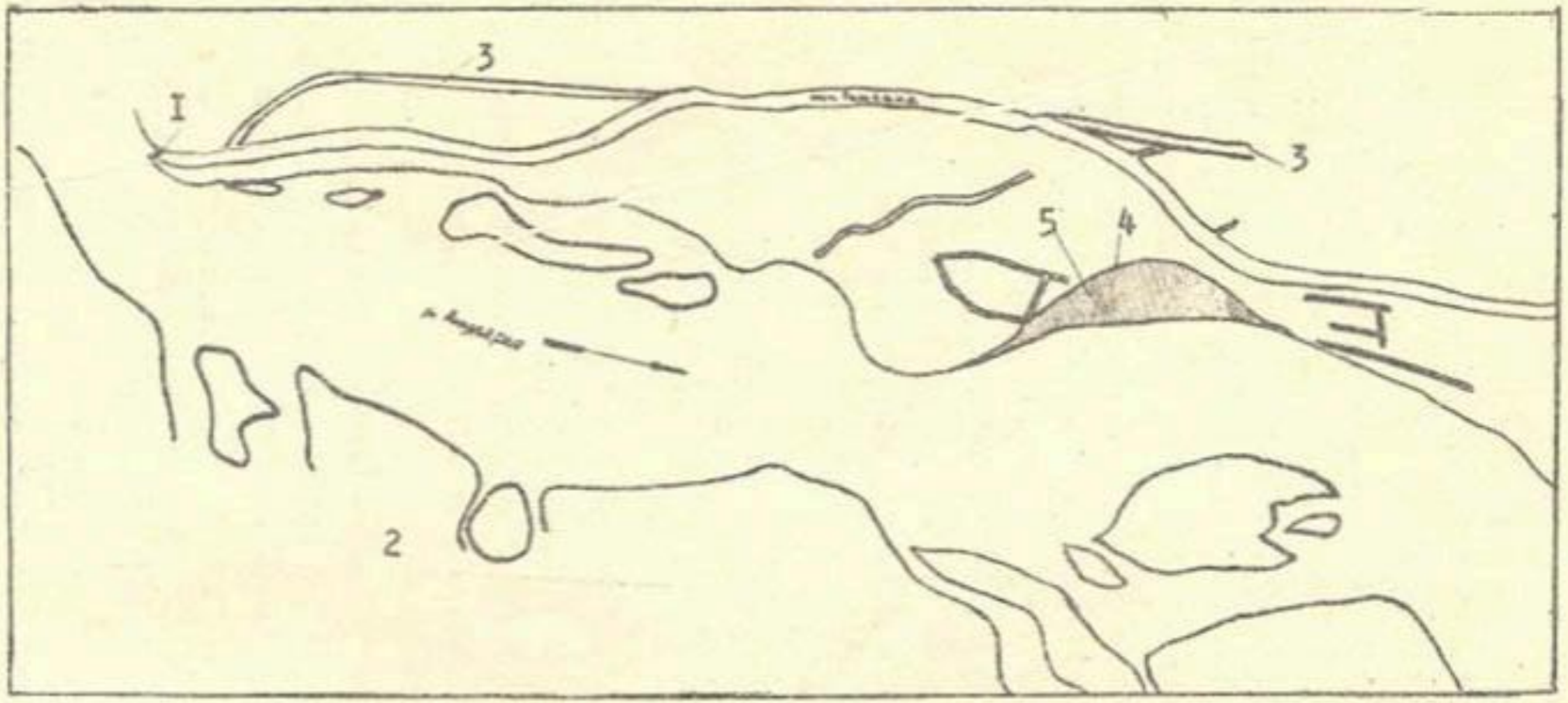


Рис.3 План р.Амударьи ниже головного сооружения к Ташсака по аэрофотосъемке 1961г:

I-головное сооружение канала Ташсака; 2-водозабор канала Пахтаарна; 3-новое обводное русло канала Ташсака; 4-линия берега на 17-18 декабря 1961г.при Q =660 м^3/сек (после дейгиша); 5-площадь размыва 73 га.

Примечание. I. Аэрофотосъемка выполнена 22 июля 1961г при расходе воды 3712 м/сек.

2. Масштаб аэрофотосъемки приближенный.

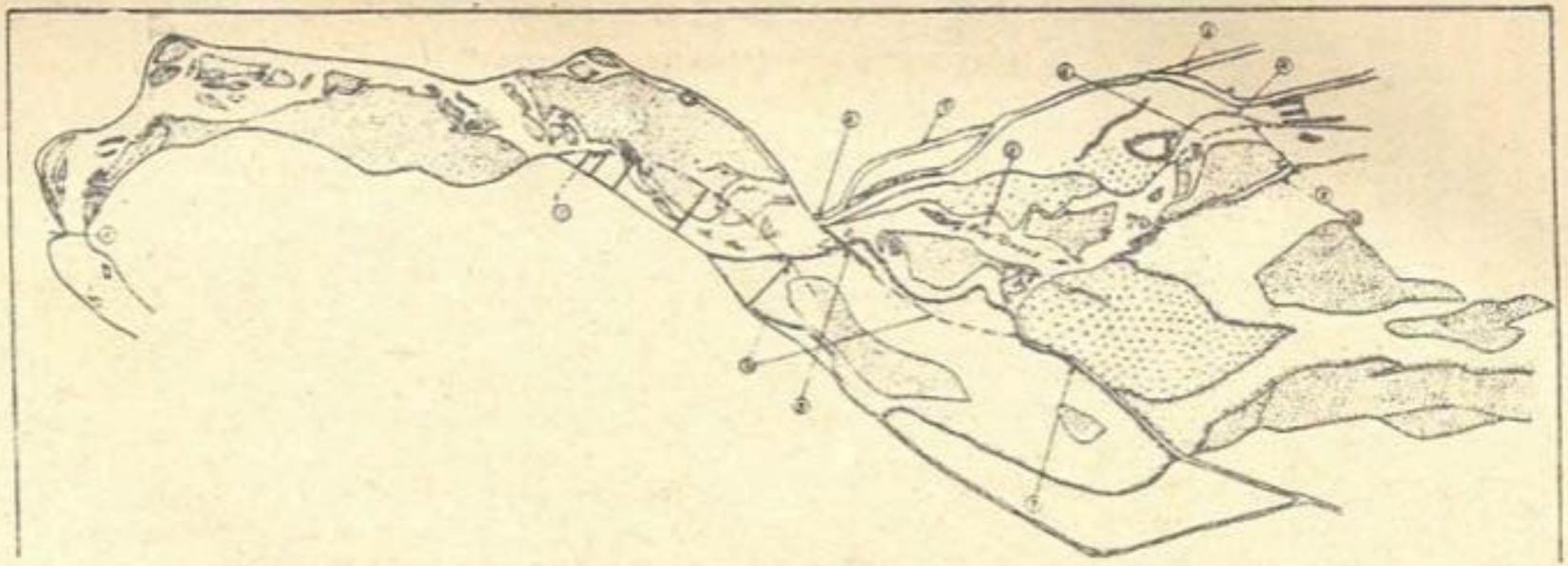


Рис.4. План участка р.Амударьи в районе Тамсака по материалам аэрофотосъемки I7-I8 декабря I96I г. при Q = 660 м³/сек

I - створ Тюямуюн;
2 - заделка;
3 - трасса регулирования поперечными сквозными шпорами;
4 - регулятор Q =250 м³/сек;
5 - новое русло;
6 - площадь размыва 73 га;
7 - новое подводящее русло к-ла Пахтаарна;
8 - русло реки, съемки I7-I8 декабря;
9 - шпора длиной I,5 м;
I0 - участок крепления =2,5 км;
II - линия берега на 22.УП-6I г при Q = 37 I2 м³/сек;
I2 - прорезь выполненная земснарядами =3,4 км.

расстояние 135 м, а в 1963 г. при повторном дейгише река смыла правый берег канала. Поэтому еще в 1962 г. канал Ташсака на этом участке был отведен в новое русло.

С целью изучения механизма явления дейгиша (размыва берегов) и выработки мероприятий по борьбе с ним в 1961-1962 гг. были проведены полевые исследования на 30-км участке р.Амударьи (от теснины Тюямуюна до Октябрь-сака). Ниже даны краткие результаты этих изучений.

Блуждание русла р.Амударьи на участках расположения бесплотинных головных водозаборных сооружений создает опасность отхода основного потока от этих сооружений, а следовательно, ведет к необеспеченности водозабора. Русло этой реки настолько неустойчиво, что не образует закономерных извилин - меандров, характерных для равнинных рек европейской части СССР. Возникающие извилины по длине русла (на блуждающих участках среднего и начала нижнего течений) носят случайный характер.

Вследствие исключительной подвижности русла функциональная связь между расходом воды и гидравлическими элементами, в отличие от других рек, выражена слабо или отсутствует совсем. Неустойчивость русла приводит к образованию свального течения и интенсивному размыву берегов (явлению дейгиш).

Анализ образующегося свального течения начнем с рассмотрения общеизвестных специфических особенностей извилистого течения руслового потока (рис.5, схема I)[I].

I
1. Лохтин В.М. О механизме речного русла, СПб, 1897;
2. Великанов М.А. Образования речных извилин, Изв. АН СССР, серия Геологическая, № 3, 1950.
3. Россинский К.И. и Кузьмин И.А. Некоторые вопросы прикладной теории формирования речных русел, Проблемы регулирования речного стока, вып.I, Изд.АН СССР, 1947.
4. Лелявский С. Введение в речную гидравлику, Л., 1961.

I. Форма русла резко меняется всегда в период половодья.

Во время подъема паводковых вод верхняя часть излучины сильно размывается, а на перекатном участке откладываются наносы и образуются песчаные гряды. Они складываются из взвешенных веществ, идущих из верховьев реки, наносов, образуемых от размыва верхней части излучины, а также частично поймы в верхней части излучины. Часть этих наносов откладывается на перекате, другая уходит вниз по течению. В период паводковых вод, заполняющих все русло, основное направление движения наносов почти совпадает с движением потока на поверхности, т.е. динамической осью (линия А-А-А, рис.5, схема I). Месторасположение и направление песчаных гряд должны, вероятно, совпадать с направлением основного потока. В период спада паводка поток меняет свое направление в соответствии с направлением песчаных гряд (линия В-В-В).

2. На извилистых -меандрирующих - руслах, как известно, при подъеме паводковых вод поток смещается вниз; при спаде - вверх. На основании наблюдений режима движения потока и размыва берегов в районе канала Ташсака это можно объяснить следующим образом (рис.5 схема 2).

А. Смещение потока вниз при подъеме паводковых вод заключается в следующем. Обычно при продолжительном протекании потока со средним или малым расходом воды форма русла становится относительно стабильной и установившейся[1]. Поток из точки B_0 в глубоком русле верхней части излучины через перекат B идет к точке B_2 в глубоком русле нижней части излучины. В точке B_3 вследствие длительного размыва русло также становится довольно глубоким. Кроме того, оно значительно углубляется на перекате, и течение ста-

---

[1] На Амударье эта стабильность слишком кратковременная

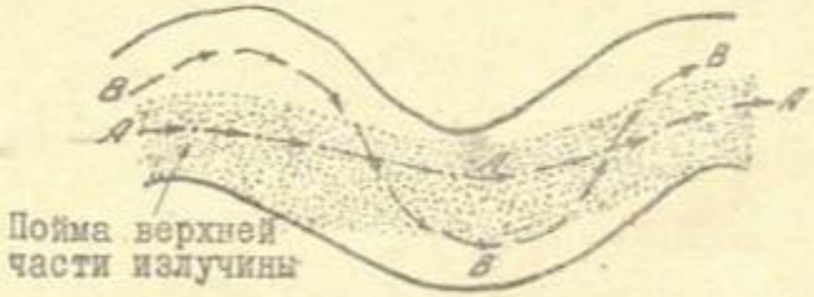


Схема I:
А–А–течение в период паводка;
В–В–течение меженного периода.



Схема 2:
$B-B_1-B_4$–направление потока при спаде паводка (смещение вверх);
$B-B_3-B_7$–направление потока при подъеме паводка (смещение вниз)

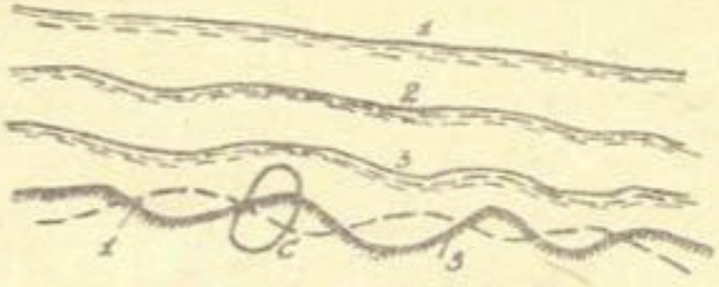


Схема 3
Продольный профиль реки (поЛохтину):
I–уровень воды и линия дна в период прохождения максимального паводка;
2–уровень воды при спаде или при подъеме паводка; 3–меженный уровень и линия дна.



Деталь "С" Схема 4
Движение песчаных гряд и бугров:
h –глубина потока; y –отметка водной поверхности; –отметка песчаного русла

Рис.5

новится слабее. Однако, когда начинается подъем паводковых вод, гидравлический уклон водной поверхности резко увеличивается и скорость течения стремительно возрастает. Так как горизонт воды в нижней части излучины еще не успел подняться, то стрежень потока смещается в точку B_4 вниз по течению.

Б. После подъема паводковых вод в верхнем течении перекатного участка может образоваться песчаная гряда. Направление ее совпадает в основном с направлением стрежня потока в период паводка. Так как при снижении горизонта воды эти песчаные гряды окажутся довольно высокими, то в период спада паводка направление потока изменяется в соответствии с направлением песчаных гряд, причем направления потока и песчаных гряд образуют между собой угол $B-B'$ (рис.5, схема 2). Когда скорость течения больше, направление ее отклоняется несколько вниз, образуя угол $B-B_1$.

Поскольку песчаные гряды большей частью образуются в период подъема паводковых вод, в период спада воды направление потока должно меняться и оказаться под некоторым углом к песчаным грядам или несколько отклониться вниз по течению. В этом заключается смещение потока вверх по течению при спаде паводка.

Таким образом, песчаные гряды на перекате образуются в период подъема паводковых вод (в пике его) и смываются при их спаде (рис.5, деталь С схемы 3).

3. Свал потока возникает на перекате во время размыва песчаных гряд и бугров.

В условиях Амударьи скорость спада паводковых вод всегда намного превышает скорость понижения отметки верха песчаных гряд. В период заполнения русла паводковыми водами уклон водной поверхности довольно равномерный (рис.5, схема 3), и по виду ее трудно установить сразу, где про-

ходит русло и где начинается пойма, хотя местные работники на Амударье довольно удачно определяют участки больших и малых глубин потока. В этих условиях на поверхности воды образуются впадины.

При дальнейшем снижении горизонта воды на ее поверхности вблизи песчаных бугров возникают волны. Гидравлический уклон водной поверхности на перекате резко увеличивается в сторону излучины. В это время скорость течения над песчаными грядами и буграми приближается к критической; над буграми устанавливается критическая глубина.

Следовательно, когда скорость падения уровня паводковых вод намного превышает скорость снижения верха песчаных гряд и бугров, последние, вследствие значительной крутизны уклона водной поверхности, подвергаются усиленному размыву. Продукты размыва в виде косы двигаются с переката к излучине и прижимают к ней прибрежное течение. При этом высота песчаных гряд и бугров на перекате не одинакова на всем сечении русла, не одинаков также фракционный состав наносов в разных точках ложа.

Глубина потока в паводок значительная, в разных сечениях она почти одинакова, поэтому интенсивность размыва в разных точках сечения русла также одинакова. Однако, когда глубина потока незначительная, можно наблюдать иную картину. В этом случае глубины в двух точках не одинаковы, т.е. интенсивность размыва в разных точках различна: вблизи излучины размыв происходит более интенсивно, чем в других точках сечения. Спустя некоторое время русло изменит свою форму (рис.6, поперечное сечение $a - a$). В этом случае по мере размыва глубина потока на излучине будет увеличиваться. В результате основной поток большей частью будет протекать в зоне наибольшего размыва. Это и будет свалом потока.

Таким образом, ширина свального потока намного меньше ширины перекатного участка, в то же время глубина его намного возрастает. Свал усилится при спаде паводка благодаря интенсивному отложению крупных фракций и опусканию в придонные слои потока части взвешенных наносов по направлению главного течения, т.е. благодаря избыточной мутности потока засоряется основное направление русла. Такой свал образуется мгновенно, резким поворотом потока в сторону берега. Например, при дейгише (рис.6) русло перед размываемым берегом гораздо шире, чем на участке размываемого берега. Так, если на перекатном участке ширина русла со средней глубиной 2,5-3 составляет 800-1000 м, то "активная" ширина, где берега размываются (дейгиш), равна 200-300 м; глубина при этом достигает 7-8 м.

Свал потока в сторону берега более вероятен в случае, когда за резким подъемом паводковых вод следует резкий спад их уровня, чем тогда, когда происходит резкий подъем паводковых вод и затем медленный спад их уровня. Поэтому для уменьшения интенсивности размыва берегов (дейгиша) необходимо в какой-то мере регулировать паводковый сток воды путем строительства водохранилищ значительных емкостей, чтобы можно было выравнить пилообразный паводковый гидрограф реки. В этом случае мы можем получить нормальное извилистое русло, слабо изменяющееся в течение года, и тем самым избежать угрожающих опасных свальных течений потока (дейгиша) и прорыва дамб в паводок в нижнем течении р.Амударьи.

Таким образом, характер и место образования свального течения (дейгиша) и сила его размыва во многом зависят от хода последовательных волн паводка и его длительности, скорости подъема и спада уровня воды, а также понижения верха бугров и гряды наносов на перекатном участ-

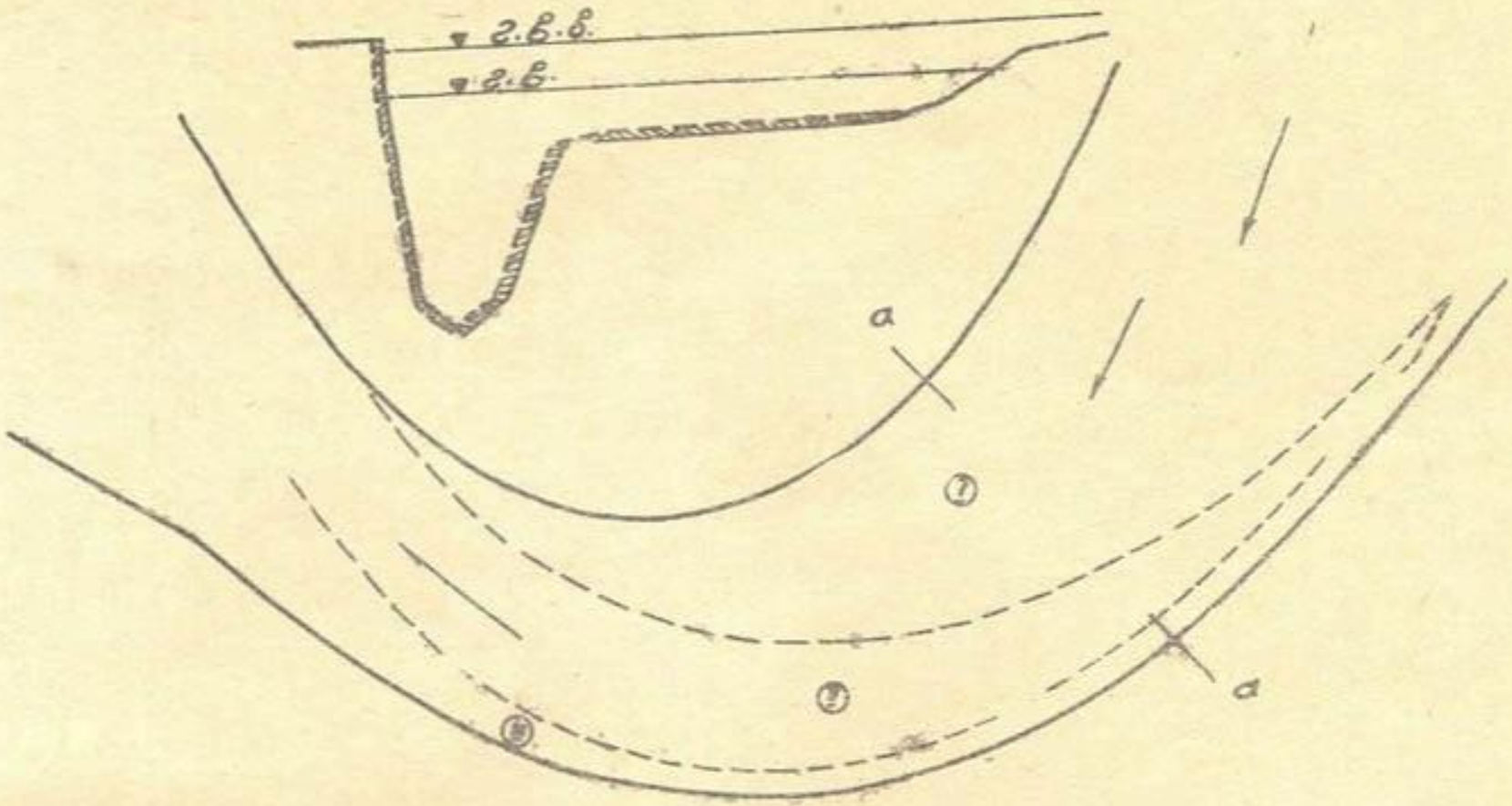


Рис.6 Схематичный план и разрез русла реки на участке дейгиша.Разрез по а-а;
I-зона свала потока; II-зона резкого перераспределения скоростей и наносов;
III-зона размыва берега.

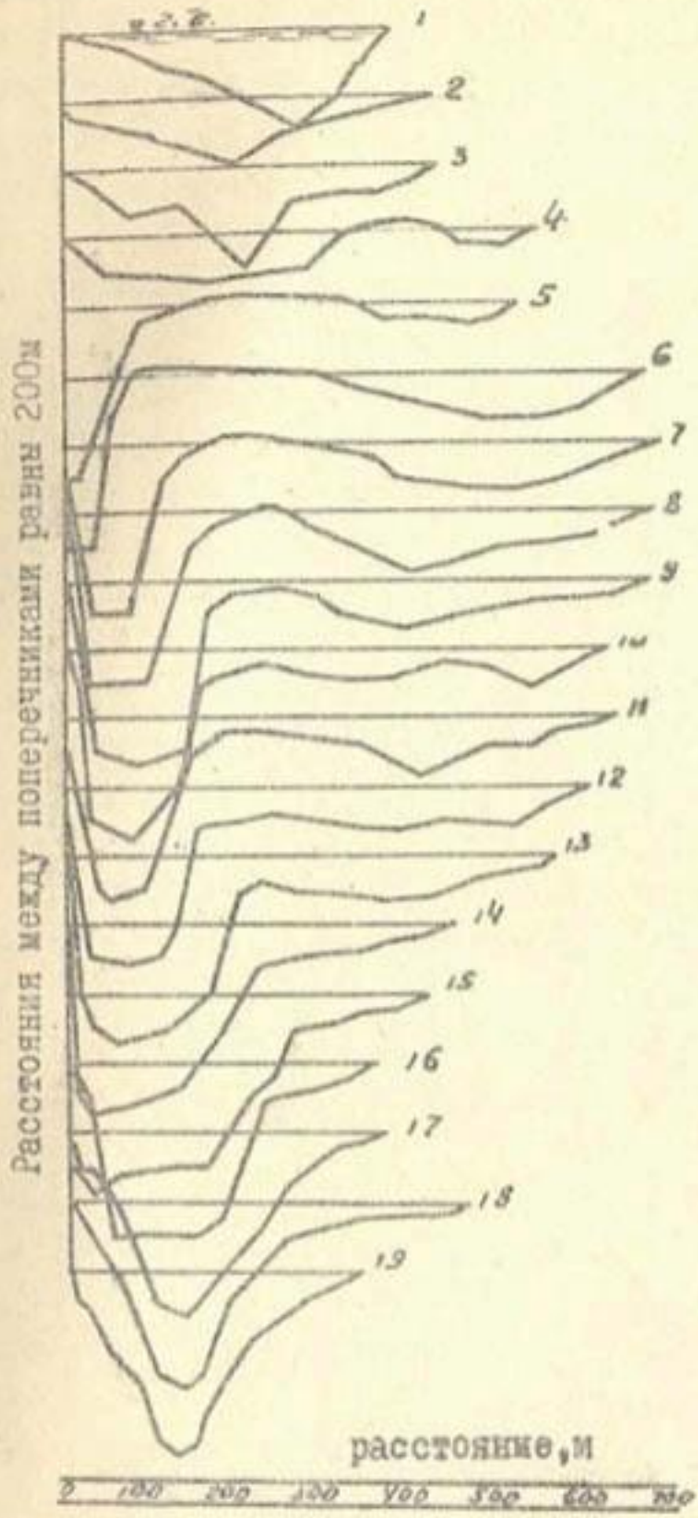


Рис.7 Поперечные профили русла реки Амударьи на участке дейгиша в р-не к-ла Ташсака на 10 октября 1961г.(сверху вних по течению).

ке и, наконец, от относительного насыщения свального потока наносами и засорения основного направления русла. Кроме того, блуждание потока с разделением на рукава и образованием отмелей, а также обратным слиянием отдельных рукавов в одно русло при сохранении общей извилистости основного течения реки может способствовать образованию свального течения, повлиять на продолжительность его существования и быстрое затухание на одном месте и возникновение на другом. Свальное течение может возникать в одинаковой мере в обоих берегах р.Амударьи.

Свальное течение с размывом берегов (дейгиш) вытекает из общей теории русловых процессов, является ее составной частью и одной из форм деформации русла типа Амударьи.

При блуждании потока в пойме реки и формировании новых извилистых русел в одних случаях происходит обычный размыв берегов, в других отмечается возникновение дейгиша. При свале потока с переката в сторону берега в результате резкого снижения расхода и горизонта воды глубины на перекате уменьшаются, и уклон потока увеличивается иногда в IO раз.

Явление дейгиш на р.амударье наблюдается в течение всего года при любых расходах воды, только с различной степенью интенсивности.

Размыв берега - дейгиш - как в паводок, так и в межень происходит с различной степенью интенсивности с периодическим затуханием и усилением. При подъеме уровня воды он, затухая, временно прекращается, а при спаде возобновляется и усиливается.

Берег реки по длине размывается неравномерно. Отмечается наличие сильно размываемого локального участка - центр размыва, выше и ниже по течению интенсивность дейгиша постепенно ослабевает, и на каком-то расстоянии от центра.

берег не размывается. Поэтому на всех участках, где наблюдается дейгиш, берег реки имеет криволинейную форму с определенным радиусом кривизны.

При дейгише поперечная форма русла реки на участке размываемого берега имеет свои специфические особенности.

На рис.7 показаны поперечные профили реки по I9 створам, промеры которых были выполнены при наличии дейгиша на этом участке. Четыре первых поперечника находятся выше размываемого берега, три последних–ниже. Поперечники с 5 по I6 находятся в пределах размываемого берега.

Как видно из рисунка, поперечный профиль русла реки выше размываемого берега имеет корытообразную форму, ниже - параболическую, а на участке действия дейгиша - сочетание двух форм - корытообразной и параболической (рис.8).

Таким образом, по длине участка размываемого берега корытообразная форма русла переходит в параболическую или, другими словами, по длине участка реки, где одна форма русла переходит в другую, наблюдается явление дейгиш.

На основании фактических материалов можно представить общую плановую и поперечную схемы русла реки на участке действия дейгиша (рис.6).

Подобную плановую форму русло реки приобретает в случаях, когда в размыве берега участвует весь расход воды, подходящий к рассматриваемому участку. Для упрощения дальнейших рассуждений о механизме явления дейгиш русло реки в районе действия дейгиша, как в плане, так и в поперечном сечении разделим на три зоны.

При совместном рассмотрении схемы, представленной на рис.6 и 7, к ранее сказанному можно добавить еще следующее.

В первой зоне водный поток, скатываясь с переката с большой скоростью, движется под некоторым углом и встречается с потоком, протекающим и во второй и третьей зоне

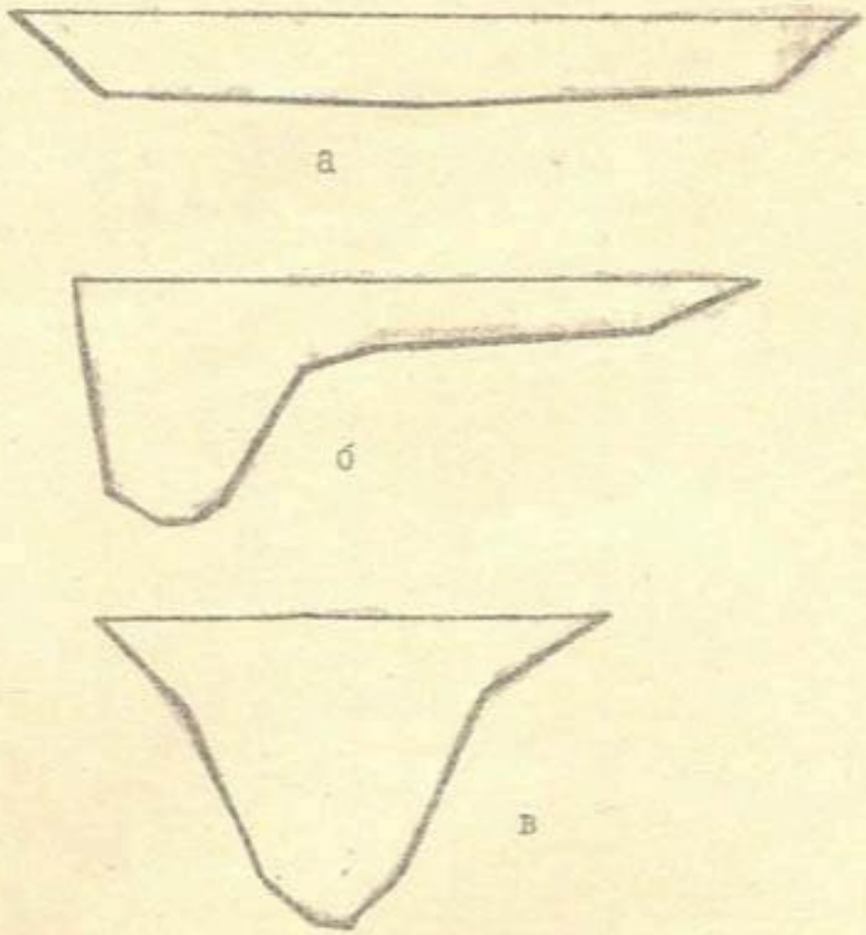


Рис.8 Характерные поперечные профили русла реки Амударьи: а-перед размываемым берегом; б-на участке размываемого берега; в-ниже размываемого берега.

параллельно размываемому берегу.

При встрече двух потоков с разными скоростями и различным направлением движения по отношению к размываемому берегу во второй зоне происходит резкое перераспределение скоростей и изменение направления движения потока. При этом частично выпадают донные наносы и часть их перемещается в виде надвигающейся косы. В результате поток сужается, стрежень его смещается и приближается к берегу, отчего скорость течения здесь увеличивается, и берег начинает интенсивно размываться. Смытый грунт с подводного откоса третьей зоны в виде донных и взвешенных наносов перемещается вниз по течению и полностью выносится за пределы размываемого участка.

Подводный откос размываемого берега в зависимости от интенсивности размыва имеет коэффициент заложения от I до 3, т.е. чем больше интенсивность размыва берега, тем меньше величина коэффициента заложения откоса и наоборот.

В районе канала Ташсака (на участке 8 км) в 1961 г. дейгишем была смыта значительная площадь культурных земель. По данным двух совмещенных аэрофотосъемок (рис.4), выполненных на этом участке реки 22 июля и 18 декабря 1961 года, оказалось, что за 150 суток было смыто 73,2 га площади коренного берега реки на длине 2500 м, что составляет в среднем по 0,5 га в сутки. При этом в центре участка размыва берег сместился вглубь на 420 м, т.е. в среднем на 2,8 м в сутки.

На указанном участке в 1961-1962 гг. были проведены следующие берегозащитные, регулировочные и русловыправительные работы:

I) устройство прорези длиной 3,4 км по спрямлению русла реки на участке активного дейгиша;

2) крепление размываемого берега местным материалом (крупными хворостяными фашинами, пригруженными бетонитами) на длине 2,5 км;

3) расчистка второстепенных протоков колесами пароходов, землесосами и при помощи взрывов;

4) строительство нового обводного русла канала протяженностью 5 км.

Принятые временные меры задержали активное действие дейгиша и предотвратили размыв магистрального ирригационного канала Ташсака до включения в эксплуатацию нового обводного русла.

Выводы

1. Данные наблюдений и анализ проведенных работ показывают, что борьба с дейгишем в районе каналов Ташсака и Пахтаарна, а также создание нормальных условий устойчивого водозабора в эти каналы должны быть рассмотрены совместно.

Существующие способы борьбы с дейгишем в местах его возникновения, как показывает опыт защитных работ - меры временные и конкретно задачу не решают.

2. Устойчивая подача воды в каналы Ташсака и Пахтаарна должна быть осуществлена по принципу последовательного водозабора с созданием формы криволинейного меандрирующего русла (рис.3).

3. Элементы русла выпрямляемого участка должны быть рассчитаны на основе анализа данных гидравлических элементов русла устойчивого меандрируемого участка Амударьи в нижнем течении, т.е. на длине одной меандры (около 8 км) шириной в среднем 800-900 м для расходов 3000-4000 $м^3$/сек.

4. Русловыправительные и защитные сооружения могут быть созданы из системы сквозных железобетонных конструкций из свай или тетраэдров в виде поперечных шпор.

Степень застройки сквозных конструкций должна быть переменной: от корня (берега) к фарватеру она реже, и пер-

вая поперечная шпора застроена относительно реже, чем последующие. Число поперечных сквозных шпор и расстояния между ними могут быть установлены расчетом.

За последней поперечной сквозной шпорой пространство реки и затопляемые поймы должны заиляться; ускорения этого процесса и закрепления указанного пространства можно добиться путем бросания заякоренных деревьев с ветвями в шахматном порядке.

5. Система сквозных шпор - не только берегозащитные, но одновременно и русловыправительные сооружения. Они воздействуют на характер протекания потока у защищаемого берега и способны изменить направление течения, с их помощью перераспределяется кинетическая энергия потока по шпорам. Принцип действия системы состоит в том, что каждая шпора, стесняя живое сечение, затормаживает движение потока, т.е. отклоняет часть массы воды и тем самым уменьшает погонный расход, а следовательно, и среднюю скорость (кинетическую энергию) за шпорой на занятой ею ширине живого сечения. В результате в застроенной системой прибрежной полосе, а также перед системой и за ней устанавливаются малые скорости течения и небольшие уклоны водной поверхности, вследствие чего берег на указанном участке может быть не только защищен от размыва, но и заилен осаждающимися из взвеси наносами.

6. Такую систему шпор необходимо устанавливать постепенно, сперва малыми длинами. По мере определения в натуре зоны действия каждой шпоры и их эффективности в последующем могут быть внесены коррективы путем удлинения или добавления второстепенных деревянных рядов между основными. Таким образом, последовательным приближением можно закрепить участок реки путем регулирования русла и улучшить условия водозабора.

А.М.МУХАМЕДОВ, Р.Р.АБДУРАУПОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ ПОТОКА И ВЫПРАВЛЕНИЮ РУСЛА АМУДАРЬИ СИСТЕМОЙ СКВОЗНЫХ ШПОР В РАЙОНЕ ТАШСАКИНСКОГО ГИДРОУЗЛА

Необходимость регулирования потока и выправления русла Амударьи в районе головного сооружения канала Ташсака возникла в связи с усилением размыва берегов и неустойчивостью потока. В условиях Амударьи проработка этого вопроса путем расчетов оказалась затруднительной, поэтому отделом русел САНИИРИ были выполнены специальные модельные исследования с целью подробного изучения русловых процессов на рассматриваемом участке.

Как известно, вся пойма реки сложена песчаными наносами. Правый берег на участке выше головы канала Ташсака легко размываемый, левый, наоборот, сложен из плотных, практически неразмываемых пород.

Плановое течение воды на исследуемом участке характеризуется тем, что после паводка образуется множество протоков, среди которых выделяется одно главное русло. Условия водозабора в канал Ташсака и характер дейгиша вдоль него обусловливаются положением и направлением этого главного русла. При расположении главного русла вдоль правого берега на участке выше головы канала условия водозабора в канал ухудшаются, а вдоль левого - обеспечивается нормальный водозабор и уменьшается действие дейгиша на канал Ташсака.

Таким образом, условия водозабора и характер дейгиша ниже головы канала Ташсака зависят от подхода потока к водозаборному сооружению канала Ташсака. Поэтому для обеспечения нориального водозабора, а также для того, чтобы

направить основное русло в менее опасную зону, в смысле размыва берега, необходимо зарегулировать русла реки на участке выше головы канала Ташсака.

В результате регулирования русла с правого берега выше головы канала создается нормально меандрирующее русло и тем самым обеспечивается устойчивый подход потока к водозаборному сооружению и защита правого берега от размыва, а также уменьшается зона действия дейгиша вдоль канала.

Применение тех или иных видов регулировочных сооружений характером грунтов, слагающих русло реки и условиями производства работ. На равнинных участках применяют деревянные и железобетонные сквозные сооружения и применение широкой механизации при их возведении. Принцип действия системы сквозных шпор состоит в том, что каждая из шпоры, стесняя живое сечение, уменьшает скорость, затормаживает движение воды и наносов и тем самым отклоняет часть воды в свободную зону поймы. Учитывая это, выправление русла реки Амударьи в районе головного сооружения канала Ташсака предлагается производить системой сквозных шпор.

Ввиду сложности выполнения регулировочных работ и изучения в натурных условиях общей компоновки системы шпор, а также влияния сквозных шпор на русловые процессы, были проведены лабораторные опыты. Система сквозных шпор состояла из железобетонных конструкций в виде отдельно стоящих в один ряд свай или свай-оболочек с диаметром I,6 м (на модели 3 мм).

В нашей статье отражены результаты исследований фрагмента большой модели в масштабе I:I000 н.в. (исполнители Х.Ирмухамедов и В.П.Сеславина). Модель фрагмента с масштабом I:500 н.в. включает участок Амударьи длиной 8 км выше головного сооружения канала Ташсака (исполнитель

Р.Р.Абдураупов).

Регулирования русловых процессов в различных масштабах модели выполнялись с целью сопоставления результатов опытов и проверки методики моделирования, применяемых в отделе. Кроме того, при исследовании фрагмента уточняли гидравлику отдельных шпор, которые на большой модели полностью не были рассмотрены.

На модели фрагмента рассматривались следующие основные вопросы:

I) уточнение методики моделирования путем формирования русла на бытовые условия с использованием натурного песка;

2) гидравлика и русловые процессы при регулировании русла сквозными поперечными сооружениями;

3) компоновка системы сквозных шпор, их состав и выбор степени их застройки и длины.

Русла у головного сооружения канала Ташсака регулируются для следующих целей: создать нормально меандрирующий участок реки выше створа головного сооружения Ташсака и устойчивое протекание потока; защитить правый берег от размыва на участке выше головного сооружения канала; создать наилучший подход потока к водоприемнику для обеспечения нормального водозабора; предотвратить размыв левого берега русла вдоль канала Ташсака (защита берега от дейгиша).

Прежде чем решить основные вопросы регулирования русла и защитных мероприятий, необходимо было уточнить методику моделирования. Как известно, качественное и количественное сходство определяется подобием гидравлики потоков и формы русла при соблюдении обязательного условия подвижности материала, применяемого на модели. Учитывая это обстоятельство, провели ряд опытов с целью на-

хождения оптимального соотношения масштабов. Практически это сводилось к отысканию таких скоростей и глубин потоков, при которых соблюдались бы условия подвижности наносов, равенство числа Фруда, а также сходство формы русла в профиле и в плане.

Исследования процесса формирования русла, выполненные в последние годы, позволили установить ряд зависимостей, при помощи которых стало возможным более обоснованно назначать различные масштабы глубины и ширины русла. Моделирование русловых процессов и гидравлической структуры потока в равнинных реках с соблюдением геометрического подобия не всегда давало вполне удовлетворительные результаты, хорошо совпадающие с натурой. Поэтому для обеспечения подобия модели с натурой исследователи моделировали глубину в более крупном масштабе по сравнению с шириной, т.е. искажали масштаб модели. Допустимость искажений масштабов можно объяснить тем, что отношение глубины потока к его ширине в условиях Амударьи для больших расходов воды значительно меньше, чем для малых значений расходов. Следовательно, маленький поток создает относительно большие глубины, как бы искажает свой вертикальный масштаб. Это означает, что морфометрическая связь в виде $\frac{h}{B}$ не может оставаться постоянной, на что указывается также в трудах Н.А.Ржаницына и К.И.Россинского.

Приступая к моделированию исследуемого участка Амударьи от мыса Ташсака и выше (длина около 8 км) с учетом размеров площадки русловой лаборатории, горизонтальный масштаб фрагмента модели был принят α_b = I:500 н.в.

Модель включает I7 створов и голову водозаборного сооружения канала Ташсака. За правый и левый борта модели приняты берега, зафиксированные по створам при съемке

в натуре в 1962 г. рельефа дна и уровня воды. Дно русла на модели выложено песком, почти соответствующим гранулометрическому составу донных отложений в русле Амударьи. В начале модели предусмотрены мерный водослив и успокоительный бассейн, сообщающийся с насосной установкой, а в конце - бассейн-отстойник, в задней стенке которого имеются сбросные отверстия, снабженные щитами для регулирования горизонта воды на модели. Согласно съемке 1962 г. русло модели фрагмента разбито на створы по 25 см (125 м в натуре) и на них подвешены пронумерованные бирки. Эти бирки и створы служили в качестве координат при съемке рельефа дна нивелиром и при снятии траектории поверхностных струй и скорости потока с помощью поплавков.

Для выбора вертикального масштаба применялись следующие порядок и методика проведения опытов: перед началом опыта дно русла восстанавливалось в соответствии со съемкой 1962 г. по заданному вертикальному масштабу. По мере заполнения русла водой с нижнего отстойника и установления расчетного уровня начали пускать расчетный расход, затем подавались наносы. После установления стабильности потока производилась нивелировка дна и уровня, измерения средней скорости потока. Подсчитанные числа Фруда и поперечные профили русла сопоставлялись с данными натурных измерений.

При несоблюдении подобия профиля русла и числа Фруда переходили на другой вертикальный масштаб. Причем одновременно учитывалась и подвижность песка по расходу наносов для трех расходов воды, соответственно 850,2500 и 4250 $м^3$/сек. Следовательно, горизонтальный масштаб во всех опытах оставался постоянным, а вертикальный менялся так, чтобы самый меньший расход на модели отвечал условиям подвижности и обеспечил подобие формы русла и

гидравлики потока (рис.I).

В результате предварительных опытов путем последовательного приближения был установлен вертикальный масштаб I:40 н.в. и окончательно принят для дальнейших исследований. Причем отношение u/u_0, характеризующее подвижность песка, было соответственно при модельных расходах 7 л/сек - I,I; 20 - I,3; 34 - I,6. Установили морфологическую связь в соответствии с рекомендацией Н.А.Ржаницына по створам для двух расходов воды ($\frac{d_p}{d_н} = \eta = \frac{m_н}{m_н}$):

№ № ств.	I0	II	I2	I3	I4	I5	I6
η =	0,4	0,3	0,35	0,5	0,5	0,57	0,53
η =	0,39	0,3	0,3I	0,55	0,5	0,5	0,6

Продолжение

№ № ств.	I7	I8	I9	20	2I	22	Расход
η =	0,5	0,5	0,5I	0,53	0,54	0,5	4250 м³/сек
η =	0,5	0,57	0,6	0,6	0,75	0,47	2500 -"-

После установления бытового режима и вертикального масштаба модели переходили к опытам по формированию русла с установлением системы сквозных поперечных шпор.

Поскольку исследуемый объект является фрагментом большой модели, то первая серия опытов проводилась с установлением системы шпор, которая применялась на большой модели. Кроме того, применялись системы из шести шпор с переменными коэффициентами застройки, комбинированная система (три первые из шести были глухими) и системы из трех шпор с большим коэффициентом застройки. Предварительный расчет по выбору элемента шпоры был произведен по методу

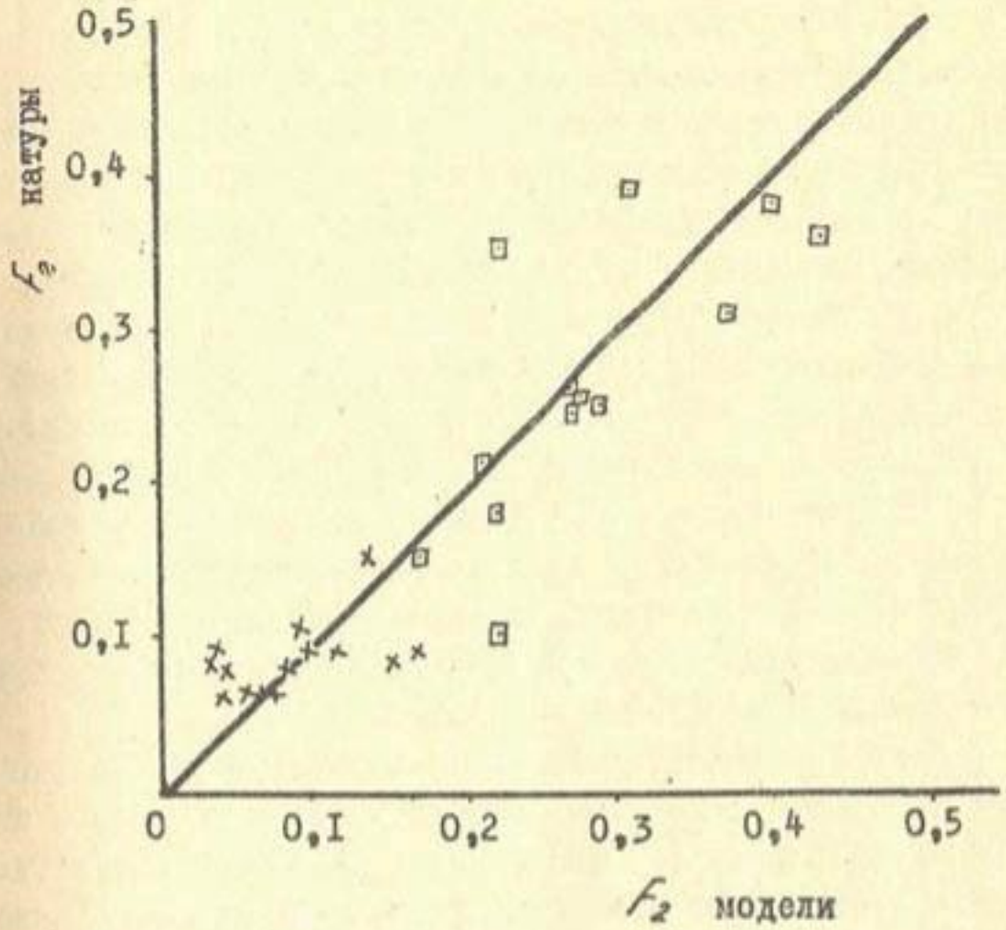


Рис.I. ⊡ – при Q = 4250 м^3/сек;
x – при Q = 2500 м^3/сек.

И.Я.Орлова и С.Т.Алтунина.

В условиях Амударьи главную роль играет скорость, поэтому, изменяя степень застройки, мы достигли уменьшения скорости до минимума в зоне действия системы шпор. При этом после полного свала потока в левый берег, русло реки на ее зарегулированном участке имело ширину, равную примерно устойчивой ширине по формуле С.Т.Алтунина.

Во второй серии опытов изучалось формирование русла с установлением вдоль правого берега системы трех поперечных шпор. Компоновка этой системы осуществлялась согласно схеме на большой модели (модель Ирмухамедова).

В нашей компоновке (рис.2) первая шпора длиной 500 м располагается на выпуклом участке правого берега на противоположном берегу в районе пристани Шарлаук, вторая шпора длиной 1000 м на 1150 м ниже первой, третья длиной 1125 м на 1250 м ниже второй.

При проведении опытов за начальный рельеф дна приняли те отметки, которые были получены в опытах по изучению бытового режима. Степень застройки была одинаковой во всех шпорах - 0,5. Эта система стеснила живое сечение основного потока, образовался подпор, уменьшились расход и скорость воды в зоне ее действия. В результате происходило отложение наносов и часть расходов отклонялась на левый берег. Однако эта система не обеспечила полного отвода воды и погашения скорости за системой до минимума (табл.1). Поэтому была рассмотрена система из шести шпор (рис.3), основанная на постепенном уменьшении скорости до значения неразмывающей скорости. Первая шпора длиной 500 м с коэффициентом застройки 0,3 располагается на выпуклом участке правого берега, на противоположном берегу района Шарлаук, вторая - длиной 750 м с коэффициентом застройки 0,4 - на 375 м ниже первой, третья - длиной

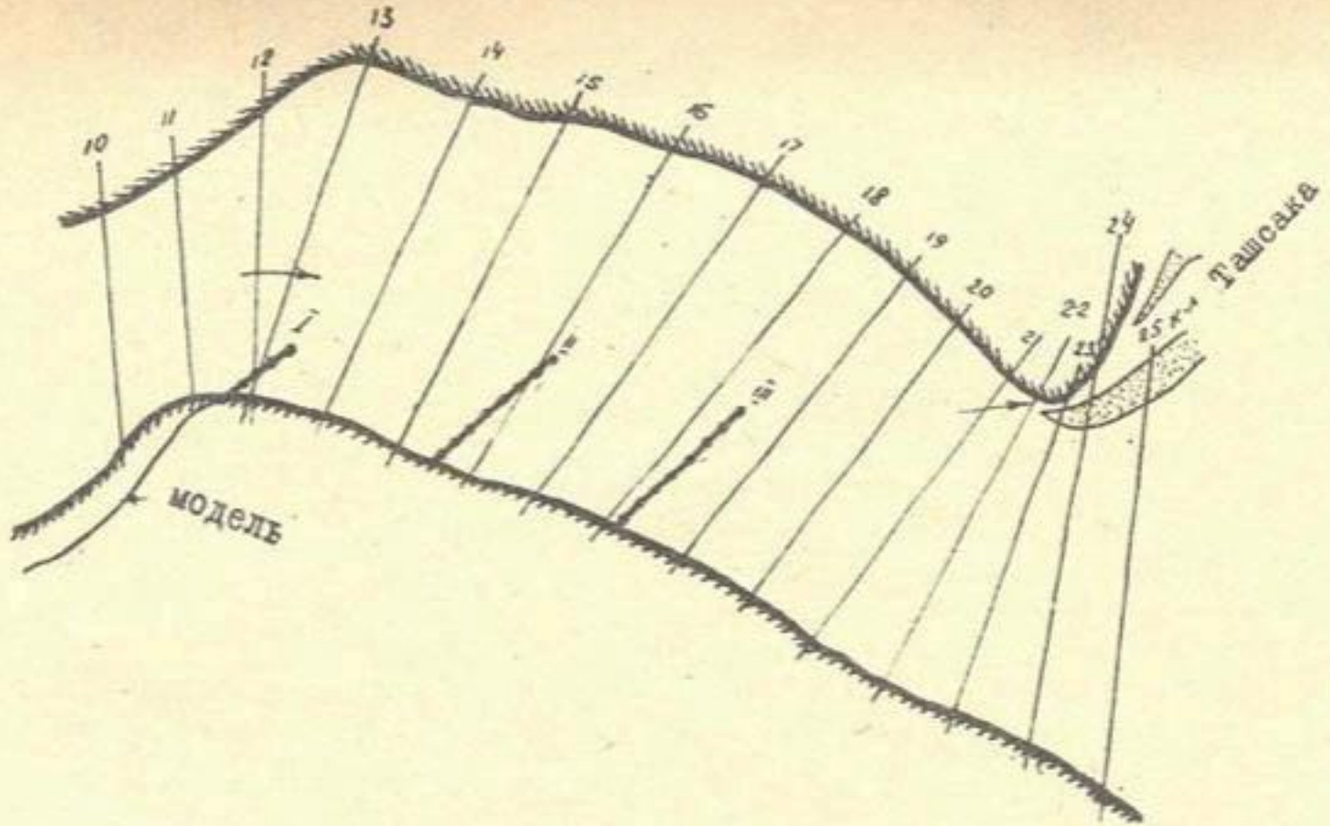


Рис.2. План фрагмента с компоновкой системы из трех шпор;
P = 0,5 (система заимствована из большой модели)
M I:50000.

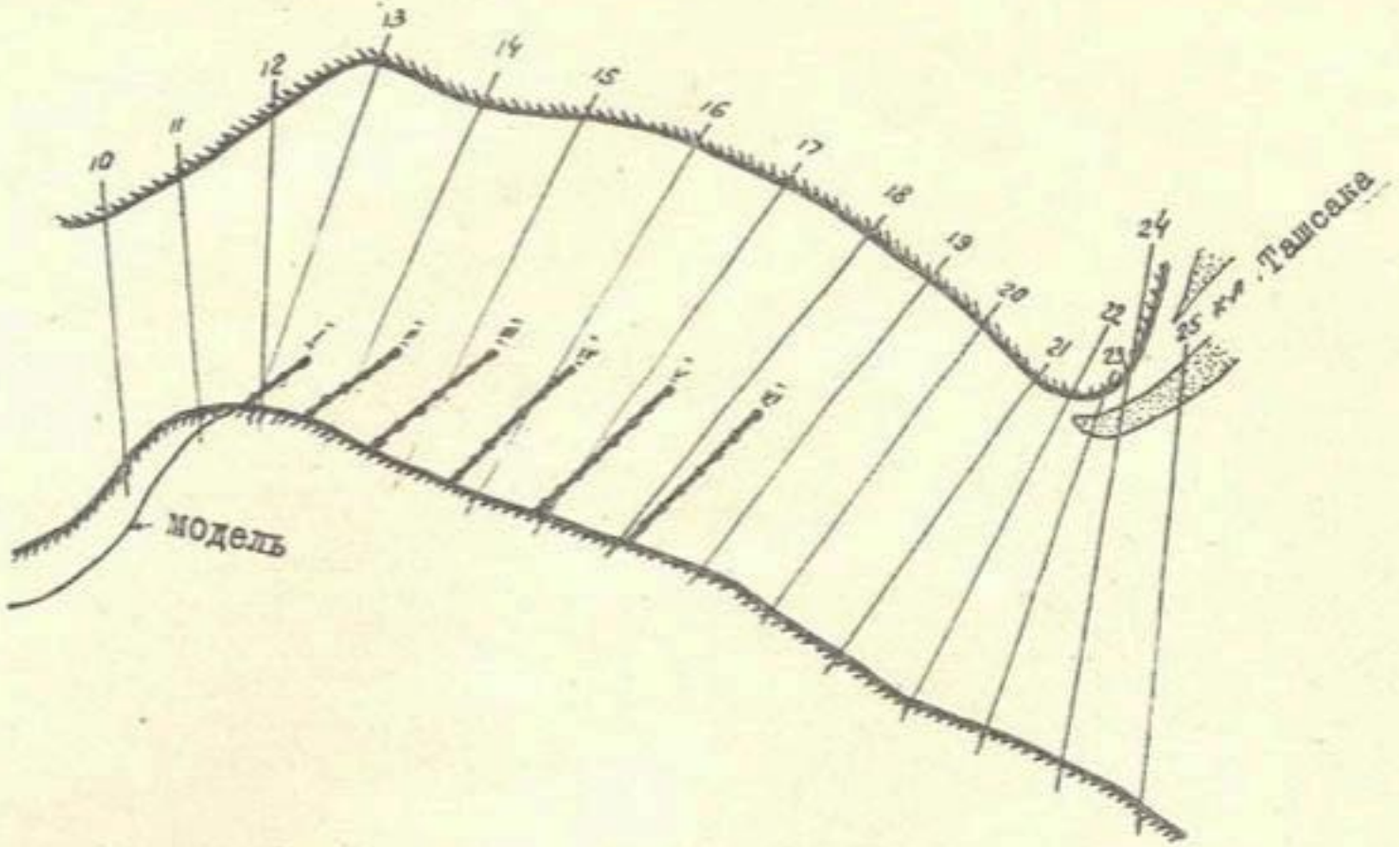


Рис.3. План фрагмента с компоновкой системы из шести шпор;
Р - переменная; м I:50000.

Таблица I

Гидравлические элементы потока у системы из трех шпор с коэффициентом застройки 0,5 в опытах второй серии

Номер опыта и расход ($м^3$/сек)	Шпора	Скорость в начале опыта, м/сек		Перепад у шпор, м	Глубина размыва у шпор, м
		перед шпорой	за шпорой		
I	I	2,5	I,5	0,35	8
4250	II	I,5	0,80	0,20	3,0
	III	0,80	0,45	0,I0	2
2	I	3	I,80	0,6	I0,5
6000	II	I,80	I,I5	0,25	4,5
	III	I,I5	0,80	0,I0	2,5
3	I	3	I,5	0,5	I0
4250	II	I,5	I,I	0,20	3,5
	III	I,I	0,7	0,I0	2,5
4	I	2	I,I0	0,25	4
850	II	I,I	0,70	0,I0	-
	III	0,70	0,45	0,0I0	-
5	I	2,6	2,0	0,5	5
2500	II	2,0	I,6	0,25	2,5
	III	I,6	I,3	0,I5	-
6	I	2,5	I,8	0,40	6,5
2500	II	I,8	I,4	0,23	3,0
	III	I,4	I,0	0,I5	2,I

875 м с коэффициентом застройки 0,5 - на 435 м ниже второй, четвертая - длиной 1000 м с коэффициентом застройки 0,6 - на 475 м ниже третьей, пятая - длиной 1125 м с коэффициентом застройки 0,67 - на 560 м ниже четвертой, и, наконец, шестая длиной 1125 м с коэффициентом застройки 0,67 - на 600 м ниже пятой. Шпоры были размещены параллельно между собой под углом к набегающему потоку. Степень застройки переменная и назначалась по методу расчета И.Я.Орлова. Длину шпор и расстояние между ними брали с таким расчетом, чтобы оставшаяся ширина русла при большом расходе примерно равнялась зарегулированной устойчивой ширине русла реки. Система из шести шпор стесняла русло и обеспечила отклонение потока влево, к голове канала Ташсака. Скорость за системой уменьшилась до ее неразмывающей величины (табл.2).

Четвертая серия опытов была посвящена формированию русла с установлением системы сквозных и глухих шпор, чтобы сравнить величины размыва при большом погонном расходе воды. Длина шпор и их компоновка оставались такими же, как в третьей серии. Часть опытов проводилась без подачи наносов, русло реки было стеснено с левой стороны так, чтобы ширина зарегулированного русла в районе шпор I, П, Ш была около 600 м (рис.4). В результате погонный расход в пределах зарегулированного русла у головы шпоры П увеличился до 10 $м^3$/сек. Сначала изучали размыв у шпор, когда все они работали как сквозные, а затем в случае, когда три из шести были глухими. Эти шпоры полностью обеспечивают отклонение потока влево, к голове канала Ташсака. При этом глубина размыва у головы глухой шпоры П получилась около 23 м, а при условии работы сквозной шпоры - около 11 м (табл.3). При наличии движущихся наносов (насыщение 0,4 г/л) глубина размыва у шпор уменьшилась и достигала от 4 до 8,5 метров.

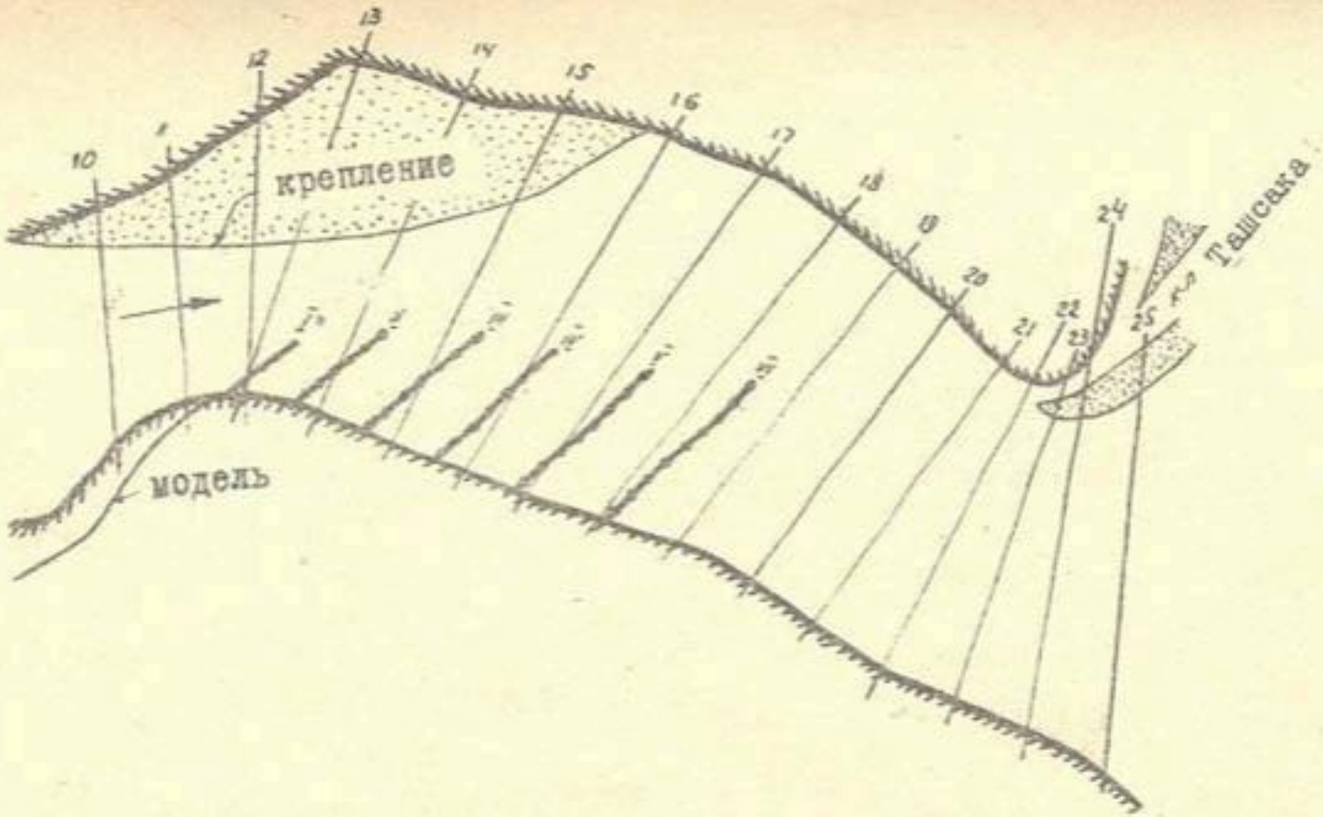


Рис.4. План фрагмента с компоновкой системы из шести шпор; три первые глухие; русло стесненное. М I:50000.

Таблица 2

Гидравлические элементы потока у системы из шести шпор в опытах третьей серии

Номер опыта и расход ($м^3$/сек)	Номер шпоры	Скорость в начале опыта, м/сек		Перепад у шпор, м	Глубина размыва, м
		перед шпорой	за шпорой		
7	I	2	I,4	0,2	5
	П	I,4	I,2	0,I5	2
	Ш	I,2	0,8	0,I0	-
4250	IУ	0,8	0,6	0,I0	-
	У	0,6	0,3	0	-
	УI	0,3	0,25	0	-
8	I	2,5	I,5	0,2I	5
	П	I,5	I,I	0,I7	2
	Ш	I,I	0,8	0,I5	I
2500	IУ	0,8	0,5	0,I0	-
	У	0,5	0,2	0	-
	УI	0,2	0,2	0	-
9	I	2,5	I,4	0,23	5
	П	I,4	I,I	0,I7	7
	Ш	I,I	0,8	0,I2	6
6000	IУ	0,8	0,5	0,I0	5
	У	0,5	I,3	0	6,5
	УI	0,3	0,2	0	3,5

Таблица 3

Гидравлические элементы потока у глухих и сквозных шпор, полученные в сравнительных опытах четвертой серии

Номер опыта и расход $м^3/сек$	Номер шпоры	Степень застройки	Скорость у головы шпор в конце опыта	Глубина размыва у головы шпор, м
IO	I	0,3	3	5
4250	II	0,4	3,5–4	2,5
	III	0,5	3,5	4
Пог.расход – 7	IУ	0,6	2	5
	У	0,67	2	8
	УI	0,67	2	7
II	I	глухой	3,5	IO
4250	II	глухой	4	I4
	III	глухой	3,5	6,5
Пог.расход – 7	IУ	0,6	2	4
	У	0,67	2	5
	УI	0,67	I,5	6
I2	I	глухой	3,5	I4
6000	II	глухой	4	22,6
	III	глухой	3,5	II
Пог.расход –IO	IУ	0,6	2	5
	У	0,67	2	6
	УI	0,67	I,5	6
I3	I	0,3	3,5	9
6000	II	0,4	4	.II
	III	0,5	3	6
Пог.расход –IO	IУ	0,6	2	6
	У	0,67	2	5
	УI	0,67	2	6
I4	I	0,3	3	4
4250	II	0,4	4	5
	III	0,5	I,5	5,5

Таблица 4

Гидравлические элементы потока у системы из трех шпор с коэффициентом застройки 0,67 в опытах пятой серии

Номер опыта и расход $м^3/сек$	Номер шпоры	Скорость в начале опыта, м/сек перед шпорой	Скорость в начале опыта, м/сек за шпорой	Перепад у шпор, м	Глубина размыва у головы шпор, м
I5	I	2,3	0,9	0,6	8
4250	II	0,9	0,4	0,I	6
	III	0,4	0,25	0,I	4,5
I6	I	2,5	I,0	0,8	8
6000	II	I,0	I,5	0,I4	5
	III	0,5	0,25	0,I	4
I7	I	3	I,I	0,8	I0
6000	II	I,I	0,5	0,I4	7
	III	0,5	0,25	0,I	6
I8	I	2,5	I,0	0,5	8
4250	II	I,0	0,4	0,2	6
	III	0,4	0,25	0,05	5
I9	I	2,4	I,0	0,45	I0
425	II	I,0	0,35	0,2	5
	III	0,35	0,25	0,05	5

Пятая серия опытов выполнялась с целью экономии количества свай-оболочек путем уменьшения количества шпор в системе, но при большом коэффициенте застройки. Количество шпор определялось также по методике И.Я.Орлова.

При установке системы шпор с расстоянием между ними не более двух длин шпоры средняя скорость потока в створе ниже N-й шпоры при постоянстве степени застройки определяется выражением $V_N = (I - P)^N$, где N - порядковый номер, считая сверху вниз по течению.

Задаваясь скоростью за N-й шпорой $V_N = 0,3$ м/сек, а перед системой $V = 3$ м/сек, коэффициентом застройки $P=0,67$, из формулы И.Я.Орлова получим количество шпор $N=2,5$, принимаем $N=3$. Компоновка этих шпор в русле осуществлена в двух вариантах. Первая располагается примерно в районе створов I6-I7-I8 (рис.5). Расстояние между шпорами I и II =560 м, между II-III -600 м, соответственно длины этих шпор - I - I000 м, II -II25 м и III -II25 м.

По второй схеме третья шпора остается на месте без изменения длины, вторая переставлена выше к створу I6 также без изменения длины, а первая сдвинута вверх в район створа I4 и длина ее уменьшена до 875 м (рис.5).

Эта система шпор также обеспечивает уменьшение скорости до ее неразмывающей величины и свал потока к голове канала Ташсака (табл.4).

По первому варианту свал происходит в более плавной форме, за последней шпорой наблюдается свал потока вправо, а по второму варианту - резко и, начиная с I9 створа, течение идет вдоль левого берега, что наблюдалось и при использовании системы из шести шпор.

Всего было выполнено в пяти сериях I9 опытов с расходами воды 875, 2500, 4250 и 6000 м^3/сек. Подача

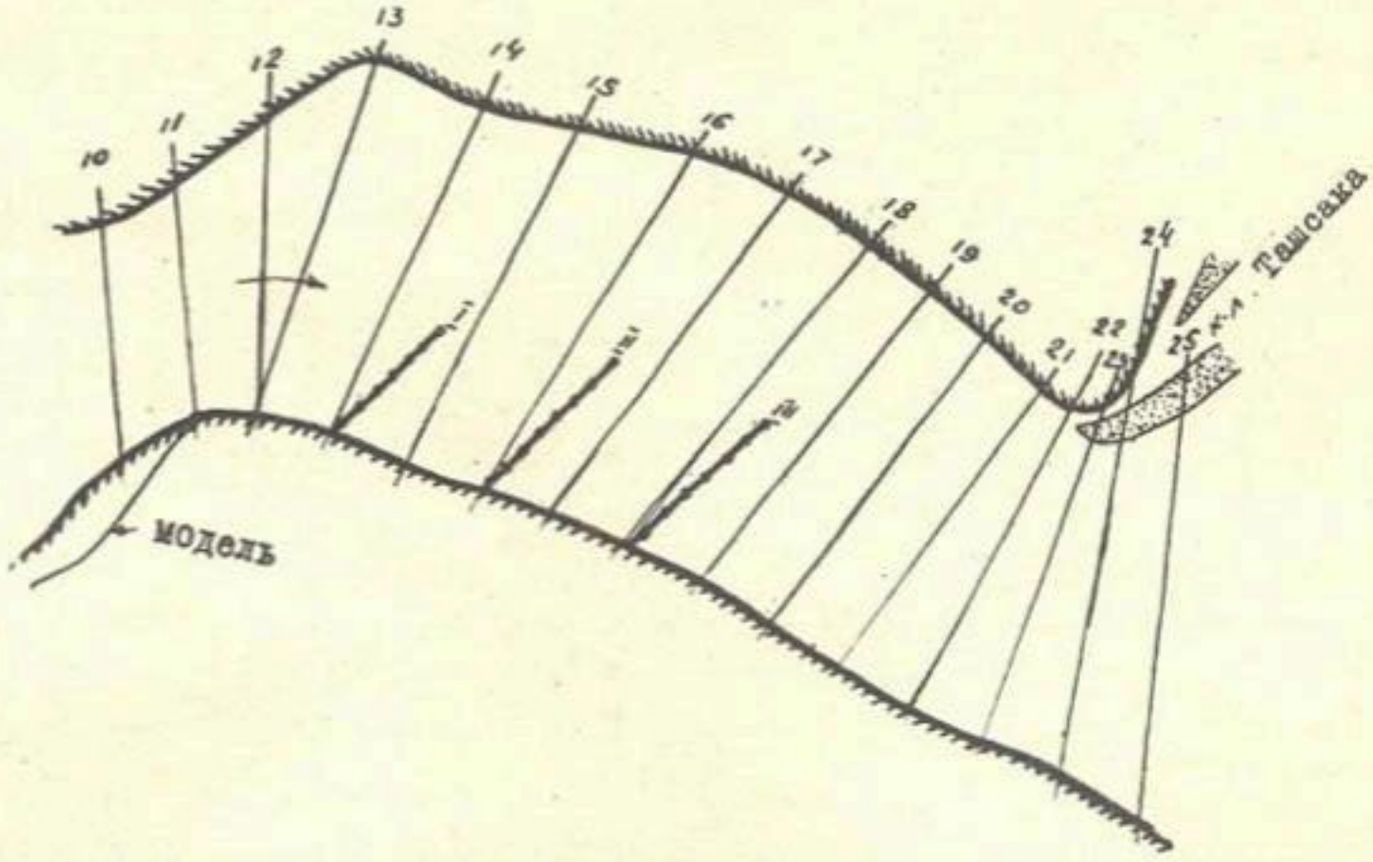


Рис.5. План фрагмента с компоновкой системы из трех шпор.
Рекомендуемый вариант. М I:50000.

расходов в модель осуществлялась под углами к системе шпор. Во всех опытах в начальный момент основной расход проходил через систему шпор. В этих условиях наличие скорости потока в зоне действия шпор привело к интенсивному движению наносов. Однако по мере поступления наносов сверху из-за действия шпор наблюдалось их осаждение, т.е. происходило занесение бытового русла. Степень заносимости бытового русла зависит от коэффициента застройки и от степени гашения скорости. Вследствие отложения наносов дно русла в зоне системы шпор поднялось, одновременно поднялся и уровень воды. Уровень воды поднимался также под влиянием сопротивления самих шпор в зависимости от величины застройки. В результате подъема дна и уровня, поток начал отклоняться влево и разрабатывать себе новые русла в свободной части поймы в направлении головы водозаборного сооружения Ташсака. При этом отклонение расхода происходит не сразу, а постепенно, по ступеням от каждой шпоры. Так, при системе из шести шпор первая отклоняет около 10% расхода реки, вторая около 15, третья - около 20 и предпоследняя еще больше. В результате весь расход отклоняется к противоположному берегу. Так действует система сквозных шпор на поток с большой насыщенностью наносами.

Таким образом, сквозные шпоры действуют одновременно на движение расхода воды и наносов.

ПРОВЕРКА АВТОМОДЕЛЬНОСТИ СКВОЗНЫХ ШПОР

Гидравлические явления и русловые процессы в реках, возникающие при наличии защитных и русловыправительных сооружений, весьма сложны и теоретически недостаточно изучены. Этим и вызвана необходимость проведения лабораторных исследований сооружения и прилегающего к нему участка русла.

Для изучения руслового процесса в реках при наличии защитных сооружений в виде системы сквозных шпор в отделе регулирования русел рек САНИИРИ под руководством А.М.Мухамедова аспирантом Уркинбаевым в течение 1965-1966 гг. проводились лабораторные исследования. Исследовались работы отдельных сквозных шпор при различных диаметрах стержней, материалов, дна, расходов воды и т.д.

Основные вопросы исследования отдельных сквозных шпор:

1) установление оптимального масштаба сквозной шпоры;

2) установление автомодельной области протекающего потока через сквозные шпоры;

3) установление коэффициента местного сопротивления сквозной шпоры в зависимости от коэффициента застройки, стеснения ширины потока и от угла установки шпор;

4) определение средней скорости потока, протекающего через щели решетки сквозной шпоры.

Значительное уменьшение сооружения влечет за собой и соответствующие уменьшения скорости потока, вследствие чего на модели сквозной шпоры может возникать ламинарный режим, тогда как в натуре возможен турбулентный. В этом случае, конечно, будет нарушено динамическое и механическое подобие между натурой и моделью. Для сохранения его был принят закон подобия Фруда при условии нахождения его значения в автомодельной области. В этом случае масштаб модели, при котором обеспечивается автомодельность, определяется зависимостью, полученной на основании опытов Уркинбаевым Р.

$$\alpha_s = \left(\frac{Re_{гр}}{Re_{нат}}\right)^{2/3} \qquad (I)$$

причем $R_{e нат} = \frac{V_{c*} \cdot S}{\gamma}$ - число Рейнольдса потока в натуре,

где

V_{c*} - средняя скорость в сжатом сечении;

S - просвет между отдельными сваями;

γ - коэффициент кинематической вязкости воды;

$R_{e гр}$ - нижняя граница автомодельной области, установленная в результате обработки данных опытов.

Опытные данные обрабатывались в зависимости от коэффициента сопротивления сквозных шпор, т.е. $\xi = f(Re)$. Эта зависимость выражается уравнением:

$$Re.гр = \frac{2800}{\sqrt{\xi}} \qquad (2)$$

По данным опытов и отчасти эмпирической зависимости, предложенной О.Кришмером, установлено выражение для коэффициента сопротивления решетки:

$$\xi = \beta \sqrt{\left(\frac{\rho}{1-\rho}\right)^4 K_c \cdot Sin\,\theta} \quad , \qquad (3)$$

где β - коэффициент, зависящий от формы элементов решетки, для круглых стержней $\beta = 1{,}79$, для пластинки $\beta = 2{,}42$;

$\rho = \frac{d}{d+S}$ - коэффициент застройки сквозной шпоры;

d - диаметр или толщина стержней решетки (сквозной шпоры);

$K_c = \frac{b_{сш}}{b_o}$ - коэффициент стеснения потока сквозной шпорой;

$b_{сш}$ - длина сквозной шпоры;

b_o - ширина потока;

θ - угол установки сквозной шпоры относительно динамической оси потока.

Для определения числа Рейнольдса в натуре необходимо знать величину средней скорости в сжатом сечении сквозных шпор. Выражение для средней скорости в сжатом сечении сквозных шпор получено в виде:

$$V_{сж} = V_б\left(1 + 2{,}2 K_c^{a'} \rho^{3/2}\right) , \qquad (4)$$

где $V_б$ – средняя бытовая скорость потока.

При несоблюдении автомодельности явления необходимо ввести соответствующий корректив на масштаб скорости или на вертикальный масштаб. Этот корректив находим из уравнения для перепада давления:

$$Z = \xi \frac{V_s^2}{2g} = f(Re) \frac{V_б^2}{2g} , \qquad (5)$$

а отсюда получаем масштабные множители для элемента потока: $\alpha_h = \alpha_z = \alpha_f \frac{\alpha_v^2}{\alpha_g}$; так как $\alpha_g = 1$,

то $\alpha_h = \alpha_f = \alpha_v^2$. С другой стороны, корректив выражается зависимостью

$$\alpha_f = \frac{\xi_{Re \cdot мод}}{\xi_{Re \cdot нат}} , \qquad (6)$$

где $\xi_{Re \cdot мод}$ и $\xi_{Re \cdot нат}$ – коэффициенты сопротивления сквозной шпоры соответственно в модели и натуре.

В наших опытах диаметр сквозных шпор и расстояния между стержнями приняты согласно горизонтальному масштабу. При некоторых значениях коэффициента застройки шпор на модели обтекание отдельных стержней потоком (в натуре – свай-оболочек) может происходить по закону, не соответствующему автомодельной области (турбулентный режим). В таких случаях русловые процессы, происходящие у сквозных шпор, при переводе их на натуру не отвечают действи-

тельности. Учитывая это, мы проверили наши сквозные шпоры на автомодельность. Расчет вели по вышеизложенной рекомендации Р.Уркинбаева. При этом исходили из следующих данных. Модель русла реки Амударьи в районе головы канала Ташсака выполнена в масштабе: горизонтальный I:500, вертикальный I:40, т.е. искажена в I2,5 раза.

В наших опытах использованы сквозные шпоры с различными коэффициентами застройки и с диаметром стержня d = 3 мм (в натуре I6 м).

Опытные данные характеризуются средней скоростью потока на модели $V_{ср}$ = 40 см/сек, коэффициентом стеснения потока сквозной шпорой К = 0,3. В расчетах учтены также изменения коэффициента застройки.

Ниже приведены результаты этого расчета.

I. При коэффициенте застройки сквозной шпоры P = 0,3:

$$\alpha_f = \frac{\Sigma_{расч}}{\Sigma_{осн}} = \frac{q30}{q30} = I.$$

Корректирующий коэффициент на вертикальный масштаб не вводится, так как α_f = I.

2. При коэффициенте застройки шпоры P = 0,5 α_f = I,09. Следовательно, корректирующий коэффициент на вертикальный масштаб модели равен I,09. С учетом этого коэффициента вертикальный масштаб будет равен: $\alpha_h = I,09\alpha_V$.

3. При коэффициенте застройки шпоры P = 0,67

$$\alpha_f = \frac{3,30}{2,85} = I,I6.$$

Здесь корректирующий коэффициент на вертикальный масштаб модели будет равен I,I6, тогда вертикальный масштаб

$$\alpha_h = I,I6\,\alpha_V^2$$

Следовательно, при больших значениях коэффициента застройки, принятых нами, получены отклонения до I6%

от автомодельной области. Но, учитывая незначительность такого отклонения, решили не пересчитывать гидравлических элементов потока у шпор, полученных в наших опытах. Учли лишь отдельные случаи – максимальные величины глубины местного размыва в голове шпор.

Выводы

Опыты по изучению бытового режима показывают, что применение на модели естественного материала, слагающего русло реки, приводит к значительному искажению масштабов. Это объясняется тем, что коэффициент сопротивления на модели не может устанавливаться в соответствии с рельефом дна, который формируется под взаимным воздействием движущейся воды и естественных наносов. В естественных условиях наблюдается грядовое или безгрядовое движение наносов, на модели почти всегда грядовое. Однако на модели такую же относительную высоту гряд, как в натуре, создавать трудно. Поэтому сопротивление движению воды на моделях больше, чем в натуре.

С другой стороны, на различных реках отношение между вертикальными и горизонтальными размерами потока неодинаковое; оно увеличивается с уменьшением размеров потока, вследствие чего возрастает его сопротивление. Поэтому на модели оно больше, чем в натуре. В этих условиях будет искажен уклон водной поверхности. Следовательно, на размываемых моделях, дно которых сложено из естественного песка, искажение масштабов неизбежно. Поэтому, учитывая характер искажения масштабов естественных потоков различных величин для получения подобия наполнения русла и скорости потока нам приходилось заранее изменять уклон. Искажение уклонов обеспечило подобие живых сечений, средних скоростей и числа Фруда. Так как точное воспроизведение дефор-

мируемых русел на размываемых моделях невозможно, то для решения поставленных задач пришлось прибегать к приближенному моделированию средних гидравлических величин потока.

Для создания нормально меандрирующего русла и обеспечения устойчивого подхода потока к голове канала Ташсака, а также для защиты берегов от размывов на модели рассмотрены различные варианты регулирования русла с помощью системы сквозных поперечных шпор. В результате исследования определена трасса зарегулированного русла на участке выше головы канала Ташсака.

Результаты опытов показали, что система из трех сквозных шпор с коэффициентами застройки P = 0,5 не обеспечивает полностью свал потока к голове канала Ташсака. Через систему шпор проходит расход, обладающий достаточно большой скоростью, что может привести к разрушению берегов и самих шпор. С помощью этих шпор не удается получить устойчивое русло вдоль левого берега на подходе к головному сооружению канала Ташсака.

Наиболее эффективным оказалась система из шести сквозных шпор. Расчет этой системы шпор производился по рекомендации И.Я.Орлова и С.Т.Алтунина. Компоновка их на модели осуществлялась, исходя из условия обеспечения затухания скорости и получения устойчивой зарегулированной ширины русла. Эта система полностью отклоняет поток влево. Скорость за системой уменьшается до ее неразмывающей величины. Однако для осуществления такой системы необходимо забить около 2500 свай, что требует больших затрат материалов и других средств. Поэтому система из шести шпор считается нецелесообразной.

Для экономии материалов рассмотрен другой вариант регулирования, т.е. система из трех сквозных шпор. Расче-

ты производились также по методике И.Я.Орлова, но с большим коэффициентом застройки P=0,67. Из рассмотренных двух вариантов компоновки системы шпор наиболее эффективной оказалась система с тремя поперечными шпорами Здесь поток, подходя к первой шпоре, поворачивает влево и дойдя до левого берега, начиная со створа I7 протекает вдоль берега, как это наблюдалось в опытах с системой из шести шпор. При этом необходимое количество свай оболочек значительно меньше - около I500 шт.

Таким образом, приняв систему из трех шпор, но с большим коэффициентом застройки, добились отклонения потока влево и значительного уменьшения количества свай - оболочек, на основании чего последний вариант может быть рекомендован к практическому осуществлению (рис.5).

Для количественной оценки и сравнения глубины местных размывов проведен ряд опытов с применением системы сквозных и глухих шпор с большими погонными расходами путем уменьшения ширины зарегулированного русла в районе действия шпор на поток. При этом глубина местного размыва в голове глухой шпоры оказалась около 23 м, тогда как при работе сквозной шпоры на этом же месте - около II м.

Если учесть поправку на вертикальный масштаб, исходящую из принципов моделирования самой шпоры, то максимальная глубина размыва в районе глухих и сквозных шпор соответственно будет равняться 29 и I4 м.

На основании анализа выполненных опытов по регулированию русла реки с помощью системы сквозных и глухих шпор выявлены недостатки их и преимущества в работе на модели и выбран окончательный вариант трассы зарегулированного русла - с применением системы трех сквозных шпор (рис.5).

Плановая компоновка системы трех шпор дает возможность:

а) защитить правый берег от размыва на участке реки длиной 6 км выше головы канала Ташсака;

б) создать устойчивое меандрическое русло на подходе к голове канала Ташсака (поток, плавно обтекая шпору I, образовал вдоль левого берега русло значительной протяженности).

Сравнение результатов опытов, проведенных на моделях с плановыми масштабами I:I000 (материал - кальцинированная опилка) и I:500 (материал - натурный песок) показало, что картина формирования русла, а также величина деформации в зоне действия шпор и у водозаборного сооружения канала Ташсака оказались сходными.

В наших исследованиях наибольшие глубины размыва (около I7 м) и скорости (3 - 3,5 м/сек) оказались на участке реки вдоль левого берега в районе головы канала Ташсака; глубины местных размывов в голове глухой и сквозных шпор - соответственно 23 и II м. Величины такого порядка получены и на модели масштаба I:I000.

Результаты исследований могут быть использованы при составлении схемы регулирования русловых процессов Амударьи.

Р.Р.АБДУРАУПОВ

К ВОПРОСУ ВЗАИМОСВЯЗИ РУСЛОВЫХ ФОРМ И ЯВЛЕНИЯ ДЕЙГИША

Как известно / I /, все формы движения наносов определяются скоростью потока. Разумеется, есть такая начальная скорость потока, при которой полностью отсутствует любая форма движения наносов. Наличие гряд на дне и вихревых областей в подвале лишь увеличивает сопротивление движению, но не меняет транспортирующей способности потока. Таким образом, форма движения наносов зависит от величины избыточной скорости потока, определяемой соотношением $\frac{U}{U_0}$ (где U_0 - неразмывающая скорость).

Если судить по рис. I,2 и данным В.И.Гончарова, то при относительной скорости $\frac{U}{U_0} \simeq$ 3-3,5 и относительном количестве наносов $\rho \neq 2{,}5$-3 г/л на модели и в каналах гряды исчезают. Рифели способствуют увеличению шероховатости дна. В результате глубина потока увеличивается, а это в свою очередь приводит к расширению потока и размыву берегов.

При этом необходимо отметить, что передвигаемые частицы обусловливают шероховатость дна потока, а последняя, как известно, влияет на среднюю скорость. Так как величина твердого расхода растет со скоростью, то, очевидно, с увеличением размера твердых частиц растет расход наносов. На основании изложенного М.А.Великанов составил общую структурную формулу, пригодную для любой расчетной схемы движения твердого расхода. Рассматривая верхний слой наносов со средней толщиной,

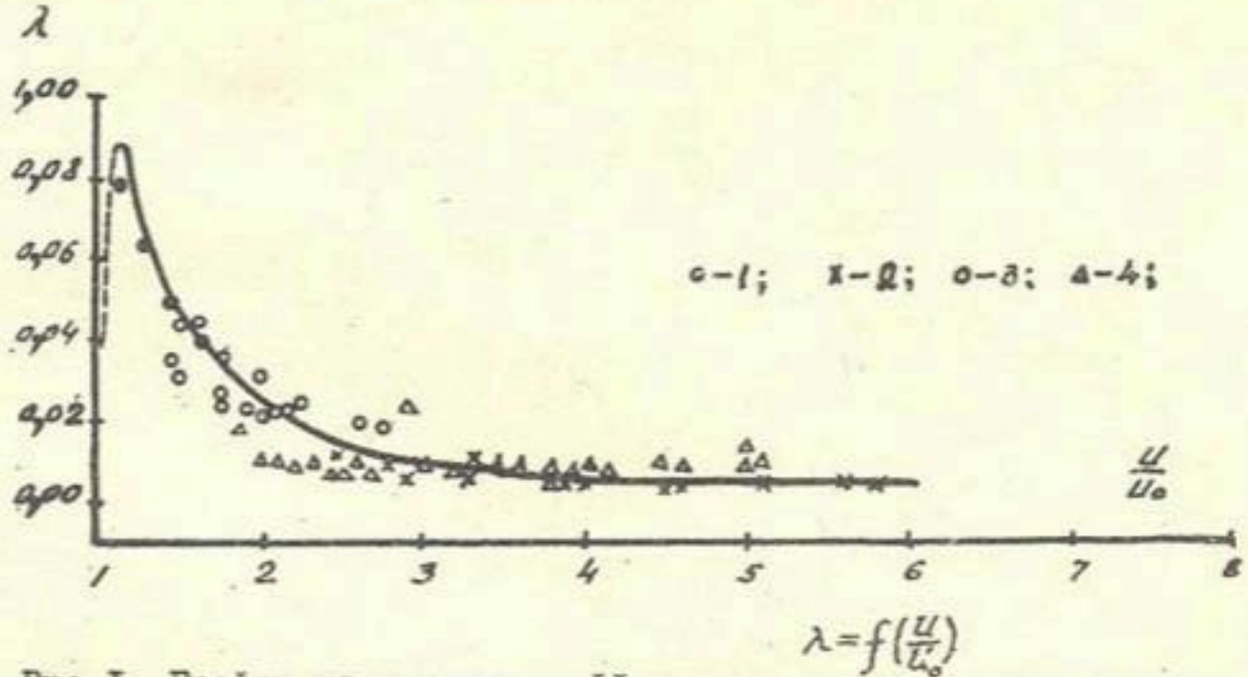


Рис.I. График изменения коэффициента сопротивления в зависимости от относительной скорости потока при движении песчанных наносов:
I - модель русла Амударьи d = 0,34 мм; 2 - прокоп Ташсака d = 0,27; 3 - лоток d = 0,375; 4 - ств. Керки 1956 г. d = 0,31 мм

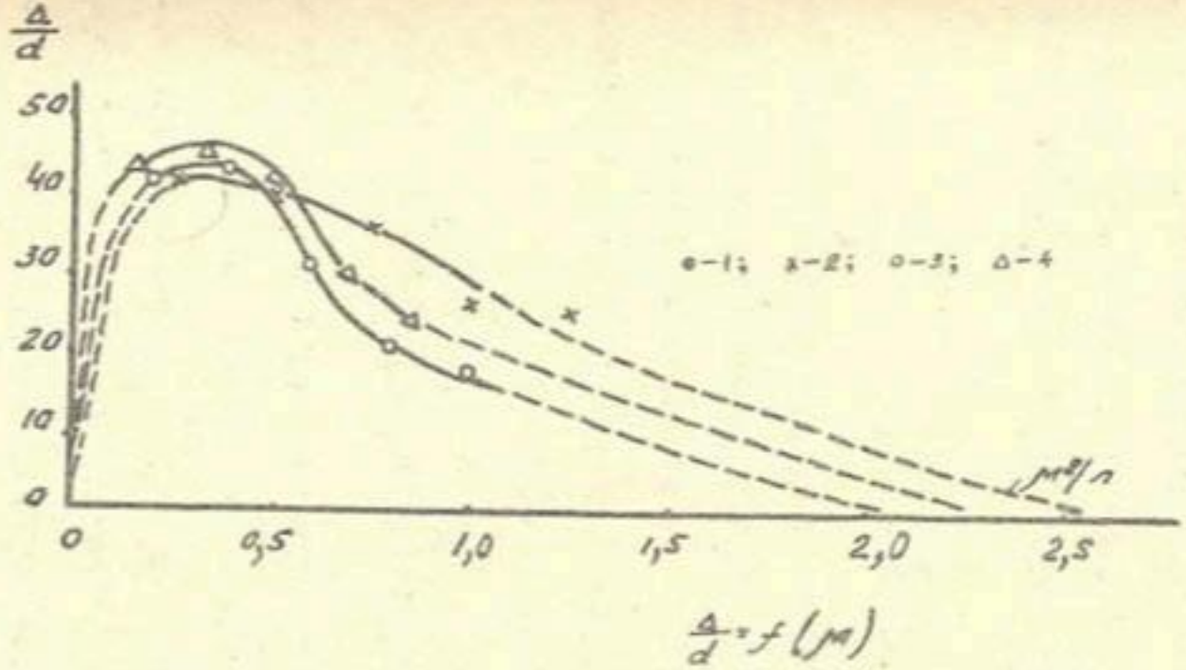


Рис.2. График зависимости относительной высоты (рифелей) от относительного количества наносов при различных расходах воды:
I - q= 2,0 л/сек; 2 - q= 2,5; 3 - q= 3,0 л/сек

равной диаметру частиц d , и обозначив среднюю скорость частицы через v , Великанов получает твердый расход в виде $p = mdv$,

где m - коэффициент динамической сплошности. Скорость влечения здесь представляется линейной зависимостью $v = u - u_0$, а коэффициент динамической сплошности пропорционален скорости потока. Тогда формула твердого расхода будет иметь вид

$$p = m(u)d(u-u_0).$$

Здесь коэффициент динамической сплошности, согласно экспериментам В.И.Гончарова, И.И.Леви и др., принимается пропорциональным кубу относительной скорости и шероховатости, и окончательно для определения твердого расхода на единицу ширины получаем следующую формулу:

$$p = Ad\left(\frac{u}{u_0}\right)^3 (u-u_0)\left(\frac{d}{h}\right)^{1/3} м^3/сек \cdot м \qquad (I)$$

Для сопоставления расчетных данных с данными натурных измерений произведено определение расхода наносов по формуле (I) для Амударьи. Прежде всего проверили, как транспортируются наносы в отдельных створах. Отметим, что при формировании русла поток, изменяя глубину, ширину и уклон в зависимости от расхода наносов и их фракционного состава, все время стремится поддерживать какое-то равновесие, следовательно, с увеличением одного параметра другой уменьшается. Для подтверждения изложенного приводим графики (рис. 3) изменения уровня, глубины и ширины потока по времени для створов гидрологических

стенций на Амударье. Как видно из этого рисунка, уровень, глубина и ширина изменяются по одинаковому закону, что свидетельствует о динамическом равновесии, т.е. отсутствии размыва и занесения в период наблюдения. Используя гидравлические элементы потока этих створов, определяем численное значение A

$$P=0{,}0267\,dB\left(\frac{u}{u_0}\right)^3(u-u_0)\left(\frac{d}{h}\right)^{1/3},$$

где d - средний диаметр песчаных частиц наносов;

B - средняя ширина потока;

u - средняя скорость потока;

u_0 - неразмывающая скорость;

h - средняя глубина потока.

Самой трудной задачей оказалось определение величины неразмывающей скорости. Значение u_0 для натуры определялось экстраполяцией кривых связей расходов наносов со средними скоростями потока как скорость, при которой расход наносов падает до нуля. Точно таким же способом определена глубина h_0, соответствующая неразмывающей скорости потока. Используя таким образом лабораторные, натурные и данные из справочников, составляем график $u_0=f(h_0)$, соответствующ формуле В.С.Кнороза

$$u_0=\frac{7{,}5\sqrt[6]{h_0}\,d^{0{,}05}}{\sqrt{7{,}5+\sqrt[6]{h_0}}}.$$

Как известно, коэффициент сопротивления определяется в зависимости от степени шероховатости. Для песчаных наносов коэффициент сопротивления определяется обычно в зависимости

от геометрических размеров гряд (рифелей). А форма и размеры гряд зависят от относительной скорости u/u_o. При движении песчаных наносов получен график $\lambda = f(u/u_o)$ (см. рис. I), где приведены лабораторные и натурные данные. Как видно из этого графика, коэффициент сопротивления λ в натуре мало изменяется; в меженный период он несколько больше(для меньших значений u/u_o), чем в паводковый (для больших значений u/u_o).

При образовании гряд средняя скорость потока уменьшится и, следовательно, на модели не могут быть получены такие же соотношения u/u_o, как в натуре. Поэтому коэффициент сопротивления на модели всегда больше.

В настоящее время для исследования русловых процессов деформаций на размываемых моделях используется методика гидравлического моделирования, при этом совершенно не учитываются закономерности формирования донного рельефа и его связь с гидравликой потока, особенно когда на модели используется натурный песок. Без учета закономерности формирования русла невозможно дать правильный ответ на вопросы, связанные с распределением скоростей, наносов и расходов воды по ширине и глубине потока, размывами дна и берегов, а также с заилением и занесением русла реки.

Проанализируем графики (см. рис. 8). Характер изменений уровня, глубины и ширины потока однотипен за все время наблюдения, следовательно, русло в бытовых условиях находилось в состоянии динамического равновесия.

Как видно из кривой гранулометрического состава / 6 /, в межень содержание крупных фракций в толще потока увели-

чивается, что указывает на наличие гряды у дна, за счет чего увеличивается взмучивающая скорость потока. В паводок наоборот, фракционный состав взвешенных наносов уменьшается, так как с увеличением общей мутности реки (у дна доходит до 30 г/л) дно русла сглаживается, и взмучивающая скорость уменьшается. В этом случае большая часть крупных наносов движется по дну или же на близком расстоянии от дна. Как известно, на Амударье при подъеме паводка абсолютные величины мутности больше, чем при спаде. Следовательно, в период подъема паводка гряды отсутствуют. При спаде паводка глубина потока уменьшается и поток, стремясь восстановить необходимую глубину, размывает дно русла, сформировавшегося во время паводка. За счет этого мутность потока становится значительной, и,следовательно, движение наносов при спаде происходит также без образования гряд.

Таким образом, грядовое движение на Амударье может наблюдаться только в меженный период. Легкоподвижные песчаные гряды малого размера , возникающие при воздействии на песчинки пульсирующих скоростей, обычно называют микроформами. Эти гряды покрывают все русло и определяют шероховатость дна. Благодаря сравнительно быстрой приспособляемости микроформ к изменениям гидравлического режима, они рассматриваются как существующие при установившемся движении потока, т.е. в каналах, лотках и на реках типа Амударьи при прохождении меженного расхода. Наличие в руслах микроформ увеличивает шероховатость дна, что приводит к увеличению глубины потока и повышению уровня воды, в результате чего могут происходить слабые размывы берегов, легко устранимые.

В условиях блуждающего русла происходит свободное меандрирование, определяемое плановым смещением русла. Развитие меандрирования, или перемещение петли, зависит от формы гидрографа реки. Паводковый расход, покрывая большую часть поймы, стремится выправить русло, но наличие перекатов плесовых участков, где имеются нисходящие и восходящие течения, приводит к неравномерному распределению скоростей по глубине и ширине потока, а следовательно, к неравномерному распределению расходов воды и наносов.

При прохождении паводковых расходов уровень воды вдоль реки поднимается на 2,5-3,0 м, увеличивается ширина потока и происходят незначительные изменения глубины (см. рис. 3). Глубина потока по ширине русла - величина переменная и колеблется от 2 до 3 м, а максимальные колебания достигают 6-10 м. В результате отметка дна русла при паводке значительно выше, чем в межень. По мере уменьшения расхода воды дно реки обнажается и внутри излучин появляются отдельные островки и полуостровки в виде призмы отложений значительных размеров в зависимости от шага меандров. Такие большие скопления наносов в виде призм-островков, полуостровков называют обычно макроформами.

Макроформы в естественных условиях существуют при неустановившемся режиме течения и создаются самыми высокими паводками, обычно они имеют самые крупные размеры. Такие макроформы наименее подвижны, так как активная стадия их движения наступает не каждый год. Последующие более низкие паводки также будут создавать макроформы, наложение которых на максимальную создают определенный пилообразный профиль участка

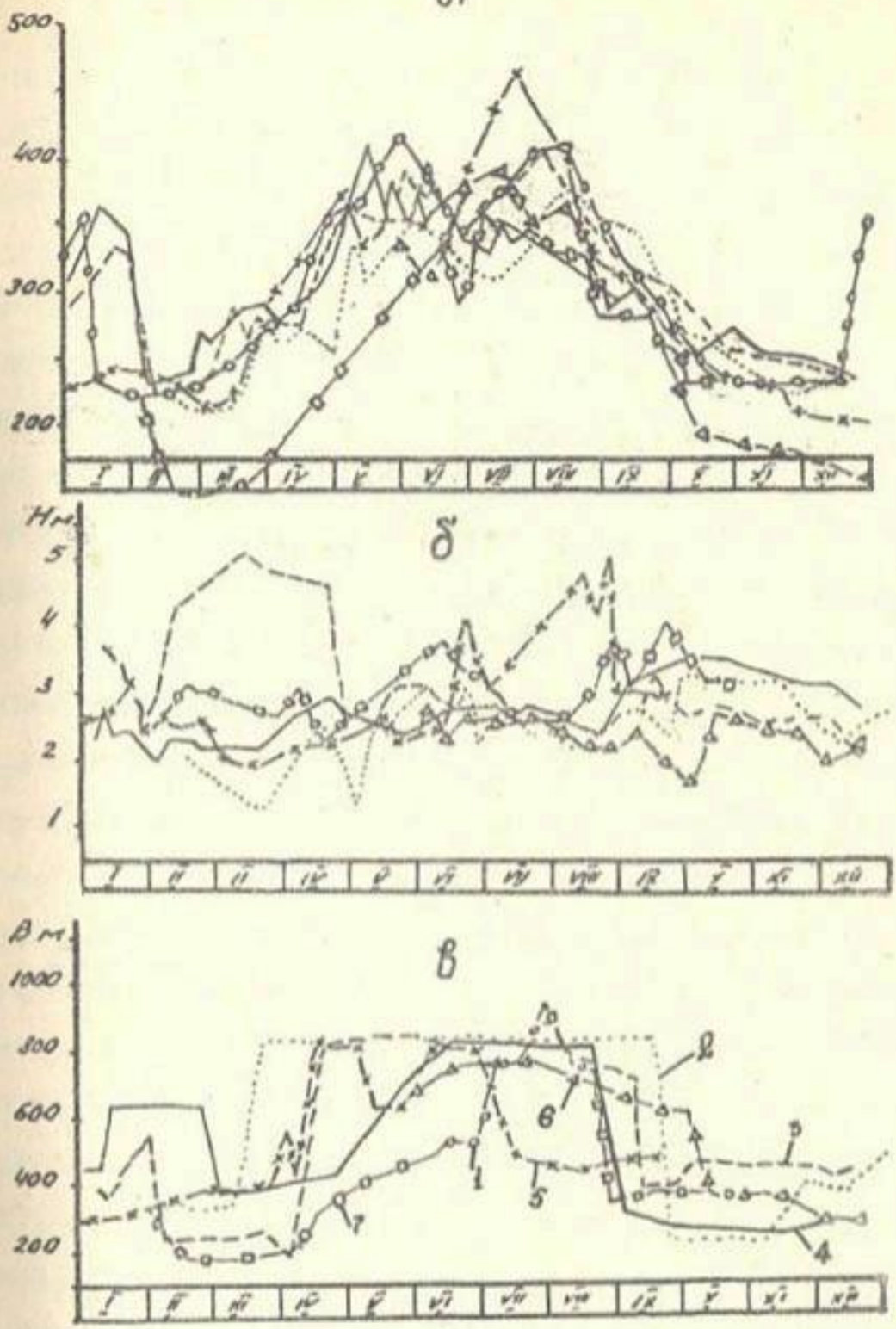


Рис.3. Графики изменения уровня воды (а), глубины потока (б) и ширины потока (в):
I-1938 г.; 2-1955; 3-1956; 4-1957; 5-1958; 6-1962; 7-1967 г.

реки, причем на этом участке можно видеть устойчивые плесы, присущие максимальным формам и перекатные участки, состоящие из цепи перекатов и плесов меньших размеров, располагающихся на гребневой части главной макроформы.

Эти вторичные макроформы обычно более подвижны, так как их активная жизнь наблюдается почти каждый год и способствует продвижению главных макроформ. Паводковый расход целиком затепливает макроформы и, пытаясь выправить русла, размывает их лобовую часть.. Продукты размыва откладываются в подвале, что приводит к продвижению макроформ. Чем больше действует максимальный расход, тем интенсивнее продвижение вниз макроформ. Максимальные расходы воды, как правило, наблюдаются на реках в короткое время, в течение которого макроформы, вследствие их больших размеров и относительно слабой подвижности, не успевают переформироваться в новые формы, соответствующие новому режиму. В результате макроформы остаются в русле после больших паводков. Если расходы воды убывают медленно, при спаде можно ожидать интенсивного разрушения паводковых макроформ, если же спад происходит быстро, паводковые макроформы сохраняются. При меньшем расходе их конфигурация почти не меняется, и поток резко устремляется вниз по руслу, где имеются наименьшие отметки дна. В таких местах может оказаться фарватер русла, вдоль которого наблюдались максимальные глубины потока при прохождении паводковых расходов. Известно, что фарватер проходит вдоль то правого, то левого берега или на близком расстоянии от них. На повороте возникает поперечная циркуляция. Вследствие этого будет происходить

размыв вогнутого берега, интенсивность которого зависит от крутизны поворота в плане. Следует отметить, что вдоль берега могут встречаться водоворотные зоны; если фарватер проходит вблизи береговых водоворотных зон, то в этом случае вогнутый берег будет размываться более интенсивно.

Уровень воды на низовой плесовой лощине падает более интенсивно, чем на седловине переката. Вследствие этого поток к берегу стремится с большим уклоном. В этом случае размыв берега происходит в начале за счет большого перепада уровня и поперечной циркуляции. По мере размыва уклон уполаживается, и размыв происходит в большей части за счет поперечной циркуляции.

Всюду, где существуют русловые макроформы, имеют место размывы берега вследствие свала потока в поперечном направлении. В условиях Амударьи такие размывы называются дейгишем / 5 /. Так как русло и берега Амударьи сложены песчаными наносами, здесь процесс размыва во время дейгиша происходит более интенсивно, чем в условиях горных и предгорных участков рек. На различных участках Амударьи дейгиш происходит не регулярно, с перерывами. Период повторяемости дейгиша на таких участках может быть установлен интенсивностью продвижения макроформ, созданных самыми высокими паводками.

Направление струи потока при резком падении уровня воды и расхода может быть установлено путем прослеживания направления максимальных глубин на поперечных профилях потока, составленных для участка реки, ниже которого ожидается дейгиш. По направлению изменения максимальных глубин вдоль реки можно

составить карту движения воды по фарватеру. В зависимости от интенсивности перемещения макроформ и направления струи можно прогнозировать, где и когда будет происходить дейгиш. Интенсивность перемещения макроформ зависит от длительности действия максимальных расходов воды и характера перемещения петли (меандров).

Для защиты берегов Амударьи от дейгиша производятся защитно-регулировочные мероприятия. Как показывает опыт, они малоэффективны. В этом отношении имеет большое практическое значение строительство Тюямуюнского гидроузла, позволяющего регулировать не только жидкий, но и твердый расходы. Для этого необходимо разработать условия эксплуатации гидроузла таким образом, чтобы расход реки ниже плотины оставался более или менее постоянным. Время от времени необходимо производить промывку верхнего бьефа, не допуская,однако, сильного размыва и обратного завала нижнего бьефа.

Приведенные выше описания русловых форм основаны на данных литературных источников и наблюдений в лабораторных условиях. Использованы также данные наблюдений в гидравлических створах Амударьи.

Для составления полного и точного представления о русловых формах и изучения их необходимо :

I) разработать методику моделирования с использованием в лаборатории в качестве подвижного материала натурного песка (при наличии заменителя песка этот вопрос может отпасть) ;

2) исследовать в натуре и на модели условия образования и исчезновения гряд при движении мелкопесчаных наносов и установление основных факторов ;

3) исследовать процессы образования и перемещения русловых форм при неустановившемся движении воды, т.е. по заданному гидрографу ;

4) исследовать береговые деформации во время дейгише, когда берега размываются и когда они закреплены защитными сооружениями ;

5) изучать характер изменения фарватера по данным многолетних наблюдений Бассейнового управления пути.

В настоящей статье на основании неполных данных и визуальных наблюдений сделаны некоторые попытки установления причины возникновения дейгише и определены вопросы, подлежащие уточнению и дополнению. Учитывая сложность русловых процессов на Амударье, наши представления о дейгише и некоторые рекомендации по определению дейгише могут быть уточнены по мере накопления опытных материалов.

Литература

I. Р.Р.Абдураупов. К вопросу о механизме и формах движения наносов. Изв. АН УзССР, серия технических наук, 1958, № 5.

2. Р.Р.Абдураупов. Расчет занесения нижнего бьефа низконапорных гидроузлов наносами. Сб."Вопросы гидротехники" , вып. 27, Ташкент, 1965.

3. Р.Р.Абдураупов. Определение уклона при движении донных наносов. ДАН УзССР, 1957, № 9.

4. А.М.Мухамедов, Р.Р.Абдураупов. Некоторые результаты лабораторных исследований по регулированию потока и выправлению русла реки Амударьи системой сквозных шпор в районе Ташсакинского гидроузла (данный сборник).

5. А.М.Мухамедов. Некоторые особенности реки Амударьи и причины размыва берегов (явления дейгиша).Тр.IX конгресса МАГИ, Л., 1965.

6. Н.А.Цветкова. Режим наносов реки Амударьи. Сб."Вопросы гидротехники", вып.13, Ташкент, 1963.

7. А.М.Мухамедов, В.Е.Тузов. Особенности русловых деформаций реки Амударьи - дейгиш. Тр. координационного совещания, вып. 36, Л., 1967.

8. А.М.Мухамедов, В.С.Лапшенков. О некоторых формах береговой деформации при грядовом движении наносов по наблюдениям на модели реки Амударьи. Тр.САНИИРИ, вып. 117, Ташкент, 1968.

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

10. И.И.Леви. Динамика русловых потоков. М., Госэнергоиздат, 1957.

11. М.А.Великанов. Динамика русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1949.

12. В.Н.Гончаров. Основы динамики русловых потоков. Л.,Гидрометеоиздат, 1954.

13. Н.С.Знаменская. Обоснование и натурная проверка расчетов деформаций русла и определения расхода донных наносов. Тр. ГГИ, вып. 147, Л., 1968.

О.А.КАКМОВ, Х.А.ИРМУХАМЕДОВ

КИНЕМАТИЧЕСКАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА У ЗАЩИТНО-РЕГУЛИРОВОЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В инженерной практике широко распространены защитно-регулировочные сооружения, возводимые по типу непроницаемых преград - береговые крепления, поперечные глухие шпоры и дамбы, подходные насыпи к мосту и др. С целью разработки методики расчета местных размывов у подобных сооружений в САНИИРИ под руководством А.М.Мухамедова выполнено исследование кинематической структуры потока в зоне непроницаемых преград.

При проведении опытов была поставлена задача получить количественные данные о кинематических характеристиках потока и связи их с размерами воронки местного размыва. Для решения этой задачи с помощью метода пространственной киносъемки / I / предварительно выяснялся общий характер движения потока при обтекании непроницаемых преград. Анализ полученных материалов показал, что после стабилизации размыва поток, не изменяя прямолинейного движения, вплотную подходит к преграде. Поэтому для детального изучения его кинематической структуры исследование выполнено в условиях двухмерной задачи.

Экспериментальная установка, состав и методика проведения опытов

Опыты проводились в прямоугольном остекленном лотке длиной $\mathcal{L}$ = 44 м, шириной B = 50 см. Длина рабочего участка $\mathcal{L}_1$ = 9,5 м. В качестве преграды применяли пластинку из оргстекла толщиной 3 мм и шириной 20 см, устанавливаемую вертикально и вплотную к одной из боковых стенок лотка. Угол между направлением преграды и продольной осью лотка составлял 90^0. На дно лотка в пределах рабочего участка укладывали равнозернистые материалы крупностью d_{cp} = 0,4; 0,81, 1,72; 3,22 и 7,4 мм. Средние скорости течения были близки к неразмывающим скоростям.

Для каждого равнозернистого материала опыты проводились при двух расходах воды Q = 5,0 и 10,0 л/сек. Диапазон изменения гидравлических элементов потока в подходном русле составлял $2{,}35 \leq h \leq 8{,}7$ см; $20 \leq u_{cp} \leq 43$ см/сек. Диапазон изменения кинетичности потока находился в пределах $0{,}061 \leq Fr \leq 0{,}8$. Всего было проведено 10 опытов.

Структура потока исследовалась с помощью кинематографического метода /2, 3/. Для визуализации потока использовали эмульсионные шарики нулевой гидравлической крупности белого цвета, диаметром от 0,5 до 3 мм, изготовленные из смеси густотертых белил с глицерином. Киносъемка производилась со скоростью 24–48 кадров в секунду аппаратом "Киев" 16У. В большинстве опытов фиксировали траектории движения эмульсионных шариков для двух сечений, проходящих через середину и

конец преграды. При этом захватывалась область размыва и подходный участок русла. В качестве источника света был использован "световой нож" – плоский пучок света большой мощности (6 ламп по 1000 вт), ограниченный щелевой диафрагмой. При таком освещении на пленке ясно фиксируются лишь шарики эмульсии, попадающие в сравнительно узкое пространство "светового ножа" (ширина 1,5-2,5 см, длина 70 см). При обработке кинограмм применялась методика Е.М.Минского и Б.А.Фидмана / 2, 3 /. Временное осреднение производили за период τ =0,0208 - 0,0832 сек.

В статье приводятся результаты обработки семи наиболее характерных опытов для сечения, проходящего через середину преграды. При равномерном режиме дно размывается сравнительно одинаково по всей длине преграды (исключение составляет лишь участок, непосредственно примыкающий к борту лотка), поэтому выбранное сечение захватывает область наибольшего размыва и в то же время находится на значительном расстоянии от боковой стенки лотка, вследствие чего искажающее влияние ее несущественно.

Поле осредненных скоростей

По результатам статистической обработки материалов киносъемки на рис. 1 показана картина распределения осредненных скоростей для одного из опытов, характеризующая в количественном отношении скоростную структуру потока у непроницаемой преграды после окончания процесса размыва. При анализе распределения скоростей установлено, что за конту-

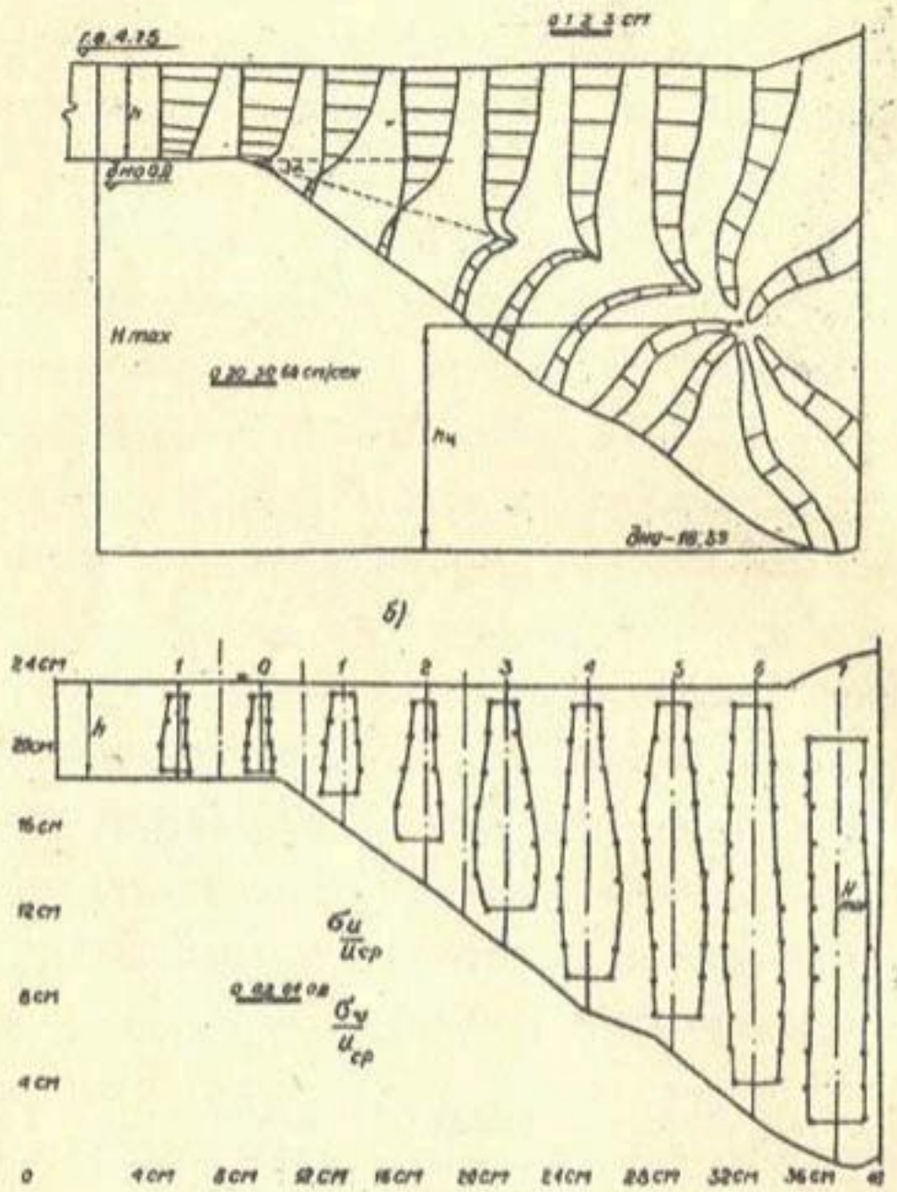


Рис. I. Распределение осредненных (а) и пульсационных (б) скоростей в подходном русле и воронке размыва при $Fr = 0,38$

ром размыва в выемке происходит растекание потока. Угол растекания α находится в пределах 12-15°. По мере приближения к преграде характер растекания потока изменяется вследствие влияния циркуляции, представление о зоне распространения которой дает зависимость

$$h_ц/H_{max} = f(Fr),$$

где $h_ц$ - расстояние от центра циркуляции до дна выемки (рис. 2).

Как видно из этого рисунка, зоне распространения циркуляции возрастает с увеличением кинетичности потока, достигая предела $h_ц/H_{max}$ 0,5 при $Fr \simeq 0{,}45$. Величина $h_ц/H_{max}$ представляет собой относительный радиус циркуляции. Следовательно, при $Fr \geqslant 0{,}45$ циркуляция захватывает практически всю зону наибольшего размыва. Эпюра скоростей в нижней области зоны наибольшего размыва имеет профиль, напоминающий треугольный, с относительно равномерным распределением их по глубине: наибольшие скорости находятся в придонной области, а наименьшие - вблизи центра циркуляции.

Поле среднеквадратичных пульсационных отклонений скорости

Обычно в практике исследований / 4 / используют отношения рассматриваемых величин к характерной скорости потока. Эти отношения принято называть интенсивностью турбулентности. В наших исследованиях она определялась отно-

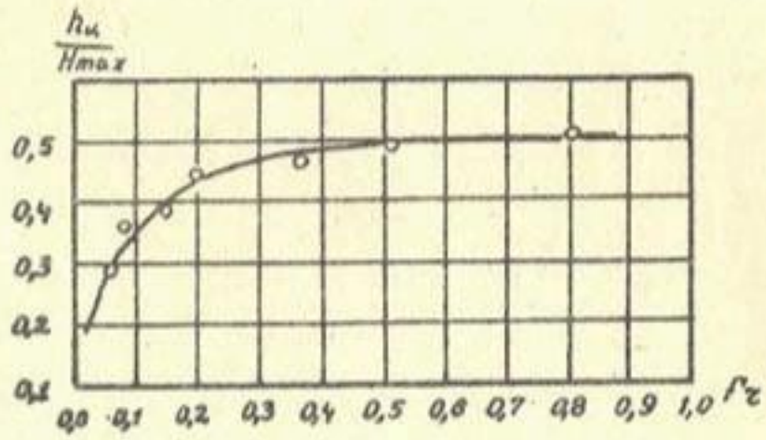


Рис.2. Зависимость $h_u/H_{max} = f(Fr)$

шением среднеквадратичных пульсационных отклонений скорости $\sigma_u = \sqrt{(u')^2}$ и $\sigma_v = \sqrt{(v')^2}$, где u' и v' - продольная и вертикальная составляющие пульсационных отклонений скорости к средней скорости потока в подходном русле $u_{ср}$.

Как видно из рис. I б, пульсация скоростей распределяется неравномерно. Вблизи поверхности $\sigma_u/u_{ср}$ и $\sigma_v/u_{ср}$ по всей длине рассматриваемого участка остаются примерно постоянными, за исключением области волны набегания, имеющей повышенную пульсацию скоростей. Наибольшие значения $\sigma_u/u_{ср}$ и $\sigma_v/u_{ср}$ по вертикали наблюдаются в придонной области подходного русла и в граничном слое между основным потоком и зоной обратного течения. В створе наибольшего размыва пульсации скорости распределяются более равномерно.

При сопоставлении σ_u и σ_v, полученных при различных числах Фруда, оказалось, что с увеличением кинетичности потока интенсивность турбулентности возрастает. Поскольку в наших опытах $Fr \sim \frac{d}{h}$ / 5-6 /, это согласуется с существующими воззрениями о том, что увеличение относительной шероховатости русла вызывает возрастание относительного размаха пульсаций скорости / 7-9, II/.

Взаимосвязь кинематических характеристик потока с размерами воронки размыва

На основании опытных данных сопоставлены осредненные скорости и среднеквадратичные пульсационные отклонения

скорости в придонных областях воронки размыва ($\bar{u}_2$, σ_{u_2} , σ_{v_2}) и подходного русла ($\bar{u}_1$, σ_{u_1} , σ_{v_1}). Оказалось, что в вымоине рассматриваемые характеристики значительно больше. Так, для исследованной конструкции преграды имеют место следующие отношения :

$$\frac{\bar{u}_2}{\bar{u}_1} = 1{,}05\text{-}1{,}30; \quad \frac{\sigma_{u_2}}{\sigma_{u_1}} = 1{,}48\text{-}1{,}92, \quad \frac{\sigma_{v_2}}{\sigma_{v_1}} = 3{,}0\text{-}3{,}8.$$

Характер изменения этих отношений сложный и зависит от кинетичности потока. На рис. 3 приведен график одной из указанных зависимостей. Остальные в качественном отношении аналогичны ему.

Для установления связи рассмотренных выше кинематических характеристик потока с размерами воронки размыва использован параметр $K_R = \frac{H_{max}}{R}$ (где H_{max} - наибольшая глубина размыва; R - гидравлический радиус потока в подходном русле). График изменения $K_R = f(Fr)$ приведен на рис. 4. Ранее такой же результат был получен на основании большего количества опытов / 10 /.

При сопоставлении графиков (см. рис. 3, 4) обнаруживается вполне определенная связь между отношениями кинематических характеристик потока и размерами воронки размыва, характеризуемыми параметром K_R . Аналитический вид этих связей по результатам обработки опытных данных выражается следующими зависимостями:

$$K_R = 5{,}0\left(\bar{u}/\bar{u}_2\right)^{1{,}5}; \qquad (1)$$

$$K_R = 10{,}4\left(\sigma_{u_1}/\sigma_{u_2}\right)^{1{,}5}; \qquad (2)$$

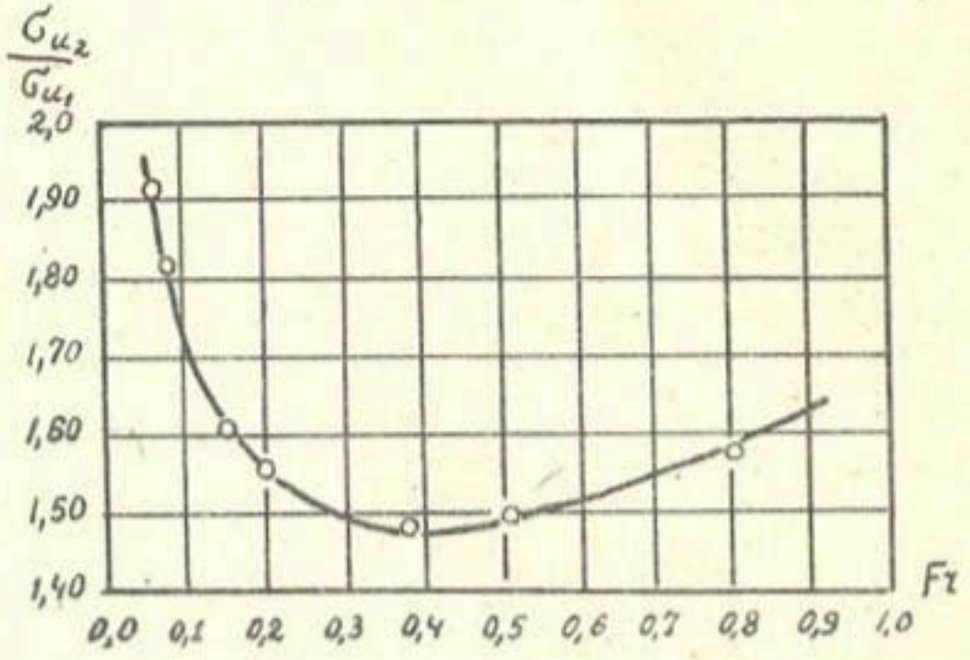


Рис.3. Зависимость $\frac{\sigma_{u_2}}{\sigma_{u_1}} = f(Fr)$

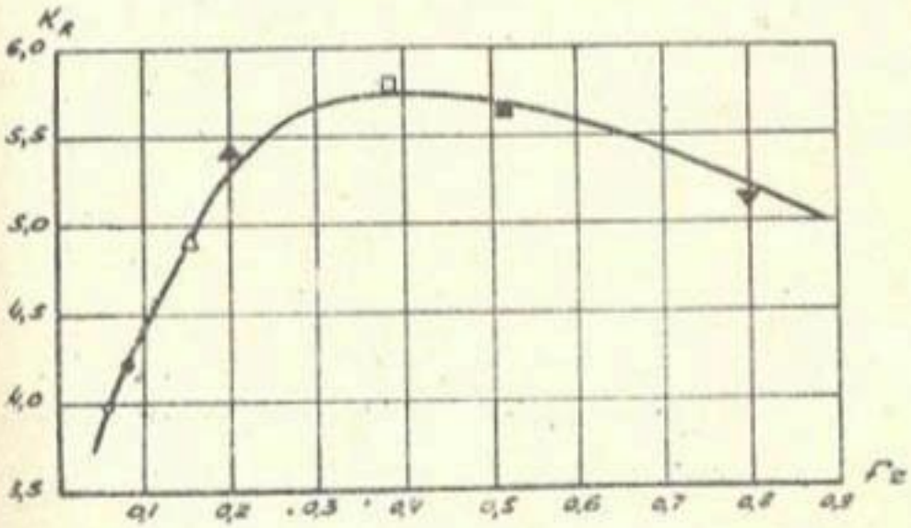


Рис.4. Зависимость $K_p = f(Fr)$

$$K_2 = 29{,}8\left(\sigma_{u_1}/\sigma_{u_2}\right)^{1.5} \qquad (3)$$

Чтобы практически использовать зависимости (1-3), необходимо установить закономерности, связывающие $\bar{u}_1$, $\bar{u}_2$, σ_{u_1}, σ_{u_2}, σ_{v_1}, σ_{v_2} с гидравлическими элементами потока и характеристиками русла.

Взаимосвязь кинематических характеристик с гидравлическими элементами потока и характеристиками русла

Придонная скорость в подходном русле, представляющем собой прямолинейный участок лотка, должна зависеть от средней скорости и относительной крупности частиц, т.е. $\bar{u}_1 = f\left(u_{cp}, \frac{d}{h}\right)$. В рассматриваемом случае $u_{cp} = \bar{u}_o$ ($\bar{u}_o$ - неразмывающая скорость, соответствующая начальной подвижке частиц), а $\frac{d}{h} \sim Fr$ / 7-8/. Из соображений размерности можно записать $\bar{u}_1/u_{cp} = f(Fr)$. Соответствующая обработка опытных данных показала, что эта связь выражается в виде

$$\bar{u}_1 = 0{,}66\, u_{cp}\, Fr^{0{,}3}. \qquad (4)$$

Перейдем к рассмотрению придонной скорости в воронке размыва. Очевидно, $\bar{u}_2$ при постоянной конструкции преграды зависит от средней подходной скорости и процесса

растекания потока в воронке размыва. Процесс растекания, как установлено, характеризуется углом растекания α и относительным радиусом циркуляции $h_ц/H_{max}$. При этом α может быть принята практически постоянной величиной, а $h_ц/H_{max} = f(Fr)$. Тогда отношение $u_д/u_{ср}$ может быть выражено через Fr. Исходя из этого построен график $u_д/u_{ср} = f(Fr)$, на основании которого установлено, что

$$\bar{u}_д = 0{,}35\, u_{ср}(1+1{,}08Fr). \qquad (5)$$

Следовательно, придонная скорость в вымоине линейно возрастает с увеличением подходной скорости и кинетичности потока. На основании анализа опытных данных установлено, что среднеквадратичные пульсационные отклонения скорости зависят от тех же факторов, что и осредненные скорости. Обработка результатов опытов показала, что в подходном русле σ_{u_1} и σ_{v_1} могут быть выражены следующими зависимостями:

$$\sigma_{u_1} = 0{,}25\, u_{ср}\, Fr^{0{,}3}; \qquad (6)$$

$$\sigma_{v_1} = 0{,}125\, u_{ср}\, Fr^{0{,}3} \qquad (7)$$

Из зависимостей (6 и 7) следует, что $\frac{\sigma_{u_1}}{\sigma_{v_1}} = 2$. Это согласуется с выводами И.К.Никитина / 9 /. Примерно такое же соотношение было получено и М.А.Великановым /12/ на основании опытов Е.М.Минского.

По результатам опытов установлено, что в придонной области вымоины σ_{u_2} и σ_{v_2} по величине примерно равны друг другу. Одной из возможных причин этого, по-видимому, является специфический характер циркуляционного движения потока. Аналитически полученную связь можно выразить зависимостью

$$\sigma_{v_2} = \sigma_{u_2} = 0{,}195\, u_{cp}\,(1+1{,}08\,Fr). \qquad (8)$$

Установив связь осредненных и среднеквадратичных пульсационных отклонений скорости в придонных областях подходного русла и вымоины с гидравлическими элементами потока и шероховатостью русла, можем заменить их в (I)-(3) соответствующими закономерностями (4)-(8). В результате такой подстановки зависимости (I)-(3) преобразовываются в уравнение

$$K_2 = 15{,}2\,\frac{Fr^{0{,}45}}{(1+1{,}08\,Fr)^{1{,}5}}. \qquad (9)$$

Это обусловлено тем, что между осредненными и пульсационными скоростями существуют вполне определенные и постоянные соотношения.

Выводы

I. На основании статистической обработки материалов киносъемки установлено поле осредненных скоростей и поле среднеквадратичных пульсационных отклонений скорости в подходном русле и воронке размыва перед непроницаемой

преградой.

2. Установлено значительное возрастание среднеквадратичных пульсационных отклонений скорости в вымоине.

3. На основании опытных данных получены зависимости, характеризующие взаимосвязь кинематических характеристик потока с размерами воронки размыва, а также с гидравлическими элементами потока и характеристиками русла.

Литература

1. Зрелов Н.П. Киносъемка пространственного перемещения частиц в водном потоке. Тр. гидравлической лаборатории (ВОДГЕО), вып.5, М., 1957.

2. Минский Е.М., Фидман Б.А. Об экспериментальном определении статистических характеристик турбулентных потоков "Изв. ЭИ АН СССР," т.9, 1940.

3. Фидман Б.А. Применение высокоскоростной киносъемки к исследованию поля скоростей турбулентного потока. "Изв. АН СССР", сер.геогр.и геофизич., т.12, № 2, 1948.

4. Минский Е.М. Турбулентность руслового потока. Л., Гидрометеоиздат, 1952.

5. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. М., 1964

6. Мухамедов А.М., Ирмухамедов Х.А., Каюмов О.А. К вопросу оценки размывающей способности руслового потока. Тр. САНИИРИ, вып. 117, 1968.

7. Фидман Б.А. О влиянии шероховатости стенок на структуру турбулентного потока. "Изв. АН СССР", сер. геогр.и геофизич, т.12, № 3, 1948.

8. Кнороз В.С. Влияние грядовой формы дна на характеристики турбулентности безнапорных водных потоков. "Изв. ВНИИГ", т.78, 1965.

9. Никитин И.К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. Изд-во АН УССР, 1963.

10. Каюмов О.А. Результаты лабораторных исследований максимальной глубины воронки размыва у глухой шпоры. Тр. САНИИРИ, вып. 117, Ташкент, 1968.

11. Умаров А.Ю. Оценка коэффициента гидравлического сопротивления бурного потока с большой шероховатостью дна. Сб. "Вопросы гидротехники", вып. 27, Ташкент, 1965.

12. Великанов М.А. Вероятностный метод расчета скачкообразного движения донных наносов. В кн.: "Результаты комплексных исследований по Севанской проблеме", т.П. Ереван, 1962.

Р.Р.АБДУРАУПОВ, Х.А.ИРМУХАМЕДОВ, О.А.КАЮМОВ

ПРОГНОЗ ГЛУБИНЫ РАЗМЫВА У БЕРЕГОВЫХ КРЕПЛЕНИЙ, ПОПЕРЕЧНЫХ ГЛУХИХ ШПОР И ДАМБ

В отделе регулирования русел рек с 1966 по 1968 гг. под руководством А.М.Мухамедова проведен комплекс исследований для разработки методики расчета местных размывов у защитно-регулировочных сооружений, возводимых по типу непроницаемых преград. В частности, выполнены исследования размывающей способности потока / 1 /, характера влияния гидравлических элементов, крупности и неоднородности грунта, размеров и конструкции преград на глубину размыва / 2 /, кинематической структуры потока / 3 /. На основании обобщения результатов исследований в статье приводится вывод расчетной зависимости для прогноза глубины размыва у береговых креплений, поперечных глухих шпор и дамб.

Вывод расчетной зависимости

Воспользуемся установленной ранее закономерностью, выражающей взаимосвязь кинематических характеристик потока с размерами воронки размыва / 3 /

$$K_R = \frac{H_{max}}{R} = 15{,}2\,\frac{Fr^{0{,}45}}{(1+1{,}08Fr)^{1{,}5}}, \qquad (1)$$

где

H_{max} – наибольшая глубина размыва;

R – гидравлический радиус потока в подходном русле.

Зависимость (I) была получена на основании опытов, в которых размер и конструкция преград были постоянными ($n = 0{,}6$, $\alpha = 90^0$, $\theta = 0^0$), а в качестве размываемых материалов использованы практически однородные песчаные и гравелистые грунты. Результаты исследований по оценке влияния неоднородности грунта ($\xi_{85\%} = \frac{d_{85\%}}{d_{50\%}}$), стеснения потока ($n = \frac{B-l}{B}$), угла встречи потока с преградой (α) и угла отклонения напорной грани преград от вертикальной плоскости (θ) на величину K_Q / 2 / дают основание записать для рассматриваемого случая $K_{\xi,85\%} \simeq$ I, $K_n = 1{,}66$, $K_\alpha =$ I, $K_\theta =$ I. Поэтому зависимость (I) в общем виде может быть представлена выражением

$$K_Q = 9{,}1 \frac{(\sin\alpha)^{1/4}(\cos\theta)^{1/2}}{n\xi_{85\%}^{1/6}} \cdot \frac{Fr^{0{,}45}}{(1+1{,}08Fr)^{1{,}5}}. \qquad (I')$$

Для практических целей целесообразно в (I) показатель степени при Fr принять равным 0,5. С учетом этого и принимая для натурных условий $D = h$ после несложных преобразований получаем

$$H_{max} = 10{,}4 \frac{(\sin\alpha)^{1/4}(\cos\theta)^{1/2}}{n\xi_{85\%}^{1/6}} \cdot \frac{uh^{0{,}5}}{g^{0{,}5}(1+1{,}35Fr)^{1{,}5}}, \qquad (2)$$

где u, h - соответственно средняя скорость и средняя глубина потока в подходном русле при равномерном режиме, близком к режиму начальной подвижки частиц;

$Fr = \frac{u^2}{gh}$ - кинетичность потока.

Для получения расчетной зависимости, пригодной к использованию и притранспортировании потоком наносов, необходимо в зависимость (2) ввести корректирующий коэффициент K_ρ учитывающий уменьшение глубины воронки размыва с возрастанием количества влекомых наносов. Согласно данным В.А.Маглакелидзе / 4 /, можно принять

$$K_\rho = \frac{1}{1+2{,}4\,\rho_{об}}, \qquad (3)$$

где $\rho_{об} = \frac{\rho_{вес}}{\gamma} \cdot 100$ – объемная концентрация наносов;

$\rho_{вес}$ – весовая концентрация наносов, г/л ;

γ – удельный вес наносов

Учитывая, что для песчано-гравелистых материалов $\gamma = 2{,}65$ г/см^3, получим

$$K_\rho = \frac{1}{1+0{,}09\,\rho_{вес}}. \qquad (3')$$

При выводе расчетной зависимости необходимо также иметь в виду, что для натурных условий характерно неравномерное распределение глубин и скоростей по ширине реки. Поэтому для определения наибольшей глубины воронки размыва следует использовать $h_м$ и $u_м$. Расчетная зависимость примет следующий вид:

$$H_{max} = 10{,}4\,\frac{(\sin\alpha)^{1/4}(\cos\theta)^{1/2}}{n\,\bar{\varepsilon}_{85\%}^{1/6}(1+0{,}09\,\rho_{вес})} \cdot \frac{u_m h_м^{0{,}5}}{g^{0{,}5}(1+1{,}35\,Fr)^{1{,}5}}, \qquad (4)$$

где u_m, $h_м$ – соответственно максимальная скорость и максимальная глубина потока в подходном русле;

$Fr = \frac{u_m^2}{gh}$ – кинетичность потока.

Анализ зависимости (4) показывает, что глубина местного размыва увеличивается с возрастанием глубины и скорости набегающего на преграду потока и убывает с уменьшением стеснения русла и угла встречи потока с преградой. К значительному уменьшению рассматриваемой величины приводит расположение откоса напорной грани преград. С увеличением неоднородности гранулометрического состава грунта и возрастанием кинетичности потока, что характерно для предгорно-горных участков рек, глубина размыва снижается. К уменьшению ее приводит также и возрастание количества влекомых наносов.

Для упрощения расчетов целесообразно представить (4) в виде

$$H_{max} = 10{,}4K\frac{h_{ш}Fr^{0,6}}{(1+1{,}35Fr)^{1,5}}. \qquad (5)$$

Величина коэффициента K, определяемая выражением

$$K = K_n K_\alpha K_\theta K_\xi K_\rho = \frac{(\sin\alpha)^{1/4}(\cos\theta)^{1/2}}{n\xi_{35\%}^{1/6}(1+0{,}09\rho_{вес})}, \qquad (6)$$

может быть подсчитана по данным таблиц I–5.

Таблица I

$n=\frac{B-l}{B}$	I	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
$K_n=\frac{1}{n}$	I	I,I	I,25	I,43	I,66	2,0

Таблица 2

α°	I5	30	45	60	75	90
$K_\alpha=(\sin\alpha)^{1/4}$	0,7I	0,84	0,9I	0,96	0,98	I

ПРИМЕЧАНИЕ. При $\alpha > 90$, согласно имеющимся сведениям/5/, $K_\alpha = I$.

Таблица 3

θ°, m	0 (0)	I5 (0,27)	30 (0,88)	45 (I)	60 (I,75)	70 (2,75)	72 (3,0)
$K_\theta=(\cos\theta)^{n/2}$	I	0,98	0,93	0,84	0,7I	0,58	0,55

ПРИМЕЧАНИЕ : В скобках приведены значения заложения откоса напорной грани сооружений, соответствующие углу θ°

Таблица 4

$\xi_{85\%}=\frac{d_{85\%}}{d_{50\%}}$	I	2	4	6	8	I0
$K_\xi=\frac{1}{\xi^{1/6}}$	I	0,9	0,8	0,74	0,7I	0,68

Таблица 5

$\rho_{вес}$, г/л	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	I,0
$K_\rho=\frac{1}{1+0,09\rho_{вес}}$	I	0,98	0,96	0,95	0,93	0,92

Сопоставление результатов расчета глубины размыва с данными натурных наблюдений

Результаты сопоставления для участка продольного крепления у головы канала Клычбай на р.Амударье приведены в табл.6. Измерения были выполнены в июле-сентябре I966 г. экспедицией Отдела регулирования русел рек САНИИРИ. Обычно наблюдаемый свал потока приводит к уменьшению ширины русла в этом месте. Поэтому стеснение потока оценивалось как отношение ширины реки по урезу воды в створе наибольшего размыва к ширине реки по урезу воды на участке устойчивого протекания потока.

Расход, Q м³/сек	Исходные данные							
	Участок устойчивого протекания потока					створ наибольшего		
	№ створа	$U_м$, м/сек	$h_м$, м	Fr	$B_у$, м	№ створа	$B_р$, м	n
I755	28	2,8	6,8	0,II8	628	I4	398	0,63
I420	28	2,2	6,0	0,082	450	I4	390	0,85
575	28	I,65	3,0	0,092	405	I2	245	0,60

Примечание : Объект -

Объект	Исходные данные							
	$U_т$, м/с	$h_м$, м	Fr	B, м	l, м	n	α°	θ°
р.Исфайрамсай у Пяльмяна	3,9	I,5	I,0	25	4,0	0,85	90	45
р.Ангрен у Шархия	3,9	I,9	0,8	70	4,5	0,95	90	45
р.Карадарья у Кампырравата	4,2	3,0	0,6	I00	I3,0	0,85	90	45
р.Чирчик у Бектемира	3,4	3,0	0,4	90	I5,0	0,85	90	45
р.Ангрен у урочища Яхтам	2,6	0,75	0,9	70	6,0	0,90	90	45
р.Ангрен у урочища Яхтам	2,6	0,9	0,75	70	I0,0	0,85	90	45
р.Сох ниже Сарыкурганской плотины	2,75	0,75	I,0	45	I0.0	0,80	60	54
р.Сох ниже Сарыкурганской плотины	3,0	0,75	I,2	45	23,0	0,50	70	54

ПРИМЕЧАНИЕ: Вследствие отсутствия данных о количестве влекомых наносов коэффициент принят равным I.

Таблица 6

Глубина размыва			Расчетные данные					Глубина размыва H_{max}		
α°	θ°	ρ, г/л	$K_п$	K_α	K_θ	K_ξ	$K_р$	по измер., м	по формуле (5), м	расхождение, %
60°	0°	I,0	I,58	0,96	I	I	0,95	23,0	27,6	+20
60°	0°	I,0	I,20	0,96	I	I	0,95	20,5	I7,3	-I5
60°	0°	I.0	I.66	0,96	I	I	0,95	I4,9	I3.0	-I3

а. Амударья у Кипчака

Таблица 7

d, мм	ρ, мм	Расчетные данные				Глубина размыва H_{max}		
		$K_п$	K_α	K_θ	K_ξ	по измер., м	по формуле (5), м	расхождение, %
60	600	I,I8	I	0,83	0,69	2,5	3,0	+20
60	600	I,05	I	0,83	0,69	3,0	3,5	+I7
40	450	I,I8	I	0,83	0,67	6,0	6,6	+I0
30	300	I,I8	I	0,83	0,69	6,5	7,0	+ 8
60	600	I,II	I	0,83	0,69	I,5	I,40	- 7
60	600	I,I8	I	0,83	0,69	2,20	2,0	- 9
50	200	I,25	0,96	0,76	0,8	I,50	I,6	+ 6
50	200	2,0	0,98	0,76	0,8	2,50	2,5	0

Как видно из табл. 6, результаты сопоставления расчетных и натурных данных могут быть признаны удовлетворительными.

В табл. 7 приведены результаты сопоставления с натурными данными глубины размыва у поперечных глухих шпор, по материалам К.Ф.Артемонова / 5 /. Натурными исследованиями, выполненными в 1948-1950 гг., охвачены предгорные и горные участки рек Средней Азии - Чирчик, Сох, Исфайрамсай, Карадарья и Ангрен. Приводимые К.Ф.Артемоновым значения гидравлических элементов характеризуют лишь осредненные по ширине реки параметры скорости и глубины потока. Поэтому для определения $U_м$ и $h_м$, входящих в (5) мы использовали рекомендации Г.В.Железнякова / 6 /, по многочисленным натурным наблюдениям которого $h_м = 1{,}5 h_c$; $U_м = 1{,}3 U_c$.

Кроме того, в таблицах К.Ф.Артемонова отсутствуют сведения о ширине реки. Поэтому B в каждом случае определялась графическим путем, по материалам плановой съемки в масштабе 1:5000 и 1:7000. Возможная погрешность, исходя из указанных масштабов, может составлять 5-7%.

Дополнительные данные, обоснованные выше, совместно с приведенными, позволили рассчитать глубину размыва и сопоставить полученные значения H_{max} с действительными (см. табл. 7). Как видно, результаты сопоставления могут быть признаны удовлетворительными.

Основываясь на результатах выполненного сопоставления, можно считать приемлемой для практических расчетов рекомендуемую нами зависимость (5). Эта зависимость, в отличие

от предложенных ранее, получена на основании изучения кинематической структуры потока в подходном русле и воронке размыва. Так как при ее выведении были использованы материалы исследований, соответствовавшие широкому диапазону встречающихся в натуре условий, то она применима и для равнинных, и для предгорных и горных участков рек. Это также является ее преимуществом по сравнению с зависимостями, предложенными ранее.

Литература

I. А.М.Мухамедов, Х.А.Ирмухамедов , О.А.Каюмов. К вопросу оценки размывающей способности руслового потока. Тр.САНИИРИ, вып. II7, Ташкент, I968.

2. О.А.Каюмов. Результаты лабораторных исследований максимальной глубины воронки размыва у глухой шпоры. Тр. САНИИРИ, вып. II7, Ташкент, I968.

3. О.А.Каюмов, Х.А.Ирмухамедов. Кинематическая структура потока у защитно-регулировочных сооружений (данный сборник).

4. В.А.Маглакелидзе. Вопросы местного размыва грунта вокруг искусственных сооружений. Автореф. канд.дисс. Тбилиси, I968.

5. К.Ф.Артамонов. Регулировочные работы на головных участках оросительных систем в предгорных районах. Автореф. канд.дисс. Ташкент, I950.

6. Г.В.Железняков. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. М., Изд-во АН СССР, 1950.

Е.С.АНЦИФЕРОВ

К МЕТОДИКЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОТВЕРСТИЙ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ТИПУ ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ ПРИ КОСОМ ПОДХОДЕ ПОТОКА

При проектировании водозаборных сооружений в случаях косого подхода потока к их отверстиям необходимо иметь в виду, что это вызывает ряд гидравлических явлений, недоучет которых приводит к несовпадению фактических значений пропускной способности сооружений с получаемой расчетом по общеизвестным зависимостям гидравлики водослива с широким порогом.

Предлагаемая ниже методика расчета отверстий водозаборных сооружений при косом подходе потока позволяет на основе анализа зависимости потери силы напора на водосливе с широким порогом от условий подхода потока, высоты порога водослива и его формы не только уточнить их пропускную способность, но и наметить ряд рекомендаций по их рациональному проектированию.

Рассмотрим схему водослива с широким порогом (рис.I). Если предположить, что водослив "захватывает" частицы жидкости с полосы "В" верхнего бьефа сооружения, то, исходя из уравнения Бернулли, написанного для сечений О–О и С–С, получим расчетные зависимости для определения величины потери силы напора при косом подходе потока к отверстиям.

Принимая $\alpha_0 = \alpha_c = 1$, будем иметь

$$H + \frac{v_0^2}{2g} = h_c + \frac{v_c^2}{2g} + h_{нот}, \qquad (1)$$

откуда

$$h_{нот} = H + \frac{v_0^2}{2g} - h_c - \frac{v_c^2}{2g}. \qquad (2)$$

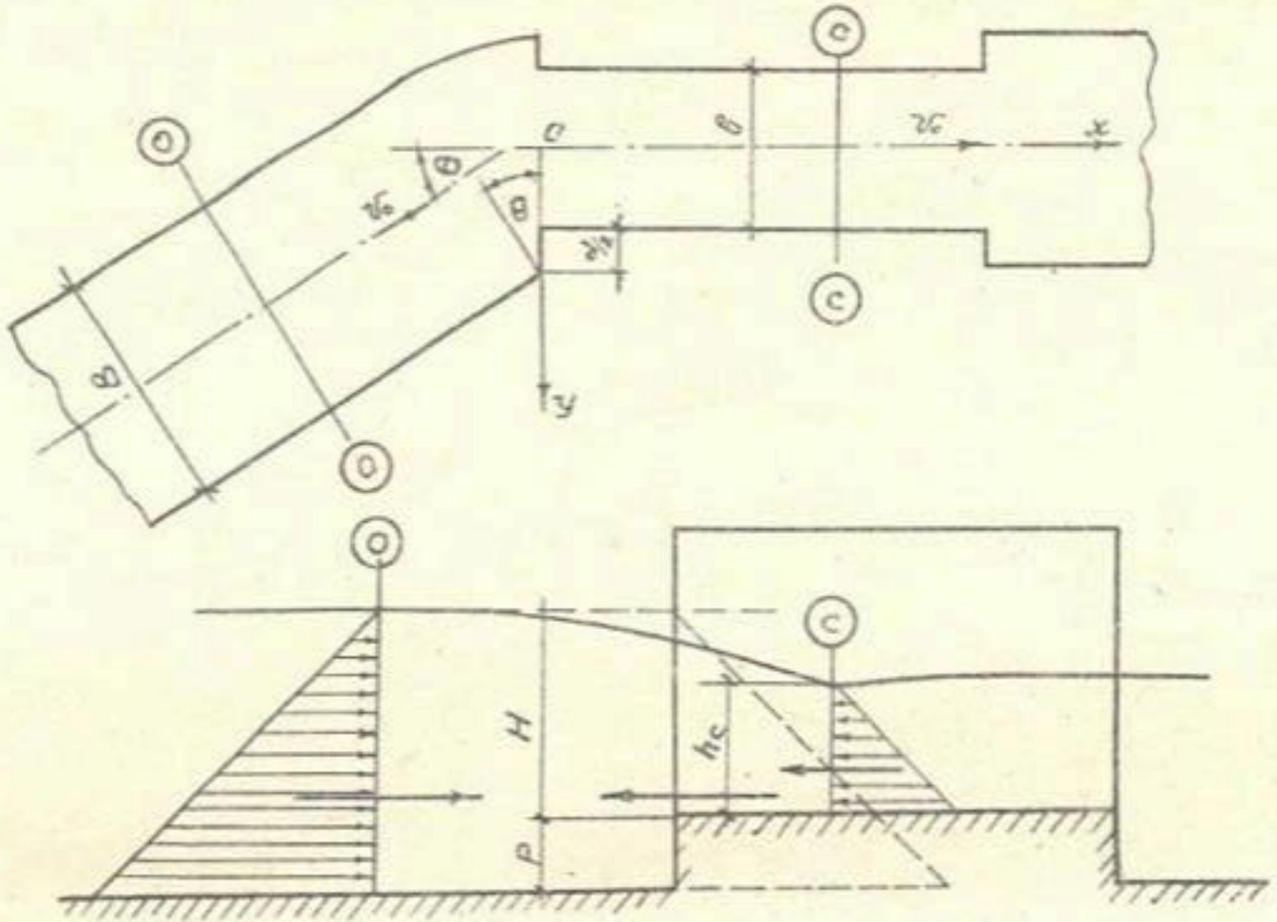


Рис.I. Расчетная схема к определению пропускной способности и глубины h_c на пороге водослива

Обозначая

$$\psi = \frac{h_c}{H}, \tag{3}$$

$$\beta = \frac{b}{B}, \tag{4}$$

$$\alpha = \frac{H}{H+D} \tag{5}$$

и имея в виду, что

$$v_0 = \frac{Q}{B(H+D)}, \tag{6}$$

$$v_c = \frac{Q}{b h_c} \tag{7}$$

уравнение (2) можно представить в следующем виде:

$$h_{нат} = H(1-\psi) + \frac{Q^2}{2gB^2}\left[\frac{\alpha^2\beta^2\psi^2 - 1}{\beta^3\psi^2 H^2}\right]. \tag{8}$$

Решая это уравнение относительно Q, получим

$$Q = b\psi\sqrt{gH}\cdot\sqrt{\frac{H(1-\psi) - h_{нот}}{1-\alpha^2\beta^2\psi^2}}. \tag{9}$$

Имея в виду, что глубина ψ на пороге водослива зависит от угла подхода потока θ, высоты порога водослива α, а также ширины водослива β, приходим к

выводу, что при заданных напоре и размерах водослива, а также известном угле подхода потока пропускная способность водослива будет наибольшей при минимуме потерь силы напора на вход.

Обозначая

$$\chi = \frac{h_{min}}{H}, \qquad (10)$$

полученную выше зависимость (9) представим в виде равенства

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}\cdot H^{3/2}, \qquad (11)$$

где m_0 – коэффициент расхода, учитывающий скорость подхода потока к водосливу, равный

$$m_0 = \psi\sqrt{\frac{1-\psi-\chi}{1-\alpha^2\beta^2\psi^3}}. \qquad (12)$$

Как показали исследования пропускной способности сооружений при косом подходе потока /I, 2/, действительное значение относительной глубины на пороге водослива удовлетворяет уравнению

$$\alpha^2\beta^2\psi^4 - 4\psi^3\alpha\beta\cos\vartheta + \psi^2(S-\alpha^2\beta^2) - 1 = 0, \qquad (13)$$

а зависимость коэффициента расхода водослива m_0 от угла подхода потока, высоты порога α и ширины водослива β может быть представлена в следующем виде:

$$m_0 = 0{,}5\sqrt{\frac{\psi(1-\psi^2)}{1-\alpha\beta\psi\cos\vartheta}}. \qquad (14)$$

Приравнивая (12) и (14) и определяя из полученного тождества величину относительных потерь напора χ, имеем:

$$\chi = 1 - \psi + \frac{1}{4\psi}\left[\frac{1-\psi^2}{1-\alpha\psi\cos\theta}\right]\left[\alpha^2\beta^2\psi^2 - 1\right]. \qquad (15)$$

Как видно из выражения (15), величина потери силы напора при входе на водослив, равная

$$h_{пот} = \chi H \qquad (16)$$

при заданном напоре над порогом водослива является функцией значений α ; β ; ψ и θ. При этом в выражение (15) следует подставлять только те значения глубины ψ на пороге водослива, которые удовлетворяют уравнению (13).

Для удобства расчетов по определению потери силы напора при входе на водослив нами вычислены корни уравнения (13) и по формуле (15) составлены графики зависимости $\chi = f(\beta;\theta)$ для различных значений α (рис.2).

Пример. Задача: определить потерю силы напора при входе на водослив с широким порогом при угле подхода потока $\theta = 40^0$, ширине водослива $b = 10$ м, высоте порога его $P = 1$ м, если напор над порогом водослива $H = 2$ м, а толщина быков прямоугольного очертания $d = 2{,}5$ м.

Решение: по (4) и (5) устанавливаем параметры:

$$\alpha = \frac{H}{H+P} = \frac{2}{2+1} = 0{,}75;$$

$$\beta = \frac{b}{B} = \frac{b}{b+d} = \frac{10}{10+2{,}5} = 0{,}8$$

По графику $\chi = f(\beta;\theta)$ при $\alpha = 0{,}75$ находим: $\chi = 0{,}063$.

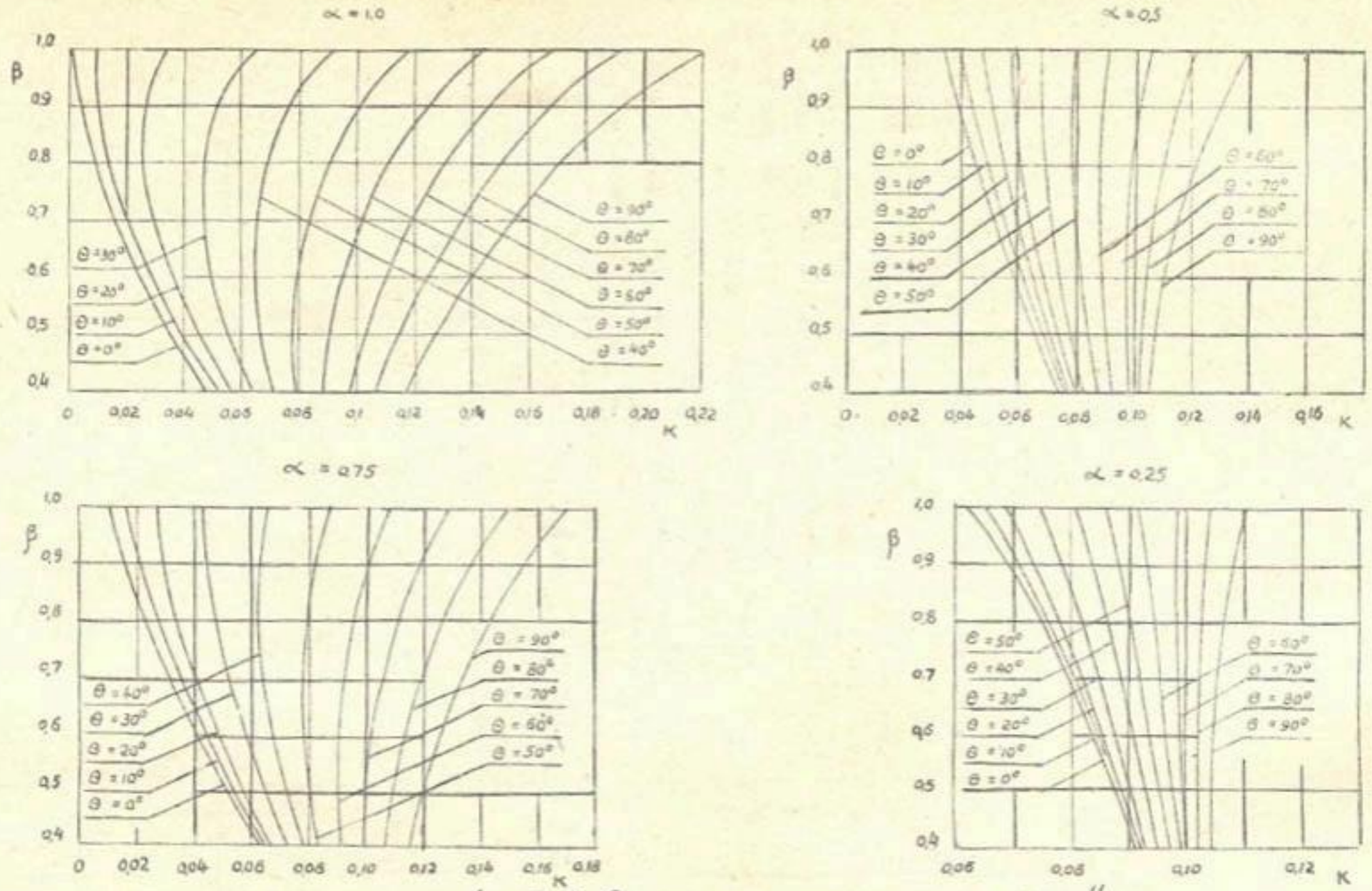


Рис.2. Графики зависимости $K = f(\beta; \theta)$ для различных значений $\alpha = \frac{H}{H+D}$

Выявляем потери силы напора при входе на водослив:

$$h_{пот} = \lambda H = 0{,}063 \cdot 2 = 0{,}126 \text{ м}.$$

Скорость подхода потока при определении потери силы напора учтена коэффициентом λ.
Анализ графиков зависимости $\lambda = f(\beta;\theta)$ показывает, что при лобовом подходе потока ($\theta = 0$) значение коэффициента λ, а также величина потери силы напора резко уменьшаются при увеличении относительной ширины водослива β.

При $\alpha = 1$, что соответствует водосливу с широким порогом без приподнятого порога, и $\beta = 1$ (ширина водослива равна ширине подводящего русла) имеем случай, когда сила напора водослива не теряется ($\lambda = 0$; $h_{пот} = 0$).

Косой подход потока к водосливу приводит к увеличению потери силы напора при входе. Наибольшая величина этой потери соответствует потере при боковом водозаборе ($\theta = 90^0$).

Характер изменения потерь силы напора в зависимости от увеличения или уменьшения относительной ширины водослива β при косом подходе потока отличается от случая лобового водозабора. При $\theta > 0^0$ на кривых $\lambda = f(\beta;\theta)$ можно отыскать критическое значение относительной ширины водослива $\beta_{кр}$, соответствующее минимальной потере силы напора ($\lambda = \lambda_{мин}$).

В рассмотренном примере наименьшая величина потери силы ($\lambda = 0{,}062$ и $h_{пот} = 0{,}124$ м) соответствует значению $\beta = 0{,}85$.

Увеличение или уменьшение значений β по сравнению с критическим приводит к возрастанию потерь силы напора. При углах θ подхода потока в пределах $40 - 60^0$ потери силы напора с изменением β остаются практически

постоянными. Дальнейшее расширение угла подхода потока ($\theta \geqslant 60^0$) приводит к увеличению потерь напора при возрастании β.

Уменьшение относительной высоты порога водослива от I до 0,25 при прочих равных условиях приводит к увеличению потерь силы напора. При дальнейшем поднятии высоты порога водослива ($\alpha > 0{,}25$) пропускная способность его и потери силы напора на его входе остаются практически неизменными.

Пользование графиком зависимости $\chi = f(\beta;\theta)$ при $\alpha = I$ и $\beta = I$ позволяет определять потери силы напора при резком повороте канала под углом θ.

С помощью графика зависимости $\chi = f(\beta:\theta)$ можно подобрать такое условие, при котором потеря силы напора у входа на водослив с широким порогом будет минимальной и пропускная способность ее будет максимальной.

Проектирование входной части водослива с минимальными потерями силы напора сводится к выбору рационального соотношения относительной ширины ее, высоты порога и угла подхода к ней потока.

Назначая при заданном угле подхода потока значение $\beta_{хр}$, соответствующее минимальным потерям напора при входе на водослив, мы можем легко найти соотношение между шириной водослива и толщиной быков, установленных на его пороге. При выбранном $\beta_{хр}$ толщину быков можно определить по формуле

$$\alpha = b\left(\frac{1}{\beta} - 1\right). \qquad (17)$$

Если данное соотношение $\beta_{хр}$ из-за тех или иных обстоятельств не может быть принято, необходимо изменением высоты порога водослива (α) подобрать новое (боле

удовлетворяющее указанным условиям) соотношение $\beta_{кр}$ по графику $\varkappa = f(\beta; \Theta)$.

Возможны регулировочные работы в верхнем бьефе водозаборного сооружения с выбором такого угла подхода потока к сооружению, при котором будет выдерживаться необходимое соотношение $\beta_{кр}$. При заборе воды из рек или магистральных каналов вместо проектирования регулировочных работ следует предусматривать определение рационального угла отвода, что равносильно выбору наиболее выгодного угла подхода потока к водосливу.

Полученные зависимости могут быть использованы при разработке комплекса мероприятий по проектированию наиболее экономичных схем водозаборных узлов с максимально возможным для принятых условий коэффициентом водозабора.

ЛИТЕРАТУРА

1. Анциферов Е.С. Расчет пропускной способности отверстий плотин в условиях косого подхода потока. Труды САНИИРИ, вып.107, Ташкент, 1960.
2. Анциферов Е.С. Влияние высоты порога на пропускную способность водослива с широким порогом при косом подходе потока, Труды ТИИИМСХ, вып.ХУП, Ташкент, 1961.

Х.А.ИСМАГИЛОВ

МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСЛОВИЯМ СРЕДНЕГО И НИЖНЕГО ТЕЧЕНИЯ р.АМУДАРЬИ ПО ДАННЫМ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В 1967 г. на основании анализа и обработки многочисленных натурных материалов по гидравлическим элементам и гидрологическим характеристикам среднего и нижнего течения реки Амударьи, нами получены коэффициенты и показатели степени в формулах М.А.Великанова, выражающие морфометрические зависимости рек /I/:

$$\frac{B \cdot i}{a \cdot d} = 3{,}80 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{gdi}} \left(\frac{i}{a} \right)^{\frac{5}{12}} \right]^{0{,}48}, \qquad (I)$$

$$\frac{h \cdot l}{a \cdot d} = 0{,}095 \left[\frac{Q}{d^2 \sqrt{gdi}} \left(\frac{i}{a} \right)^{\frac{5}{12}} \right]^{0{,}28}. \qquad (2)$$

В настоящей статье излагаются результаты модельных исследований, проведенных в 1968 г. применительно к условиям среднего и нижнего течения р.Амударьи с целью проверки и уточнения полученных нами коэффициентов и показателей степени вышеуказанных зависимостей (I) и (2).

Опыты проводились на открытой русловой площадке САНИИРИ под руководством д-ра техн.наук,проф.А.М.Мухамедова.

Размеры модельной площадки: общая длина 25 м, длина рабочей части I5 м, ширина 4 м.

Русло модели сложено из песка d_{cp} = 0,27 мм; первоначально оно было принято прямолинейным с трапецеидальным сечением. Ширина русла по дну и по верху соответственно равна b_1 = 0,5 м, b_2 = 0,6 м; глубина h_o = 0,10 м и откосы m = 0,5.

Воду на модели подавали в пределах 1 – 14 л/сек. Расход донных наносов был принят равным 10% от взвешенных[1]. Горизонты воды, следовательно уклон водной поверхности i, контролировались по иглам, установленным в начале и конце русла. Выносимые потоком наносы улавливались в отстойнике, построенном в конце модели.

Опыты продолжались 410 час. В течение первых 49 час. на модель подавался постоянный расход воды, равный 2 л/сек. Через 7 час. после пуска воды на отдельных участках дна русла можно было проследить образование стрежня (фарватера). При увеличении скорости на стрежне она уменьшалась на зародившихся побочнях. Вследствие этого движение рифелей замедлилось, большая часть наносов стала осаждаться на побочнях, отметки последних поднимались, глубины уменьшались, рифели выполаживались.

Одновременчо с процессами выполаживания рифелей ширина потока становилась больше, русло углублялось по стрежню: рифели переформировались в гряды. В процессе переформирования русла ширина его по всей длине равномерно увеличилась, а береговая линия имела изрезанное очертание. Поток ширился в основном за счет размыва берегов. Через 49 час. выработалось русло. К этому же времени почти прекратилось увеличение средней ширины русла, что может быть объяснено тем, что поток достиг ширины, соответствующей расходу воды Q = 2 л/сек.

---

[1] Для Амударьи, по рекомендации А.Г.Хачатряна, за донные наносы принимаются 8–10% от взвешенных, что было принято нами.

Хотя при постоянном расходе на отдельных участках реки и наблюдалось расширение, однако в дальнейшем русло формировалось на всем протяжении сравнительно медленно. Для ускорения руслового процесса через русло, сформированное за 49 час. при постоянном расходе, стали пропускать воду по ступенчатому гидрографу. При прибавлении расходов воды по гидрографу ширина русла увеличивалась. При расходе I4 л/сек вода выходила на пойму.

В дальнейшем при уменьшении расходов по стрежню возросла интенсивность переноса наносов и началось врезание потока в собственные отложения, вследствие чего русло начало сужаться. Появились отмели и побочни. Стало развиваться меандрирование. При минимальном расходе, равном I л/сек, поток полностью протекал по стрежню. При последующем увеличении расхода до I0 л/сек побочни и отмели затапливались полностью. Более полное представление о процессе руслового переформирования можно получить из просмотра планов русла, полученных после проведения съемок (рис.I и 2). Продолжительность пропуска отдельных расходов воды на модели и гидравлические элементы потока приводятся в таблице.

Данные таблицы были пересчитаны для натуры с помощью масштабных коэффициентов. Масштабные коэффициенты определялись по методу натурального моделирования, впервые предложенному М.А.Великановым /2/. В этой методике за основу приняты морфометрические зависимости ширины и глубины русла с критерием Лохтина.

Горизонтальный масштаб приняли I:500; остальные масштабные коэффициенты определяли по следующим формулам:

масштаб наносов -

$$\alpha_d = \frac{d_{нат}}{d_{мод}} = \frac{0,27}{0,27} = I,0;$$

масштаб плотности наносов -

$$\alpha_a = \frac{a_{нат}}{a_{мод}} = \frac{I,75}{I,50} = I,I7.$$

Таблица

Продолжительность, час	Расход (Q), л/сек	Ширина (b), м	Средняя глубина ($h_{ср}$), м	Уклон (i)	Грунт ($d_{ср}$), мм
49	2	0,80	0,0178	0,0025	0,27
21	4	1,02	0,0216	0,0025	0,27
21	6	1,31	0,030	0,0019	0,27
21	8	1,40	0,029	0,002	0,27
21	10	1,50	0,031	0,0022	0,27
21	12	1,84	0,034	0,002	0,27
21	14	2,10	0,0348	0,0237	0,27
21	11	2,00	0,0325	0,0025	0,27
21	9	1,60	0,0315	0,0025	0,27
21	7	1,40	0,027	0,0031	0,27
21	5	1,30	0,025	0,034	0,27
21	3	1,00	0,018	0,0022	0,27
21	1	0,60	0,0173	0,0018	0,27

Вертикальный масштаб модели устанавливали по морфометрическим зависимостям М.А.Великанова с использованием полученных нами показателей степени (формула I):

$$\alpha_h = \alpha_b^{0,7} \cdot \alpha_d^{0,3} \cdot \alpha_a^{0,3} = 82;$$

масштаб расхода воды –

$$\alpha_q = \alpha_b \cdot \alpha_h^{3/2} = 371000;$$

скорости –

$$\alpha_v = \alpha_h^{1/2} = 9,05;$$

уклона –

$$\alpha_i = \frac{\alpha_h}{\alpha_b} = 0,164;$$

твердого расхода -

$$\alpha_C = \alpha_g \cdot \alpha_d \, \alpha_v^4 = 3362000;$$

времени -

$$\alpha_t = \frac{\alpha_g}{\alpha_h^{1/2}} = 55{,}3.$$

Пересчитанные лабораторные данные были обработаны и нанесены на график 3, полученные нами на основании анализа многочисленных натурных материалов. Кроме того, на этот график нанесены результаты лабораторных исследований Х.А.Ирмухамедова и Р.А.Абдураупова по р.Амударье на участках головных сооружений Ташсака и Пахтаарна.

Как видно из рис.3, экспериментальные точки хорошо легли на указанные выше графики. Имея в виду, что количество точек достаточно много, можно считать, что полученные зависимости достоверны.

ЛИТЕРАТУРА

I. Исмагилов Х.А. Некоторые морфометрические зависимости р.Амударьи в среднем и нижнем течении, Труды САНИИРИ, вып.II7, Ташкент, I968.

2. Великанов М.А. Русловой процесс, М., Госиздат физико-математической литературы, I958.

П.Н.АЛИЕВ, А.М.МУХАМЕДОВ

К ВОПРОСУ ОБТЕКАНИЯ ПРЕГРАД ВОДНЫМ ПОТОКОМ

Вопросам воздействия потока и сооружения (прегра - ды) посвящены работы А.Я.Миловича, С.Т.Алтунина,И.А.Бузунова, Н.Ф.Данелия, К.Ф.Артамонова, И.А.Ярославцева,А.С.Образовского, А.М. Латышенкова, Л.Г.Бегама, В.С.Муромова, Э.К.Эристави и др. Авторы теоретическим и экспериментальным путем выводят зависимости для определения I) размеров контура обтекания преград при неразмываемом основании у преград, 2) габаритов воронки размыва при размываемом основании у преград.

Однако в формулах не учитываются факторы, способст - вующие уменьшению размеров воронки размыва (например,движение донных наносов). Обтекание мостовых опор, водоприемных оголовков, бычков щитовой плотины происходит в усло - виях непрекращающегося движения донных наносов и при раз - личной толщине донных отложений над уровнем жесткого дна, что оказывает существенное влияние на размеры контура обтекания. Необходимость учета этих факторов в формулах для определения размеров контура обтекания и габаритов воронки размыва в этих условиях послужило поводом для проведения нами лабораторных исследований обтекания потоком бычков .

В результате внезапного торможения части потока,набегающей на препятствие, кинетическая энергия его переходит в потенциальную (рис. I) , за счет чего наблюдается местное повышение горизонта воды Δh . Вследствие присущей

обычно русловым потокам неравномерности распределения осредненных продольных скоростей по глубине, гидродинамическое давление, оказываемое им на переднюю грань препятствия, в каждой его точке по вертикали не одинаковое. Неравномерность давлений перед препятствием создает неустойчивость элемента потока по вертикали и, таким образом, является источником образования нисходящего течения, ограниченного с одной стороны набегающим потоком и с другой - твердым препятствием.

Под воздействием нисходящих струй у основания преграды развивается воронка размыва. В случае неразмываемого основания нисходящие струи, достигнув дна, растекаются по нему, принимая при этом направление, противоположенное общему направлению потока. Это обратное донное течение распространяется на некоторое расстояние от передней грани препятствия, отжимая донные струи набегающего потока и образуя безнаносную зону (см.рис.I).

При выводе зависимости для определения размеров безнаносной зоны у неразмываемого основания обтекаемого потоком бычка с полукруглой формой оголовка за основу принята формула А.Я.Миловича [I] для цилиндрической преграды

$$R_1 = R_0\sqrt{\frac{u_g}{u}}, \qquad (I)$$

где R_1 - радиус контура обтекания у дна;

$u_g = \sqrt{gh}$ - волновая скорость ;

u - средняя скорость набегающего потока;

R_0 - радиус цилиндра .

По предложению Н.Ф.Данелия [2], в формуле (I) волновая и средняя скорости заменяются соответственно обратной донной скоростью $u_{од}$ и донной скоростью набегающего потока $u_д$.

Преобразованная формула приобретает следующий вид:

$$R_1 = R_0 \sqrt{\frac{u_{од}}{u_д}} . \qquad (2)$$

Анализируя изменение продольной скорости перед преградой, Н.Ф.Данелия получил следующее выражение для определения обратной донной скорости (приращение продольной скорости принималось обратно пропорциональным скорости самой струйки):

$$u_{од} = \xi \frac{u^2}{2u_д}, \qquad (3)$$

где ξ - коэффициент, зависящий в основном от стеснения потока ($n = \frac{b}{B}$), размеров, формы и размещения в потоке обтекаемого тела ;

b - толщина преграды (бычка);

B - общая ширина русла.

Подставляя (3) в (2), получим

$$R_1 = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{\xi}{2}} \frac{u}{u_д}, \qquad (4)$$

где $\frac{b}{2} = R_0$.

Расстояние от оголовка бычка до границы безнаносной зоны по оси O - Y (параметр a_y , рис. I) определяется по формуле

$$a_y = R_1 - \frac{b}{2} = \frac{b}{2}\left(\sqrt{\frac{\xi}{2}} \frac{u}{u_д} - 1\right). \qquad (5)$$

Значения средней и донной скоростей набегающего потока могут быть найдены по выражениям И.К.Никитина [3]:

$$\frac{u}{u_*}=6{,}45\lg\frac{R}{\delta}+5{,}6; \qquad (6)$$

$$u_д=5{,}6\,u_* \qquad (7)$$

где u_* - динамическая скорость;

R - гидравлический радиус;

δ - толщина придонного слоя потока.

Для области квадратичного сопротивления, которая определяется как область с числом Рейнольдса $R_* d = \frac{u_* d}{\nu} > 300$, можно приближенно принимать $\delta = d$ (d - средний диаметр донных отложений) [3]. С учетом изложенного, а также принимая для плоского потока равенство гидравлического радиуса глубине ($R \approx h$), выражение (6) может быть преобразовано

$$u=u_*\left(6{,}45\lg\frac{h}{d}+5{,}6\right). \qquad (8)$$

Подставляя в (5) значения средней и донной скорости потока (8) и (7), получим

$$a_y=\frac{b}{2}\left[\sqrt{\frac{\xi}{2}}\left(1{,}15\lg\frac{h}{d}+1\right)-1\right]. \qquad (9)$$

Известно,что на величину a_y некоторое влияние оказывает стеснение потока n .

Используя выводы Н.Ф.Данелия, зависимость (9) с учетом

влияния стеснения можно привести к следующему виду:

$$a_y = \frac{b}{2}(1 - K_y\sqrt{n})\left[c_1\left(1{,}15\lg\frac{h}{d} + 1\right) - 1\right]. \quad (10)$$

где $c_1 = \sqrt{\frac{\xi}{2}}$ - коэффициент.

На величину безнаносной зоны, кроме факторов, учтенных в (10), существенное влияние оказывают толщина слоя донных отложений над жестким основанием перед бычком и интенсивность движения донных наносов. Наши опыты проводились для выяснения степени влияния этих факторов, а также уточнения величины коэффициента c_1 . Опыты проводились в большом (ширина 50 см) и малом (20 см) лотках. Бычок устанавливался в центре по ширине лотка. Для получения разных коэффициентов стеснения использовались бычки толщиной от 2 до 15 см с полукруглым очертанием их оголовков. В качестве донных наносов использовались отсеянные песчаные смеси трех видов со средним диаметром частиц 0,60; 2,64 и 4,04 мм. Необходимый горизонт воды за бычком устанавливался путем маневрирования затвором в конце лотка .

Первая серия опытов проводилась при незначительной толщине слоя донных отложений (t =0,2 - 0,5 см), т.е. можно приближенно считать, что жесткое дно находится на уровне верха донных отложений (таблица). В каждом из этих опытов устанавливался режим неразмывающих скоростей. Полученные данные использовались для уточнения коэффициентов K_y и c_1 . Согласно рекомендаций Н.Ф.Данелия, следовало принимать K_y = = 0,95. Однако предварительные подсчеты по формуле (10) при K_y =0,95 показали, что в этом случае коэффициент стес-

нения оказывает слишком большое влияние на параметр a_y по сравнению с опытными данными. Поэтому нами в результате подбора было установлено, что наиболее подходящим является $K_y = 0,75$.

На графике $c_1 = f(a_y)$ (рис. 2) представлены результаты вычисления коэффициента c_1. Как видно, при всех значениях a_y коэффициент c_1 сохраняет примерно постоянное значение $c_1 = 1,30$. Формула (10), с найденными опытным путем коэффициентами приобретает следующий вид :

$$a_y = \frac{b}{2}(1-0,75\sqrt{n})(1,5\lg\frac{h}{d}+0,3). \qquad (11)$$

В таблице представлены значения параметра a_y, вычисленные по формуле (11), а также по формулам А.Я.Милови-ча [1]

$$a_y = \frac{b}{2}\left(\sqrt{\frac{u_s}{u}}-1\right) \quad ; \qquad (12)$$

А.С.Образовского (упрощенная) [4]

$$a_y = 0,365\,b \quad ; \qquad (13)$$

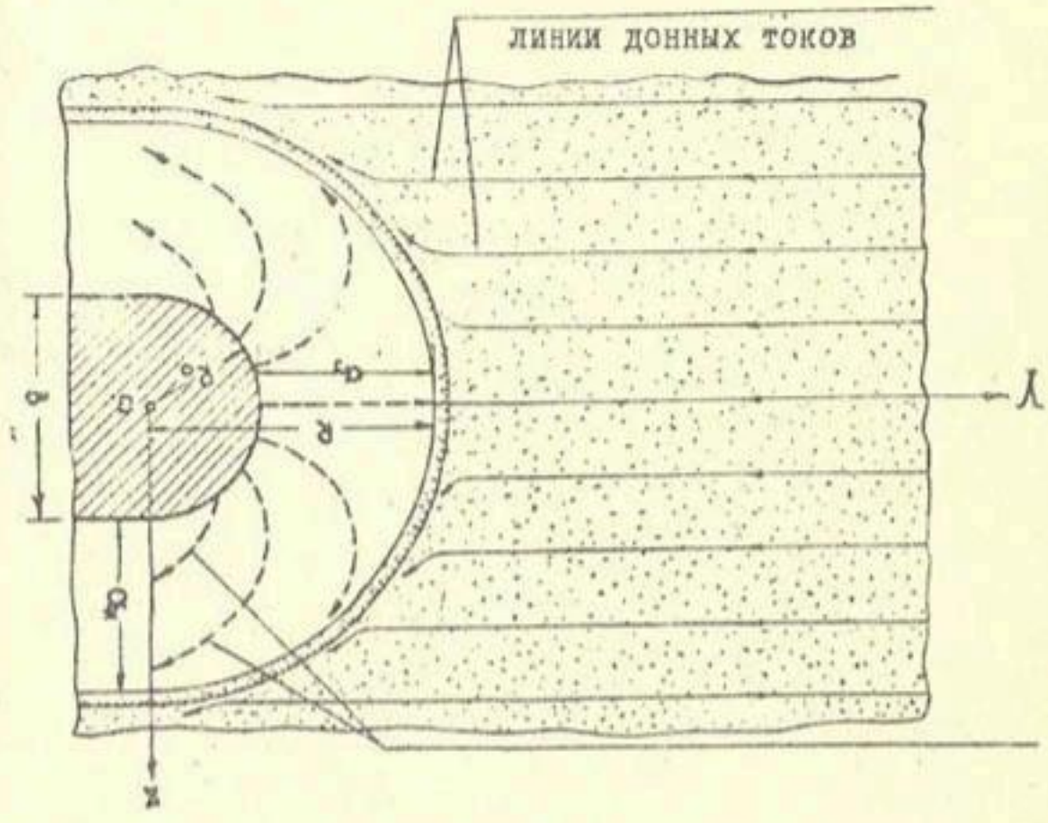
Н.Ф. Данелия [2]

$$a_y = 1,6b\left(1-0,95\sqrt{n}-0,013\frac{u-u_{15}}{u_{15}}\right). \qquad (14)$$

Сопоставив представленные в таблице данные, нетрудно убедиться в том,что наилучшим образом опытным данным отвечают значения a_y, вычисленные по формуле (11)(расхождение не превышает 20%).

П Л А Н

линии обратных донных токов



РАЗРЕЗ ПО О–У

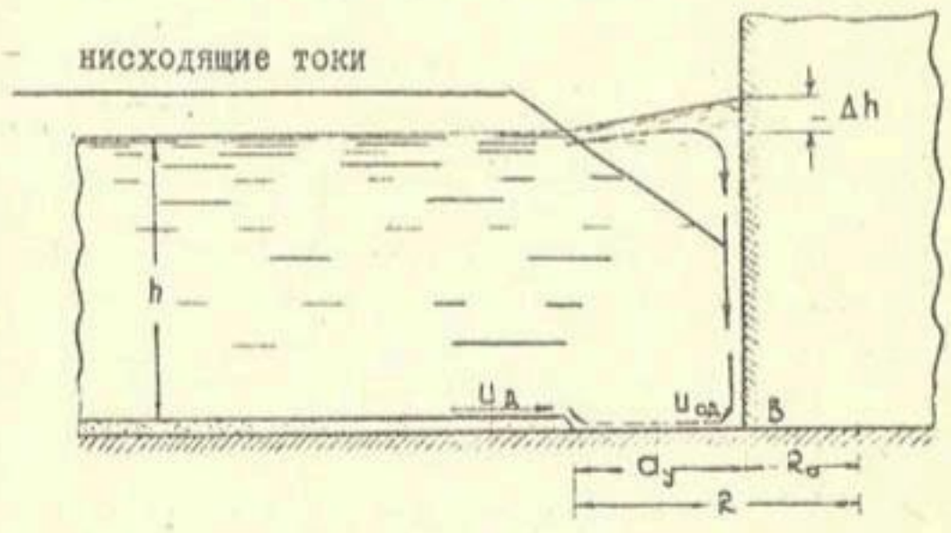


Рис.I. Схема образования безнаносной зоны при обтекании потоком бычка

Вычисления по формулам (12) и (13) дают заниженные результаты соответственно в 3-8 и 2-3 раза. Опытные данные также показывают,что с незначительными погрешностями можно принимать равенство параметров a_y и a_x (см.таблицу)

Вторая серия опытов проводилась с целью установления связи между параметром a_y и толщиной слоя донных отложений t . Условия проведения этих опытов были такими же, как и предыдущие: в лотке устанавливался режим неразмывающих скоростей. Толщина слоя донных отложений с каждым опытом постепенно увеличивалась до тех пор, пока a_y не принимал минимального значения, т.е. $a_y = 0$. Представленные на рис. 8 продольные профили по оси 0 - Y (продольная ось бычка) характеризуют типичную картину донных отложений перед бычком, наблюдаемую при проведении всех опытов этой группы. С увеличением толщины слоя донных отложений размер безнаносной зоны (a_y на уровне неразмываемого дна) сокращается, а расстояние от гребня гряды до бычка (A_y - ширина воронки размыва по верхней бровке) увеличивается . Коэффициент откоса донных отложений на границе безнаносной зоны с изменением толщины их почти не меняется, в среднем он равен 1,25 для всех использованных нами песков.(Следует заметить,что коэффициент естественного откоса для этих песков в стоящей воде равен 1,30).

Из рис. 3 видно,что, если провести прямую CD из точки C на жестком дне, находящейся на границе безнаносной зоны при $t = 0$ до внешней бровки воронки размыва, т.е. при $a_y - 0$, то промежуточные точки внешней бровки при $t = 0 - h_p$ близко расположены к этой прямой. Коэффициент откоса

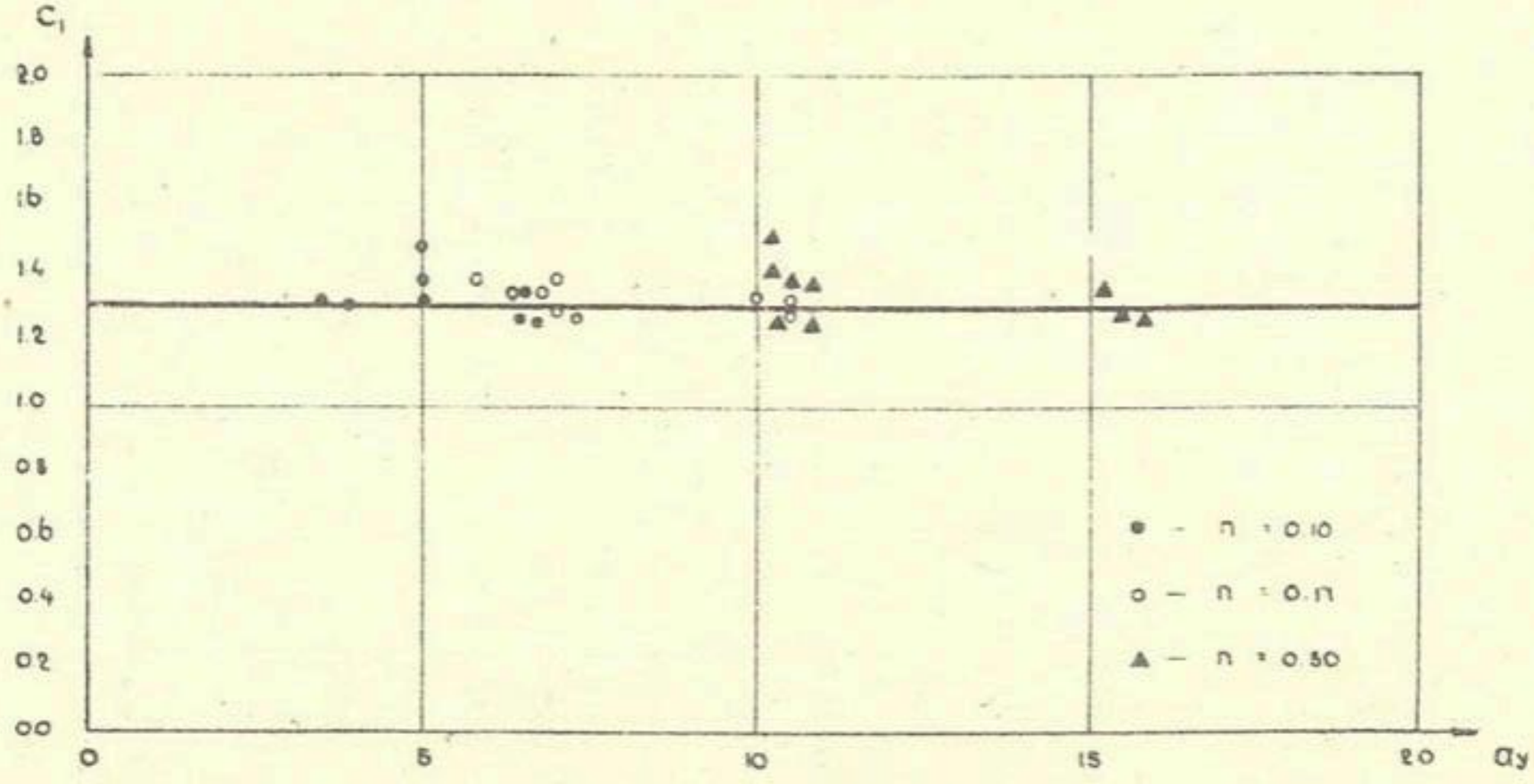


Рис.2. График зависимости $C_1 = f(a_y)$

Разрез по продольной оси бычка

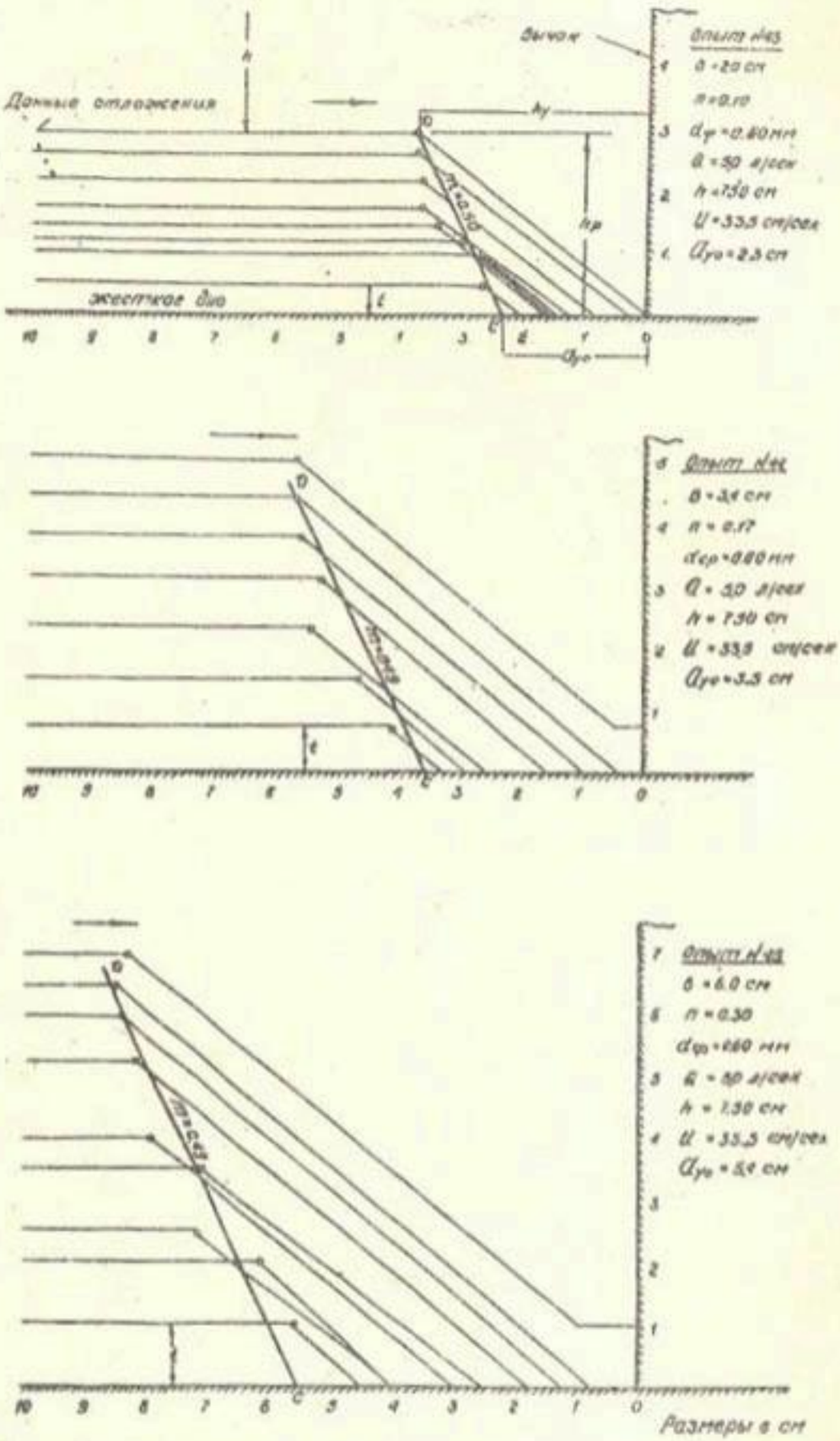


Рис.3. Картина донных отложений перед бычком

прямой CD во всех опытах имел примерно одинаковое значение $m_1 = 0{,}50$.

На основании опытных данных составлена схема изменения параметров a_y и A_y в зависимости от толщины слоя донных отложений (рис. 4). Согласно этой схеме, размеры безнаносной зоны при $m = 1{,}25$ и $m_1 = 0{,}5$ определяются по следующим выражениям:

$$a_{yt} = 0{,}56\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right) - 0{,}75t; \qquad (15)$$

$$A_{yt} = 0{,}56\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right) + 0{,}5t; \qquad (16)$$

Из выражения (15) можно определить глубину воронки размыва при режиме неразмывающих скоростей (h_{p_o}),так как при $a_{yt} = 0$ $t = h_{p_o}$, следовательно

$$h_{p_o} = 0{,}67b\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right). \qquad (17)$$

Третья серия опытов проводилась с целью установления влияния интенсивности движения донных наносов на размеры безнаносной зоны при $t \approx 0$. Полученные в результате этих опытов данные представлены на рис.5 в виде безразмерной зависимости

$$\frac{a_y}{a_{y_o}} = f\left(\frac{u}{u_o}\right),$$

где a_{y_o} – параметр безнаносной зоны при режиме неразмывающих скоростей ;

u_o – неразмывающая скорость(т.е. средняя скорость при режиме неразмывающих скоростей).

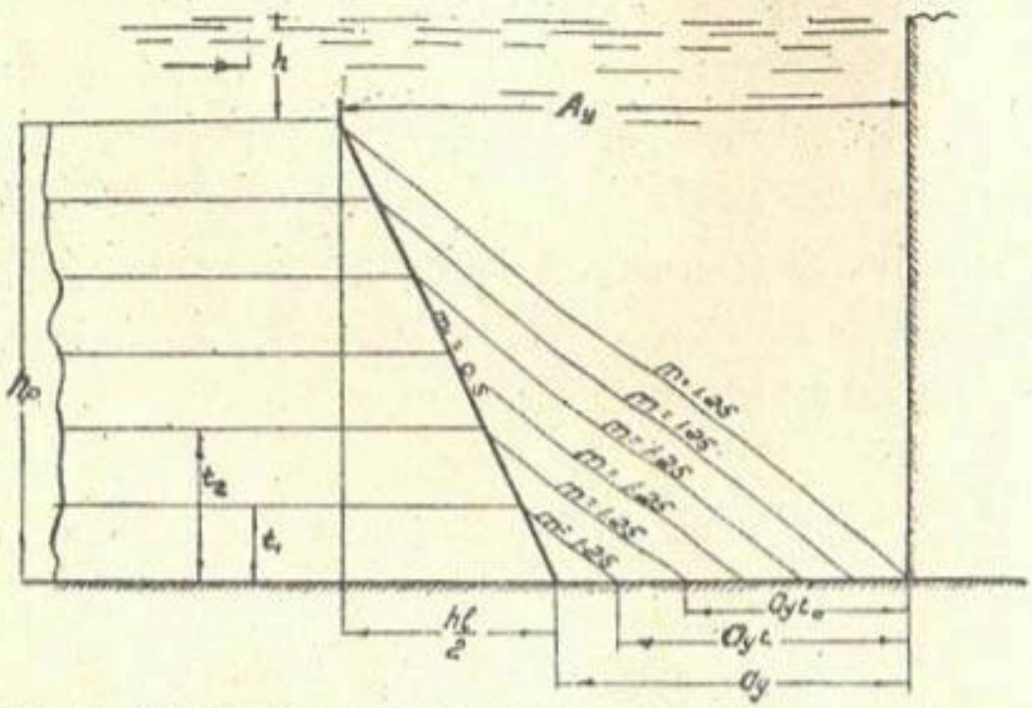


Рис.4. Схема для расчета параметров безнаносной зоны при различной толщине слоя донных отложений

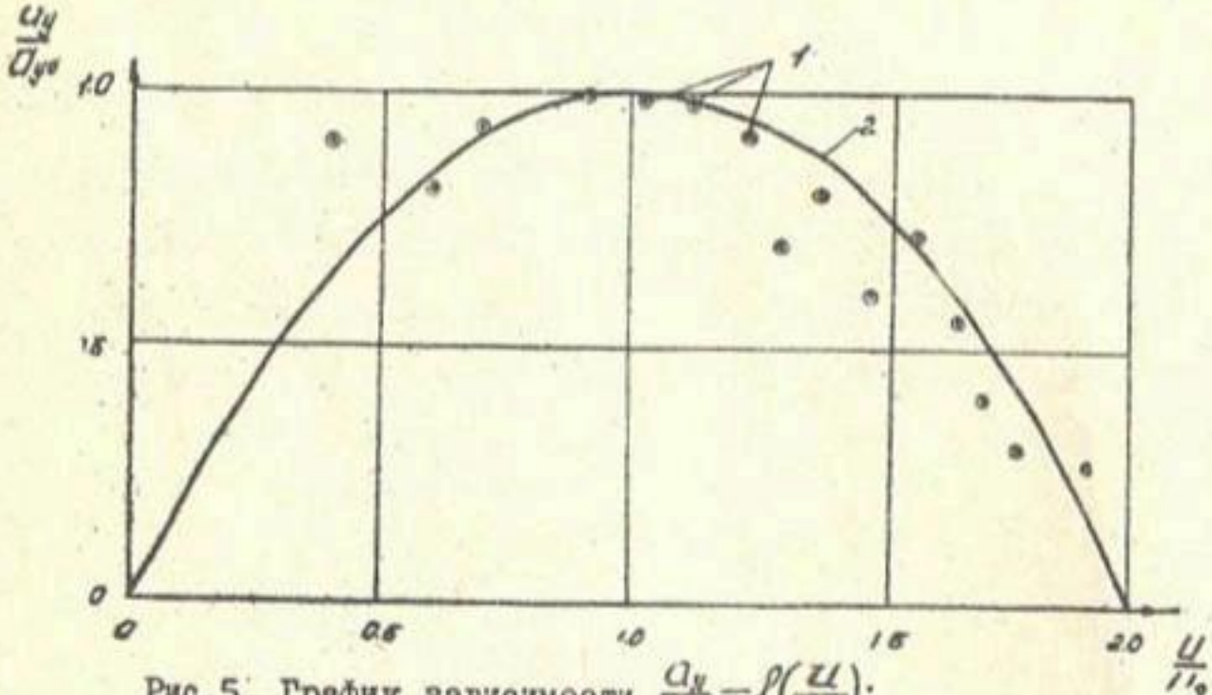


Рис.5. График зависимости $\frac{a_y}{a_{y_0}} = f\left(\frac{U}{U_0}\right)$:
I-опытные данные; 2-аналитическая кривая

$$\frac{a_y}{a_{y_0}} = \frac{U}{U_0}\left(2 - \frac{U}{U_0}\right)$$

Как видно из этих данных, a_y имеет наибольшее значение при $U = U_o$; с увеличением и уменьшением средней скорости потока относительно неразмывающей скорости a_y уменьшается. Опытные точки на графике очень близко располагаются к аналитической кривой

$$\frac{a_y}{a_{y_o}} = \frac{U}{U_o}\left(2 - \frac{U}{U_o}\right) \qquad (18)$$

Зависимость (II) с учетом относительной скорости потока принимает следующий вид:

$$a_y = 0{,}5\,b\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right)\frac{U}{U_o}\left(2 - \frac{U}{U_o}\right). \qquad (19)$$

Четвертая серия опытов проводилась для установления влияния интенсивности движения донных наносов на размеры воронки размыва, т.е. при отсутствии жесткого дна в основании бычка. Результаты представлены на рис. 6 а,б в виде безразмерных зависимостей

$$\frac{A_y}{h_p} = f\left(\frac{U}{U_o}\right) \quad \text{и} \quad \frac{h_p}{h_{p_o}} = f\left(\frac{U}{U_o}\right).$$

Как видно из графика, отношение $\frac{A_y}{h_p} = m$ по мере возрастания средней скорости потока и, следовательно, увеличения расхода донных наносов монотонно убывает, т.е. откос воронки размыва становится более крутым. Опытные данные хорошо отвечают зависимости вида:

$$\frac{A_y}{h_p} = 1{,}25\left(2 - \frac{U}{U_o}\right), \qquad (20)$$

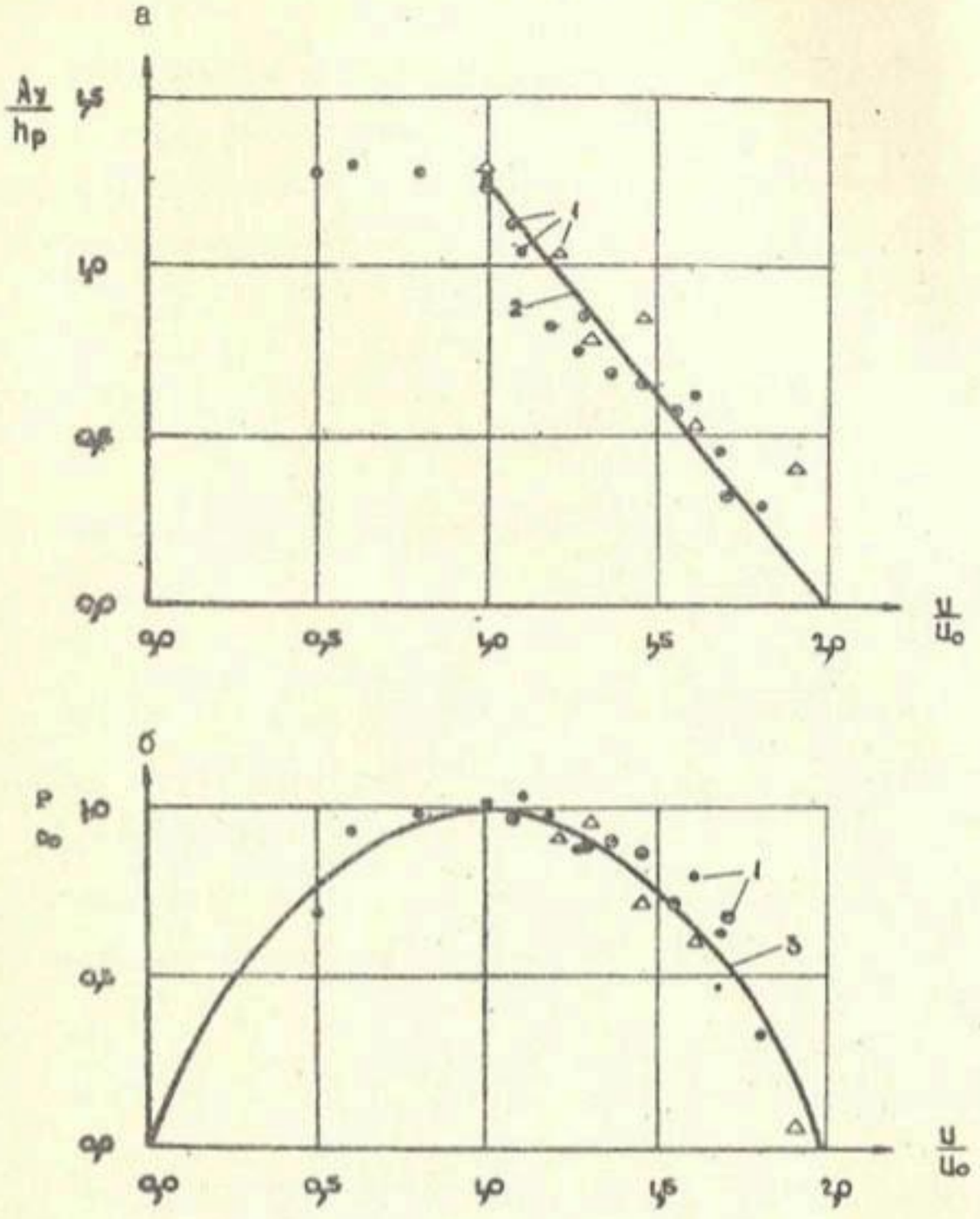


Рис.6. Графики зависимости
а) $\frac{\Delta y}{h_p} = f\left(\frac{u}{u_0}\right)$ и б) $\frac{h_p}{h_{p_0}} = f\left(\frac{u}{u_0}\right)$

I - опытные данные
- ○ при Q = 2,7л/сек.
- ○ при Q = 4,0л/сек.
- △ при Q = 5,0л/сек.

2 - прямая $\frac{\Delta y}{h_p} = 1{,}25\left(2 - \frac{u}{u_0}\right)$;

3 - аналитическая кривая $\frac{h_p}{h_{p_0}} = \frac{u}{u_0}\left(2 - \frac{u}{u_0}\right)$

представляющей собой уравнение прямой, но только при $\frac{u}{u_o} = 1-2$. Из рис. 6 б видно, что воронка размыва имеет максимальную глубину при $u = u_o$, с увеличением или уменьшением средней скорости потока относительно u_o глубина воронки уменьшается. Опытные данные хорошо отвечают зависимости

$$\frac{h_p}{h_{p_o}} = \frac{u}{u_o}\left(2 - \frac{u}{u_o}\right), \qquad (21)$$

т.е. $\frac{h_p}{h_{p_o}}$ изменяется так же, как и $\frac{a_y}{a_{y_o}}$ в зависимости от .

Подставляя значение h_{p_o} из (17) в (20), получим

$$h_p = 0{,}67\beta(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3)(1 - 0{,}75\sqrt{n})\frac{u}{u_o}\left(2 - \frac{u}{u_o}\right). \quad (22)$$

Для определения размеров безизносной зоны при $t = 0 - h_p$ и в условиях передвижения потоком донных наносов, принимается такая же схема, как и была была принята ранее (см. рис. 4) для условий неразмывающих скоростей. Согласно этой схеме

$$a_{yt} = a_y - (m - m_1)t; \qquad (23)$$

$$A_{yt} = a_y + m_1 t. \qquad (24)$$

Значения коэффициентов откоса m и m_1 при $u \neq u_o$ находятся по графику (см. рис. 6 а)

$$m = 1{,}25\left(2 - \frac{u}{u_o}\right) \qquad (25)$$

и расчетной схеме

$$m_1 = \frac{A_y - a_y}{h_p} = m - \frac{a_y}{h_p}.$$

отсюда

$$m - m_1 = \frac{a_y}{h_p}. \qquad (26)$$

Подставляя значения a_y и h_p из (19) и (22) в (26), получим

$$m - m_1 , = 0{,}75;$$

$$m_1 = 1{,}25 \left(2 - \frac{u}{u_0} \right) - 0{,}75.$$

Таким образом, подставляя в выражения (23) и (24) значения входящих в них членов, получим окончательные зависимости для определения размеров безнаносной зоны при различной толщине слоя донных отложений с учетом передвижения потоком донных наносов

$$a_{yt} = K_\xi \left[0{,}5b(1{,}5 \lg \frac{h}{d} + 0{,}3)(1 - 0{,}75\sqrt{n}) \frac{u}{u_0} \left(2 - \frac{u}{u_0} \right) - 0{,}75t \right]; \qquad (27)$$

$$A_{yt} = K_\xi \left\{ \left[0{,}5b(1{,}5 \lg \frac{h}{d} + 0{,}3)(1 - 0{,}75\sqrt{n}) \frac{u}{u_0} + 1{,}25t \right] \left(2 - \frac{u}{u_0} \right) - 0{,}75t \right\}, \qquad (28)$$

где K_ξ - коэффициент формы передней грани препятствия, определяемый по графикам И.А.Ярославцева [5] или З.К. Эристави [6].

Глубина воронки размыва перед бычком, водоприемным оголовком, мостовой опорой и другими неширокими препятствиями ($\frac{b}{h} < 3$) с учетом движения донных наносов (при $u > u_0$) может определяться по предлагаемой нами зависимости

$$h_p = 0{,}67 B K_\xi \left(1{,}5 \lg \frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right)\frac{u}{u_0}\left(2 - \frac{u}{u_0}\right); \quad (29)$$

максимальная глубина воронки размыва - по зависимости

$$h_{p_0} = 0{,}67 B K_\xi \left(1{,}5 \lg \frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - 0{,}75\sqrt{n}\right). \quad (30)$$

№ опыта	Коэфф. стеснения $n=\frac{b}{B}$	Ср.диаметр наносов $d_{ср}$, мм	Расход воды в лотке Q л/сек	Глубина воды в лотке h, см	Ср.скорость u, см/сек	$Fr=\frac{u^2}{gh}$
I	2	3	4	5	6	7
I	0,I0	0,60	I0	6,48	30,9	0,I5
2	0,I0	0,60	I5	8,72	34,4	0,I4
3	0,I0	0,60	20	II,30	35,4	0,II
4	0,I7	0,60	I0	6,50	30,8	0,I5
5	0,I7	0,60	I5	8,7I	34,5	0,I4
6	0,I7	0,60	20	II,27	35,7	0,I2
7	0,30	0,60	I0	6,48	30,9	0,I5
8	0,30	0,60	I5	8,78	35,I	0,I3
9	0,30	0,60	20	II,28	35,5	0,II
I0	0,I0	2,64	I0	4,80	4I,7	0,37
II	0,I0	2,64	I5	6,64	45,2	0,3I
I2	0,I0	2,64	20	8,40	47,6	0,27
I3	0,I7	2,64	I0	4,82	4I,5	0,36
I4	0,I7	2,64	I5	6,63	45,8	0,32
I5	0,I7	2,64	20	8,48	47,5	0,27
I6	0,30	2,64	I0	4,77	42,0	0,38
I7	0,30	2,64	I5	6,65	45,2	0,3I
I8	0,30	2,64	20	8,35	47,I	0,27
I9	0,I0	4,04	I0	4,22	47,4	0,54
20	0,I0	4,04	I5	6,07	49,6	0,4I
2I	0,I0	4,04	20	7,68	52,I	0,36
22	0,I7	4,04	I0	4,20	47,7	0,55

Таблица

a_y, вычисленное по формуле				Опытные данные	
Миловича (I2)	Образовского (I3)	Данелия (I4)	(II)	a_y, см	a_x, см
8	9	I0	II	I2	I3
I,52	I,82	5,50	6,34	6,5	6,8
I,60	I,82	5,47	6,78	6,5	6,5
I,76	I,82	5,46	7,0	6,7	6,8
2,59	3,I0	8,I0	9,80	I0,0	I0,3
2,72	3,I0	8,07	I0,30	I0,5	II,0
3,06	3,I0	8,05	I0,85	I0,5	II,0
4,57	5,47	II,20	I4,75	I5,2	I5,0
4,87	3,I0	II,I0	I5,50	I5,5	I5,2
5,40	3,I0	II,05	I6,35	I5,8	I5,3
0,73	I,82	5,40	4,I6	5,0	5,4
0,85	I,82	5,38	4,58	5,0	5,2
0,95	I,82	5,37	4,92	5,0	5,2
I,28	3,I0	7,97	6,42	7,0	7,I
I,40	3,I0	7,94	7,07	7,0	7,0
I,65	3,I0	7,90	7,62	7,3	7,2
2,08	5,47	II,0	9,65	I0,5	I0,3
2,55	5,47	I0,90	I0,70	I0,3	I0,2
2,92	5,47	I0,80	II,25	I0,8	I0,3
0,43	I,82	5,37	3,46	3,5	3,8
0,63	I,82	5,35	3,9I	3,9	4,0
0,73	I,82	5,33	4,20	3,8	4,0
0,68	3,I0	9,I3	5,34	5,8	6,0

I	2	3	4	5	6	7
23	0,I7	4,04	I5	6,0	50,0	0,43
24	0,I7	4,04	20	7,70	52,0	0,36
25	0,30	4,04	I0	4,I8	47,9	0,56
26	0,30	4,04	I5	6,I0	49,2	0,45
27	0,30	4,04	20	7,65	52,3	0,36
28	0,I0	0,60	2,7	4,80	28,2	0,I7
29	0,I0	0,60	3,5	5,78	30,I	0,I6
30	0,I0	0,60	4,0	6,46	3I,0	0,I5
3I	0,I0	0,60	4,5	7,00	32,I	0,I5
32	0,I0	0,60	5,0	7,47	33,5	0,I5
33	0,I7	0,60	2,7	4,80	28,2	0,I7
34	0,I7	0,60	3,5	5,80	30,0	0,I6
35	0,I7	0,60	4,0	6,48	30,9	0,I5
36	0,I7	0,60	4,5	7,00	32,I	0,I5
37	0,I7	0,60	5,0	7,45	33,7	0,I5
38	0,30	0,60	2,7	4,80	28,2	0,I7
39	0,30	0,60	3,5	5,80	30,0	0,I6
40	0,30	0,60	4,0	6,50	30,8	0,I5
4I	0,30	0,60	4,5	7,I0	32,0	0,I5
42	0,30	0,60	5,0	7,45	33,7	0,I5

Примечание . Опыты № I–27 проводились в лотке шириной 50 см,

8	9	I0	II	I2	I3
I,04	3,I0	9,II	6,07	6,3	6,2
I,23	3,I0	9,I0	6,54	6,8	6,8
I,20	5,47	I0,9	8,05	I0,2	I0,5
I,95	5,47	I0,8	9,I2	I0,8	I0,4
2,I4	5,47	I0,8	9,80	I0,8	I0,5
0,56	0,73	2,20	2,40	2,4	2,6
0,58	0,73	2,I9	2,49	2,4	2,5
0,6I	0,73	2,I8	2,54	2,4	2.5
0,62	0,73	2,I8	2,58	2,5	2,5
0,60	0,73	2,I8	2,6I	2,6	2,7
0,96	I,24	3,25	3,7I	4,0	3,7
0,99	I,24	3,24	3,85	3,8	3,6
I,04	I,24	3,28	3,9I	4,0	3,9
I,05	I,24	3,28	3,99	4,0	3,9
I,02	I,24	3,28	4,02	4,2	3,9
I,69	2,I8	4,52	5,60	5,8	5,5
I,74	2,I8	4,47	5,80	5 8	5,6
I,83	2,I8	4,47	5,8I	5,8	5,5
I,84	2,I8	4,46	6,02	5,9	5.7
I,80	2,I8	4,46	6,08	5,8	5,6

опыты № 28–42 – 20 см .

ЛИТЕРАТУРА

I. Милович А.Я. – Основы теории размывов оснований гидротехнических сооружений, берегов рек и каналов, ж."Гидротехническое строитель - ство " , 1951, № 5 .

2. Данелия Н.Ф. – Обтекание преград как основа устройства водозаборных и руслорегулирующих соору - жений, тр. Всесоюзного научно-техни - ческого совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам, Тбилиси, 1961.

3. Никитин И.К. – Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области, Киев, изд-во АН УССР, 1963.

4. Образовский А.С.– Гидравлика затопленных водоприемных ого - ловков, Госиздат по строительству и архитектуре, М., 1963.

5. Ярославцев И.А. – Расчет местного размыва у мостовых опор, Сообщение № 80, изд. ЦНИИС, 1958.

6. Эристави З.К. – Исследование местного размыва русел у обтекаемых потоком опор в несвязных и связных грунтах, Автореф.канд.дисс., Тбилиси, 1966 .

В.С.ЛАПШЕНКОВ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ МОДЕЛИРОВАНИЯ РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ В ПЕСЧАНЫХ РУСЛАХ

Разработке методики моделирования руслових процессов в песчаных руслах посвящено много работ (И.И.Леви, М.А.Великанов, С.Т.Алтунин, И.В.Егиазаров, К.И.Россинский, Н.А.Ржаницын, О.В.Андреев, И.А.Ярославцев, Н.П.Зрелов, Н.Н.Сурова, А.Ф.Кудряшов, И.Я.Орлов, В.С.Алтунин и др.). В некоторых методиках для описания русловых процессов на модели используются полуэмпирические зависимости, полученные для натурных условий. Несмотря на теоретическую стройность изложения таких методик, практическое применение их иногда затруднительно.

Ниже излагаются основные положения методики моделирования руслового процесса в песчаных руслах, которая применена нами в 1958-1960 гг. для моделирования руслового процесса на участке р.Сырдарьи /2/, а в 1966-1968 гг. - на участке р.Амударьи.

Задачи, которые необходимо разрешить на русловых моделях, разнообразны. К воспроизведению руслового процесса предъявляются различные, часто несовместимые, требования, определяемые деталями изучаемого явления. Однако при этом необходимо соблюдение общего фона русловых процессов, чему в настоящей работе уделено основное внимание.

При воспроизведении русловых процессов главным является имитация смыва (размыва) отложений, транспортирования и аккумуляции наносов. Эти три процесса (не считая транспортирования наносов, как частного случая размыва или аккумуляции) определяют весь ход русловых деформаций в натуре и на модели.

Эти процессы имеют две стороны: активную, носителем которой является поток, и пассивную, присущую отложениям (грунтам русла) и наносам.

Первая сторона явления – это кинетичность потока, степень развитости его турбулизации; она влияет на размывающую и транспортирующую способности потока. Количественно это выражается числом Фруда.

Широко известно определяющее влияние числа Фруда потока на начало подвижки донных отложений и дальнейшее формирование их в структурные образования (например, см. /3/).

Транспортирующая способность потока зависит также от числа Фруда. Например, из формулы транспортирующей способности А.Н.Гостунского следует /4/:

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

где ρu – транспортирующая способность потока,

Равенство чисел Фруда натурного и модельного потоков в значительной степени определяет равенство размывающей и транспортирующей способности единичных объемов натурного и модельного потоков.

Вторая сторона явления – размываемость отложений и нагрузка потока наносами. Степень подвижности применяемых на модели материалов должна быть такова, чтобы произвести размыв отложений, аналогичный натурному, а транспортирующая способность потока должна обеспечить удаление продуктов размыва.

В условиях установившегося во времени руслового процесса (при взаимодействии потока и русла) число Фруда не может быть случайным: оно не может быть больше, чем число Фруда, определяемое размываемостью грунта русла и содержанием в потоке наносов; в случае, если оно меньше этого критического числа Фруда, то деформация русла невозможна, так

как дно представляется как бы жестким. Это критическое число Фруда, соответствующее началу размыва, может быть определено через размывающую скорость при глубине потока I м (U_1):

$$Fr_1 = \frac{U_1^2}{g}$$

При другой любой глубине и размывающей скорости U_p и степени влияния на нее глубины α

$$Fr_p = \frac{U_p^2}{gH} = \frac{U_1^2 H^{2\alpha}}{gH} = \frac{Fr_1}{H^{1-2\alpha}}.$$

Эта связь указывает на зависимость числа Фруда от крупности руслообразующих наносов (через Fr_1), а также абсолютных размеров потока, выраженных через его глубину. Эта связь может быть истолкована и иначе: глубина потока, т.е. потенциальная энергия его в сечении, не может быть произвольной частью общей энергии, а определяется вполне четкой взаимосвязью

$$Fr_p H^{1-2\alpha} = Fr_1.$$

Левая часть этого равенства представляет собой энергию потока в начале размыва; правая характеризует размываемость отложений. Из равенства следует, что чем больше величина Fr_1 (для более крупных частиц она больше), тем большая энергия должна накопиться в сечении потока к моменту наступления размыва.

Таким образом, определенность соотношения кинетической и потенциальной энергий в сечении руслового потока создает возможность для отыскания главнейшей морфометрической характеристики – глубины потока (как требование из условия гидродинамической структуры).

В условиях установившегося руслового процесса при скоростях потока, равных размывающим, глубина потока будет равна

$$H = \frac{v_p^2}{gFr_p} = \frac{Q_p^2}{\omega^2 gFr_p} = \frac{Q_p^2 H^{+2\alpha}}{\omega^2 gFr_1}$$

или

$$H^{2\alpha} \omega^2 = \frac{Q_p^2}{gFr_1} .$$

Здесь в правой части характеристики потока (Q_p) и русла (Fr_1), заданные извне (природой); в левой – морфометрические элементы, являющиеся следствием взаимодействия потока с грунтами русла.

Степень влияния глубины потока на размывающую скорость (α) изменяется в зависимости от состава грунтов. Так, в большинстве формул размывающей скорости для грунтов из зерен крупнее I мм, $\alpha = 0{,}2$ (В.Н.Гончаров, Г.И.Шамов, А.М.Латышенков, Г.С.Чекулаев и др.). Для среднего и мелкого песка, по данным А.А.Черкасова и нашим исследованиям амударьинского песка, $\alpha = 0{,}5$; эта величина и принимается для моделирования песчаных русел.

Целесообразно обратить внимание, что при $\alpha = 0{,}5$

$$Fr_p = Fr_1$$

т.е. величина Fr_p в этом случае не зависит от глубины потока, а Fr_1 превращается в удобную характеристику размываемости песчаных грунтов. Отсюда следует также, что в песчаном русле при установившемся русловом процессе в условиях различных расходов воды числа Фруда равны (зависят лишь от U_1); в потоках же, транспортирующих заметное ко-

личество руслообразующих наносов, величина Fr_1 зависит не только от нормы размывающей скорости потока (U_1), но и от количества транспортируемых наносов. Число Фруда потока будет тем больше, чем больше транспортируется наносов.

Для рассматриваемого ниже случая при $\alpha = 0{,}5$ имеем:

$$H\omega^2 = \frac{Q_p^2}{gFr_1}$$

или

$$H^{3/2}B = \frac{Q_p}{\sqrt{gFr_1}}.$$

Здесь морфометрические элементы получены в сочетании, из которого можно выделить следующее:

$$H^{3/2} = \left(\frac{1}{\sqrt{gFr_1}}\right)^{3/2 a_h} Q_p^{3/2 b_h};$$

$$B = \left(\frac{1}{\sqrt{gFr_1}}\right)^{a_B} Q_p^{b_B}.$$

Получена структура зависимостей главнейших морфометрических элементов от характеристик потока и грунтов русла.

Из этого вывода также следует:

$$3/2\, a_h + a_B = 1{,}00;$$

$$3/2\, b_h + b_B = 1{,}00.$$

Следует отметить, что эти морфометрические зависимости предполагают грунт по ширине потока однородным.

Следующий важный момент при моделировании русловых процессов – учет роли руслообразующих и неруслообразующих наносов.

При применении на модели одного и того же мелкозернистого материала можно при одном расходе воды сформировать поток с различными числами Фруда. Наименьшее число Фруда будет у потока, не насыщаемого наносами:

$$Fr_0 = Fr_1 = \frac{v_1^2}{g}.$$

Если одновременно с расходом воды на модель подавать наносы (тот самый грунт, в котором формируется русло), уклоны потока, скорости течения и числа Фруда будут увеличиваться. Последнее будет зависеть от концентрации наносов в потоке. При подаче на модель наносов с широким диапазоном крупности (но не крупнее уложенного в лоток материала) на параметры потока и русла наиболее сильно влияют только руслообразующие фракции, т.е. те, которыми поток нагружен до предела его транспортирующей способности. На изменения другой части наносов (неруслообразующие фракции) поток не реагирует. Возможность отказа от подачи на модель неруслообразующих фракций зависит от решаемых задач.

Последовательное увеличение концентрации руслообразующих наносов позволяет в лаборатории имитировать все типы русел рек: от однорукавного устойчивого (при незначительной или нулевой концентрации наносов) до многорукавных разбросанных (при значительном расходе руслообразующих наносов). Все это можно воспроизвести одним и тем же грунтом. Однако, для формирования модели определенного участка реки (а не вообще типа русла) выбор грунта не произволен: на модели необходимо воспроизвести ту же неустойчивость русла, которая наблюдается в натуре.

Если число Фруда задано, то его можно получить на модели малым количеством крупных или большим количеством более подвижных наносов; русловые формы (образования) при этом будут различными. В первом случае русло более устойчиво, во втором менее. Показатель устойчивости для натурного потока может быть определен следующими соотношениями:

$$\sigma_v = \frac{v_0}{v_\phi}; \qquad \sigma_i = \frac{i_0}{i_\phi}.$$

Здесь v_0 и i_0 – соответственно скорость и уклон потока в условиях полной устойчивости (т.е. при воздействии потока без наносов на имеющиеся грунты русла);

v_ϕ и i_ϕ – скорость и уклон моделируемого потока при руслообразующем расходе воды.

Эти показатели должны быть воспроизведены на модели наиболее полно.

Необходимость воспроизведения фракционного состава руслообразующих наносов зависит от решаемых задач. В песчаных руслах, хотя и наблюдается фракционирование грунта в отдельных частях рифелей, но на параметры потока эта отмостка почти не влияет. Поэтому при моделировании, например, бытового режима реки, русловыправительных сооружений и т.п., можно оперировать средними характеристиками наносов, не предъявляя строгих требований к их составу. Другое дело моделирование процесса аккумуляции наносов в водохранилище: в этом случае фракционный состав наносов должен быть по возможности подобран. Для подбора могут быть использованы рекомендации Ф.И.Пикалова /5/

$$\frac{u}{v} = idem,$$

или И.К.Никитина /6/ –

$$\left(\frac{u}{v_d}\right)^{\ell} = idem .$$

В связи с необходимостью соблюдения должной устойчивости русла, а также в некоторых случаях фракционного состава руслообразующих и неруслообразующих наносов возникает вопрос о выборе грунтов для моделей.

Во многих случаях хорошим материалом является натурный грунт (песок). При натурных глубинах он имеет определенную размывающую скорость v_{ch} ; благодаря расходу наносов фактически устанавливаемая скорость равна v_{ph} . При модельных глубинах обе эти величины изменяются на h^{as} , но соотношение их остается.

Следовательно, при соблюдении необходимого числа Фруда взаимодействие потока и русла на модели будет подобно натурному. Но это справедливо лишь для руслообразующего расхода. Неизбежно на модели пускаются и меньшие расходы воды. При таких малых расходах в натуре русло еще деформируется, на модели это может не наблюдаться. Объясняется это тем, что абсолютные размеры потока на модели становятся настолько малыми, что он выпадает из автомодельной области. Размеры модели должны позволять имитировать явления в необходимом диапазоне расходов воды, причем всегда диапазон активного взаимодействия потока и русла в натуре будет больше, чем на модели. Наряду с увеличением размеров модели имеется другой путь – замена грунтов русла более подвижным материалом. В этом случае величина v_o уменьшается, и поток взаимодействует с руслом в более широком диапазоне расходов. Однако, значительное уменьшение величины v_o (при выборе сильно подвижного материала) может привести к излишней неустойчивости русла, т.е. к возникновению на модели несколько иного типа руслового процесса.

Таблица

Материал	Гидравлическая крупность, мм/сек								
	d, мм								
	0,085	0,130	0,162	0,245	0,310	0,395	0,630	0,835	0,975
Речной песок	-	-	-	22,5	-	36,7	62,5	88,0	100,0
Кирпичный песок	-	-	-	14,5	-	26,7	45,5	65,4	77,8
Мел	-	-	-	17,0	-	25,8	43,6	58,0	78,0
Керамзит	2,5	5,4	7,1	12,8	15,6	25,5	42,5	-	-

В таблице даются величины гидравлической крупности частиц некоторых материалов, которыми можно заменить речные мелкозернистые наносы (речной песок дается для сравнения).

Гидравлическая крупность приведенных в таблице материалов в I,3–I,4 раза меньше гидравлической крупности равновеликих частиц речного песка. Размывающие скорости этих заменителей также меньше, чем для песка (примерно в I,3–I,4 раза). Это объясняется тем, что при почти одинаковом удельном весе минеральной части указанных материалов объемный вес отдельных зерен заменителей меньше, так как частицы их пористы. Можно употреблять и другие заменители – молотые шлаки, бакелит, изгарь, золу, порошкообразные пластмассы и другие мелкозернистые материалы, не изменяющие своих физических свойств.

Наряду с изучением элементарных свойств заменителей наносов (объемного веса зерен гидравлической крупности и размывающей скорости) в русловом лотке должны быть выявлены также морфометрические связи.

Полный цикл установления связей заключается в следующем. По пионерной траншее в исследуемом материале пропускается расход воды. Путем соответствующего насыщения потока руслообразующими наносами добиваются, чтобы число Фруда при установившемся процессе в русловом лотке было равно натурному при том расходе воды, который хотят имитировать опытом; обычно это руслоформирующий расход воды. Формирование русла описанным способом при нескольких расходах воды, отличающихся друг от друга в 5–10 раз, дает возможность построить графики зависимости главных морфометрических элементов (ширины по зеркалу, средней глубины) от расходов воды.

При проведении этих опытов необходимо иметь в виду следующее. Поток на входном участке лотка должен быть спо-

метричным и успокоенным (без волнения). Симметрию русла здесь следует поддерживать в течение всего опыта. Насыщать поток наносами нужно равномерно (дозатором), вводить их лучше в бурную струю за водосливом.

При соблюдении указанных условий в лотке сформируется русло, в общем случае (в зависимости от числа Фруда и применяемых наносов) оно может соответствовать двум состояниям потока. На начальном участке оно прямолинейное с постоянной шириной, симметричное, с четко выраженным стрежнем; длина этого участка составляет 3-8 ширин. Эти качества обязаны своим существованием поддержанию симметрии на начальном участке. Ниже этого участка влияние симметрии входа ослабевает, русло расширяется - это переходный участок. Далее русло снова сохраняет свою характерную ширину, однако, поток здесь может разделяться на рукава, стрежень менее выражен, размещается он в произвольных частях русла; формируются большие побочни и осередки. Числа Фруда этих участков русла будут разными.

Эти два состояния потока и соответствующие им формы русла подтверждаются примерами из природы. Так, русло р.Амударьи известно как многорукавное, блуждающее со слабо выраженным стрежнем. Однако, на реке имеются участки значительной длины, где поток течет в своих же аллювиальных отложениях хорошо организованным единым руслом с четко выраженным стрежнем (за Пулизинданским мысом и за теснниной Дульдульатлаган). Числа Фруда в этом случае также различны.

Таким образом, проведение нескольких опытов с различными расходами воды, соответствующими например руслоформирующему показало, что при этом формируются русла разных размеров; они подобны друг другу и Натуре, потому что размеры их могут быть описаны едиными зависимостями, структура которых приведена выше; в результате опытов могут от-

ределиться коэффициенты. Величины последних зависят от того, в какой части (по длине) русла измеряются морфометрические элементы.

По указанной методике было проведено три серии опытов. В двух из них элементы русла измерялись на начальном участке, на который распространяется влияние симметрии входного створа. Эти данные сопоставлялись с подобными участками русел рек Сырдарьи и Амударьи; в третьем случае элементы русла измерялись на нижерасположенном участке, на который входные условия симметрии уже не распространялись (Я.А.Никитин, Ю.П.Бурцев).

По результатам опытов в натурном сырдарьинском песке при расходах воды 6, 12, 24 и 48 л/сек и числе Фруда, равном приблизительно 0,074, получены следующие основные зависимости /2/:

$$B = 8{,}60\, Q^{0{,}47};$$
$$H = 0{,}262\, Q^{0{,}35}.$$

Эксперименты подтвердили структуру полученных теоретически морфологических связей, а также выявлено соотношение показателей степени. Последние при Q дают

$$3/2 \cdot 0{,}35 + 0{,}47 = 0{,}995 \simeq 1{,}00.$$

Для точного значения необходимо $\delta_h = 0{,}354$.

В опытах число Фруда в среднем равнялось 0,074, поэтому коэффициенты раскрываются следующим образом:

$$a_h = 4{,}15; \qquad a_B = -6{,}72.$$

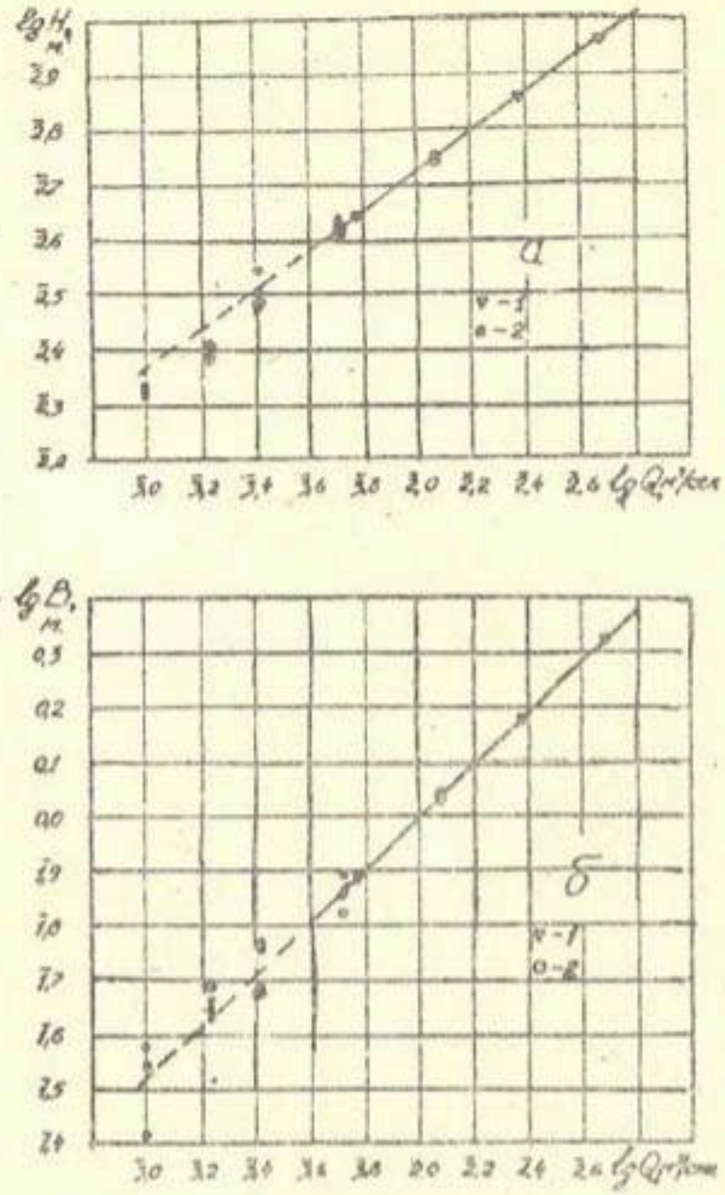


Рис.I Зависимость средней глубины (а) и ширины потока (б) от расходов воды: I-опыты с сырдарьинским песком; 2-опыты с песком из жженого кирпича.

В результате рассматриваемые зависимости могут быть записаны в следующем виде:

$$H=(gFr_1)^{1,15}\,Q^{0,354};$$

$$B=\frac{1}{(gFr_1)^{6,72}}\,Q^{0,470}$$

(при этом коэффициент вместо 0,262 будет равен 0,265; неточность I,I3%).

На рис.I полученные связи изображены графически, Там же приведены результаты опытов с заменителем амударьинских наносов. В качестве заменителя применялся искусственный песок, получаемый помолом жженого кирпича и последующим отмывом по фракциям.

Модель Амударьи из кирпичного песка должна воспроизвести участок реки длиной в I50 км, поэтому плановый масштаб ее стремились принять возможно более малым и опыты проводили при малых расходах воды (Fr = 0,08). Из анализа рис.I следует, что расходы воды 5,2 и I2 л/сек в кирпичном песке дали результаты, практически совпадающие с данными опытов в сырдарьинском песке, и подтвердили полученные ранее морфометрические зависимости. Однако малые расходы (I,0; I,7 и 2,6 л/сек) способствовали рассеянию точек, хотя общая направленность явления сохранилась.

Рассеяние точек объясняется тем, что при малых расходах воды даже более подвижные грунты, чем речной песок, оказываются недостаточно подвижными; причем ограничение подвижности проявляется не скачкообразно: в стрежневой зоне, где кинетичность потока больше, частицы еще достаточно подвижны; в прибрежных же частях они уже не подвижны. Чем подвижнее зерна заменителя, тем при меньших расходах будет

проявляться эта ограниченность и, следовательно, тем меньшие масштабы можно назначать. Область рассеяния точек можно назвать зоной с о г р а н и ч е н н о й подвижностью материала.

Опыты Я.А.Никитина и Ю.П.Бурцева, проводимые с применением молотого и отсеянного керамзита, также подтвердили зависимости

$$B = f(Q^{0,47});$$

$$H = f(Q^{0,35}),$$

хотя коэффициенты получились иными (но соответствующими натурному состоянию потока).

Это достаточно надежное обоснование для получения основных зависимостей, на которых базируется предлагаемая методика моделирования русловых процессов. Приведенные выше зависимости морфометрических элементов от расхода позволяют определить следующее:

величину планового масштаба -

$$\lambda_\ell = \lambda_Q^{0,47},$$

величину вертикального масштаба -

$$\lambda_h = \lambda_Q^{0,35}$$

их взаимную зависимость -

$$\lambda_h = \lambda_\ell^{3/4}$$

Последнее соотношение получено ранее Н.А.Ржаницыным в случае $\lambda = 1,0$ при других предпосылках вывода /7/.

Масштаб расхода

$$\lambda_Q = \lambda_l \cdot \lambda_h^{1,5} = \lambda_l^{\Omega^{1/8}}$$

"Искажение" вертикального и горизонтального масштабов, о котором так часто говорят, есть не искажение, а естественное требование руслового потока, соответствующее определенному энергетическому его состоянию.

Масштаб уклонов потока определяется масштабом гидравлических сопротивлений: $\lambda_i = \lambda_c^{-2}$. Удачным выбором наносов для модели можно получить $\lambda_c = \lambda_h^{1/6}$ и тогда: $\lambda_i = \frac{\lambda_h}{\lambda_l} = \lambda_a^{3/4}$.

Количество руслообразующих наносов подбирается из условия формирования заданного числа Фруда (в коротком лотке) и вычисленного уклона модели. Первое время опыта корректируется из условия стабильности уравнений.

При решении некоторых задач подача на модель неруслообразующих фракций необходима. Поскольку введение их не изменяет основных элементов потока (уклона, скоростей течения, ширины, глубины и т.д.), то количество наносов можно вводить сообразно решаемым задачам.

В случае моделирования аккумуляции наносов необходимо по возможности и руслообразующие, и неруслообразующие наносы принимать вполне определенного фракционного состава; в этом случае на модели доля неруслообразующих фракций в стоке наносов должна составлять ту же долю, что и в натуре. Это следует из анализа дополнительных требований, которые обусловливаются моделированием аккумуляции наносов.

Основное уравнение аккумуляции наносов, справедливое для натурных, а также лабораторных подпертых бьефов и водохранилищ, данное в относительных величинах, выглядит так /8/:

$$\eta = 1 - e^{-\frac{t}{\tau}}.$$

Здесь η – доля занесения и заиления объема подпертого бьефа или водохранилища;

t – время аккумуляции наносов;

E – характеристика заиляемости (заносимости) бьефа:

$$t = \frac{V_n}{\varepsilon' G}$$

V_n – предельный объем аккумуляции наносов;

G – сток наносов за единицу времени, которой измеряется t;

ε' – доля осаждения наносов в начале аккумуляции:

$$\varepsilon' = \frac{\rho_0 - \rho'}{\rho_0}$$

ρ_0 – бытовая мутность до создания подпора;

ρ' – мутность воды, которая прошла расчетный участок подпертого бьефа (или весь бьеф) в начальный момент аккумуляции наносов.

В общем случае (в течение всего процесса аккумуляции)

$$\varepsilon = \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0}.$$

Характеристика заиляемости имеет физический смысл и размерность времени, поэтому

$$\frac{E_н}{E_м} = \lambda_t = \frac{\lambda_w}{\lambda_\varepsilon \lambda_G} = \frac{\lambda_l^2 \lambda_h}{\lambda_\varepsilon \lambda_G}.$$

В этом уравнении λ_l и λ_h определены по условию воспроизведения руслового процесса в бытовых условиях, λ_G – отношение натурного стока наносов к подобранному на модели (за одну и ту же единицу времени); при удовлетворительном подборе фракционного состава наносов (геометрия

водохранилища воспроизводится проще) $\lambda_\varepsilon = 1{,}00$; в случае затруднения в подборе фракционного состава величину ε на модели в некоторых пределах можно регулировать величиной стока наносов (за счет только неруслообразующих фракций) из условия, чтобы знаменатель ($\lambda_\varepsilon\ \lambda_\sigma$) выражался той же величиной, что и при $\varepsilon = 1{,}0$.

Итак, моделирование аккумуляции наносов в качестве дополнительного требования выдвигает условие удовлетворительного подобия фракционного состава наносов (чего можно достичь предварительным их отмучиванием и смешиванием фракций в определенных пропорциях). Аккумуляция наносов – частный случай их транспортирования; поэтому при моделировании аккумуляции наносов автоматически выполняется и их транспортирование.

Необходимость моделирования направленных размывов русла требует соблюдения критериев размываемости. Равенство чисел Фруда модели и натуры уже обеспечивает одинаковую размывающую способность потока. Но это равенство соблюдается только при руслоформирующем расходе. Важно обеспечить соответствующую размываемость и при других, меньших, расходах воды (если на модели потребуется имитация их в виде гидрографа). При расходах воды, меньших, чем руслоформирующего, размываемость русла в натуре уменьшается менее интенсивно. На модели русло переходит в категорию неразмываемых при расходе воды, который соответствует натурному, еще размывающему. Добиться должного соответствия в этой области подбором материала очень трудно. Однако на модели можно обеспечить эффект размыва, подобный натурному (например по объему омыва) изменением масштаба времени (размыва). Последний может быть принят по формуле

$$\lambda_t = \frac{\lambda_l^2\ \lambda_h}{\lambda_{\varepsilon\rho}\ \lambda_\sigma}$$

где $\lambda_{\varepsilon\rho}$ – величина, учитывающая уменьшение интенсивности

размыва на модели по сравнению с натурой, при этом в знаменателе получается сток наносов, образующийся путем размыва (в отличие от бытового).

При решении некоторых задач (транспортирование и аккумуляция наносов и др.) можно строить мелкомасштабные модели в зоне ограниченного взаимодействия потока и русла. При этом для обеспечения равенства масштабов ширин и длин потребуется форсировка расхода воды, которая изменит и масштаб глубин; указанные зависимости в этом случае определяются по модели. Безусловно, должна быть обеспечена автомодельность явления (по числу Рейнольдса и проверкой по графику А.П.Зегжда).

Многие из изложенных здесь положений проверены при исследовании русловых деформаций на трех моделях.

На двух моделях воспроизводились русловые деформации на участке р.Сырдарьи у строящегося Чардаринского гидроузла (с применением натурного сырдарьинского песка). Масштабы первой из них таковы /2/:

$$\lambda_l = 380. \qquad \lambda_i = 76.$$

На этой модели были решены следующие задачи: возможность и величины размыва левого берега (в связи со стеснением бытового потока перемычкой); отметки уровней воды при этом в районе перемычки; подбор очертания перемычки; местные размывы у перемычки. Эти результаты, а также методику проведения опытов было решено проверить на второй, более крупной, модели ($\lambda_l = 180$, $\lambda_h = 49$). Она количественно подтвердила результаты, полученные на первой модели. Далее на ней было проведено следующее: подбор крупности камня для крепления различных участков перемычки; выбор компоновки русловыправительных сооружений (предотвративших развитие левобережного

протока и удержавших поток на месте нижнего бьефа строящейся в то время за перемычкой ГЭС); определен порядок возведения и подбор крупности камня для укрепления откосов этих сооружений, дана оценка условиям судоходства и поддержание судоходных условий у причала, а также оценка условий формирования русла в районе моста и у перехода ЛЭП. Если учесть, что за период строительства в Сырдарье не было расходов 5%-ной обеспеченности (как было предусмотрено в проекте и реализовано на модели), то следует признать, что все вопросы решены правильно, прогноз русловых деформаций в основном оправдался.

Третья модель - это модель участка р.Амударьи длиной 150 км вверх от створа Тюямуюнского гидроузла (участок предполагаемого подпора). Необходимость воспроизведения такого большого участка реки вынудила работать в зоне ограниченного взаимодействия потока и русла с форсировкой расхода воды. Масштабы: $\lambda_\ell = 1250$; $\lambda_h = 102{,}5$. В конце 1967 и начале 1968 г. был отработан бытовой режим реки и получено совпадение модельного процесса с натурой (по характеру блуждания и плановому расположению русла в долине, по фактическим числам Фруда на отдельных участках реки, по характеру и отметкам дна на поперечниках, по отметкам уровней и др.); на модели возникал даже дейгиш - столь индивидуальное проявление руслового процесса на Амударье. Частично проведен один из целевых опытов - заиление Тюямуюнского водохранилища. При этом измеренная на модели доля осветления потока у гидроузла полностью совпала с расчетной, начальная кривая подпора также совпала с расчетной; на модели происходят процессы, детали которых не могли бы быть предвычислены.

В Гидравлической лаборатории Саогидропроекта строится модель участка р.Амударьи у канала Клычниязбай, модели-

рование на которой будет проводиться с применением положений описанной здесь методики.

Изложенное позволяет рекомендовать предлагаемую методику для более широкого применения.

ЛИТЕРАТУРА

I. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений, "Энергия", Л., 1967.

2. Лапшенков В.С., Дубинчик Е.И. Опыт моделирования русловых деформаций р.Сырдарьи у Чардаринского гидроузла, сб. "Вопросы гидротехники" № 13, АН УзССР, Ташкент, 1963.

3. Ляпин А.Н. Теории движения наносов в кн. "Русловой процесс", Гидрометеоиздат, Л., 1959.

4. Лапшенков В.С. Руслообразующие наносы русловых потоков, Труды САНИИРИ им.В.Д.Журина, вып.117, Ташкент, 1968.

5. Пикалов Ф.И. Моделирование и подбор состава взвешенных и донных наносов при гидравлических исследованиях потоков, журн."Гидротехника и мелиорация", № 10, 1952.

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

7. Ржаницын Н.А. Моделирование естественных русловых потоков на размываемых моделях, сб. "Русловые процессы", Изд-во АН СССР, М., 1958.

8. Лапшенков В.С. Вопросы прогноза аккумуляции наносов в подпертых бьефах гидроузлов, автореферат канд.диссертации, Ташкент, 1960.

В.С.АЛТУНИН

ОПЫТ НАТУРАЛЬНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РЕЧНОГО ПОТОКА

С использованием установленных масштабов моделирования /3/ и данных по равнинным участкам рек в бытовых условиях /4/ была выполнена пространственная модель бытового устойчивого участка реки и исследованы основные параметры потока. Элементы пространственной модели следующие: общая длина лотка равна 21,35 м; длина рабочей части 10,0; ширина модельной реки, включая пойму, - 3,5; ширина основного русла 0,30 м; уклон дна 0,0012.

Пойма неразмываемая (шероховатость в виде зацементированной гальки диаметром $d_{ср}$ =5,2 мм); русло размываемое (грунт - люберецкий песок, $d_{ср}$ =0,24 мм).

В результате проведения серии экспериментов при расходах воды на модели Q = 5 ÷ 50 л/сек установлены кинематические характеристики "лабораторной" реки в бытовых условиях (табл.1).

Коэффициент Шези в русле $C_р$, по данным лабораторных исследований на пространственной модели, при расходах до бровок русла (табл.1) с увеличением глубины возрастает, а при выходе потока на пойму уменьшается. Последнее объясняется кинематическим эффектом, впервые установленным Г.В.Железняковым /1/. Коэффициент Шези для всего потока C и для поймы $C_р$ растет с увеличением глубины.

При Q = 12 л/сек расход в бровках V =34,8 см/сек; при Q =13 л/сек выход потока на пойму V = 33,9 см/сек, т.е. наблюдался кинематический эффект безнапорного потока на пространственной модели с размываемым руслом при выходе потока на пойму /2/. В данном случае, ввиду малой шероховатости поймы, это явление выражено сравнительно слабо.

Таблица I

Данные лабораторных опытов на пространственной модели

Общий расход Q, л/сек	Расход в русле $Q_р$, л/сек	Расход на поймах $Q_п$, л/сек	Средняя глубина (общая) $h_{ср}$, см	Средняя глубина русла $h_р$, см	Средняя глубина на пойме $h_п$, см
I	2	3	4	5	6
-	5	-	-	6,6	-
-	I2	-	-	II,7	-
I3	I2,8	0,2	2,I	I2,8	I,I
20	I4,5	5,5	3,0	I4,2	2,0
30	I5,4	I4,6	3,7	I4,9	2,7
40	I6,3	23,7	4,4	I5,6	3,4
50	I7,3	32,8	5,I	I6,3	4,I

Продолжение таблицы I

Средняя скорость (общая) V, см/сек	Средняя скорость в русле $V_р$, см/сек	Средняя скорость на пойме $V_п$, см/сек	$C=\frac{v}{\sqrt{h_{ср} J}}$ $м^{0,5}/сек$	$C_р=\frac{v_р}{\sqrt{h_р J}}$ $м^{0,5}/сек$	$C_п$ $\frac{v}{\sqrt{h_п J}}$ $м^{0,5}/сек$
7	8	9	I0	II	I2
-	25,7	-	-	28,9	-
-	34,8	-	-	29,5	
I7,9	33,9	0	35,7	27,5	
I8,9	34,6	8,6	3I,8	26,6	I7,6
23,0	35,I	I6,9	34,9	26,3	29,8
25,3	35,4	2I,8	35,8	25,9	34,2
27,9	35,9	25,I	36,0	25,7	35,9

Продолжение таблицы I

$X=\frac{v_{пов}-v}{V}$	$X_р=\frac{v_{пов.р}-v_р}{v_р}$	$X_п=\frac{v_{пов.п}-v_п}{v_п}$	$K=\frac{\sqrt{g h_{ср} J}}{v_{пов.}-v}$	$K_р=\frac{\sqrt{g h_р J}}{v_{пов.р}-v_р}$	$K_п=\frac{\sqrt{g h_п J}}{v_{пов.п}-v_п}$
I3	I4	I5	I6	I7	I8
-	0,I4	-	-	0,77	-
-	0,I3	-	-	0,82	-
-	0,I3	-	-	0,88	-
0,I7	0,I4	0,23	0,58	0,84	0,78
0,I7	0,I4	0,I9	0,53	0,85	0,55
0,I65	0,I4	0,I8	0,53	0,86	0,50
0,I65	0,I4	0,I8	0,53	0,87	0,49

Анализ данных табл.I показывает, что на моделируемой реке получаются такие же кинематические параметры. Следовательно, натуральное моделирование не нарушает кинематической структуры потока. При этом кинематический показатель X для всего потока изменяется в пределах 0,165-0,17 и уменьшается с прибавлением глубины; кинематический показатель для русла $X_р$ колеблется от 0,13 до 0,14 (при выходе потока на пойму можно принять постоянным $X_р$ = 0,14). Кинематический показатель для поймы $X_п$ уменьшается с возрастанием глубины на пойме, он равен примерно 0,18-0,23.

Параметр K' для всего потока (при выходе на пойму) с увеличением глубины уменьшается (K' = 0,53 ÷ 0,58); параметр русла $K'_р$ - возрастает ($K'_р$ = 0,77 ÷ 0,88).

При выходе потока на пойму можно принять в среднем $K'_р$ = 0,86, так как при расходах Q =13; 20; 30; 40; 50 л/сек он изменяется в очень небольших пределах - от 0,84 до 0,88.

Кинематический параметр для поймы $K'_п$ уменьшается с увеличением глубины на пойме и колеблется от 0,49 до 0,78.

В табл.2 приведены характеристики бытового устойчивого участка реки, полученные при пересчете данных, установленных в лаборатории на пространственной модели реки на натуру. Из табл.2 видно, что наиболее реальным условиям соответствуют характеристики модельной реки при масштабах ширины $M_B = \frac{B}{B_м}$ = 100 и M_B = 500 (B и $B_м$ - соответственно ширина реки и потока на модели).

Для исследования кинематических характеристик руслового потока в зависимости от расхода воды, глубины, скорости, уклона и крупности наносов выполнены две серии опытов на плоском стеклянном лотке; общая длина его 10 м,

Таблица 2

Характеристики моделируемой реки (в натуре)

Расход модели, л/сек	Расход реки, $м^3$/сек	Средняя глубина, м			Средняя скорость, м/сек		
		общая	русла	поймы	общая	русла	поймы
I	2	3	4	5	6	7	8
	M_B =I00; B = 350 м; B_p = 29,5 м; J = 0,00026; α_{cp}0=5,2 мм; M_t = 22						
5	42	-	I,26	-	-	I,I2	-
I2	93	-	2,I3	-	-	I,48	-
I3	I00	0,38	2,33	0,20	0,75	I,44	-
20	206	0,66	3,II	0,44	0,89	I,62	0,4
30	299	0,8I	3,26	0,59	I,08	I,64	0,79
40	394	0,94	3,34	0,73	I,20	I,64	I,0I
50	495	I,09	3,48	0,88	I,30	I,66	I,I6
	M_B = 500; B =I750 м; B_p =I47,5 м; J = 0,000I5; α_{cp}=I5,2 мм; M_t =63						
5	976	-	3,52	-	-	I,88	-
I2	2I42	-	5,86	-	-	2,48	-
I3	23I8	I,05	6,42	0,54	I,26	2,4I	-
20	5200	I,94	9,I8	I,29	I,53	2,78	0,69
30	78I0	2,39	9,63	I,75	I,87	2,8	I,36
40	9870	2,74	9,72	2,I2	2,06	2,8	I,72
50	I2350	3,I8	I0,I6	2,56	2,22	2,84	I,98

Продолжение таблицы 2

I	2	3	4	5	6	7	8
	$M_б$ = I000;	B =3500 м;	$B_р$=295 м;	J =0,000I2;	$d_{ср}$=24,0 мм;	$M_ℓ$ =I00	
5	3785	-	5,48	-	-	2,34	-
I2	8225	-	9,08	-	-	3,07	-
I3	8470	I,62	9,9	0,85	I,5	2,97	-
20	20550	3,06	I4,5	2,04	I,92	3,49	0,87
30	30800	3,76	I5,2	2,75	2,34	3,53	I,7I
40	39400	4,35	I5,42	3,36	2,59	3,53	2,I7
50	49400	5,04	I6,I2	4,06	2,80	3,57	2,50

рабочая - 7,0 м; ширина - 0,5 м. Первая серия опытов проведена в плоском лотке с размываемым дном из люберецкого песка и с уклонами 0,0012; 0,0025; 0,005 при расходах Q = 5; 10; 20; 30 л/сек; вторая серия - в лотке с размываемым дном из мелкой гальки $d_{ср}$ = 5,2 мм с уклоном J = 0,0025 при расходах Q = 10; 20; 30 л/сек.

Диапазон расходов - до 30 л/сек, так как при пропуске больших расходов отмечается размыв входного и выходного участков дна.

В серии опытов с люберецким песком наблюдалось грядовое движение наносов. Интересно отметить, что при различных уклонах, одной средней скорости потока V = 53 см/сек и приблизительно одинаковом кинетическом показателе x = 0,08 ÷ 0,09 появлялся придонный слой наносов, и гряды исчезали. В серии с галькой $d_{ср}$ = 5,2 мм при Q =30 л/сек и V = 61,3 см/сек наблюдался срыв отдельных зерен.

В каждой серии экспериментов исследовали распределение продольных скоростей при равномерном движении воды в лотке в зависимости от шероховатости, размываемости дна, уклона, глубины и расхода.

Скорости измеряли гидрометрической трубкой. Плавный ход воды в лоток, успокоительные решетки, неразмываемый вход (положена металлическая решетка на исследуемый грунт на длину 0,7 м) при расходах Q = 5 ÷ 30 л/сек обеспечивали на створе I м равномерный режим движения, который сохранялся на расстоянии 5 м.

В результате опытов на плоском лотке установлено, что параметры потока x, k и C - переменные величины (табл.3).

С возрастанием глубины, скорости и коэффициента Шези кинематический параметр x уменьшается, а k и безразмерный коэффициент c (табл.3) возрастают, причем при изменении расходов (Q) на плоском лотке от 5 до

Таблица 3

Данные лабораторных опытов в плоском лотке

Расход Q, л/сек	Средняя глубина $h_{ср}$, см	Средняя скорость V, см/сек	Коэффициент Шези C, $м^{0,5}$/сек	$x = \frac{v_{пов} - V}{V}$	$K = \frac{\sqrt{g h_{ср} J}}{v_{пов} - v}$	$C = \frac{C}{\sqrt{g}\left(\frac{h_{ср}}{d_{ср}}\right)^{x}}$
	J = 0,0012;	$d_{ср}$ = 0,24 мм				
5	4,6	21,0	28,3	0,2	0,55	3,2
10	6,4	30,2	34,4	0,15	0,61	4,8
20	8,7	44,6	43,6	0,11	0,65	7,3
30	11,0	53,1	46,0	0,09	0,76	8,5
	J = 0,0025;	$d_{ср}$ = 0,24 мм				
5	4,1	23,6	23,3	0,18	0,77	3,0
10	5,7	34,0	28,5	0,12	0,91	4,7
20	8,0	48,4	34,3	0,09	1,03	6,5
30	10,3	56,4	35,2	0,08	1,14	7,1
	J = 0,005;	$d_{ср}$ = 0,24 мм				
5	3,6	26,9	20,0	0,15	1,04	3,0
10	5,0	38,8	24,5	0,10	1,28	4,6
20	7,3	53,0	27,7	0,08	1,51	5,7
	J = 0,0025	$d_{ср}$ = 5,2 мм				
10	5,4	36,0	30,6	0,2	0,51	6,1
20	7,4	52,3	38,4	0,16	0,52	8,1
30	9,5	61,3	39,8	0,14	0,56	3,4

30 л/сек средние глубины ($h_{ср}$) колебались в пределах 3,6 ÷ II см, средние скорости $V_{ср}$ =2I÷6I,3 см/сек; коэффициент Шези C = 20÷46 $м^{0,5}$/сек, а безразмерные параметры χ = 0,08÷0,2; κ = 0,5I÷I,5I; C =3,0÷8,5.

Кинематические безразмерные параметры речного потока, полученные на плоском лотке и пространственной модели, совпадают с подобными параметрами речных потоков в натурных условиях /4/, поэтому значения этих параметров можно использовать для гидравлического расчета речного потока в бытовых условиях. В результате экспериментальных исследований установлено, что натуральное моделирование речных потоков не искажает кинематической структуры потока, поэтому на основе масштабов натурального моделирования /3/ можно получить лабораторную реку для исследования различных вопросов динамики русловых процессов.

ЛИТЕРАТУРА

I. Железняков Г.В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии, М.-Л., Изд-во АН СССР, I950.

2. Железняков Г.В. Некоторые особенности движения потока при выходе его на пойму, Сб."Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование", М., Изд-во АН СССР, I96I.

3. Алтунин В.С. О кинематических и морфологических закономерностях речного потока, "Известия ТСХА", вып.4, М., Сельхозиздат, I963.

4. Алтунин В.С. Кинематические и морфологические характеристики речного потока, "Доклады ВАСХНИЛ", I965, №3.

В.С.ЛАПШЕНКОВ

О СТРУКТУРЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЗМЫВАЮЩИХ СКОРОСТЕЙ ПОТОКА В КРУПНОЗЕРНИСТЫХ ГРУНТАХ

Установлению величины размывающей скорости потока в несвязных (зернистых) грунтах посвящено много работ (из советских исследователей можно отметить В.Н.Гончарова, Е.А.Замарина, И.И.Леви, М.А.Великанова, И.В.Егиазарова, Г.И.Шамова, В.С.Кнороза, А.М.Латышенкова, А.А.Черкасова, Г.С.Чекулаева, И.Е.Мирцхулаву, И.К.Никитина, Б.И.Студеничникова, Л.Г.Гвелесиани и других, работавших в этой области). В результате получены формулы, определяющие размывающую скорость потока для различных грунтов в зависимости от его гидравлических элементов. Эти формулы имеют разнообразную, иногда очень сложную структуру; результаты чаще всего не согласованы.

Несмотря на имеющиеся в этой области нормы, вопрос о размывающей скорости потока окончательно еще не решен. Мы попытались подойти к структуре формулы размывающей способности потока в открытых руслах, сформированных из зернистых материалов крупнее I-I,5 мм, используя при этом идеи, положенные в основу моделирования русловых потоков в гравелисто-галечниковых отложениях.

Длительной практикой установлено и широко известно, что при моделировании участков рек с гравелистыми, галечниковыми и валунными руслообразующими наносами крупность модельного материала можно принимать из условия

$$\lambda_d = \lambda_h ,$$

(при этом считается, что крупность модельного материала не должна быть меньше I-I,5 мм). В этих условиях моделирования (и реального существования потоков) количество

руслообразующих наносов обычно небольшое, и на равновесное состояние потока и русла влияет только их крупность и гидравлические условия потока. При моделировании таких потоков считается достаточным соблюдать лишь критерий Фруда: потоки в разных по крупности материалах, но с одинаковым числом Фруда (и соответствующими расходами воды) будут подобны друг другу. Это происходит, очевидно, потому, что в этих условиях, наряду с моделированием скоростей течения потока (по Фруду) моделируется и размываемость материала, т.е.

$$\lambda_{v_p} = \sqrt{\lambda_h}$$

(λ_{v_p} - масштаб размывающих скоростей).

Удобно за прототип (эталон) всех модельных потоков (следовательно, потоков с одинаковой подвижностью грунтов русла) принять поток глубиною I м. Тогда

$$\frac{v_p}{v_1} = \sqrt{\frac{H_м}{1}} = \sqrt{d_м}.$$

Здесь v_1 и d_1 - соответственно размывающая скорость и крупность размываемых отложений при глубине потока I м.

Из полученного равенства имеем

$$\frac{d_м}{d_1} = \left(\frac{v_p}{v_1}\right)^2.$$

Это выражение широко известно как закон Эри. Следовательно, на серии модельных потоков (при $Fr = idem$) размываемость наносов моделируется автоматически потому, что для этих условий в природе существует связь

$$\frac{H_н}{H_м} = \frac{d_н}{d_м},$$

которая определяется

числом Фруда – $$\frac{U_н}{U_м}=\sqrt{\frac{H_н}{H_м}}\,,$$

законом Эри – $$\frac{U_н}{U_м}=\sqrt{\frac{d_н}{d_м}}\,.$$

Иногда законом Эри пытаются пользоваться для оценки размываемости русла (особенно гидрологи), но это часто не приводит к успеху. Теперь понятно, почему этот закон не всегда удачно объясняет явление: **закон Эри верен только для потоков с одинаковым числом Фруда!**

Представляется, что в природе и в лабораториях существуют отдельные семейства русловых потоков, различающиеся числом Фруда. Наиболее характерными представителями этих семейств можно считать потоки, имеющие глубину I м и формирующие себе русло в грунтах с различной крупностью частиц. Скорость течения таких потоков будет зависеть от размывающей скорости, характерной для каждой конкретной крупности грунта; число Фруда в этом случае определится так:

$$Fr_1=\frac{U_1^2}{g}.$$

Для каждого потока из семейства характерным будет то, что его показатель кинетичности будет равен этому эталонному числу Fr_1. При этом, если глубина потока будет меньше I м, то и средняя скорость потока (размывающая) будет менее величины U_1, и, следовательно, для соблюдения одинаковой с эталонным потоком подвижности частиц грунт русла должен быть иным, чем при глубине I м ($d<d_1$).

Из этого же следует, что в русле из одного и того же крупнозернистого материала при разных глубинах числа Фруда будут различными.

Теперь нетрудно определить величину размывающей скорости потока при любых параметрах его для каждого из семейств ("масштабной серии"). Для этого нужно определить следующее:

I) "масштаб" исследуемого потока (сравнением его с "натурным", эталонным, потоком при H = I м):

$$\frac{H_н}{H_м} = \frac{1}{H} = \lambda_h ,$$

но по условию

$$\lambda_h = \lambda_d ;$$

2) крупность донных отложений "натурного" потока (при H = I м), которые находились бы в такой же фазе неустойчивости (размываемости):

$$d_1 = d \cdot \lambda_d = \frac{d \cdot 1}{H}$$

3) по величине d_1 найти размывающую скорость v_1 ;

4) установить величину размывающей скорости для исследуемого потока по правилам моделирования.

Здесь "моделью" является поток, размеры которого отличаются от H = I м; "натурой" – эталонный поток глубиною H = I м; поэтому

$$v_p = \frac{v_1}{\lambda_v} = \frac{v_1}{\sqrt{\lambda_h}} = v_1\sqrt{H} .$$

Итак,

$$v_p = v_1\sqrt{H} \ldots\ldots\ldots \qquad (A)$$

Это и есть найденная структура формулы размывающей скорости потока для зернистых грунтов, крупностью более I-I,5 мм. Поскольку изучение размывающей скорости еще продолжается, эта структура может быть использована в рабочей гипотезе исследований: все усилия исследователей должны быть направлены на отыскание размывающей скорости для различных зернистых грунтов "эталонного" потока, т.е. при глубине I м; определение только этой величины сужает круг экспериментов и поисков.

Далее продолжим исследование с целью раскрытия полученной структуры (А) с использованием уже накопленных экспериментальных материалов.

Разными авторами формул величина размывающей скорости при глубине потока I м определяется различно. На рис.I (аналогичные рисунки есть у Г.И.Шамова, Ц.Е.Мирцхулавы и др.) приведены результаты, полученные по нескольким, наиболее подходящим для данного случая, формулам и методам. Видно, что формулы В.Н.Гончарова и данные Ц.Е.Мирцхулавы дают близкие результаты в области размывающих скоростей; данные В.Н.Гончарова о "несдвигающих" скоростях заключают в общее поле результаты исследований А.А.Черкасова, Г.С.Чекулаева и Б.И.Студеничникова. Приведенные на рис.I данные удовлетворительно соответствуют природным условиям; примем их для выражения величины U_1 (в режиме размыва).

В общем виде зависимости U_1 от d_1 могут быть выражены так:

$$U_1 = k d_1^{\beta}.$$

Например, под условным знаком 7 приведена зависимость

$$U_1 = 0{,}615 d^{a3} \ldots\ldots\ldots \qquad (Е)$$

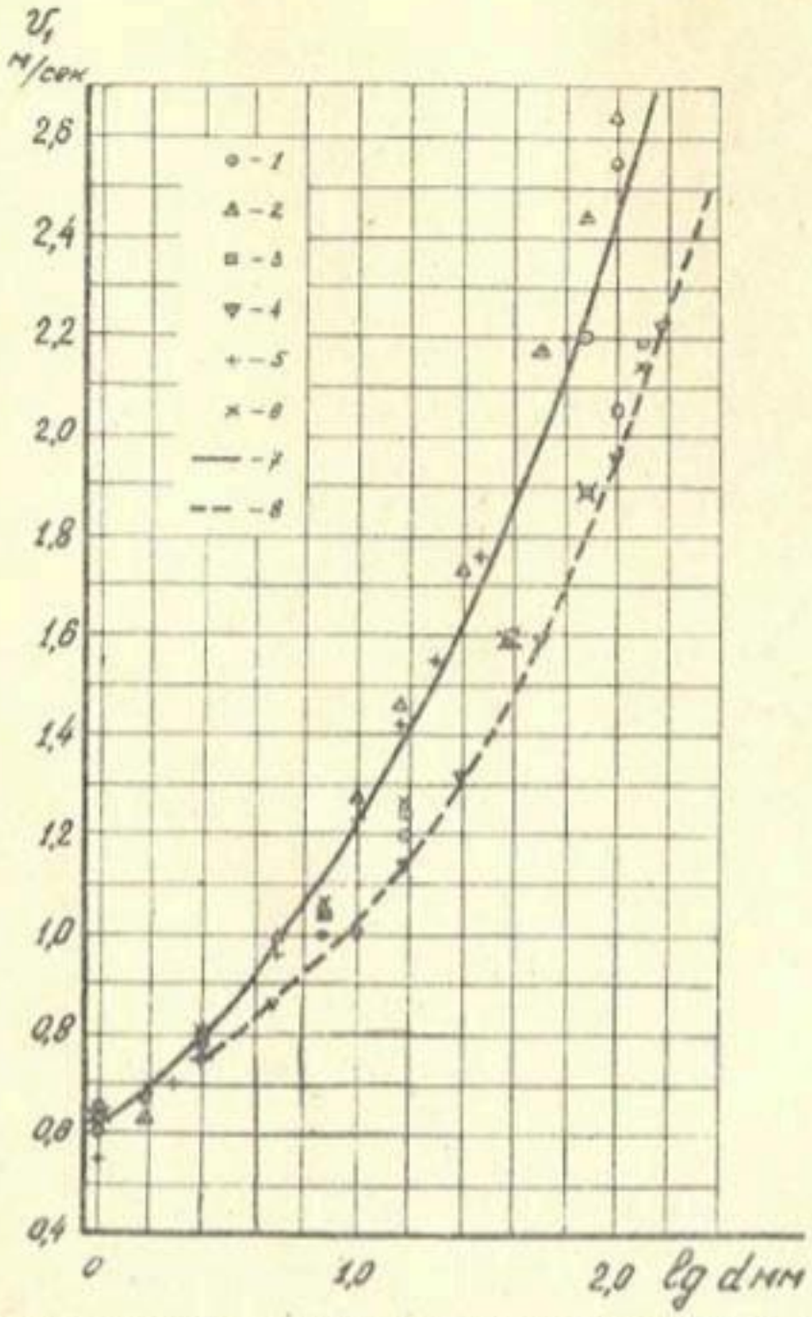


Рис.I. Зависимости размывающей и несдвигающей скоростей от крупности зерен грунтов русла при глубине I м:
I- по А.А.Черкасову; 2- В.Н.Гончарову;
3- Г.С.Чекулаеву; 4- В.Н.Гончарову;
5- Ц.Е.Мирцхулаве; 6- Б.И.Студеничникову;
7- по формуле (Б); 8- огибающая несдвигающих скоростей.

Подставим выражение U_1 в общем виде в (А):

$$U_p = K d_1^{\beta} \sqrt{H} = K \left(\frac{d}{H}\right)^{\beta} \sqrt{H},$$

или

$$U_p = K d^{\beta} H^{0,5-\beta}.$$

Это есть структура формулы размывающей скорости в случаи выражения U_1 зависимостью типа (Б).

Полученной структуре соответствуют формулы

Г.И.Шамова –

$$U_p = 4{,}6\, d^{1/3} H^{1/6};$$

А.М.Латышенкова –

$$U_p = 1{,}6 \sqrt{g}\, d^{0,3} H^{0,2};$$

Б.И.Студеничникова –

$$U_p = 3{,}6 (dH)^{0,25};$$

В.Н.Гончарова (для крупных наносов величиной 0,0014 можно пренебречь):

$$U_p = 3{,}9\, d^{0,3} H^{0,2}$$

Г.С.Чекулаева –

$$U_p = 3{,}7\, d^{0,16} H^{0,00}$$

То есть в литературе мы имеем достаточно примеров, соответствующих выводам настоящей статьи, а в формулах Г.И.Шамова, А.М.Латышенкова, Б.И.Студеничникова и В.Н.Гончарова сумма показателей степени при d и при H точно равна 0,5. Коэффициенты в формулах несколько отличаются друг от друга, что соответствует несколько различной оценке начала размыва грунта.

На основе опыта проектирования гидротехнических сооружений на реках Средней Азии мы рекомендуем для использования формулу В.Н.Гончарова и данные Ц.Е.Мирцхулавы, поэтому в соответствии с полученными выводами формулу размывающей скорости следует записать так:

$$U_p = 0{,}615 d^{93} H^{92}$$

Здесь диаметр донных отложений в мм.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

ПРОГНОЗ ОБЩЕГО РАЗМЫВА МЕЛКОПЕСЧАНОГО РУСЛА С УЧЕТОМ БОКОВОЙ ПРИТОЧНОСТИ

В работах /I,2,3,4/ мы касались расчетов общего размыва русла, возникающего непосредственно за гидроузлом и распространяющегося на большую длину как при условии размыва чистой водой, так и с учетом поступления руслоформирующих наносов из верхнего бьефа. В настоящей работе рассматривается случай общего размыва с учетом боковой приточности.

На рис.I приведена схема участка русла с боковой приточностью, где русло реки I размывается чистой водой, поступающей из водохранилища; река 2 - приток, влияющий на размыв русла реки 3, что окажется после того, как общий размыв в русле реки I достигнет места слияния.

По мере размыва русла реки I нагрузка потока наносами в створе слияния будет уменьшаться, что приведет к деформации русла и снижению горизонта воды рек 3 и 2. Размыв русла реки 2 (попятая эрозия) повлияет на увеличение ее твердого стока по сравнению с бытовым, что вызовет некоторое замедление процесса размыва русла реки 3, а также I.

По истечении некоторого времени на начальном участке реки 3 определенной длины сформируется русло с уклоном водной поверхности, отвечающим расходу наносов P_t . При сохранении значения P_t постоянным начальный участок реки 3 не будет размываться до тех пор, пока не размоется нижележащий. Затем описанный ранее процесс повторится.

При размыве русла чистой водой снижение уровня воды на начальном участке также может прекратиться через определенный период времени до момента, пока не размоется

нижележащий участок, после чего русло будет размываться по всей длине со снижением горизонта воды и на начальном участке. В работе /I/ приводится график снижения горизонта воды для лабораторного русла реки Вахш, где в начальном створе прекращение снижения горизонта воды отмечается горизонтальным участком графика.

Процесс размыва в рассматриваемых условиях можно условно разбить по этапам.

Первый этап охватывает период времени, в течение которого можно приближенно считать идентичным снижение горизонта воды в створе слияния для условий реки 3 и реки I.

Второй этап охватывает время, в течение которого горизонт воды в русле реки 3 в месте слияния остается постоянным - базис эрозии (закрепленная точка) для реки I. Эти периоды в процессе размыва могут чередоваться.

Рассмотрим размыв каждой реки в отдельности.

Размыв русла реки 3.

Принимаем следующие допущения:

I) размыв происходит в условиях плоской задачи;
2) рассматривается интервал времени, в течение которого уменьшение уровня воды незначительно по сравнению с понижением дна.

При рассмотрении баланса наносов для расчетной схемы размыва русла /3/ нами получено уравнение деформации в виде

$$\varphi(v-v_o)\frac{\partial p}{\partial s}+\frac{\partial p}{\partial t}-\frac{\partial p_t}{\partial t}=-\gamma'\delta\varphi(v-v_o)\frac{\partial z}{\partial t}, \qquad (I)$$

где φ - коэффициент пропорциональности, $\varphi=\frac{C}{\sqrt{g}}$ (C - коэффициент Шези);

v, v_o - соответственно средняя и неразмывающая скорости потока;

p_t - количество наносов, поступающих из верхнего бъефа.

Уравнение (I) получено при условии, что приращение элементарного расхода наносов dP_s в результате размыва русла на участке длиной ds можно выразить приближенно полным дифференциалом. Такое допущение повлияет только на точность полученной зависимости $S = f(h, t)$ /3/.

При рассмотрении размывов, отвечающих допущению 2, член $\frac{\partial P}{\partial t}$ мал, и им можно пренебречь. Тогда уравнение деформации примет вид

$$\varphi(v-v_0)\frac{\partial P}{\partial s} - \frac{\partial P_t}{\partial t} = -\gamma' b \varphi (v-v_0)\frac{\partial z}{\partial t}. \qquad (2)$$

Уравнение (2) можно получить более точно чем это сделано в работе /3/, следующим образом.

В соответствии с рис.2 транспортирующую способность потока в начале рассматриваемого участка обозначим через P, расход наносов, поступивших в начале участка размыва реки 3, - через P_t, размывающую способность потока можно представить выражением $P_s = P - P_t$. Элементарное приращение нагрузки потока наносами за счет продуктов размыва выразим так:

$$dP_s = \frac{\partial P}{\partial s}ds - \frac{\partial P_t}{\partial t}dt, \qquad (3)$$

где $\frac{\partial P}{\partial s}ds$ - увеличение нагрузки потока за счет наносов при размыве русла чистой водой;

$\frac{\partial P_t}{\partial t}dt$ - приращение нагрузки потока за счет наносов, поступающих в створ слияния (или в нижний бьеф гидроузла).

Уравнение баланса на рассматриваемом участке можно записать так:

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

После некоторых преобразований будем иметь

$$\frac{\partial \rho}{\partial s}\frac{ds}{dt}-\frac{\partial \rho_t}{\partial t}=-\gamma'_{\beta}\frac{\partial x}{\partial t}\frac{ds}{dt}. \qquad (5)$$

Заменяя $\frac{ds}{dt}=\varphi(U-U_0)\simeq\varphi\cdot\frac{(Q-Q_0)}{Bh}$,

как принято в работе /3/, получим уравнение (2).

Для решения (2) принимаем формулу расхода наносов, предложенную Ю.Г.Иваненко /3/:

$$\rho=\frac{a_1}{h^4}-\frac{a_2}{h}, \qquad (6)$$

где $a_1=\frac{0{,}057\,\gamma_{\beta}\cdot B}{\bar{W}\cdot\delta\cdot C^2}\cdot q^4$; $\qquad a_2=\frac{0{,}057\cdot\gamma_{\beta}\cdot B\cdot l_0}{\bar{W}\cdot\delta}\cdot q^2$.

Здесь γ_{β}, γ' – объемный вес воды;

$\delta=\frac{\gamma'-\gamma_{\beta}}{\gamma'}$

$\bar{W}$ – средняя гидравлическая крупность состава наносов;

C – коэффициент Шези;

B – ширина русла;

l_0 – уклон водной поверхности в русле статического равновесия.

Дифференцируя (6) по S и подставляя производную в уравнение (2), а также приняв условие $\frac{\partial x}{\partial t}=-\frac{\partial h}{\partial t}$, после некоторых преобразований получим

$$(a_3h^3-a_4)\frac{\partial h}{\partial s}-a_5h^5\frac{\partial h}{\partial t}=-h^6\frac{\partial \rho_t}{\partial t}, \qquad (7)$$

где $a_3=\frac{\varphi(Q-Q_0)}{B}a_2$; $a_4=\frac{4a\varphi(Q-Q_0)}{B}$;

$$a_5=\gamma'\varphi(Q-Q_0).$$

Здесь Q_0 – расход воды, соответствующий началу движения наносов ($Q_0=Bhv_0$).

Знак минус в правой части равенства (7) принят для получения положительных значений P_t, так как функция P_t в нашем случае убывающая, и производная от нее будет со знаком минус.

Формулу (7) решаем с помощью характеристических уравнений:

$$\frac{ds}{a_3h^3-a_4}=-\frac{dt}{a_5h^5}=-\frac{dh}{h^6\frac{\partial P_t}{\partial t}}. \qquad (8)$$

Из (8) имеем следующее из возможных решений:

$$\int a_5h^5ds=-\int(a_3h^3-a_4)dt=\int(a_4-a_3h^3)dt+c_1, \qquad (9)$$

откуда

$$a_5h^5S=(a_4-a_3h^3)t+c_1. \qquad (10)$$

Постоянная интегрирования c_1 отыщется из начальных условий ($t=0$; $h=\varphi_0(S)$):

$$c_1=\left\{a_5\left[\varphi_0(S)^5\right]\right\}S. \qquad (11)$$

Уравнение (10) с учетом (11) примет вид

$$t=\frac{a_5\left[h^5-\varphi_0(S)^5\right]}{a_4-a_3h^3}\cdot S. \qquad (12)$$

Если принять функцию $h = \varphi_0(S)$ такой, что для любой длины S глубина потока постоянна, т.е. $h = \varphi(S) = h_g$, то (I2) перепишется так:

$$S = \frac{a_4 - a_3 h^3}{a_5 (h^3 - h_g^3)} t . \qquad (I3)$$

Уравнения (I2) и (I3) в отличие от аналогичных /3/ имеют более простой вид. Их можно применять для условий размыва, которые рассмотрены в работе /3/.

Из выражения (8) имеем еще одно решение:

$$\frac{dS}{a_3 h^3 - a_4} = - \frac{dh}{h^6 \frac{\partial \rho_t}{\partial t}}, \qquad (I4)$$

откуда после разделения переменных, а также некоторых преобразований получим

$$-\int_h^{h_g} \left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4 a_1}{h^5} \right) dh = \int_0^t \frac{\partial \rho_t}{\partial t} dt . \qquad (I5)$$

Решая (I5) и имея в виду, что при $t = 0$ $\rho_t = \rho_g$, находим

$$\rho - \rho_g = \rho_t - \rho_g$$

или

$$\rho = \rho_t \qquad (I6)$$

Условие (I6) показывает, что транспортирующая способность потока в начале размываемого участка реки 3 численно равна расходу наносов, который состоит из расходов наносов рек I и 2, т.е.

$$\rho_t = \rho_{t,1} + \rho_{t,2} .$$

Размыв русла реки I.

В результате строительства гидроузла на реке I и задержания наносов в верхнем бьефе в нижнем будет наблюдаться общий размыв русла. Причем, в зависимости от величины подпора в нижний бьеф в начальный момент эксплуатации будет поступать чистая вода или поток с некоторым количеством взвешенных наносов. Период до начала поступления из верхнего бьефа руслоформирующих наносов следует отнести к размыву русла чистой водой, так как нерусловые фракции взвешенных наносов на размыв не влияют, так как уклон водной поверхности в русле статического равновесия превышает потребный для их транспортирования. Размер и количество руслоформирующих фракций в каждом конкретном случае определяется по методике, изложенной в работе /4/.

Определим изменения расхода наносов реки I при случае размыва чистой водой, принимая те же допущения, что использованы при рассмотрении размыва русла реки 3.

Воспользуемся уравнением деформации, предложенным И.И.Леви:

$$\frac{\partial p}{\partial s} + \gamma' B \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \qquad (17)$$

Взяв производную из (6) по S и подставив в (17) с учетом условия $\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{\partial h}{\partial t}$, получим

$$(a_2 h^3 - 4a_1)\frac{\partial h}{\partial s} - \gamma' B h^5 \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \qquad (18)$$

Решение этого уравнения равнозначно решению системы

$$\frac{ds}{a_3 h^3 - 4a_1} = -\frac{dt}{\gamma' B h^5} = \frac{dh}{0}, \qquad (18а)$$

откуда

$$\gamma' B h^5 \cdot S = (4a_1 - a_2 h^3)t + c_n \cdot \qquad (186)$$

Определив c_2 из (186) при $t = 0$ и подставив его значение (186), получим

$$t = \frac{\gamma' B [h^5 - F_0(S)^5]}{4a_1 - a_2 h^3} \cdot S \cdot \qquad (19)$$

Если принять, что для любого значения $S, F_0(S) = h_g$, то будем иметь

$$S = \frac{4a_1 - a_2 h^3}{\gamma' B [h^5 - h_g^5]} \cdot t \cdot \qquad (20)$$

Для получения графика $h = f(S,t)$ при условии применения в расчетах уравнения (19), длину размываемого участка реки I разбиваем створами на расчетные участки. Для каждого створа при известном $F_0(S)$, задаваясь различными значениями $h > F_0(S)$, определяем соответствующее t, а затем строим график $h = h(S,t)$. По графику связи $\rho = \rho(h)$ устанавливаем $\bar{\rho}$ для каждого h и строим график $\bar{\rho} = \bar{\rho}(S,t)$.

Для первого этапа размыва, когда снижение горизонта воды в створе слияния идентично как для реки 3, так и I, длина S принимается, как при свободно распространяющемся размыве. При этом условно считается, что река I притока не имеет и размыв распространяется на длину, значительно превышающую расстояние до места фактического слияния. Принятие в расчет фиктивной длины позволит определить снижение горизонта воды реки I в месте слияния.

Для второго этапа размыва, когда горизонт воды в месте слияния сохраняется постоянным в течение некоторого времени, в расчет принимается фактическая длина ℓ_1 (рис.I), а F_o (S) принимается по значениям глубин, отвечающим условиям конца первого этапа размыва.

Для приближенных расчетов вторым этапом размыва для условий реки I можно пренебречь. В этом случае расчет значительно упрощается.

Расход наносов в створе слияния определяется по зависимости /I/

$$P_{t.1}=P_{\delta}\left[1-\left(\frac{S-\ell_1}{S}\right)^{\ell}\right], \qquad (21)$$

где P_{δ} – бытовой расход руслоформирующих наносов, рассчитывается по зависимости (6);

ℓ_1 – общая длина участка русла реки I до места слияния с притоком.

Длина распространения размыва S не ограничивается расстоянием до створа слияния, она определяется зависимостью /5/

$$S=\frac{\sqrt{N^2+\frac{1}{\delta}4MtG_o}-N}{2M}, \qquad (22)$$

где $$N=\frac{1}{2}(0{,}9H_к-H_{\delta}); \quad M=\frac{1}{12}(J_{\delta}-J_к).$$

Здесь H_{δ} – бытовая глубина потока;

$H_к$ – глубина потока, отвечающая неразмывающей скорости;

$J_{\delta}, J_к$ – уклоны водной поверхности, соответствующие глубинам $H_{\delta}, H_к$,

G_n – бытовой сток наносов за расчетную единицу времени.

Из уравнений (21) и (22) следует, что при $t = t_n$

$$S = l_1; \quad \rho_{t,1} = \rho_\delta$$

Иными словами, после t_n лет размыва русла реки I, размыв достигнет места слияния с рекой 2. В дальнейшем с увеличением $t_1 > t_n$ начнет уменьшаться $\rho_{t,1}$, что вызовет деформацию русла реки 3.

В случаях, когда в створе слияния обнаруживается базис эрозии (закрепленная неразмываемая плоскость), деформацию русла реки I, после того как размыв достигнет базиса эрозии, можно рассчитать по методике, приведенной в работе /I/. Снижение горизонта воды определяется по уравнению

$$\Delta H_o = \Delta H - y_o' + x(y_\delta - y_к)\left(\frac{kx}{z_o} - 1\right), \qquad (23)$$

где $y_\delta, y_к$ – соответственно бытовой уклон водной поверхности и уклон, отвечающий неразмывающей скорости;

$$\Delta H = y_\delta \cdot z_o; \quad y_o' = y_к \cdot z_o + \frac{k z_o}{2}(y_\delta - y_к);$$

z_o – расстояние от плотины до базиса эрозии, в нашем случае ;

k – коэффициент уменьшения удельного содержания или расхода наносов по сравнению с бытовым в створе базиса эрозии.

Для расчета размыва требуется задаться коэффициентом k меньшим единицы, т.е. 0,95; 0,90; 0,85 и т.д. По выражению (23), вначале вычисляется снижение горизонта воды в расчетных створах, удаленных от плотины на расстояние x, затем по соответствующим формулам /I/ – понижения

дна в расчетных створах и суммарный объем размыва, по которому определяется время t , отвечающее заданному значению K .

Вывод расчетной зависимости изменения коэффициента K от времени размыва (рис. 2).

Уравнение кривой свободной поверхности в размытом русле с учетом базиса эрозии может быть представлено в виде /I/

$$y = y_0' - \gamma_K x - \frac{Kx}{2Z_0}(\gamma_g - \gamma_K) \cdot \qquad (24)$$

Формулу поверхности дна на момент времени t можно записать так:

$$y_g = y + H_g - H_x \cdot \qquad (25)$$

Выражение для объема размытых наносов представим в виде

$$W_{разм} = B\int_0^{Z_0} (y_g)_n \, dx - B\int_0^{Z_0} (y_g)_{n+1} \cdot dx, \qquad (26)$$

где $(y_g)_n$ и $(y_g)_{n+1}$ – поверхности дна по выражению (25) соответственно для значений K_n и K_{n+1} $(K_n > K_{n+1})$;

B – ширина русла.

Подставляя (24) в (25), а затем (25) в (26), будем иметь:

$$W_{разм} = B\int_0^{Z_0}\left[\gamma_K Z_0 + \frac{K_n Z_0}{2}(\gamma_g - \gamma_K) - \gamma_K x - \frac{K_n x^2}{2Z_0}(\gamma_g - \gamma_K)\right]dx -$$

$$- B\int_0^{Z_0}\left[\gamma_K \cdot Z_0 + \frac{K_{n+1} \cdot Z_0}{2}(\gamma_g - \gamma_K) - \gamma_K x - \frac{K_{n+1} x^2}{2Z_0}(\gamma_g - \gamma_K)\right]dx. \qquad (27)$$

В результате решения (27) после некоторых преобразований получим

$$W_{разм} = \frac{1}{3} B \alpha_0^2 (\gamma_в - \gamma_к)(K_n - K_{n+1}). \qquad (27а)$$

Объем размыва $W_{разм}$ должен быть равен стоку наносов за время t с учетом коэффициента уменьшения наносов в створе базиса эрозии. В нашем случае можно принять значение коэффициента, как среднее из K_n и K_{n+1}, т.е. $K_c = \frac{K_n + K_{n+1}}{2}$,

$$W_{разм} = t \cdot G_0 \left(\frac{K_n + K_{n+1}}{2}\right). \qquad (27б)$$

Подставляя (27б) в (27а) и решая относительно t, получим

$$t = \frac{2}{3} \frac{B \alpha_0^2}{G_0} \left(\frac{K_n - K_{n+1}}{K_n + K_{n+1}}\right)(\gamma_в - \gamma_к), \qquad (28)$$

где G_0 – сток наносов за расчетную единицу времени.

В начальный момент времени, после того как общий размыв достигнет базиса эрозии, коэффициент $K_n = 1$.

Задаваясь K_{n+1} меньшим единицы, например 0,95, из (28) определяем t, которое соответствует значению $K_{n+1} = 0,95$. Далее за значение K_n принимается 0,95, и задаемся новым значением K_{n+1}, например, K_{n+1}=0,9 и т.д. Чем меньше интервал между K_n и K_{n+1}, тем точнее расчет.

По данным расчета строится график $K = K(t)$. Зная изменение "K" во времени, по формуле (27а) или по выражению (27б) находим $W_{разм}$ и строим график $W_{разм} = f(t)$.

Расход наносов реки I в створе слияния можно определять по выражению

$$\cdot Q_{t,1} = \frac{\gamma'' \Delta W_c}{Q \cdot \Delta t}, \qquad (29)$$

где $\gamma'' = \gamma' + \gamma_в$ (γ' – объемный вес наносов, $\gamma_в$ – объемный вес воды);

Q – расчетный расход воды;

$\Delta t = t_2 - t_1$ – расчетный интервал времени;

ΔW – объем смываемых наносов за расчетный интервал времени $(W_2 - W_1)$.

Продольный профиль горизонта воды и дна в русле реки I можно построить по методике, изложенной в работе /I/.

Размыв русла реки 2.

Для времени размыва $t > t_n$ расход наносов, поступающий из реки 2, можно определять приближенно по выражению (29). Объем смываемых наносов для времени t_1 при условии постоянной ширины русла устанавливается по приближенной эмпирической формуле Ф.Ш.Мухамеджанова /6/:

$$W_1 = 0{,}95\left(\frac{Q_в \cdot h_c^{0{,}5} \cdot t_1}{\gamma' \cdot J_в^{1{,}5}}\right)^{0{,}4}\left[1 + 0{,}05\left(\frac{h_c}{H_c}\right)^2\right], \qquad (30)$$

где $Q_в$ – бытовой расход руслоформирующих наносов;

h_c – величина снижения горизонта воды, в нашем случае в створе слияния;

t – продолжительность размыва;

B – бытовая ширина потока;

H_c – глубина потока на расстоянии (2÷3) B от места снижения горизонта воды;

$J_в$ – бытовой уклон водной поверхности.

Для момента времени t_2 объем смыва W_2 находят по выражению (30) при подстановке в него соответствующего значения h_c, отвечающего снижению горизонта воды в створе слияния для указанного времени.

Объем смываемых наносов за расчетный интервал времени $\Delta t = t_2 - t_1$ будет равен $\Delta W_c = W_2 - W_1$. Расход наносов определяется по выражению (29).

Построение продольного профиля размытого русла.

По графику связи $\rho = \rho(h)$, построенному по уравнению (6) для соответствующих значений $\rho_t = \rho_{t,1} + \rho_{t,2}$ рассчитывается глубина потока $h_н$ в начале участка размыва реки 3.

Задаваясь глубинами $h < h_н$ по формуле (I3), устанавливают S для каждого h. Для более точных расчетов вычисления ведутся по формуле (I2): задаваясь различными значениями h для расчетных значений S определяют t и строят график связи $h = h(s, t)$.

Для построения продольного профиля воспользуемся уравнением неравномерного, медленно изменяющегося движения -

$$\frac{\partial y}{\partial s} = -\frac{u}{g}\frac{\partial u}{\partial s} - \frac{u^2}{c^2 H} - \frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t}. \qquad (31)$$

Выражая (3I) в конечных разностях, после некоторых преобразований получим

$$\Delta y = y_2 - y_1 = \psi_1(h)\Delta h - \psi_2(h)\Delta S + \psi_3(h)\Delta s \frac{\Delta h}{\Delta t}, \qquad (32)$$

где $\psi_1(h) = \frac{Q^2}{B^2 h^3}$; $\psi_2(h) = \frac{Q^2}{B^2 C^2 h^3}$; $\psi_3(h) = \frac{Q^2}{B h^2}$.

Для нахождения $\frac{\Delta h}{\Delta t}$ выполним дифференцированные уравнения (I0):

$$5a_5 h^4 \cdot S dh = -t 3a_3 h^2 dh + (a_4 - a_3 h^3) dt,$$

откуда

$$A_1 = \frac{\Delta h}{\Delta t} \approx \frac{dh}{dt} = \frac{a_4 - a_3 h^3}{5a_5 h^4 \cdot S + 3a_3 t \cdot h^2}. \qquad (33)$$

Уравнение (32) перепишем в виде

$$y_2 = y_1 + \psi_1(h)\Delta h - \psi_2(h)\Delta s + \psi_3(h)\Delta s \cdot A_1 . \quad (34)$$

Уравнение (34) аналогично уравнению, полученному в работе /3/, и отличается от него значением A_1. Тем не менее уравнение (34) можно применять и для условий размыва русла, рассмотренных в работе /3/.

Для построения продольного профиля в реке I с помощью (32) из (I8б) находим:

$$A_2 = \frac{\Delta h}{\Delta t} \approx \frac{dh}{dt} = \frac{4a_1 - a_2 h^3}{5\delta' 6h^4 s + 3a_2 h^2 t} . \quad (35)$$

В уравнении (34) принимаются средние значения глубин между двумя расчетными створами.

Расчет ведется начиная с нижнего створа, где известны бытовая глубина и отметка горизонта воды; положение нанисшего створа для заданного момента времени определяется длиной распространения размыва, вычисленной по зависимостям (I2) или (I3).

Для расчетных участков отметки горизонтов воды устанавливаются в створах.

Отметки дна в расчетных створах определяются как разность отметок горизонта воды и глубин потока, отвечающих заданному створу.

ЛИТЕРАТУРА

1. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах, Изв.АН УзССР, серия техн.наук, 1965, № 2.
2. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва мелкопесчаного русла с учетом деформации берегов, Изв.АН УзССР. серия техн.наук, 1965, № 5.
3. Скрыльников В.А. Прогноз общего размыва русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов, Труды САНИИРИ, вып.117, 1968.
4. Скрыльников В.А. Режим работы отстойника, сохраняющий устойчивость каналов в песчаных грунтах, Труды САНИИРИ, вып.117, 1968.
5. Скрыльников В.А. К вопросу расчета общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах, Труды САНИИРИ, вып. 117, 1968.
6. Селяметов М.Б., Маллаев Б.Г. Результаты модельных исследований промывов отложений верхнего бьефа средненапорного гидроузла, "Вопросы гидротехники", вып.6, 1962.

П.И.АЛИЕВ

НОВАЯ КОНСТРУКЦИЯ НАНОСОУЛОВИТЕЛЯ ДЛЯ КАНАЛОВ

Опыт эксплуатации водозаборных сооружений на реках горно-предгорной зоны, несущих большое количество наносов, показывает, что часть речных наносов неизбежно проникает в каналы. Донные наносы попадают в водоприемник особенно в большом количестве в период высоких процентов водозабора за счет несовершенной компоновки гидроузла.

При бесплотинном водозаборе каналы почти совершенно не защищены от донных наносов. Попавшие в каналы речные взвешенные наносы могут являться источником образования донных наносов. Большое количество наносов в канале способствует занесению его головных участков и, следовательно, уменьшению его пропускной способности. Это вызывает серьезные эксплуатационные затруднения. Исследователями и проектировщиками предложены различные сооружения для борьбы с наносами на каналах: отстойники, пескогравиеловки, наносоуловители и т.д. /I,2,3/.

Конструкция предлагаемого нами наносоуловителя для каналов разрабатывалась в отделе русел САНИИРИ. Наносоуловитель предназначен для отвода донных наносов из канала небольшим промывным расходом воды в условиях непрекращающейся водоподачи в систему. Он может устраиваться на любом участке канала при условии, что будет обеспечено транспортирование промываемых наносов обратно в реку или пониженные части местности.

Сооружение представляет собой обычный шлюз-регулятор открытого типа, в пороге которого по оси каждого пролета устраиваются наносоулавливающие отверстия с горизонтальным входом (входные отверстия в отдельные галереи или в коллекторную галерею, т.е. здесь может быть два вариан-

та) (рис.I). Затворы устраиваются в пределах сооружения или в конце галерей. Галереи выведены за пределы сооружения. Перед наносоулавливающими отверстиями имеется воронкообразное углубление, предназначенное для плавного входа потока, а также для направления двигающихся донных наносов.

Принцип работы сооружения основан на использовании явления гидравлического экранирования донных струй, возникающего при обтекании потоком твердых преград, в частности бычков. При обтекании потоком бычка образуются характерные нисходящие токи вдоль лобовой его поверхности, которые в нижнем слое принимают направление, обратное общему направлению потока. Это течение создает перед бычком и вдоль него "безнаносную зону", в которую не проникают донные наносы: они обходят ее, двигаясь узкой полосой, совпадающей примерно с осевой линией пролета /4/. Наносоулавливающее отверстие, устроенное на пути двигающихся наносов (т.е. в пределах полосы двигающихся наносов), захватывает их в галерею. При таком способе захвата наносов значительно сокращается размер сечения галерей в горизонтальном направлении, что имеет важное значение для уменьшения промывного расхода воды.

Как известно, галереи обладают высокими показателями по транспортированию гидросмеси, поэтому в предлагаемой конструкции в целях сокращения расхода промывной воды для отвода уловленных наносов использована галерея.

Количество подходящих к сооружению донных наносов зависит от расходов воды в канале, коэффициента водозабора, мутности потока в реке и т.д., в связи с этим сооружение можно использовать как наносоуловитель непрерывного и периодического действия. При относительно постоянном расходе донные наносы непрерывно отводятся по галереям.

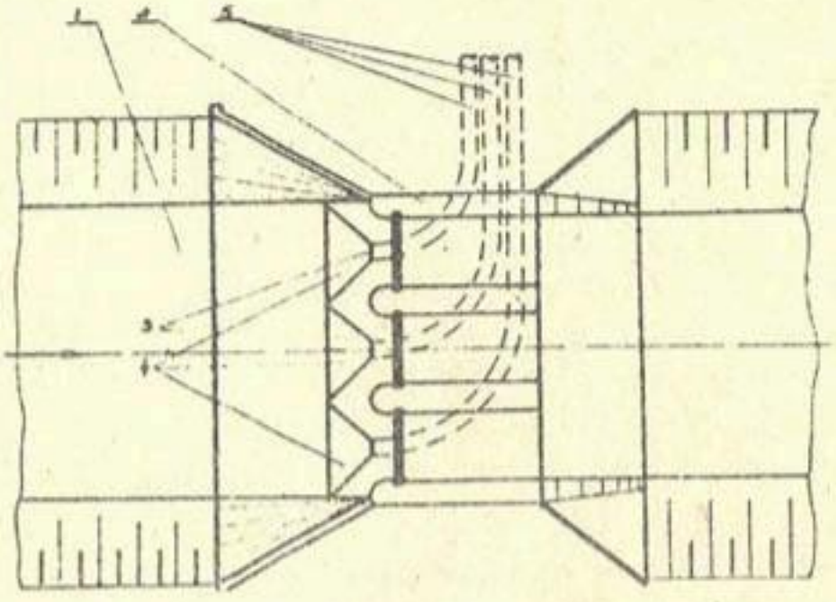


Рис.I Наносоуловитель для каналов: I-канал; 2-наносоуловитель; 3-наносоулавливающее отверстие; 4-входная воронка; 5-галерея.

Частичное регулирование величины промывного расхода производится затворами галерей.

При значительных колебаниях величины расхода донных наносов в канале непрерывная работа галерей становится не экономичной, так как при малых расходах наносов не целесообразно сбрасывается недогруженный наносами промывной расход воды. В этом случае можно перейти на более экономичную периодическую работу галерей, заключающуюся в смене периодов накопления и промыва наносов в канале. Часть канала выше наносоуловителя используется в качестве отстойника, в котором аккумуляция или промыв наносов осуществляются путем изменения подпертого горизонта воды затворами сооружения. При аккумуляции наносов галереи находятся в закрытом состоянии, а при промыве открываются.

Основное внимание в настоящей работе уделялось исследованиям поступления наносов в наносоулавливающие отверстия и разработке рациональных конструктивных элементов сооружения. Эффективность работы наносоуловителя в значительной степени зависит от конструкции подходной части наносоулавливающих отверстий.

Исследования водоприемников, совмещенных с галереями показывают, что основной причиной проникновения части донных наносов в канал (или водоводы турбин ГЭС) является образование перед входом в галерею циркуляционных и вихревых течений, которые взмучивают и увлекают в верхние слои потока часть донных наносов /5,6/. Правильно выбранная конструкция входной части создает благоприятные условия для плавного безвихревого входа потока в наносоулавливающие отверстия.

Настоящими исследованиями решались следующие основные вопросы:

а) выбор рациональной конструкции подходной части наносоулавливающих отверстий;

б) выбор наилучшего места расположения наносоулавливающих отверстий относительно начала бычков;

в) влияние процента промывного расхода;

г) влияние коэффициента стеснения на эффективность работы наносоуловителя.

Исследования производились в лотке; длина рабочей части – 3,0 м и ширина – 45 см (рис.2).

В конце лотка имеется отстойник для улавливания наносов, вынесенных потоком воды. Модель сооружения была установлена в концевой части лотка (рис.3). Два бычка и примыкающие к стенкам лотка два полубычка образовывали три одинаковых по ширине пролета сооружения. В каждом из этих пролетов установлены трубки диаметром 15 мм, имитирующие галереи круглого сечения. Трубки эти с плавным поворотом на 90^0 выведены за пределы лотка через его боковую стенку. В выведенной части они имеют продолжение в виде гибких трубок того же диаметра. Регулирование расходов воды в галереях производилось путем придания различного уклона гибким частям трубок. При выходе из галерей был установлен другой отстойник, в котором осаждались наносы, захваченные в наносоулавливающие отверстия.

В качестве донных наносов использовались различные по крупности и фракционному составу песчаные смеси (табл.I). Опыты проводились при расходах воды в лотке 5, 8 и 11 л/сек. Промывной расход во всех опытах составлял 5% от общего расхода воды, подаваемого в лоток (за исключением опытов, в которых выяснялось влияние количества промывного расхода на работу сооружения, промывной расход в них менялся от 10 до 3%).

Удельный расход подаваемых в начале лотка наносов менялся от 0,15 до 1,0 г/л. Число Фруда потока в лотке выше модели сооружения изменялось от 0,2 до 1,0, а число Рейнольдса – от 5000 до 25000. Продолжительность каждого

Рис.2

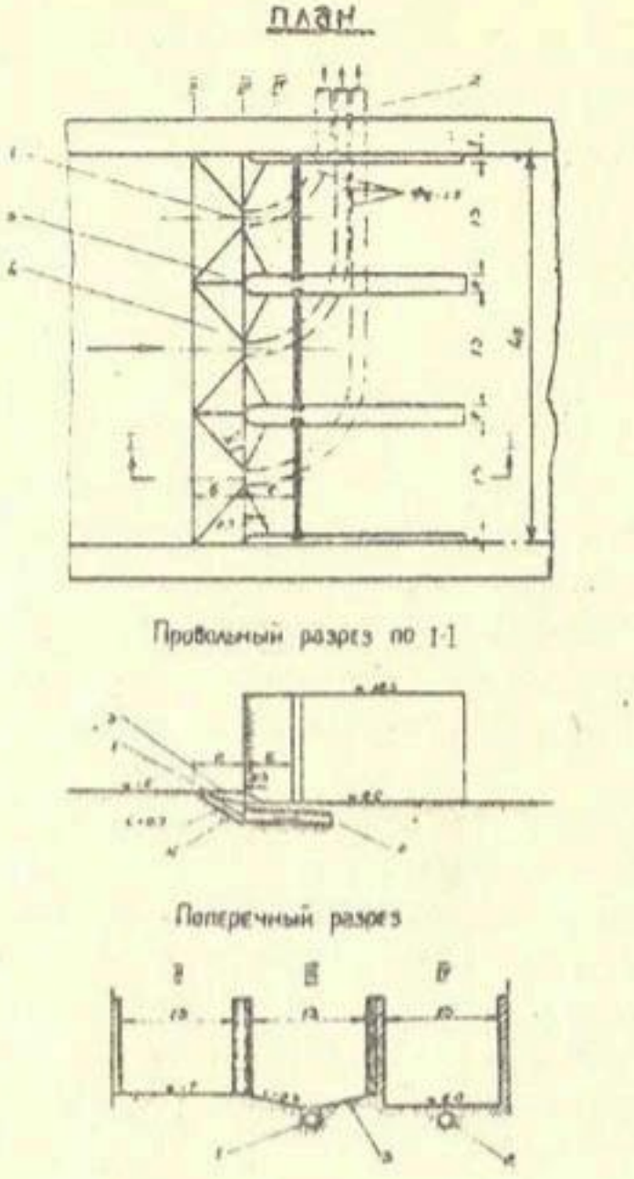


Рис.3 Модель наносоуловителя: 1-наносоулавливающее отверстие; 2-галерея; 3-ромбовидный выступ у основания бычка; 4-входная воронка.

опыта составляла 2–3 часа. Оценка работы сооружения производилась по соотношению количества наносов, уловленных галереями и проникших в нижний бьеф сооружения. Всего было проведено 184 опыта.

Нами исследованы 5 видов входных отверстий, из которых четыре имеют воронкообразную форму (рис.4). В результате опытов было установлено, что формы 3, 4 и 5 обеспечивают плавность входа без сильных вихреобразований и взмучивания наносов. Формы I и 2 имеют при входе лобовые поверхности – источник образования завихрений и взмучивания наносов, поэтому при опытах с такими формами в нижний бьеф сооружения проникало большее количество наносов. Наиболее приемлемой для практического применения является форма 5, не имеющая криволинейных плоскостей и простая в исполнении. Эта форма входной воронки подвергалась дальнейшим исследованиям.

Установлено, что наилучшие условия работы этой конструкции имеют место при $\alpha = 60^{\circ} - 90^{\circ}$ (α – угол между боковыми стенками входной воронки, см.рис.4). Размер торцовой части входной воронки зависит от размеров сечения наносоулавливающих отверстий: при круглой форме отверстий ширина торцовой части воронки – D_2 ; высота $h_в = D_2 + a$.

Размер воронки вдоль течения (см.рис.4) может определяться из выражения

$$\ell = D_2 + m h_в ,$$

где D_2 – диаметр отверстия галереи (определяется по гидравлическому расчету);

a – толщина верхней кромки;

m – коэффициент откоса (принимается равным 2,0–2,5).

Толщина верхней кромки должна быть возможно меньшей, а форма – обтекаемой. Коэффициент откоса воронки необходимо принимать больше естественного откоса фронта гряды дон-

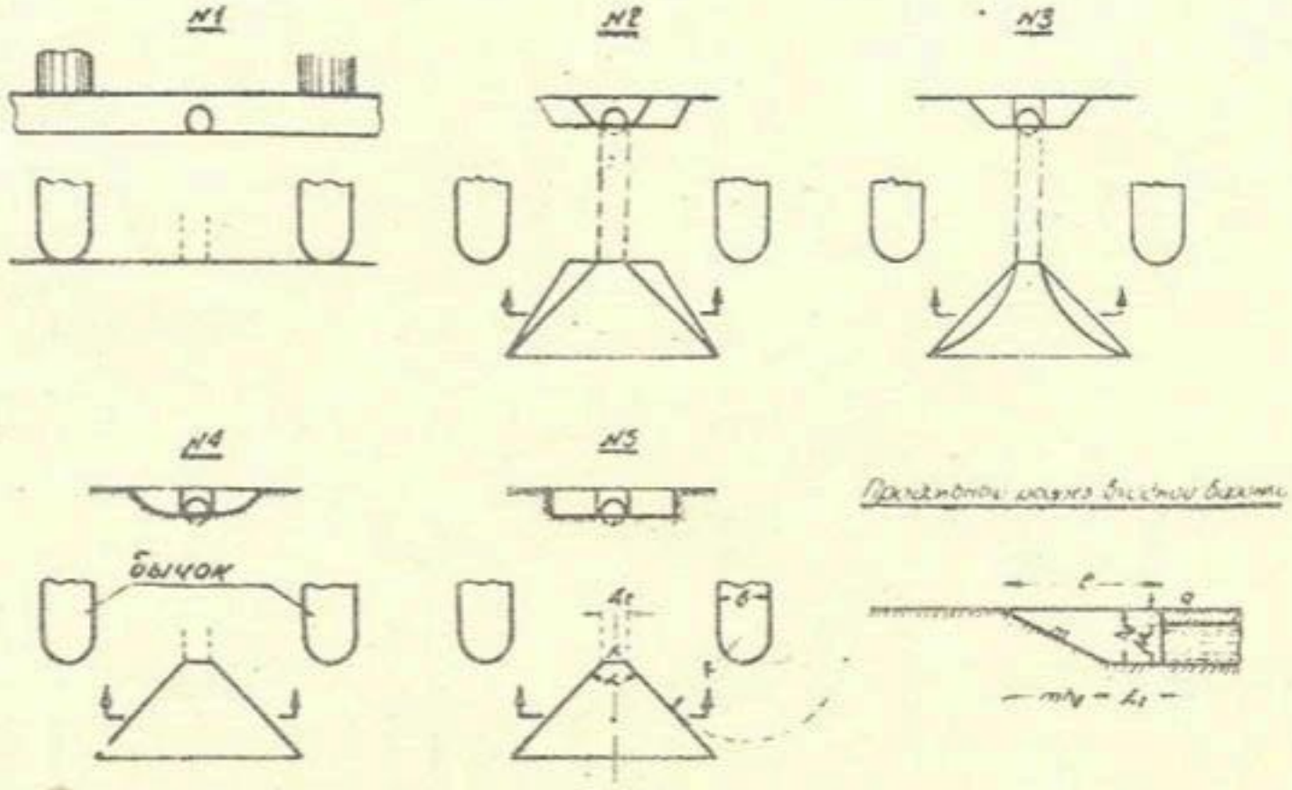


Рис.4 Исследованные формы входной воронки.

ных наносов в воде. Специальная серия опытов была посвящена выбору наилучшего места расположения наносоулавливающих отверстий относительно фронта бычков.

Всего было исследовано 6 вариантов, в четырех из которых наносоулавливающие отверстия были устроены на расстоянии 9,5; 6,5; 4,5 и I,5 см от фронта бычков в глубине пролета наносоуловителя и в двух – на расстоянии I,0 и 3,0 см выше по течению от фронта бычков. Как видно из рис.5, от размещения наносоулавливающих отверстий зависит эффективность работы сооружения, что было особенно хорошо заметно в опытах с разнозернистым песком $d_{ср}$= I,37 мм. Наилучшие результаты получаются при размещении наносоулавливающих отверстий на линии начала (фронта) бычков или в непосредственной близости от нее.

Так, в опытах с разнозернистым песком $d_{ср}$=I,37 мм при расположении наносоотводящих отверстий близко к линии начала бычков перехватывалось 98,34% наносов, а в глубине пролета (вариант I) – 82,30%, т.е. на I6% меньше. Дальнейшие исследования сооружения производились с уже выбранными рациональными размерами и формой входной воронки, а также местом размещения наносоулавливающих отверстий, т.е. входная воронка имела форму № 5 (см.рис.4), угол $\alpha = 90^0$, наносоулавливающие отверстия располагались прямо на линии начала бычков (см.рис. I, 3).

Серия опытов была посвящена установлению влияния величины промывного расхода и удельного насыщения потока наносами на работу сооружения. Величина промывного расхода в этих опытах изменялась в пределах 3–I0% от расхода воды в лотке на подходе к сооружению и удельное насыщение потока наносами в лотке – от 0,I7 до 0,7 г/л. Песок применялся только одного вида $d_{ср}$=I,37 мм (песок № 4, табл.I). В результате этих опытов установлено, что влияние величины промывного расхода на процент перехватываемых галереями

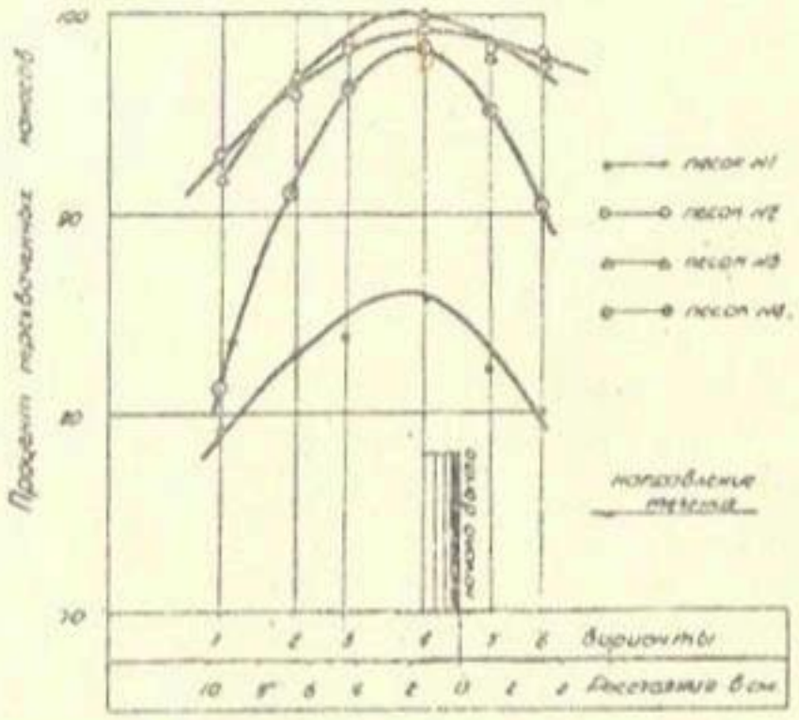


Рис.5 Кривые зависимости процента перехватываемых галерей наносов от вариантов расположения входного отверстия относительно начала бычков (для четырех видов песка).

Таблица I

Песок №	Место взятия проб	Размер фракции, мм									
		10–7	7–5	5–3	3–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	< 0,1	$d_{ср}$
I	Верхний бьеф	–	–	–	–	0,25	0,44	34,15	40,22	24,94	0,22
	Отстойник галерей	–	–	–	–	0,11	0,32	28,64	31,11	39,82	0,18
	Нижний бьеф	–	–	–	–	0,27	0,45	35,21	40,63	23,44	0,22
2	Верхний бьеф	–	–	–	–	13,23	28,00	45,78	11,48	1,51	0,60
	Отстойник галерей	–	–	–	–	12,27	28,94	44,55	11,69	2,55	0,59
	Нижний бьеф	–	–	–	–	0,98	2,26	22,64	42,42	31,70	0,21
3	Верхний бьеф	–	–	1,17	39,46	53,04	1,02	1,45	1,20	2,66	1,84
	Отстойник галерей	–	–	1,62	35,38	56,58	2,77	2,18	0,82	0,65	1,83
	Нижний бьеф	–	–	–	8,36	17,12	10,02	6,70	24,98	32,88	0,22
4	Верхний бьеф	1,51	3,01	9,04	9,26	15,54	11,40	35,32	10,22	4,70	1,37
	Отстойник галерей	–	0,59	8,65	13,42	20,03	15,76	35,33	5,40	0,82	1,28
	Нижний бьеф	–	–	–	–	0,43	0,68	28,39	49,83	20,67	0,21

донных наносов зависит от удельного насыщения потока в лотке донными наносами. При меньших насыщениях потока наносами влияние это проявляется в меньшей степени и почти незаметно (рис.6). С увеличением насыщения потока наносами влияние величины промывного расхода на процент перехватываемых галереями наносов становится заметным: большим промывным расходам соответствует и больший процент перехватываемых наносов.

Отсюда, однако, не следует, что при небольших насыщениях потока наносами можно безгранично уменьшать величину промывного расхода, сохраняя при этом высокий процент перехваченных наносов. Предел существует и наступает при превышении удельного насыщения промывного потока наносами над предельной транспортирующей способностью его. В этом случае транспортирование наносов по галерее невозможно.

Для выяснения влияния на работу сооружения коэффициента стеснения проводилась специальная серия опытов с изменением толщины бычков от I см до 3 см (через каждые 0,5 см) при постоянной общей ширине лотка, равной 45 см. При этом коэффициент стеснения $n = \frac{\delta}{\beta}$ изменялся от 0,067 до 0,20 (δ - толщина бычка, β - расстояние между осями соседних бычков). Опыты показали, что коэффициент стеснения оказывает существенное влияние на работу сооружения и связано это с изменением размеров безнаносной зоны.

С уменьшением толщины бычков границы безнаносной зоны сужались, а ширина полосы наносов, двигающихся в пролет сооружения, увеличивалась. При коэффициентах стеснения, меньших 0,167, происходило частичное проникание наносов в нижний бьеф сооружения в промежутке между бычком и наносоулавливающим отверстием, и количество их увеличивалось с уменьшением коэффициента стеснения. Для устранения этого недостатка у основания оголовков бычков были устроены ромбовидные выступы, грани которых наклонены в сторону вход-

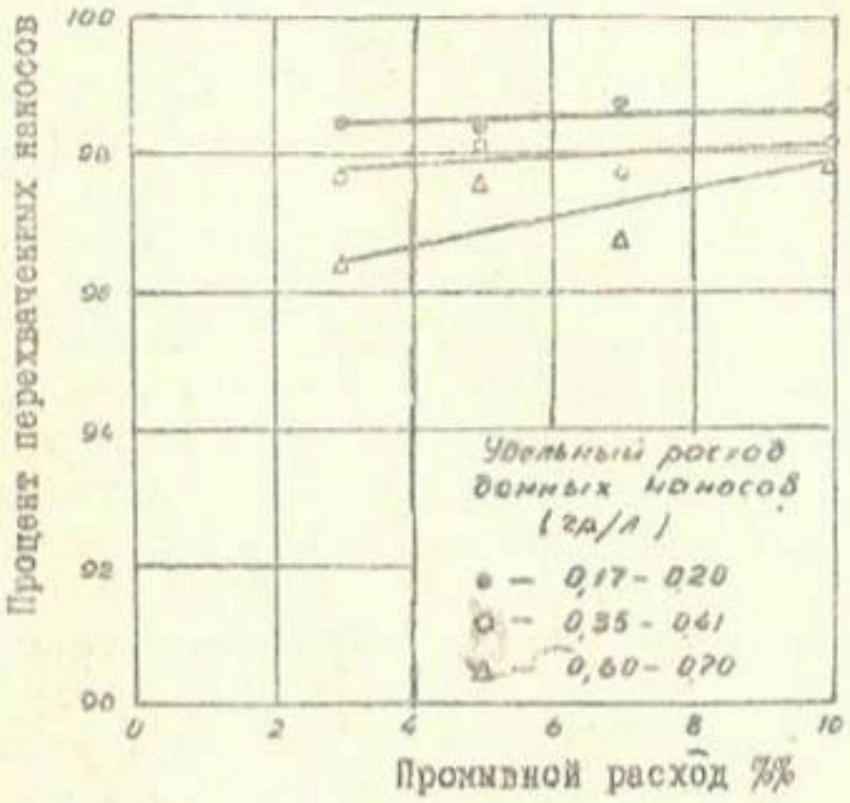


Рис.6 Зависимость процента перехваченных наносов от величины промывного расхода воды (песок № 4).

ной воронки (см.рис.3). Исследования показали, что это устройство способствует увеличению размеров безнаносной зоны с боковых сторон бычка. Происходит это по следующей причине: нисходящие вдоль лобовой поверхности бычков токи встречаясь на дне с ромбовидным выступом, скользят по его граням в обе стороны, т.е. ребро ромбовидного выступа как бы рассекает нисходящий поток на две части. Эти донные струи и расширяют границы безнаносной зоны в поперечном направлении, т.е. с боковых сторон бычков в 1,5–2,0 раза (в зависимости от высоты ромбовидного выступа) по сравнению с конструкцией без этого устройства. С увеличением высоты ромбовидного выступа размеры безнаносной зоны с боковых сторон бычков еще более увеличиваются. Таким образом, с применением ромбовидного выступа достигаются наиболее благоприятные условия захвата наносов в галереи при мичимальных коэффициентах стеснения.

Как видно из табл.2, при непрерывном промывном расходе 5–6% от общего расхода воды в лотке, в галерее было уловлено 96–99% подходящих к сооружению наносов. При этом удельный расход наносов на подходе к сооружению менялся в процессе опытов от 0,20 до 1,52 г/л. Неуловленные же (прошедшие в нижний бьеф сооружения) 1–4% наносов представлены в основном мелкими фракциями (60–75% $d <$ 0,25 мм). Несколько худшая работа сооружения в опытах с мелкозернистым песком (песок № 1 $d_{ср}$ = 0,22 мм) объясняется тем, что в этих опытах наблюдалось грядовое движение наносов и неравномерный подход их к сооружению, что создавало неблагоприятные условия захвата наносов.

Очевидно, применение предлагаемой конструкции наносоуловителя следует ограничивать каналами, в которых передвигаются донные наносы в виде крупного песка, гравия и гальки, т.е. в предгорной зоне.

Таблица 2

Песок №	Промывной расход, % от общего расхода воды в лотке	Ср. скорость потока на подходе к сооружению, см/сек	Глубина воды, см	Толщина слоя отложений, см	Удельный расход наносов на подходе к сооружению, г/л	Кол-во перехваченных в галерее наносов, %
I	5,0	27,7	4,0	I,00	0,624	85,0I
	5,0	26,4	4,2	I,30	0,4I2	85,05
	5,0	24,7	4,5	I,20	0,2I8	86,I8
2	6,0	40,5	4,4	3,05	I,520	96,06
	5,0	36,4	4,9	2,60	0,750	96,55
	5,0	34,3	5,2	I,40	0,466	99,43
3	5,0	5I,2	4,8	I,90	0,880	98,60
	5,0	48,I	5,I	I,80	0,467	98,90
	5,0	46,2	5,3	I,70	0,370	98,72
4	5,I	4I,4	4,3	0,80	0,8I9	98,09
	5,0	39,6	4,5	I,25	0,4I0	97,73
	5,0	37,9	4,7	I,80	0,282	96,54
	5,0	37,I	4,8	I,70	0,200	98,07

Вопросы движения промывного расхода воды по галерее и при выходе из нее в настоящей работе не рассматривались, так как они могут быть решены с помощью имеющихся в литературе методов расчета /7,8/. Предполагалось, что дальнейшее транспортирование наносов, захваченных в наносоулавливающих отверстиях, обеспечивается галереями. Дальнейшее транспортирование наносов может осуществляться с помощью I) индивидуальных галерей постоянного сечения (наша модель); 2) коллекторной галереи переменного сечения.

В результате несимметричного входа потока через окна (наносоулавливающие отверстия) в коллекторную галерею в ней возникает винтообразное движение потока, обладающее повышенной транспортирующей способностью /9/.

Выводы

I. Данные модельных исследований показывают, что предлагаемая конструкция наносоуловителя является высокоэффективным сооружением для борьбы с донными наносами на каналах.

2. В целях сохранения эффективности работы сооружения при коэффициентах стеснения менее 0,167 необходимо устройство ромбовидного выступа предлагаемой конструкции.

3. Наносоуловитель выгодно отличается от существующих конструкций пескогравиеловок возможностью осуществлять как непрерывный, так и периодический промыв наносов и регулировать движение донных наносов в верхнем бьефе сооружения, что значительно сокращает непроизводительное расходование воды на промыв при неравномерном поступлении наносов в канал из реки. В то же время он выгодно отличается от отстойников периодического действия, во-первых тем, что нет необходимости устройства специальной камеры отстойника с бетонированным периметром (в качестве от-

стойника используется часть канала в верхнем бьефе), во-вторых, более высокой отметкой дна промывной галереи, что облегчает условия отвода наносов обратно в реку, в-третьих, при промыве подача воды в систему не прекращается (промыв производится расходом порядка 5% от общего расхода воды в канале и такие потери не вызывают заметного сокращения водоподачи в систему).

ЛИТЕРАТУРА

I. Аникин В.С., Рудаков И.К., Соболин Г.В., Ярыгин Е.А. Отстойники периодического действия для оросительных систем горно-предгорной зоны, ж."Механизация и электрификация горного земледелия и животноводства", 1964, № I.

2. Поярков В.Ф. Песколовка на канале, ж. "Гидротехника и мелиорация", 1954, № 9.

3. Дерлятка Т.И. Пескогравиеловка новой конструкции для предгорных и горных каналов, ж."Механизация и электрификация горного земледелия и животноводства", 1965, № I.

4. Данелия Н.Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами, М., Изд-во "Колос", 1964.

5. Ирмухамедов Х.А. Изучение условий вовлечения наносов в турбинные водоводы гидростанций с послойной схемой водозабора, Ташкент, Изд-во АН УзССР, серия технических наук, вып.2, 1962.

6. Филиппов Е.Г. Исследование структуры потока перед средненапорными гидроузлами с послойной схемой водозабора, Труды САНИИРИ, вып.100, 1960.

7. Леви И.И. Водоприемники гидроэлектрических установок, М.-Л., Госэнергоиздат, 1950.

8. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений (ТУ-24-109-49), разд.гидротехнические сооружения, М.-Л., Госэнергоиздат, 1949.

9. Арыков А.И., Корж В.А. О транспортирующей способности винтового потока с переменным расходом вдоль пути, Проблемы гидроэнергетики и водного хозяйства, вып.5, Алма-Ата, Изд-во "Наука", 1967.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

НЕКОТОРЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПРОЦЕССА ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ БЬЕФОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Занесение - процесс отложения влекомых наносов, который в основном наблюдается в бьефах низконапорных гидроузлов. Взвешенные наносы в этих бьефах проносятся транзитом и в отложениях обычно не участвуют. Некоторые закономерности этого сложного процесса до сих пор не выяснены, что затрудняет составление прогноза с определением всех элементов, характеризующих процесс занесения. В частности, требуют решения такие вопросы, как начальная степень осветления бьефа, изменение его объема в процессе занесения, изменение длины кривой подпора и т.д.

Для вывода расчетной зависимости по определению степени осветления бьефа $\mathcal{E}$ воспользуемся кривой распределения фракционного состава, предложенной И.А.Бузуновым [1]:

$$p = 100 \left[1 - \left(\frac{d_x}{D_{max}} \right)^{\frac{1}{m}} \right], \qquad (1)$$

где $m = \frac{d_{cp}}{D_{max}} \sim 1$;

D_{max} - максимальный диаметр влекомых наносов;

d_{cp} - средний диаметр смеси;

p - процент содержания фракций $d > d_x$.

Выражение в квадратных скобках представляет собой долю наносов с диаметром $d > d_x$ и может быть использовано для определения степени осветления бьефа:

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{d_x}{D_{max}} \right)^{\frac{1}{m}}, \qquad (2)$$

где d_x – диаметр наносов, отвечающий скорости v_x на расчетном участке верхнего бьефа.

По Шамову Г.И. [2], неразмывающая скорость определяется выражением:

$$v_x = KH^{1/6} d^{1/3}. \tag{3}$$

Решая (3) относительно d_x и заменяя $v_x = \frac{Q}{B_x H_x}$, получим:

$$d_x = \frac{K Q^3 B_x^{1/2}}{\omega_x^{3.5}}, \tag{4}$$

где ω_x – площадь поперечного сечения русла на участке X подпертого бьефа.

Так как максимальный диаметр наносов транспортируется рекой в бытовых условиях в паводковый период, то для D_{max} можно записать:

$$D_{max} = \frac{K Q^3 B_б^{1/2}}{\omega_б^{3.5}}. \tag{5}$$

Разделим почленно (4) на (5):

$$\frac{d_x}{D_{max}} = \left(\frac{\omega_б}{\omega_x}\right)^{3.5} \left(\frac{B_x}{B_б}\right)^{\frac{1}{2}}. \tag{6}$$

Выражение (2) с учетом (6) перепишем в виде:

$$\varepsilon = 1 - \left[\left(\frac{\omega_б}{\omega_x}\right)^{3.5} \left(\frac{B_x}{B_б}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^{\frac{1}{m}}. \tag{7}$$

В связи с тем, что величина m принимает обычно значение от 2 и более, то сомножитель

$$\left(\frac{B_x}{B_б}\right)^{\frac{1}{2m}} \approx 1.$$

При таком допущении уравнение (7) перепишется так:

$$\varepsilon = 1 - \left(\frac{\omega_б}{\omega_x}\right)^{\frac{3.5}{m}}. \tag{8}$$

Введем обозначение $\frac{3.5}{m} = \ell$ и представим (8) в следующем виде:

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_p}{V_c}\right)^{\ell}, \qquad (9)$$

где $V_p = \omega_s \cdot x$ – объем русла, в котором транспортируются все влекомые наносы;

$V_c = \omega_x \cdot x$ – объем бьефа на расчетном участке длиной X.

Для условий занесения уравнение (9) можно представить в виде:

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_e}{V_t - V_з}\right)^{\ell}, \qquad (10)$$

где V_t – полный объем верхнего бьефа на момент времени t;

$V_з$ – объем занесения за период времени t.

Показатель степени ℓ в формулах (9) и (10) зависит от состава наносов и для каждого конкретного бьефа может быть принят постоянным. Изменяется лишь отношение $\frac{V_p}{V_c}$. Задаваясь значениями ℓ и для каждого из них изменяя отношение $\frac{V_p}{V_c}$ от 0 до 1, определим по уравнению (9) значение степени осветления и построим график связи $\mathcal{E} = f\left(\frac{V_p}{V_c}\right)$ (рис.1).

Как видим, неоднородность фракционного состава весьма существенно влияет на величину степени осветления.

Ниже дается сопоставление значений $\mathcal{E}$, вычисленных по уравнению (9) с натурными данными.

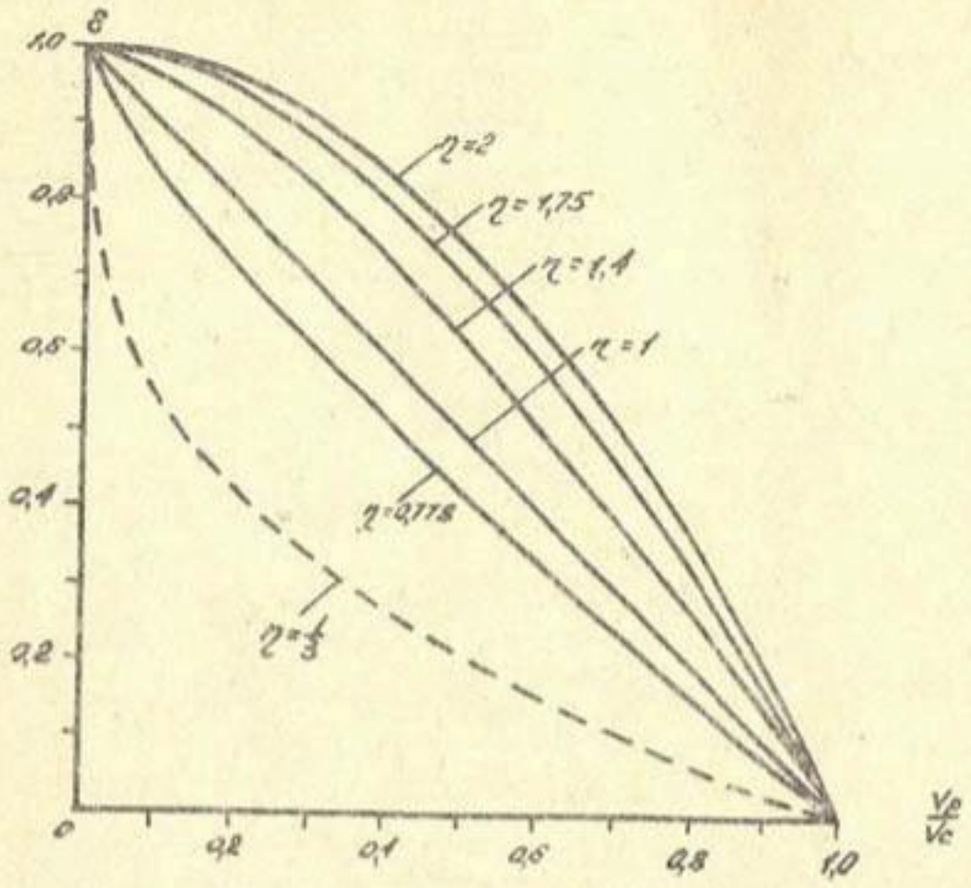


Рис.I. Расчетный график [по ур-нию (9)] изменения степени осветления ε верхних бьефов низконапорных гидроузлов от отношения $\frac{V_p}{V_c}$.

Бьеф	Начальн. объем бьефа $V_н$, 10^6 м³	Начальн. объем русла $V_р$, 10^6 м³	$\frac{V_{р.н}}{V_н}$	$\mathcal{E}$ по уравнению (9)	$\mathcal{E}$ по фактическ. данным
Кампырраватский	0,I32	0,224	0,59	0,4	0,4
Сарыкурганский	0,0I9	0,05	0,38	0,7	0,8
Газалкентский	0,I92	I,8	0,I06	0,96	I,0

И.А.Шнеер [3] предложил следующую зависимость

$$\frac{G}{G_0} = \left(\frac{W_р}{W_1 + W_2 - W_{от}}\right)^{\frac{1}{3}}, \qquad (II)$$

где G – расход наносов в сечении X верхнего бьефа;

G_0 – бытовой расход наносов;

W_1 – начальный объем бьефа;

W_2 – приращение объема бьефа в процессе занесения;

$W_р$ – объем русла.

Выражение (II) можно привести к виду, аналогичному (9):

$$\mathcal{E} = I - \left(\frac{W_р}{W_с}\right)^{\frac{1}{3}}. \qquad (IIa)$$

Сопоставляя (IIa) с кривыми рис.I не трудно заметить, что уравнение (IIa) совпадает с кривой, определяемой зависимостью (9) при $\gamma = \frac{1}{3}$, которая получается для коэффициента разнородности наносов $\frac{D_{max}}{d_{ср}} = II,5$.

Таким образом, рекомендацию И.А.Шнеера – использовать уравнение (II) для всех бьефов – нельзя признать удачной, так как это уравнение применимо для рек, имеющих большой коэффициент разнородности состава влекомых наносов. Кроме того, отсутствует методика определения величин $W_р$ и W_2.

Проанализируем возможное изменение величин $V_р$ и $V_с$ в формуле (I0), используя при этом натурные данные [4,5].

Ниже приведены данные по изменению объема русла в верхнем бьефе Сарыкурганского гидроузла, вычисленного по фактическим замерам длины кривой подпора. Площадь поперечного сечения русла, по данным, опубликованным в работе [5], составляет 54 м^2.

Год	Длина кривой подпора	Объем занесения 10^6 м^3	Объем русла $V_р$, 10^6 м^3	$\frac{V_з}{V_0}$	$V_р - V_{р.н.}$
Начало	350	-	0,019		
1948	750	0,042	0,0405	0,0334	0,0215
1949	1150	0,176	0,064	0,14	0,045
1950	1500	0,234	0,081	0,186	0,062
1951	1500	0,272	0,081	0,216	0,062
1953	1900	0,438	0,102	0,348	0,083
1954	1900	0,498	0,102	0,395	0,083
Конец	2500	1,26	0,135	1,0	0,116

Примечание. $V_{р.н.}$ – объем русла при начальной длине кривой подпора.

В диссертации В.Н.Шолохова и в работе [4] приведены данные об изменении степени осветления и длине кривой подпора для условий лабораторного бьефа. Площадь поперечного сечения вычислена по формулам С.Т.Алтунина [1] (при Q = 160 м^3/сек, $i_г$ = 0,0069, К = 10 и m_0 = 0,8) и равна $\omega_л = bh = 34 \cdot 1{,}66 = 56{,}5$ м^2.

Величины $\frac{V_з}{V_0}$ находили из формулы В.С.Лапшенкова [6]:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}' \left(1 - \frac{V_з}{V_0}\right), \qquad (116)$$

откуда $\frac{V_з}{V_0} = 1 - \frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}'}$. Результаты вычислений $V_р$ и $\frac{V_з}{V_0}$ для условий лабораторного бьефа даются ниже.

Степень осветления	Длина кривой подпора, м	Объем русла $V_р$, 10^6 м^3	$\frac{V_з}{V_р}$	$V_р - V_{рн}$
I	300	0,017	-	-
0,88	600	0,034	0,12	0,017
0,88	652	0,0369	0,12	0,0199
0,78	700	0,0465	0,22	0,0295
0,56	1050	0,0595	0,44	0,0425
0,47	1120	0,0634	0,53	0,0464
0,48	1200	0,068	0,52	0,051
0,40	1250	0,0705	0,60	0,0535
0,04	1300	0,0735	0,96	0,0565

В диссертации В.Н.Шолохова и в работах [4,5] приведены данные об изменении объемов занесения и длины кривой подпора в верхнем бьефе Газалкентского гидроузла. Глубина воды в русле определена из выражения В.Н.Гончарова [6] (при D_{max} = 180 мм; K_r = 17,5; i_r = 0,0035):

$$h = \frac{D}{i \cdot K}.$$

Ширина русла - по формуле С.Т.Алтунина [1]:

$$B = (K \cdot H)^{\frac{1}{m_1}}$$

(при m_1 = 0,85; K = 10).

Приводим результаты вычислений $V_р$ и $\frac{V_з}{V_р}$ для условий верхнего бьефа Газалкентского гидроузла:

Год	Длина кривой подпора, м	Объем русла $V_р$, $10^6 м^3$	Объем занесения $V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_р}$	$V_р - V_{рн}$
Начало	1225*	0,192	-	-	-
1940	2250	0,354	0,47	0,176	1,162
1942	2500	0,392	0,725	0,36	0,20
1944	3000	0,471	0,905	0,45	0,279
1947	3500	0,55	1,28	0,637	0,358
1952	3800	0,597	1,647	0,82	0,405
1953	3900	0,612	1,668	0,83	0,42
Конец	4000	0,63	2,01	1	0,438

* Начальная длина кривой подпора в межень составляла 200 м. Для условий паводка

$$\mathcal{L} = K \frac{\Delta H}{i_б} = 1{,}2 \frac{6{,}5 - 2{,}93}{0{,}0035} = 1225 \text{ м.}$$

Аналогичные расчеты были выполнены и для условий верхнего бьефа Верхнезарафшанского узла, результаты которых даны ниже.

Лет	Длина кривой подпора, м	Объем русла $V_р$, $10^6 м^3$	Объем занесения $V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_р}$	$V_р - V_{рн}$
Начало	640	0,16	-	-	-
5	1600	0,4	0,463	0,092	0,225
8	2150	0,54	1,10	0,22	0,365
15	3100	0,775	1,298	0,259	0,60
17	3350	0,84	1,652	0,33	0,665
20	3600	0,90	2,10	0,42	0,725
Конец	5000	1,25	5,0	1	1,075

На рис.2 и 3 показаны графики зависимости $V_р - V_{рн} = f\left(\frac{V_з}{V_р}\right)$ для условий вышеупомянутых гидроузлов, из которых видно, что между $V_р - V_{рн}$ и $\frac{V_з}{V_р}$ существует криволи-

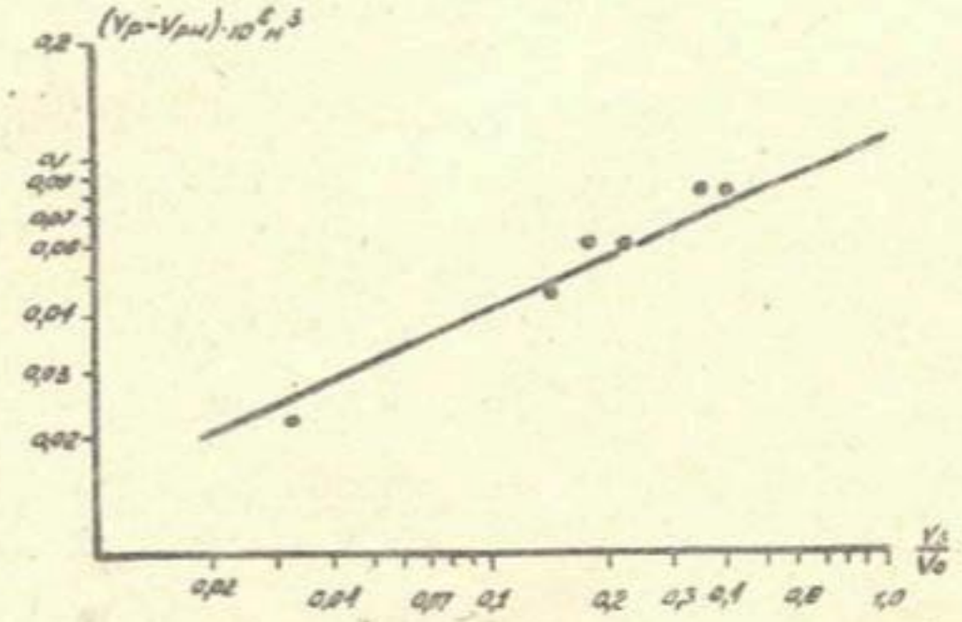


Рис.2. График зависимости $V_p - V_{p.н.} = f\left(\frac{V_з}{V_0}\right)$ по натурным данным занесения верхнего бьефа Сарыкурганского гидроузла.

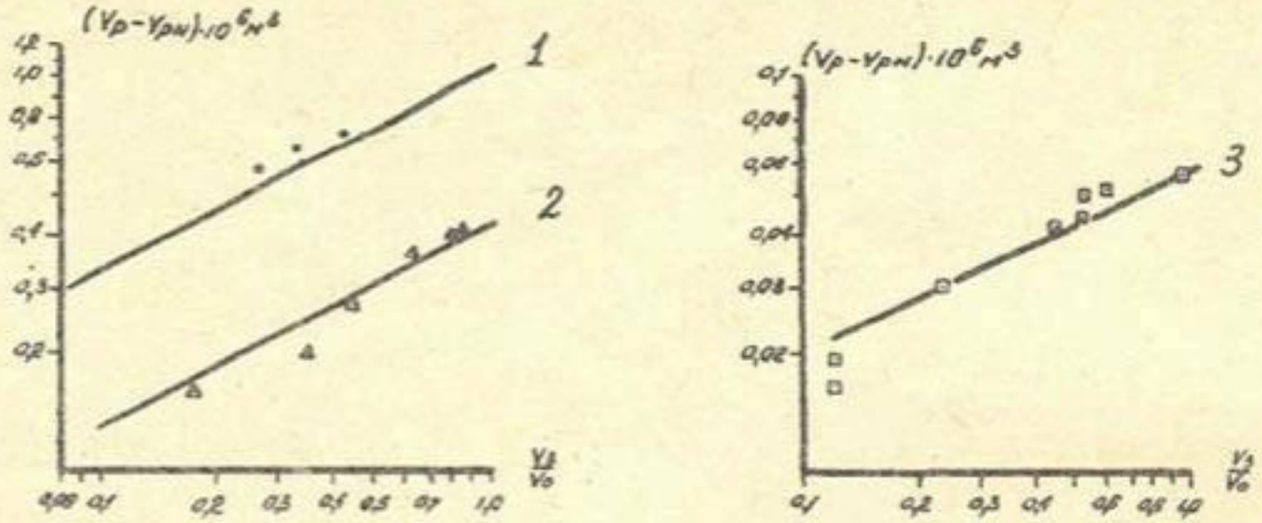


Рис.3. График зависимости $V_p - V_{pн} = f\left(\frac{V_з}{V_0}\right)$ по натурным и лабораторным данным: I– верхнезарафшанский бьеф, 2– газалкентский, 3– лабораторный.

нейная связь (прямая в логарифмической сетке), выражаемая уравнением общего вида:

$$V_р - V_{рн} = K \left(\frac{V_з}{V_о} \right)^x. \qquad (12)$$

Коэффициент "К" определим из граничных условий. При $V_з = V_о$ объем русла $V_р$ будет равен предельному объему русла $V_р'$, т.е. $V_р = V_р'$.

Из (12) имеем $K = V_р' - V_{рн}$. Подставляя значение К (12), получим:

$$V_р = V_{рн} + \left(V_р' - V_{рн} \right) \left(\frac{V_з}{V_о} \right)^x. \qquad (12а)$$

Показатель степени X, по имеющимся данным, принимает следующие значения: для Сарыкурганского и лабораторного бьефов – 0,445; для Верхнезарафшанского и Газалкентского бьефов соответственно 0,5 и 0,53; среднее значение – 0,48.

Для практических целей вполне можно принять X = 0,5. При этом уравнение (12а) можно представить в виде:

$$V_р = V_{рн} + \left(V_р' - V_{рн} \right) \left(\frac{V_з}{V_о} \right)^{0,5}, \qquad (13)$$

где $V_{рн}$ – начальный объем русла;

$V_р'$ – объем русла при предельной длине кривой подпора.

Таким образом, получена формула по расчету объема русла, изменяющегося в процессе занесения верхнего бьефа.

Для того, чтобы определить свободный от отложений объем бьефа $V_с$ в уравнении (9) или полный объем $V_т$ в уравнении (10) приравняем (9) уравнению (11б):

$$1 - \left(\frac{V_р}{V_с} \right)^2 = \varepsilon' \left(1 - \frac{V_з}{V_о} \right),$$

откуда получим:

$$\frac{V_p}{V_c} = \left[1 - \varepsilon'\left(1 - \frac{V_з}{V_o}\right)\right]^{\frac{1}{\zeta}}, \qquad (14)$$

где ε' – первоначальная степень осветления бьефа.

Разрешая (14) относительно V_c, будем иметь:

$$V_c = \frac{V_p}{\left[1 - \varepsilon'\left(1 - \frac{V_з}{V_o}\right)\right]^{\frac{1}{\zeta}}}. \qquad (14а)$$

Так как $V_t = V_c + V_з$, то выражение для полного объема бьефа можно представить в виде:

$$V_t = \frac{V_p}{\left[1 - \varepsilon'\left(1 - \frac{V_з}{V_o}\right)\right]^{\frac{1}{\zeta}}} + V_з. \qquad (15)$$

Ниже даны результаты вычисления объема V_t по уравнению (15) для верхнего бьефа Сарыкурганского гидроузла. Первоначальная степень осветления бьефа по уравнению (9) при $V_н = 0{,}019 \cdot 10^6 м^3$, начальном объеме $V_н = V_c = 0{,}05 \cdot 10^6 м^3$ и $\zeta = \frac{3{,}5}{\frac{D_{max}}{d_{ср}} - 1} = \frac{3{,}5}{\frac{187}{49} - 1} = 1{,}25$ составила $\varepsilon' = 0{,}7$.

Объем занесения $V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_o}$	V_c $10^6 м^3$	V_t $10^6 м^3$	$V_t - V_н$
0,042	0,0334	0,0995	0,142	0,092
0,176	0,14	0,133	0,309	0,259
0,234	0,186	0,159	0,393	0,343
0,498	0,395	0,159	0,657	0,607
	0,6	0,145	0,9	0,85
	0,8	0,14	1,16	1,11
	1,0	0,135	1,395	1,345

Для верхнего бьефа Верхнезарафшанского гидроузла при условиях: начальная емкость бьефа $V_н = 0{,}86 \cdot 10^6 м^3$; $V_{рн} = 0{,}16 \cdot 10^6 м^3$; $\gamma = \frac{3{,}5}{\frac{150}{40} - 1} = 1{,}27$; $\varepsilon' = 0{,}9$ [по уравнению (9)]:

$V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_о} 10^6 м^3$	$V_с$, $10^6 м^3$	$V_г$, $10^6 м^3$	$V_г - V_н$
0,44	0,088	1,57	2,01	1,15
1,07	0,214	1,42	2,49	1,63
1,298	0,26	1,82	3,12	2,26
1,66	0,33	1,73	3,39	2,53
2,10	0,418	1,6	3,7	2,84

Для верхнего бьефа Кампырраватского водного узла при следующих начальных параметрах: $V_н = 0{,}224 \cdot 10^6 м^3$; $V_{рн} = 0{,}132 \cdot 10^6 м^3$; $\varepsilon' = 0{,}4$ по (9):

$V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_о}$	$V_с$, $10^6 м^3$	$V_г 10^6 м^3$	$V_г - V_н$
–	0,2	0,397	0,445	0,221
–	0,4	0,422	0,512	0,288
–	0,6	0,44	0,585	0,361
0,188	0,78	0,438	0,626	0,402
0,21	0,87	0,436	0,646	0,422
0,224	0,93	0,436	0,66	0,431
–	1,0	0,435	0,676	0,452

Для верхнего бьефа Газалкентского гидроузла при следующих начальных параметрах бьефа: $\gamma = \frac{3{,}5}{\frac{180}{50} - 1} = 1{,}35$;

$\varepsilon' = 1$ ($V_н' = V_н - W_з = 1{,}8 - 0{,}3 = 1{,}5 \cdot 10^6 м^3$):

$V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{V_з}{V_0}$	V_c, $10^6 м^3$	V_t, $10^6 м^3$	$V_t - V_н'$
0,725	0,36	I,0	I,725	0,225
0,905	0,45	0,895	I,8	0,30
I,I0	0,547	0,8I	I,9I	0,4I
I,28	0,638	0,76	2,04	0,54
I,647	0,82	0,69	2,338	0,838
I,668	0,83	0,69	2,358	0,858
2,0I	I,0	0,63	2,64	I,I4

По вышеприведенным данным построены графики зависимости $V_t - V_н = f\left(\frac{V_з}{V_0}\right)$ (рис.4,5). Между $V_t - V_н$ и $\frac{V_з}{V_0}$ существует криволинейная связь (прямая в логарифмической сетке), выражаемая уравнением:

$$V_t - V_н = K_1 \left(\frac{V_з}{V_0}\right)^{x_1} \qquad (I6)$$

Коэффициент K_1 определим из граничных условий. При объеме занесения, равном предельно заносимому $V_з = V_0$, полный объем бьефа V_t равен объему при предельной длине кривой подпора, т.е. $V_t = V'$.

Из (I6) имеем $K_1 = V' - V_н$. Выражение (I6) после подстановки значения K_1 примет вид:

$$V_t = V_н + (V' - V_н)\left(\frac{V_з}{V_0}\right)^{x_1}. \qquad (I7)$$

Показатель степени x_1, определенный по имеющимся данным занесения, численно равен: для Сарыкурганского бьефа - 0,8, Верхнезарафшанского - 0,83, Кампырраватского - 0,5, Газалкентского - I,35.

Связь x_1 с параметром $Z = \frac{3,5}{\frac{J_{max}}{J_{ср}} - I}$ можно представить в виде кривой:

$$x_1 = a Z^{n}. \qquad (I7а)$$

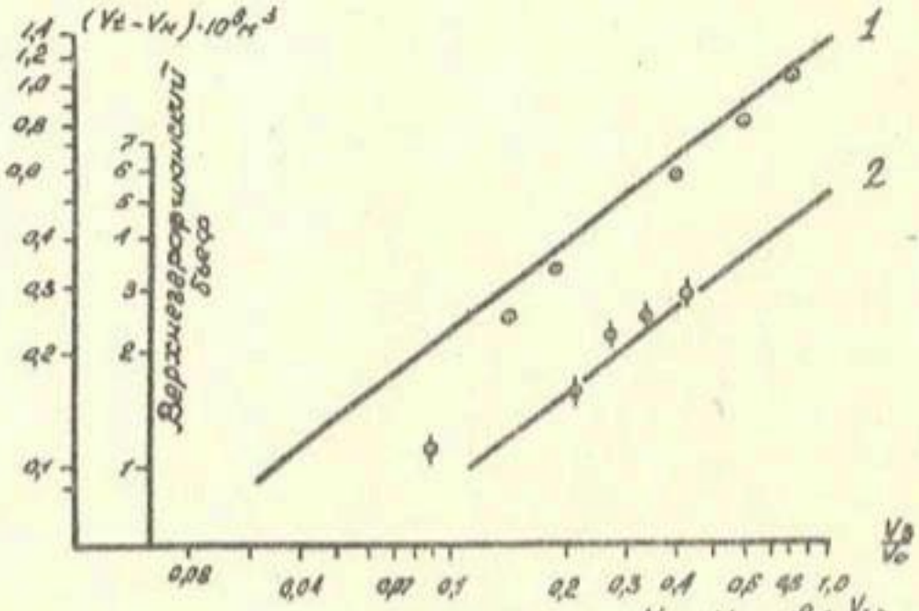


Рис.4. График зависимости $V_t - V_н = f(\frac{V_з}{V_с})$ по натурным данным:

I- сарыкурганский бьеф,

2- верхнезарафшанский.

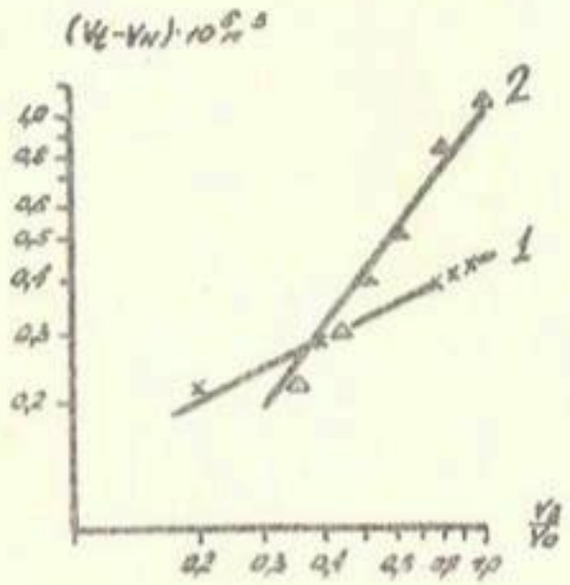


Рис.5. График зависимости $V_t - V_н = f\left(\frac{V_1}{V_0}\right)$ по натурным данным:

1– кампырраватский бьеф,

2– газалкентский.

Значения $\mathcal{Z}$ для приведенных выше верхних бьефов гидроузлов известны. Определив параметры кривой (I7а), получим:

$$x_i = 0{,}4\,\mathcal{Z}^{3{,}5}. \qquad (I8)$$

Зависимости (9), (I0), (I3) и (I7) позволяют выполнить расчет занесения верхних бьефов гидроузлов. Для этого по начальным параметрам бьефа определяют первоначальную степень осветления $\mathcal{E}$.

По имеющемуся твердому стоку за расчетную единицу времени G_i определяем объем занесения за принятую расчетную единицу времени как произведение $V_{з.1} = \mathcal{E}' G_i$. Подставляя значение $V_{з.1}$ в (I3) и (I7), находим V_p и V_t для последующего момента времени и по (I0) степень осветления $\mathcal{E}_1$. Объем занесения определится так: $V_{з.2} = \mathcal{E}_1 G_i$. По суммарному объему занесения ($V_{з.1} + V_{з.2}$) из формулы (I0) определяем степень осветления бьефа для последующего момента времени и т.д.

Предлагаемый метод удобен при расчетах занесения бьефа с учетом цикличности колебаний стока [7]. Формула (I3) может быть использована для вычисления длины кривой подпора, изменяющейся в процессе занесения бьефа. Так как $V_p = \omega_p \mathcal{L}$, то выражение для определения $\mathcal{L}$ можно записать в виде:

$$\mathcal{L} = \frac{V_{pн} + (V_p' - V_{pн})\left(\frac{V_з}{V_0}\right)^{0.5}}{\omega_p}. \qquad (I9)$$

ЛИТЕРАТУРА

I. Алтунин С.Т. Регулирование русел, М., Сельхозгиз. I956.

2. Шамов Г.И. Речные наносы, Л., I954, Гидрометеоиздат.

3. Шнеер И.А. Научные труды ТашГУ, вып.237, Ташкент. I964.

4. Шолохов В.Н. Труды САНИИРИ, вып.84, Ташкент, I957.

5. Лапшенков В.С. Некоторые результаты обработки данных по заилению и занесению подпертых бьефов гидроузлов, построенных на реках Узбекистана, "Вопросы гидротехники", вып.2, I96I.

6. Гончаров В.Н. Основы динамики русловых потоков, Л., I954.

7. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ, "Изв.АН УзССР", серия техн.наук, вып.3, I966.

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТА ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТЫХ БЬЕФОВ И ВОДОХРАНИЛИЩ ПО НЕКОТОРЫМ СУЩЕСТВУЮЩИМ МЕТОДАМ С НАТУРНЫМИ ДАННЫМИ

Известно большое количество различных методов расчета аккумуляции наносов в верхнем бьефе гидроузлов. Выбор наиболее простых и достаточно надежных способов возможен путем сопоставления результатов расчетного хода заиления с фактическими данными; не нужно ограничиваться при этом сравнением только общей продолжительности заиления.

В работе /I/ рекомендуется использовать в практических расчетах наряду с некоторыми сложными методами предложения В.С.Лапшенкова /2/, а также И.А.Шнеера /3/, надежность которых оценена на основании данных сопоставления натуры и расчетов, выполненных авторами этих методов.

В настоящей работе сделана попытка проверить на фактических данных расчетный ход заиления по упомянутым выше методам, а также по методу, предлагаемому автором /4,5,6/.

Метод В.С.Лапшенкова /2, II/. Объемы заиления по этому методу рассчитываются по формуле

$$V_з = V_o\left(1 - e^{-\frac{t}{\varepsilon}}\right), \qquad (I)$$

где $V_з$ - объем заиления;

V_o - предельно заиляемый объем;

$\varepsilon = \frac{V_o}{\varepsilon' G_o}$ - характеристика заиляемости (ε' - первоначальная степень осветления бьефа; G_o - среднемноголетний сток наносов).

Метод И.А.Шнеера /3/. Продолжительность заиления подпертых бьефов и водохранилищ определяется из выражения

$$t=\frac{\gamma_{сн}}{G_0}\left(W_{от}+W_р \ln\frac{W-W_р}{W-W_р-W_{от}}\right). \qquad (2)$$

Здесь $\gamma_{сн}$ – объемный вес наносов;
G_0 – среднемноголетний сток наносов;
$W_{от}$ – объем отложений;
$W_р$ – объем устойчивого русла, в котором транспортируются все взвешенные наносы;
W – начальный объем верхнего бьефа.

Объем устойчивого русла Шнеер предлагает вычислять по формуле

$$W_р=Qx\sqrt{\frac{3{,}3\gamma B_р}{c_ш^3\int_0^{\omega_м}\omega\frac{\partial G_0}{\partial\omega}d\omega}}, \qquad (3)$$

где $B_р$ – ширина русла;
$c_ш$ – коэффициент Шези;
$\int_0^{\omega_м}\omega\frac{\partial G_0}{\partial\omega}d\omega=\Sigma\omega_i G_{i0}$ – работа наносов в бытовых условиях.

Расход наносов в створе x водохранилища устанавливается по уравнению

$$G_x=G_0\frac{W_{рх}}{W_x} \qquad (4)$$

Здесь G_x – расход наносов в створе водохранилища;
$W_{рх}$ – объем устойчивого русла на длине от входного створа;
W_x – объем водохранилища на длине от входного створа;
G_0 – расход наносов в бытовых условиях.

Предлагаемый метод /4, 5, 6/. На основании данных обширного фактического материала и лабораторных исследований по заилению бьефов мы установили, что процесс заиления может происходить в одну или две стадии. В водохранилищах наблюдаются две стадии заиления. Первая охватывает период времени, в течение которого твердый сток откладывается полностью в верхнем бьефе; вторая – в нижний бьеф по мере заиления верхнего в возрастающем количестве поступают наносы.

Выявили также, что существующие методы, основанные на применении формул показательного вида (Г.И.Шамов, В.С.Лапшенков и др.) справедливы только для второй стадии заиления.

Объемы заиления второй стадии ($\frac{W_р}{W_н} \geqslant 0,12$; заиление подпертых бьефов гидроузлов) рассчитываются по формуле

$$V_з = W_н - \frac{1}{\left(\frac{1}{48,8 W_р^{1,5}} \cdot \sum_0^t G + \frac{1}{\sqrt{W_н}}\right)^2}, \qquad (5)$$

где $W_н$ – начальный объем подпертого бьефа;

$W_р$ – объем устойчивого русла;

$\sum_0^t G$ – суммарный приток наносов в верхний бьеф за время t.

При расчетах заиления на среднемноголетний сток наносов суммарный приток их в верхний бьеф составит $t \cdot G_0$.

Продолжительность заиления водохранилищ ($\frac{W_р}{W_н} < 0,12$; первая и вторая стадии) рассчитывается по зависимости

$$T = \frac{1}{G_0}\left[W_з' + 48,8 W_р^{1,5}\left(\frac{1}{\sqrt{W_н' - V_з}} - \frac{1}{\sqrt{W_н'}}\right)\right]. \qquad (6)$$

Здесь $W_з'$ – объем заиления первой стадии, устанавливает-

.ся из равенства

$$W_3' = W_н - 8{,}33\,W_р; \qquad (7)$$

$W_н'$ – свободная емкость бьефа к началу второй стадии, определяемая выражением

$$W_н' = \frac{W_р}{0{,}12} = 8{,}33\,W_р. \qquad (8)$$

Если $W_н'$ мал по сравнению с начальным объемом, то заиление можно рассчитать по известной формуле

$$T = \frac{W}{G_0} \qquad (8а)$$

Формула (5) в отличие от существующих имеет то преимущество, что расчет заиления не требует дополнительных громоздких вычислений по определению первоначальной степени осветления и может выполняться с учетом цикличности колебаний стока.

Гидравлические элементы самоформирующегося устойчивого русла при вычислении объема $W_р$ определяются по формулам С.Т.Алтунина /7/.

Уклон водной поверхности /8/ выявляется по формуле

$$J = \frac{1{,}2}{Q_п^{0{,}1}} \left(\frac{\rho\bar{u}^{4/3}}{\Gamma}\right), \qquad (9)$$

где $Q_п$ – среднепаводковый расход воды;

$\rho,\bar{u}$ – соответственно средняя мутность и гидравлическая крупность наносов за период паводка;

Γ – параметр А.Н.Гостунского, принимается обычно равным 3300.

Приближенно объем устойчивого русла можно найти по

выражению

$$W_p = \frac{Q_n}{V_p} \cdot \mathcal{L} \qquad (10)$$

($\mathcal{L}$ - начальная длина бьефа, м; V_p - скорость потока в русле для условий транспортирования всех фракций взвешенных наносов, м/сек). Скорость V_p, вычисленная по формуле В.С.Кнороза /9/ для некоторых рек Средней Азии (за исключением Амударьи), колеблется в пределах I,0 ÷ I,2 м/сек. Эти значения скоростей могут быть использованы при установлении W_p.

Расход наносов, проходящий через створ плотины /I2/, определяется из формулы

$$Q_t = Q_s(1-\mathcal{E}) \cdot \qquad (11)$$

Здесь Q_s - расход наносов в бытовых условиях;

$\mathcal{E}$ - степень осветления бьефа /4/, рассчитываемая по формуле

$$\mathcal{E} = 0{,}041\left(\frac{W_p}{W_n - V_s}\right)^{-1{,}5} \cdot \qquad (12)$$

Формула (I2) получена по обширным данным заиления натурных и лабораторных бьефов и справедлива для значений $\frac{W_p}{W_n} > 0{,}12$. При значениях $\frac{W_p}{W_n} < 0{,}12$ наблюдается отложение наносов. Степень осветления в этом случае $\mathcal{E} = 1$.

Рассчитаем объем заиления натурных бьефов. Для подпертых бьефов (заиление происходит по закономерностям второй стадии) следует использовать уравнения (I), (2) и (5).

При определении продолжительности заиления водохранилищ (I и П стадии) следует использовать только формулы (2) и (6).

Заиление Султанбентского водохранилища /6/. Первоначальная емкость его 73,5 · $10^6 м^3$. Среднемноголетний сток наносов р.Мургаб G_0 = 5,5 · $10^6 м^3$ (в работе /6/ при расчетах заиления бьефа принят средний за период эксплуатации водохранилища сток наносов). Среднепаводковый расход воды $Q_п$ = 100 $м^3$/сек. Средняя гидравлическая крупность $\bar{\omega}$ = 1,83 мм/сек, мутность потока ρ = 7,9 кг/$м^3$.

Уклон водной поверхности, вычисленный по формуле (9), составляет 0,00021. Ширина и наполнение воды в устойчивом русле, определенные по формулам С.Т.Алтунина ($B = \frac{Q^{0,6}}{J^{0,2}}$; $H = (\frac{\rho\bar{\omega}}{\gamma})^2 \cdot \frac{1}{J^3}$ соответственно составляют B = 54,5 м; H = 2,0 м.

Объем устойчивого русла при начальной длине бьефа 25 км равен 2,73 · $10^6 м^3$.

Так как $\frac{W_\rho}{W_п} = \frac{2,73}{73,5} = 0,037 < 0,12$, заиление будет происходить в две стадии.

Объем $W_п = 8,33\, W_\rho$ = 22,7 · $10^6 м^3$. Объем $W_3' =$ = 73,5 − 22,7 = 50,8 · $10^6 м^3$.

Расчет заиления по выражению (6) при значениях $A_1 = 48,8\, W_\rho^{1,5} = 219$ и $A_2 = \frac{1}{\sqrt{W_п'}} = 0,21$ приводится в табл.1.

Таблица 1

$V_з$, $10^6 м^3$	$M = \frac{1}{\sqrt{W_п' - V_з}}$	$M - A_2$	$A_1(M-A_2)$	$W_3' + A_1(M-A_2)$	T, лет	$W_з$, $10^6 м^3$
0	0,21	0	0	50,8	9,2	50,8
8	0,26	0,05	11,0	61,8	11,2	58,8
12,3	0,31	0,10	21,9	72,7	13,2	63,1
15	0,36	0,15	32,9	83,7	15,2	65,8
19	0,46	0,25	54,8	105,6	19,2	68,8

Общий, предельно заиляемый, объем 70,7 · $10^6 м^3$ по фактическим данным заилился за 19 лет. На графике (рис.1) приведены результаты расчетов и фактический объем.

Расчет заиления Султанбентского водохранилища по уравнению (2):

$W_{от}$ $10^6 м^3$	10	30	40	60	70
T лет	1,88	5,7	7,64	11,7	14,5

Ранее отмечалось, что процесс заиления второй стадии подчиняется уравнению В.С.Лапшенкова. Приводим результаты вычислений заиления Султанбентского водохранилища для емкости второй стадии 22,7 · $10^6 м^3$ по выражениям (1) и (5):

t ; лет	1	2	3	4	5	6	7	8	10
Объемы заиления:									
по уравнению (1)	4,6	8,1	10,8	12,9	14,5	15,6	16,6	17,4	18,4
по уравнению (5)	4,6	8,0	10,5	12,3	13,9	15,0	16,0	16,8	18,0

Расчет заиления второй стадии по уравнению (2) выглядит так:

$W_{от}$, $10^6 м^3$	10	15	18	20	20,2	20,25
T, лет	2,1	3,3	4,2	5,45	6,0	6,3

Вычисления производились при численном значении объема устойчивого русла $W_р$ = 2,4 · $10^6 м^3$, определенного по формуле (3) (при C =53; G_0 = 790 кг/сек; $\bar{u}$ = 0,00183 м/сек; B = 54,5 м). Из графика (рис.2) видно, что результаты расчетов по формулам (1) и (5) почти совпадают.

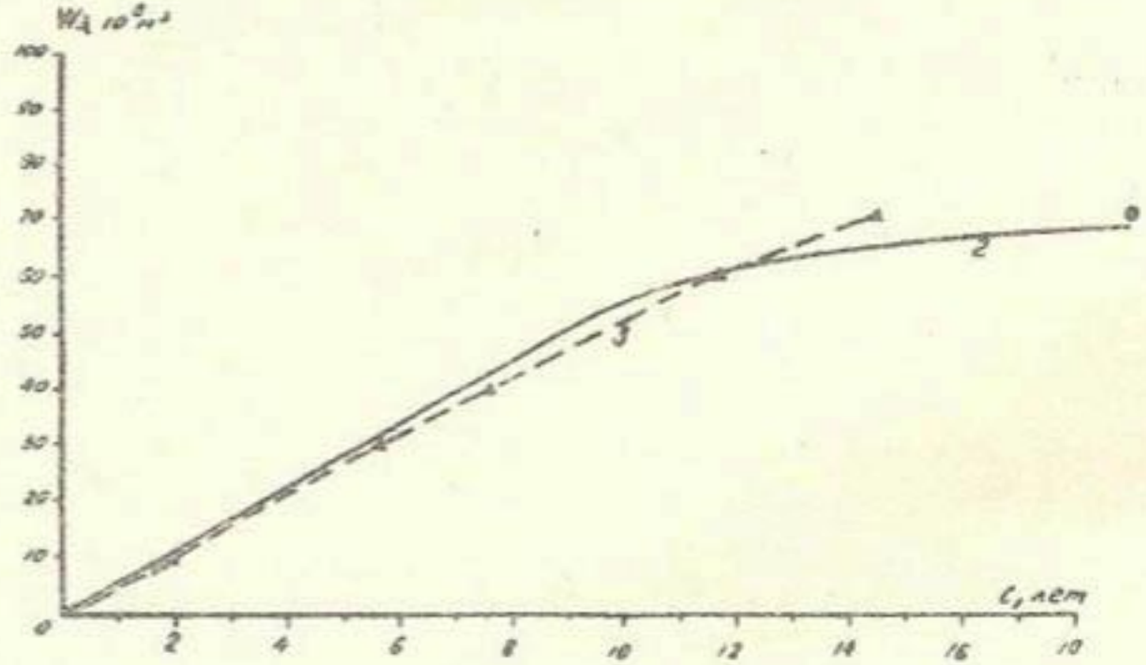


Рис.I Объемы заполнения Султанбентского водохранилища:
I-натурные данные; 2-расчет по уравнению (6);
3-расчет по методу И.А.Шкеера.

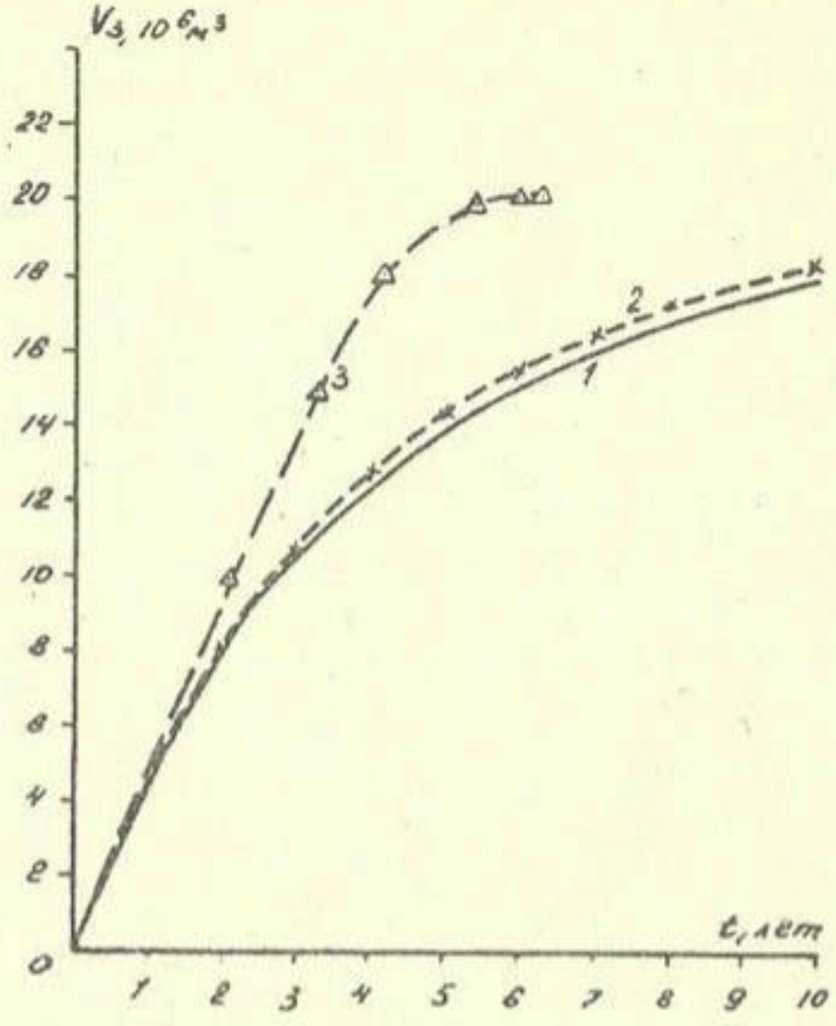


Рис.2 Объемы отложений второй стадии заиления Султанбентского водохранилища: I-расчет по уравнению (5); 2-расчет по методу В.С.Лапшенкова; 3-то же И.А. Шнеера.

Расчет по уравнению И.А.Шнеера дает значительное отклонение. Ход заиления обладает законом изменения почти по прямой линии. На рис.I нанесены результаты расчетов заиления по выражению (2) для всего объема бьефа. Из рисунка следует, что изменение объема отложений по методу Шнеера имеет почти линейный характер вплоть до предельно заиляемого объема.

Заиление верхнего бьефа на р.Нарын (Учкурганская ГЭС). Начальный объем $W_н = 31{,}6 \cdot 10^6 м^3$; объем устойчивого русла $W_р = 6 \cdot 10^6 м^3$ (по вычислениям В.С.Лапшенкова); годовой сток наносов $G_0 = 12 \cdot 10^6 м^3/год$. Первоначальная степень осветления бьефа (по вычислениям Лапшенкова методом А.Н.Гостунского) $\varepsilon' = 0{,}537$. Ниже приводятся результаты расчетов заиления верхнего бьефа по уравнению (I):

t, лет	I	2	4	6	8	I0	I2	I5
$V_з$, $10^6 м^3$	5,69	I0,I	I6,2	I9,9	22,2	23,5	24,35	25,0I

В табл.2 дан расчет объемов отложений по уравнению (5).

Таблица 2

t, лет	tG_0	$\frac{tG_0}{k_1}+k_2=x$	x^2	$\frac{1}{x^2}$	$V_з$, $10^6 м^3$
I	I2	0,I94	0,0376	26,5	5,I
2	24	0,2II	0,0446	22,4	9,2
4	48	0,245	0,060I	I6,6	I5,0
6	72	0,278	0,0773	I2,9	I8,7
8	96	0,3I2	0,0972	I0,2	2I,4
I0	I20	0,345	0,II9	8,4	23,2
I3,75	I65	0,408	0,I67	5,98	25,6

Далее приводим результаты расчета заиления по уравнению (2):

$W_{от}$, $10^6 м^3$	9,2	18,7	23,2	25	25,3	25,5
T, лет	0,985	2,2	3,4	4,0	4,3	4,9

Из данных расчётов заиления верхнего бьефа по уравнениям (I), (2) и (5) (рис.3) видно, что расчет по уравнениям (I) и (5) почти совпадает, причем при применении уравнения (5) дополнительных вычислений для определения не потребовалось. Расчет же по уравнению (2) дает отклонение и имеет вид почти прямой линии до объема заиления в $24 \cdot 10^6 м^3$, а затем начинает асимптотически приближаться к предельно заиляемому.

Заиление водохранилища Заалах /I0, 3/. Начальный объем $W_н = 3,5 \cdot 10^6 м^3$; паводковый расход воды $Q_{\%}$ = 78,8 $м^3$/сек; $\mathcal{L}$ = 2,65 км. Сток наносов $G_0 = 0,18 \cdot 10^6 м^3$/год. Объем устойчивого русла по выражению (I0) при скорости потока в нем $V_р$ = I,2 м/сек равен $W_р = 0,174 \cdot 10^6 м^3$; $\frac{W_р}{W_н} = \frac{0,174}{3,5} = 0,05 < 0,12$; заиление происходит в две стадии.

Результаты расчета продолжительности заиления водохранилища по зависимости (6) (при $A_1 = 48,8 W_р^{1,5} = 3,54$ и $A_2 = \frac{I}{\sqrt{W_н'}} = 0,83I$) приводятся в таблице 3.

Таблица 3

$V_з$, $10^6 м^3$	$\frac{I}{\sqrt{W_н' - V_з}} = M$	$M - A_2$	$A_2(M - A_2)$	$W_з' + A_1(M - A_2)$	T, лет	$W_з' + V_з$, $10^6 м^3$
0	0,83I	0	0	2,05	II,4	2,05
0,2	0,892	0,06I	0,2I8	2,27	I2,6	2,25
0,4	0,97	0,I39	0,492	2,54	I4,I	2,45
0,6	I,08	0,249	0,882	2,93	I6,2	2,65
0,67	I,I3	0,299	I,06	3,II	I7,2	2,72

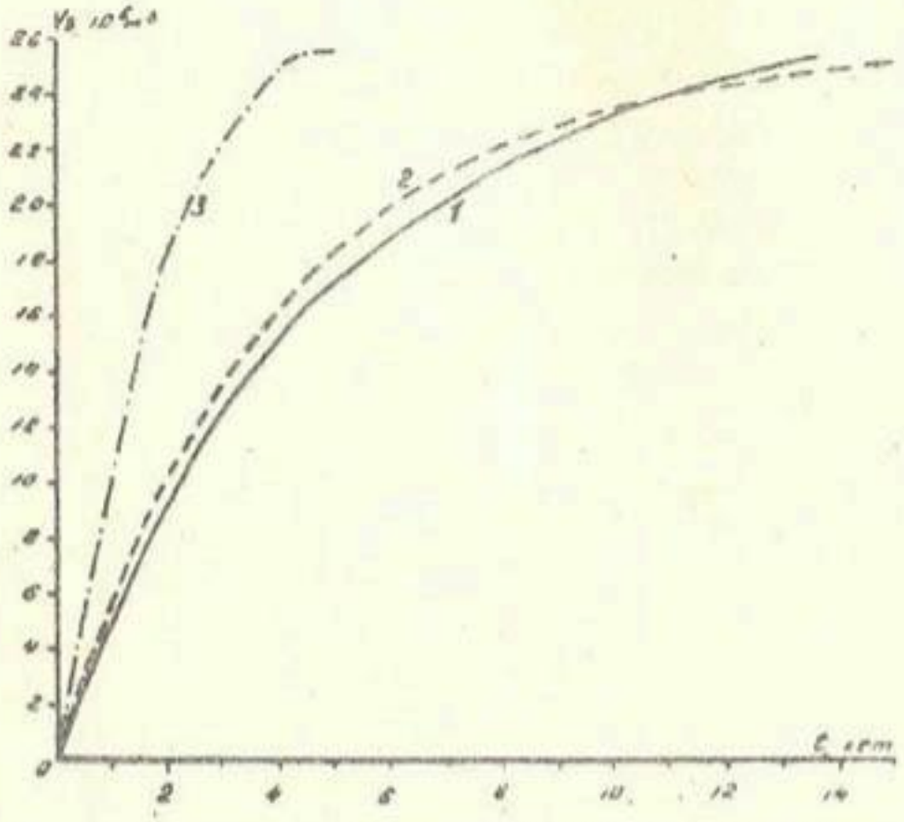


Рис.3 Объемы заиления верхнего бьефа на р. Нарын:
1-расчет по уравнению (5); 2-расчет по методу В.С.Лапшенкова; 3-то же И.А.Шкеера.

Ниже приводятся натурные данные об отложениях наносов в водохранилище Заалах:

t, лет	5	6	7	8	9	I0	II	I2	I3	I4
$W_з$, $I0^6 м^3$	I,0I	I,I8	I,44	I,5I	I,52	I,75	I,9I	2,II	2,I9	2,49

t, лет	I5	I6	I7
$W_з$, $I0^6 м^3$	2,67	2,77	2,87

В работе /3/ объем заиления водохранилища Заалах рассчитан не по зависимости (2), а по формуле для однородных наносов, которую И.А.Шнеер не рекомендует для практических расчетов и приводит лишь для ясности изложения теории.

Нами выполнен расчет заиления по формуле (2) при значении $W_р = 0,453 \cdot I0^6 м^3$ /3/ и получены следующие результаты:

W_{or}, $I0^6 м^3$	0,5	I,5	2,0	2,5
T. лет	3,2	I0	I3,8	I8,2

На графике (рис.4) приводятся расчет по уравнениям (2) и (6) и натурные данные. Как видно, расчет по уравнению (6) совпадает с фактическим ходом заиления; по уравнению (2) - имеет отклонение от натурных данных.

Заиление водохранилища Байсен (США) /I0, 3/. Объем водохранилища $W_н = I9,8 \cdot I0^6 м^3$; паводковый расход воды $= II7,4 м^3/сек$; длина водохранилища $\mathcal{L} = 9,5$ км; сток наносов $G_o = 2,4 \cdot I0^6 м^3/год$.

Объем отложений за I3 лет составил $I6 \cdot I0^6 м^3$ (по данным, приведенным в работе /I0/). Объем устойчивого русла по выражению (I0) (при $V_р = I$ м/сек) $W_р = I,23 \cdot I0^6 м^3$.

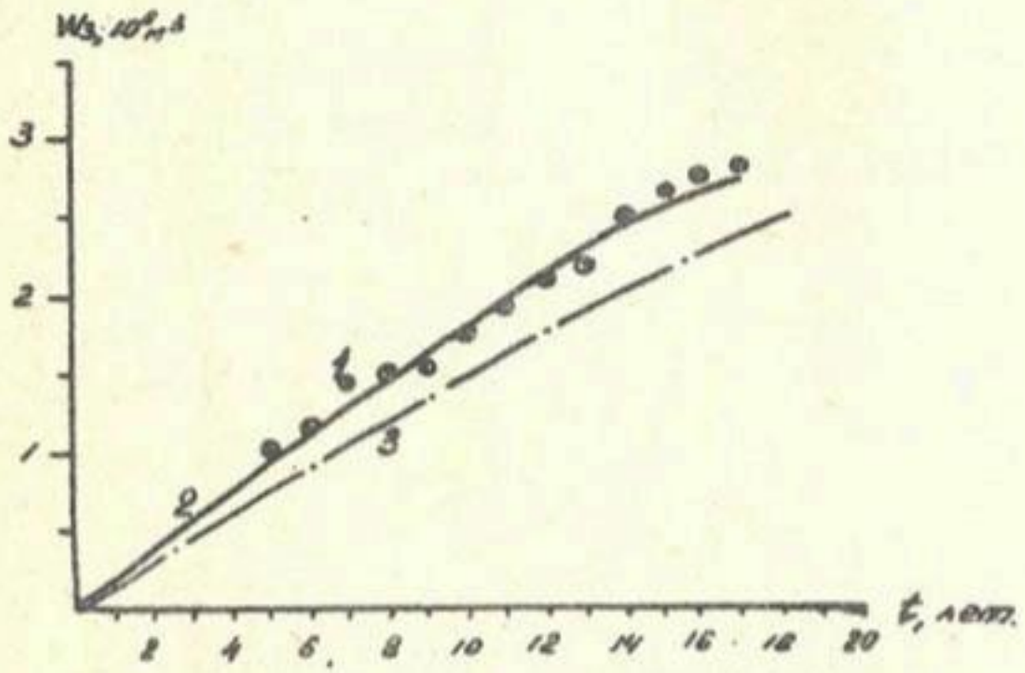


Рис.4 Объемы заиления водохранилища Заалах (Бавария): I-натурные данные; 2-расчет по предлагаемому методу; 3-то же по методу И.А. Шнеера.

Отношение $\frac{W_p}{W_н} = \frac{1,23}{19,8} = 0,062 < 0,12$. Заиление происходит в две стадии.

Объем бьефа к началу второй стадии

$W'_н = 8,33\, W_p = 10,3 \cdot 10^6 м^3$. Объем заиления первой стадии $W'_з = 19,8 - 10,3 = 9,5 \cdot 10^6 м^3$.

Результаты расчета продолжительности заиления по уравнению (6) при значениях $A_1 = 48,8\, W_p^{1,5} = 66,6$ и $A_2 = \frac{1}{\sqrt{W'_н}} = 0,31$ приводятся в табл.4.

Таблица 4

$W_з, 10^6 м^3$	$M = \frac{1}{\sqrt{W_б - V_з}}$	$M - A_2$	$A_1(M-A_2)$	$W'_з + A_1(M-A_2)$	T, лет	$W_з = W'_з + V_з$ $10^6 м^3$
0	0,31	0	0	9,5	3,96	9,5
2	0,348	0,058	3,87	13,37	5,57	11,5
4	0,4	0,09	6,0	15,5	6,45	13,5
8	0,66	0,35	23,4	32,9	13,7	17,5

Приводим результаты расчетов заиления водохранилища Бойсен по уравнению (2) для объема русла $W_p = 1,17 \cdot 10^6 м^3$ и предельно заиляемого объема $19,8 - 1,17 = 18,63 \cdot 10^6 м^3$ /3/:

$W_{от}, 10^6 м^3$	5	8	12	15	17	18	18,629
T, лет	2,24	3,6	5,5	7,0	8,7	9,5	12,1

Результаты расчетов по уравнению (6), (2), а также натурные данные нанесены на график (рис.5) откуда видно, что расчет по уравнению (6), начиная с $9,5 \cdot 10^6 м^3$, имеет плавное изменение объемов отложений, приближающееся к фактически замеренному объему.

Расчетные данные по уравнению (2) имеют ту же закономерность в изменении, что и в ранее приведенных вычислениях. Значительная часть объема заиляется по прямой линии,

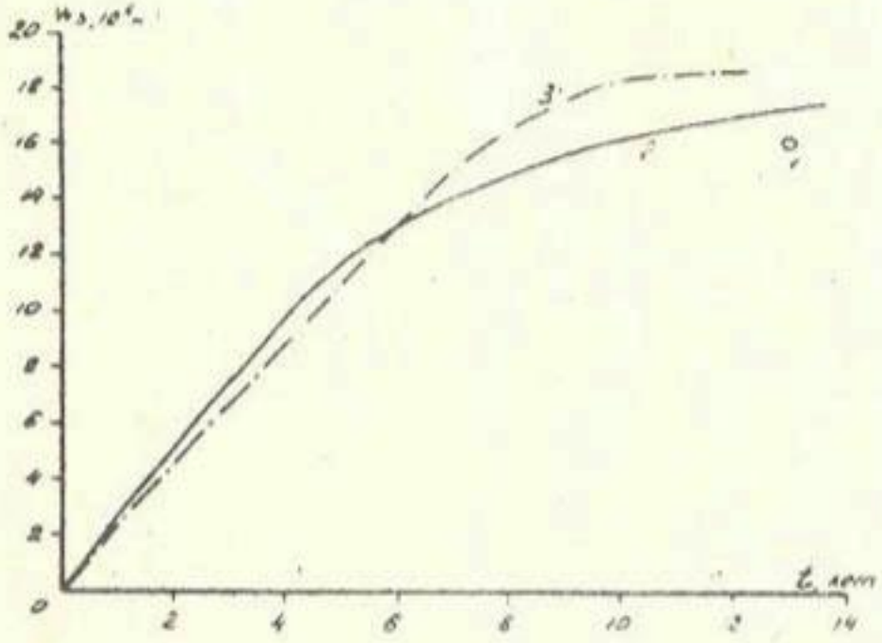


Рис.5 Объемы заиления водохранилища Байсен (С Ш А): I-натурные данные; 2-расчет по предлагаемому методу; 3-то же по методу И.А.Шнеера .

а затем начинает асимптотически приближаться к предельно заиляемому.

Заиление подпертого бьефа Бозсу /3, 4, I0, II/.

Расчет заиления бьефа Бозсу по уравнениям (I), (2) и (5) приводится в работах /3, 4, II/; графическая интерпретация его изображена на рис.6. В формулах (I) и (5) принятый объем устойчивого русла $W_p = 0{,}2 \cdot 10^6 м^3$ (вычислен по уравнению (I0) при $V_p = 1{,}2$ м/сек).

В работе /3/ при расчетах заиления объем устойчивого русла был принят по уравнению (3):

$W_p = 0{,}549 \cdot 10^6 м^3$ (при $b_p = 44$ м; $C = 44{,}6$).

По длине бьефа 6 км и $Q_n = 40$ м^3/сек скорость в устойчивом русле $V_p = 0{,}437$ м/сек – величина слишком заниженная.

Расход наносов для створа ГЭС в начальный момент эксплуатации по формуле (4) при $W_н = 1{,}66 \cdot 10^6 м^3$ и $W_p = 0{,}549 \cdot 10^6 м^3$ будет равен

$$G = \frac{0{,}549}{1{,}66} \quad G_o = 0{,}33 G_o$$

Таким образом, в начальный период эксплуатации, по уравнению (4) в нижний бьеф выносится 33% бытового расхода наносов G_o, что противоречит натурным данным /II/, согласно которым в начальный период эксплуатации твердый сток откладывался полностью в верхнем бьефе. Расход наносов по формуле (II) с учетом (I2) при значении объема устойчивого русла $0{,}2 \cdot 10^6 м^3$ и $W_н = 1{,}66 \cdot 10^6 м^3$ составляет

$$P_t = P_\delta \left(1 - \frac{0{,}041}{0{,}04}\right)^{-1{,}5} = 0$$

Следовательно, наиболее реальным следует считать объем устойчивого русла $W_p = 0{,}2 \cdot 10^6 м^3$. Отметим, что

Г.И.Шамов /IO/ объем устойчивого русла принимал $W_р = 0,12 \cdot 10^6 м^3$; А.С.Вавилов /II/ - $0,27 \cdot 10^6 м^3$. ниже приводятся результаты вычислений объемов отложений по уравнению (2) для $W_р = 0,2 \cdot 10^6 м^3$, принятого в формулах (I) и (5):

$W_{от}$, $10^6 м^3$	0,5	0,7	0,9	I,0	I,2
T, лет	I,95	2,76	3,64	4,I	5,I

Эти данные нанесены на график (рис.6).

Как видно, отмеченная выше закономерность почти линейного изменения расчетных объемов заиления по уравнению (2) вплоть до предельно заиляемого объема наблюдается и на примере заиления Бозсуйского бъефа.

Заиление водохранилища Кварто (Италия) /IO, 3/.

Объем $W_н = 4,5 \cdot 10^6 м^3$.

Водохранилище образовано двумя рукавами - Савио и Лапара емкостью каждый $2,25 \cdot 10^6 м^3$ и длиной 3 км. Сток наносов р.Савио $0,204 \cdot 10^6 м^3$/год, паводковый расход $Q_п = 6,08$ м^3/сек.

Сток наносов р.Лапара - $0,126 \cdot 10^6 м^3$/год; $Q_п = 3,74$ м^3/сек. Расчет выполнен для каждого рукава в отдельности. Объем устойчивого русла р.Савио

$$W_р = \frac{Q_п}{V_р} \cdot \mathcal{L} = \frac{6,08}{I,0} \cdot 3000 = 0,018 \cdot 10^6 м^3.$$

Свободный объем бъефа второй стадии заиления

$$W_п' = \frac{0,018}{0,12} = 0,15 \cdot 10^6 м^3.$$

Этот объем мал по сравнению с начальной емкостью $2,25 \cdot 10^6 м^3$. Поэтому срок заиления р.Савио можно определять по выражению

$$T = \frac{W_н}{G_о} = \frac{2,25}{0,204} = 11 \text{ лет}$$

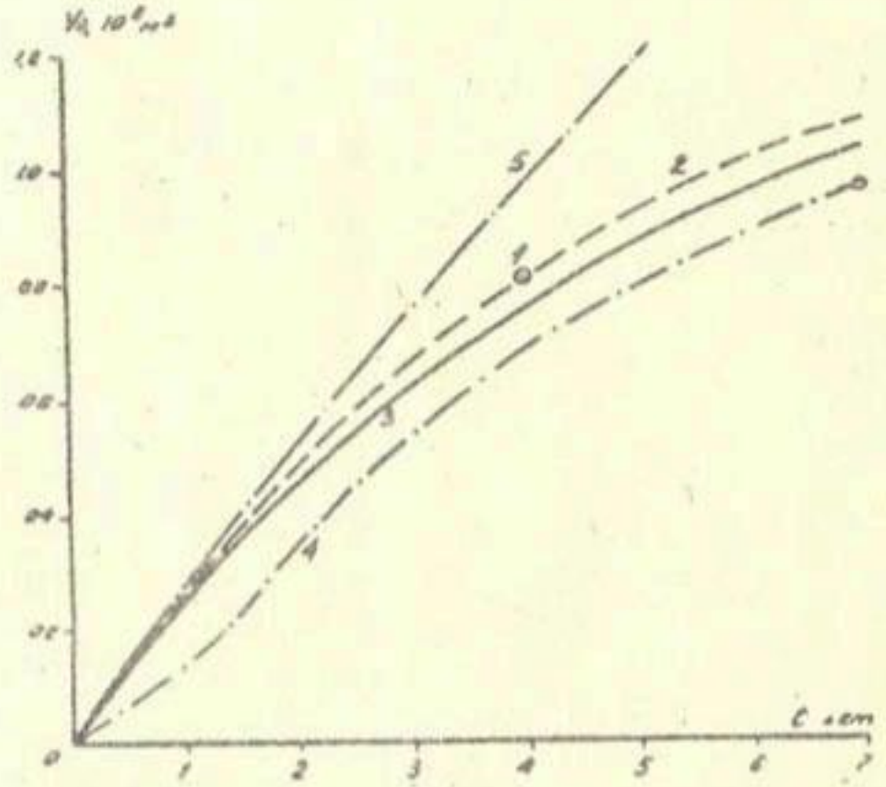


Рис.6 Объемы заполнения Бозсуйского бьефа:
1–натурные данные; 2–расчет по методу В.С.Лапшенкова; 3–то же по уравнению (5); 4–по вычислениям И.А.Шнеера (при W_p=0,549 10^6м^3); 5–по уравнению (2) при W_p= 0,2 10^6м^3.

За 7,7 лет объем заиления равен $W_з = 7,7 \cdot 0,204 = 1,57 \cdot 10^6 м^3$. По натурным данным, объем заиления р.Савио за 7,7 лет составил $1,62 \cdot 10^6 м^3$.

Аналогично рассчитывается заиление р.Лапара:

$$T = \frac{2,25}{0,126} = 17 \text{ лет}$$

За 7,7 лет объем заиления будет равен

$$7,7 \cdot 0,126 = 0,97 \cdot 10^6 м^3.$$

По натурным данным, объем заиления р.Лапара составил $0,74 \cdot 10^6 м^3$.

Суммарный объем заиления водохранилища Кварто по фактическим данным равен $2,36 \cdot 10^6 м^3$; по расчету – $2,54 \cdot 10^6 м^3$.

В работе /3/ расчет заиления водохранилища Кварто выполнен с использованием зависимостей (2) и (3). Нетрудно убедиться, что водохранилище Кварто не может служить примером, подтверждающим надежность уравнения (2).

Сопоставление расчета заиления с натурными данными для водохранилищ Макмилан, Элефант бют, Генсли (США), а также Кайраккумского, Тедженского в настоящей работе не приводится, так как имеющиеся натурные данные по этим объектам охватывают время заиления, составляющее лишь небольшую часть периода полного отложения наносов (I стадия заиления), для которого расчет выполняется по выражению $T = \frac{W_з'}{G}$ (здесь $W_з'$ – объем заиления первой стадии). Эти примеры подтверждают лишь существование I стадии заиления в водохранилищах и не дают возможности в полной мере судить о надежности использованной методики расчета.

В настоящей работе в качестве примеров приняты верхние бьефы, характеризующиеся наличием первой и второй стадий заиления.

Как показали расчеты, уравнения (I) и (5) дают близкие результаты, хорошо совпадающие с натурными данными для условий подпертых бьефов гидроузлов (имеется ввиду только вторая стадия заиления). Расчет же заиления водохранилищ (I и П стадии) по уравнению (6) хорошо согласуется с фактическим ходом отложения наносов; расчет по уравнению (2) значительно отклоняется от натурных данных. Это объясняется тем, что в работе /3/ при выводе уравнения (2) сделана грубая апроксимация теоретической связи между расходом и работой наносов степенной функцией /3, стр.81. (3,37)/, а также ошибка, заключающаяся в замене ширины водохранилища шириной устойчивого русла /3, стр.80.(3,43)/.

Следует также отметить, что формула (3), предложенная И.А.Шнеером для вычислений объема устойчивого русла, имеет три неизвестных: $W_р, C_ш, B_р$.

Допустим, ширину устойчивого русла $B_р$ можно вычислить по известным формулам. Для определения же коэффициента Шези $C_ш = \frac{1}{n} H_р^y$ требуется предварительно установить глубину потока в устойчивом русле $H_р$. Но при известном значении $B_р$ и $H_р$ объем устойчивого русла отыщется весьма просто: $W_р = B_р \cdot H_р \cdot \chi$.

Вычисление же $W_р$ по уравнению (3), как видно из вышеизложенного, - неоправданное усложнение в расчетах заиления.

В работе /3/ во всех примерах расчета необоснованно принимается как ширина русла, так и коэффициент Шези. Кроме того, в большинстве случаев расход воды берется среднепаводковый, а расход наносов - среднегодовой. Этим самым уменьшается знаменатель подкоренного выражения (3) и завышается значение $W_р$. Скорость в таком русле будет явно заниженной против фактической.

По результатам вычислений значений $W_р$, приведенным в работе /3/ (при известных значениях расхода воды, длины бьефа) нетрудно определить скорость потока в устойчивом

русле для условий транспортирования всех фракций взвешенных наносов, как это сделано, например, для Бозсуйского бьефа.

Так, для условий верхнего бьефа Кварто (Италия) скорость в устойчивом русле для рукава Савио составляет 0,37 м/сек; для рукава Ла-Пара - 0,288 м/сек; для водохранилища Дзора ГЭС - 0,427 м/сек; Гергебельской ГЭС - 0,57 м/сек; для водохранилища Заалах (Бавария) - 0,46 м/сек; для Бозсуйского бьефа, как отмечалось ранее, скорость в устойчивом русле составляет 0,437 м/сек.

Как видно из приведенных данных, значение скорости в устойчивом русле, вычисленного по формуле (3), значительно меньше рекомендуемой: I ÷ I,2 м/сек при определении W_p по равенству (I0).

Особенно занижена скорость для условий верхнего бьефа Дзора ГЭС, устойчивое русло которого должно транспортировать галечниковую смесь (размер частиц $d > 7$ мм).

Выводы

I. Уравнения (I) и (5), рекомендуемые для расчетов заиления подпертых бьефов гидроузлов (вторая стадия заиления), дают близкие результаты (при расчетах на среднемноголетние характеристики стока), хорошо совпадающие с натурными данными. То же можно сказать о расчетах по уравнению (6).

Предлагаемый метод позволяет определять случаи заиления водохранилищ, для расчета которых вполне можно применить простую линейную зависимость (8-а), например, для условий водохранилища Кварто, избегая при этом громоздких вычислений.

2. Уравнение (2), предложенное для расчетов заиления как подпертых бьефов, так и водохранилищ дает результаты расчетов, не совпадающие с данными вычислений по

уравнениям (I), (5), (6) и с фактическими данными.

Как показали вычисления, результаты расчетов по этому уравнению имеют почти линейный характер до объемов, близких к предельно заиляемому, а затем асимптотически приближаются к предельно заиляемому объему.

3. Формула (3) по определению объема русла требует предварительного выявления $B_р$ и $H_р$ (для нахождения $C_ш$). Но при известных значениях гидравлических элементов устойчивого русла нетрудно вычислить объем русла, и расчет в этом случае по формуле (3) представляется излишним. Лучше, следовательно, выполнять расчеты по формулам С.Т.Алтунина или по приближенной зависимости (IO).

ЛИТЕРАТУРА

I. Практические рекомендации по расчету заиления водохранилищ, Л., I966.

2. Лапшенков В.С. Расчет заиления подпертых бьефов, ж."Гидротехническое строительство", № 3, I957.

3. Шнеер И.А. Осаждение наносов, Научные труды ТашГУ, вып.237. I964.

4. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ. Известия АН УзССР, серия техн.наук, № 3, I966.

5. Скрыльников В.А. Некоторые вопросы прогноза деформации речного русла в связи со строительством плотин, Автореферат кандидатской диссертации, Ташкент, I966.

6. Скрыльников В.А. К вопросу о расчете заиления подпертых бьефов гидроузлов, "Вопросы гидротехники", вып.I3, I963.

7. Алтунин С.Т. Заиление водохранилищ и размыв русел в нижнем бьефе плотин, в сб. Русловые процессы, М., изд.АН СССР, I958.

8. Скрыльников В.А. Режим работы отстойника, сохраняющий устойчивость каналов в песчаных грунтах, Труды САНИИРИ им.В.Д.Журина, выпуск II7,Ташкент,I968.
9. Леви И.И. Динамика русловых потоков, М., Госэнергоиздат, I957.
I0. Шамов Г.И. Заиление водохранилищ, Гидрометеоиздат, I939.
II. Лапшенков В.С. Некоторые результаты обработки данных по заилению и занесению подпертых бьефов гидроузлов, построенных на реках Узбекистана,"Вопросы гидротехники", вып.2, Ташкент, I96I.
I2. Скрыльников В.А. Прогноз общего размыва русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов, Труды САНИИРИ, вып.II7, Ташкент, I968.

А.А.КАДЫРОВ

О КАЧЕСТВЕННОМ СХОДСТВЕ ЗАКОНОВ ИЗМЕНЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА В НИЖНИХ БЬЕФАХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ

Гидравлические задачи, возникающие при рассмотрении сопряжения бьефов гидроузлов и сооружений, многочисленны, и их можно объединить в принципе в некоторые группы или классы. При этом можно исходить, например, из того, какая из характеристик потока кладется в основу решения той или иной задачи - скоростная, гидродинамическая и т.д.

Не вдаваясь в подробности такой классификации, подчеркнем лишь, что каждая группа задач, за некоторым исключением, изучалась в отрыве от других групп.

Между тем с научно-методической точки зрения представляет интерес попытка установить, хотя бы качественно, общие для всех групп задач факторы или характеристики, изучение которых позволило бы в конечном итоге обнаружить наиболее общие закономерности, свойственные явлениям, происходящим в нижних бьефах. Безусловно, эта задача чрезвычайно сложна и трудоемка, и в данной работе делается попытка осветить только некоторые ее аспекты.

Мы проанализировали большое количество работ, преимущественно экспериментального характера, принадлежащих разным авторам. При отборе работ за основу принималось наличие горизонтального русла (размываемого и неразмываемого) в нижнем бьефе и форма сопряжения бьефов посредством донного гидравлического прыжка. Кроме того, изучен ряд работ, в которых рассматривалась задача растекания струи в водяной подушке или спутном потоке.

Рассмотренные работы условно можно разделить на 4 группы.

К первой группе относятся работы, в которых исследовались вопросы гашения энергии вдоль потока, корректив количества движения β_0 и кинетической энергии α, затухания избыточной турбулентности $\Delta M_x = \frac{v_x}{v_{cp}}$ или относительной максимальной местной скорости $M_x = \frac{v_{x\,max}}{v_{cp}}$.

Ко второй - исследования явления местных размывов за горизонтальным креплением.

К третьей группе отнесены работы, в которых изучались вопросы затухания пульсации гидродинамического давления на флютбет вдоль потока.

И, наконец, к четвертой, особой группе, можно отнести те работы, в которых рассмотрены задачи затухания осевой скорости u_m турбулентной струи в пределах неограниченного и ограниченного объема. Сюда вошли работы как из области теории турбулентных струй, так и работы гидравликов, изучавших растекание свободно падающих потоков в пределах воронки местного размыва за гидросооружениями.

При сопоставительном анализе результатов работ, относящихся к перечисленным группам, установлено следующее:

I. Во всех работах рассматривается, как правило, изменение некоторого параметра или характеристики потока вдоль участка сопряжения бьефов (вальцовая зона прижка плюс послепрыжковый участок). Если изобразить изменение любого из рассмотренных исследователями параметров или характеристик вдоль потока в виде графиков, откладывая по оси ординат их величины, а по оси абсцисс - расстояние (относительное), то получим качественно сходные кривые параболического или экспоненциального вида (рис.I). Характерная особенность этих кривых та, что они убывают вдоль пути сначала очень интенсивно, а затем все медленнее, стремясь к определенной конечной величине при достаточном удалении от начала координат, что соответствует переходу

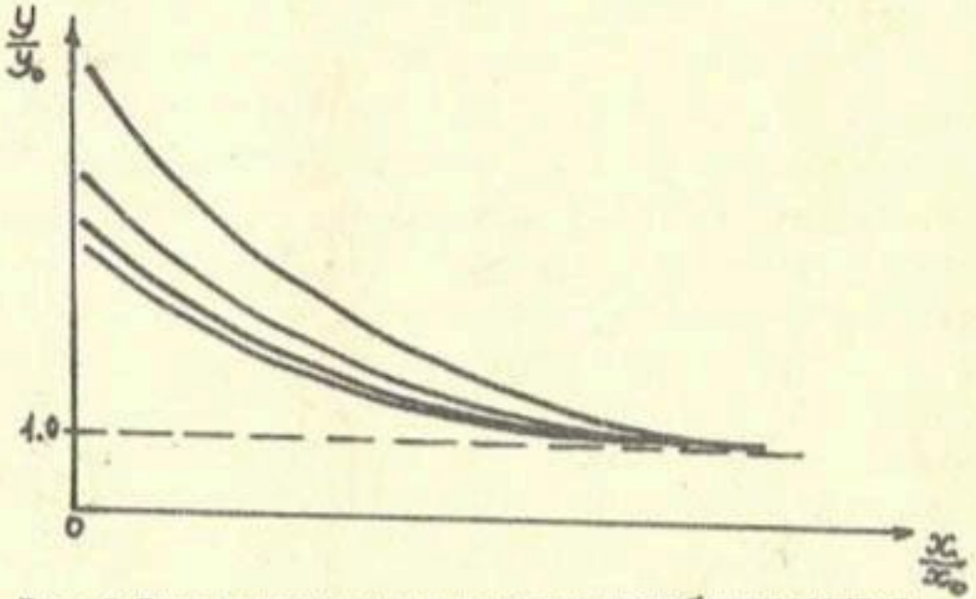


Рис.I Вид кривых, описываемых параболическими и экспоненциальными функциями.

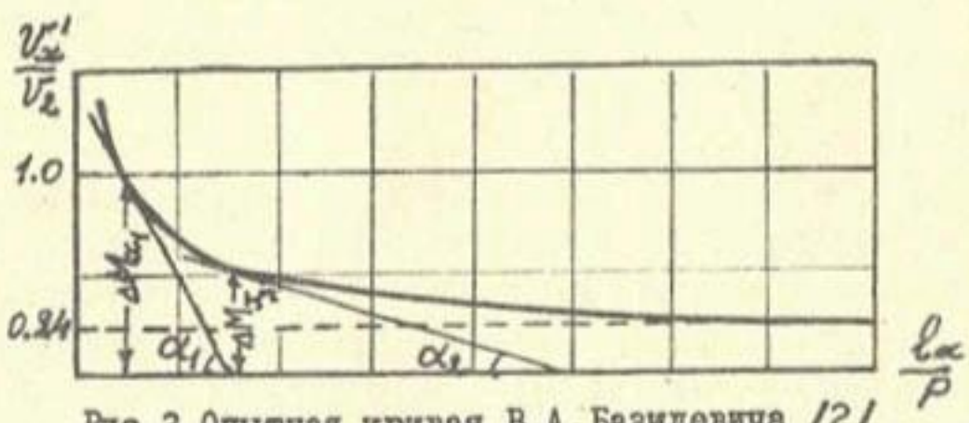


Рис.2 Опытная кривая В.А.Базилевича /2/

потока к нормальным или бытовым условиям протекания.

2. Все расчетные зависимости и формулы, предложенные для определения таких параметров или характеристик, как избыточная кинетическая энергия $Э_{изб}$, коррективы $\bar{\alpha}_0$ и $\bar{\alpha}$, параметры ΔM_x или M_x, относительная глубина размыва $\chi = \frac{t}{h_б}$ (t - максимальная глубина в воронке размыва, $h_б$ - глубина потока в бытовых условиях), амплитуда пульсации гидродинамического давления A^*, осевая скорость струи при растекании в пределах неограниченного и ограниченного объема или в спутном потоке и др., структурно можно привести к уравнениям двух типов:

I. Параболические -

$$\frac{y}{y_0} = \frac{A_1}{B_1\left(\frac{x}{x_0}\right)^n + C_1};$$

II. Экспоненциальные -

$$\frac{y}{y_0} = \frac{A_2}{B_2 a^{f\left(\frac{x}{x_0}\right)}},$$

где y - искомый параметр или характеристика потока;

y_0 - значение параметра для конкретного сечения или постоянное число;

$\frac{x}{x_0}$ - относительное расстояние;

A, B, C, a и n - коэффициенты.

В ряде случаев $n = 1$, $a = e$ и $C_1 = 0$. Кроме того, число коэффициентов можно сократить на один путем деления числителя и знаменателя в (I) и (II) соответственно на A_1 и A_2. В табл.I приводятся расчетные зависимости и формулы, заимствованные из рассмотренных нами работ.

3. Кривые, описанные уравнением типа I, можно выразить уравнением типа II:

$$\frac{y}{y_0}=A_1 e^{-\ln\left[B_1\left(\frac{x}{x_0}\right)^n+C_1\right]}$$

Однако переход из уравнения типа П к I не всегда представляется удобным или возможным. Таким образом, экспоненциальные функции вида

$$\frac{y}{y_0}=Ae^{-f\left(\frac{x}{x_0},k\right)} \qquad (I)$$

наиболее полно отображают характер изменения вдоль участка сопряжения параметров или характеристик потока, перечисленных в п.2, хотя в некоторых случаях проще и удобнее пользоваться уравнением типа I.

Экспоненциальная функция (I) обладает тем свойством, что производная функции пропорциональна самой функции:

$$\frac{y'}{y_0}=-Af'\left(\frac{x}{x_0},k\right)e^{-f\left(\frac{x}{x_0},k\right)}, \qquad (2)$$

или

$$y'=-A_0F\left(\frac{x}{x_0},k\right)y=tg\alpha. \qquad (2^I)$$

Если рассмотреть изменение угла наклона касательных, проведенных последовательно к точкам опытных кривых, выражающих изменение $\frac{t}{t_\delta}$ /4/, ΔM_x /2/, A^* /18,20/ и других характеристик вдоль потока, то можно обнаружить уменьшение этого угла по мере роста относительного расстояния. Уменьшаются или затухают по длине и численные значения самих характеристик $\frac{t}{t_\delta}$, ΔM_x и A^*. Для

примера рассмотрим опытную кривую В.А.Базилевича /2/, которая выражает затухание параметра ΔM_x в зависимости от относительного расстояния $\lambda_{x_p}=\frac{x}{p}$ (x – расстояние от концевого сечения прыжка до рассматриваемого, p – высота водосливной плотины).

Проведя ряд касательных (рис.2), можно, очевидно, написать:

$$\begin{aligned} tg\alpha_1 &= -F_1 \Delta M_{x_1}, \\ tg\alpha_2 &= -F_2 \Delta M_{x_2}, \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ tg\alpha &= -F \Delta M_x, \end{aligned}$$

где F – коэффициент пропорциональности, в общем случае зависящий от λ_{x_p} (знак минус появляется потому, что значение α берется для II четверти).

Следовательно справедлива такая запись:

$$tg\alpha = (\Delta M_x)' = -F(\lambda_{x_p})\Delta M_x . \qquad (3)$$

Зависимость (3) представляет собой дифференциальное уравнение первого порядка с разделяющимися переменными, решение которого дает

$$\Delta M_x = (\Delta M_x)_0 e^{-\int F(\lambda_{x_p})d\lambda_{x_p}}, \qquad (4)$$

где $(\Delta M_x)_0$ – величина параметра ΔM_x в начальном сечении (в нашем случае – конец вальцового участка прыжка).

Анализ некоторых формул из табл.I показал, что интеграл в (4) целесообразно выразить в виде

$$\int F(\lambda_{x_p})d\lambda_{x_p} = F_0(\lambda_{x_p}) = F_*(\lambda_{x_p})\lambda_{x_p}, \qquad (5)$$

поскольку в некоторых случаях $F_*(\lambda_{x_0})$ может превращаться в константу.

Из графика опытных данных явствует, что $(\Delta M_x)_0 = 1{,}5$. Решая (4) с учетом (5) относительно $F_*(\lambda_{x_0})$ и подставляя в зависимость значения ΔM_x и λ_{x_0}, из графика, обнаруживаем, что обратные величины $F_*(\lambda_{x_0})$ удовлетворительно апроксимируются уравнением прямой

$$F_*(\lambda_{x_0}) = \frac{1}{4{,}5 + 0{,}43\lambda_{x_0}}. \qquad (6)$$

Окончательно можно написать:

$$\frac{U_x'}{U_0} = 1{,}5\, e^{-\frac{\lambda_{x0}}{4{,}5+0{,}43\lambda_{x_0}}}. \qquad (7)$$

Аналогично подбирается зависимость и для части опытной кривой А.Г.Юдицкого /22/, выражающей затухание амплитуды пульсации гидродинамического давления на флютбет (в точке) вдоль участка сопряжения бьефов или для опытных кривых (М.С.Вызго /4/), выражающих изменение $\frac{t}{h_\delta}$ в зависимости от $\lambda_x = \frac{x}{h_0}$

В табл.2 приводятся зависимости в общем виде для ряда характеристик потока на участке сопряжения бьефов, полученных на основе аналогичных выкладок. Имея опытные данные, можно расшифровать соответствующие постоянные и функциональные зависимости $F_1(\lambda_x)$, $F_0(\lambda_x)$ и т.д. для конкретных условий и схем.

4. Из уравнений, приведенных в табл.I, видно, что закономерности затухания избыточной турбулентности, изменения осевой скорости турбулентной струи при ее растекании в безграничном и ограниченном пространстве и изменение осевой скорости при растекании отброшенного с носка водослива или консоли потока в пределах воронки размыва качественно сход-

ственны. Другими словами, избыток скорости, возникший в водной (жидкой) среде, подвержен затуханию, и закон затухания не зависит от способа появления указанного избытка.

Количественная разница между различными случаями затухания скорости зависит от граничных условий потока. Напрашивается и другой вывод: все перечисленные в п.2 характеристики, как известно, теснейшим образом связаны со скоростным полем потока, и не случайно, что характер изменения их вдоль участка сопряжения качественно напоминает закон затухания параметра ΔM_x или изменения осевой скорости потока при его растекании в водяной подушке. Следовательно, логично будет рассматривать скоростное поле потока на участке сопряжения бьефов главной, или первичной характеристикой, а все остальные считать вторичными, или зависимыми от скоростного поля.

Принятие такой точки зрения должно предопределять и степень внимания исследователей к характеристикам потока при изучении явлений, происходящих в нижних бьефах.

5. Без больших погрешностей можем теперь построить кривую изменения (затухания) относительных максимальных местных скоростей 1%-ной обеспеченности вдоль послепрыжкового участка по формуле Д.И.Кумина /II/ или автора /9/. Возможность построения кривой изменения (возрастания) минимальных местных скоростей, например, 99%-ной обеспеченности, рассмотрена в нашей работе /9/. Располагая этими кривыми, можно иметь представление о скоростном поле потока вдоль послепрыжкового участка.

Там же мы указывали, что введение на участке крепления в нижнем бьефе гасительных устройств или новых конструктивных элементов приведет к деформации кривых затухания скорости.

В окрестностях гасителей или элементов крепления кривые затухания скоростей претерпевают разрыв, в целом, в толще потока, они только деформируются. Появляется возможность по этой деформации объективно судить о влиянии шероховатостей или гасительных устройств на скоростное поле, и следовательно, на такие явления, как гашение энергии, местный размыв, затухание гидродинамического давления и т.д.

6. В работе /3/ показывается принципиальная возможность решения задач растекания турбулентных струй с помощью эквивалентной задачи теории теплопроводности путем приближенного преобразования уравнений пограничного слоя. Решение получаемого при этом дифференциального уравнения для осевой скорости в общем виде дает зависимость типа (П). Решение конкретных задач с определенными граничными и начальными условиями возможно с помощью различного рода интеграторов - аналоговых машин.

Качественное сходство законов затухания избыточной турбулентности вдоль участка сопряжения бьефов и осевой скорости вдоль турбулентной струи делает возможным использование достижений теории турбулентных струй, в частности, для изучения скоростного поля потока на послепрыжковом участке с помощью различного рода интеграторов, не прибегая к дорогостоящим гидравлическим экспериментам.

Выводы

I. Сопоставительный анализ результатов работ, относящихся к различным задачам сопряжения бьефов и растекания турбулентных струй, выявил некоторые общие для всех задач факторы и закономерности.

2. Скоростные характеристики потока на участке сопряжения бьефов - основной фактор, всестороннее и глубокое

изучение которого даст оперативный ключ к решению почти всех задач нижнего бьефа.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абрамович Г.Н. Теория турбулентных струй, М., Физматгиз, I960.

2. Базилевич В.А. Затухание повышенной турбулентности за донными и поверхностными затопленными прыжками, "Гидравлика", I966, № 2, Киев.

3. Вулис Л.А., Сендерихина И.Л. О расчете турбулентного трения и теплоотдачи в струях с помощью эквивалентной задачи теории теплопроводности, "Изв. АН КазССР", серия энергетич., вып.2 (22), Алма-Ата, I962.

4. Вызго М.С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями, Ташкент, Изд-во "Наука", I966.

5. Газиев Э.Г. Гидравлический расчет крепления русла в нижнем бьефе водосбросных сооружений, "Изв. АН АрмССР", т.24, I958.

6. Кадыров А.А. Погашение энергии потока в вальце гидравлического прыжка и на послепрыжковом участке, "Изв.АН УзССР", серия техн.наук, I958, № I.

7. Кадыров А.А. Еще раз о коррективах количества движения и кинетической энергии в условиях нижних бьефов гидроузлов, Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып.ХУ, Л., I964.

8. Кадыров А.А. Некоторые особенности местных размывов за горизонтальным креплением, "Вопросы гидротехники", вып.27, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1965.

9. Кадыров А.А. Затухание избыточной турбулентности на участке сопряжения бьефов, Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

10. Кодуа Н.Д. Исследование дробления свободно падающих потоков и влияние его на затухание максимальных осредненных скоростей в водяной подушке, Тезисы тематического координационного совещания по гидравлике высоконапорных сооружений, Л., Изд-во "Энергия", 1968.

11. Кумин Д.М. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов, Техническая информация ВНИИГ, Л., 1956.

12. Леви И.И. Размывы в нижних бьефах речных гидроузлов, Труды ЛПИ им.М.И.Калинина, т.178, 1955.

13. Масами Хом-Ма. Экспериментальное изучение падающей воды, Труды Международного гидравлического конгресса в Миннесота, 1953.

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

15. Михалев М.А. Местный размыв русла за сооружениями при сопряжении бьефов по типу отброшенной струи, Научные докл.высшей школы, № 3, Минск, 1963.

16. Назир Ахмад. Механизм размыва за креплениями, Труды Международного гидравлического конгресса в Миннесота, 1953.

17. Пааль Л.М. Гашение энергии в сооружениях в условиях донного режима сопряжения, Труды Таллинского политехнического ин-та, серия А, 116, 1957.

I8. Преображенский Н.А. Пульсация давления на дне потока при сопряжении бьефов и расчет толщины крепления в нижнем бьефе, "Изв.ВНИИГ", т.46, I95I.

I9. Плетнева Е.В. Исследование растекания несвободных и аэрированных струй, "Изв.АН КазССР",вып.I (I9), I96I.

20. Теперин Н.И. Движение струй в массе жидкости, Труды САНИИРИ, вып.IO, I933.

2I. Фомичев М.С. Исследование гидравлических характеристик потока в области отогнанного прыжка, в сб. "Гидравлика сооружений и динамика речных русел", М., Изд-во АН СССР, I959.

22. Юдицкий Г.А. Динамическое воздействие потока на укрепленное и неукрепленное русло нижнего бьефа водосливных плотин, Автореферат докт.дисс., Л., I966.

Таблица I

Группа	Фамилия, имя, отчество автора	Расчетная формула	К какому типу относится формула	Значение коэффициентов по I или II
I	2	3	4	5
I	Д.И.Кумин /II/	$\frac{U'_{xm}}{U_2}=\frac{4,55}{\frac{l_x}{h_2}-\left[1,69\sqrt{\eta-1}-0,195(\eta-1)\right]}$	I	$A_1=4,55$, $B_1=1$, $n=1$, $\frac{x}{x_0}=\frac{l_x}{h_2}$, $C_1=-\left[1,69\sqrt{\eta-1}-0,195(\eta-1)\right]$
	В.А.Базилевич /2/	$\frac{U'_{xm}}{U_2}=\frac{A}{\left(\frac{l_x}{D}\right)^{0,5}}$	I	$A_1=A$, $B_1=1$, $C_1=0$, $n=0,5$ $\frac{x}{x_0}=\frac{l_x}{D}$
	А.А.Кадыров /8/	$\frac{U'_{xm}}{U_2}=(\eta-1)e^{-f(\lambda_x)\lambda_x}$	II	$A_2=\eta-1$, $B_2=1$, $a=e$, $f\left(\frac{x}{x_0}\right)=F(\lambda_x)\lambda_x$
	А.А.Кадыров (на основе опытных данных В.А.Базилевича)	$\frac{U'_{xm}}{U_2}=1,5e^{-\frac{\lambda_{xp}}{4,5+0,43\lambda_{x_p}}}$	II	$A_2=1,5$, $B_2=1$, $a=e$, $f\left(\frac{x}{x_0}\right)=\frac{\lambda_{x_p}}{4,5+0,43\lambda_{x_p}}$, $\lambda_{x_p}=\frac{x}{D}$.

Продолжение табл.I

I	2	3	4	5
	Затухание изотропной турбулентности /2/ (теория)	$\left(\frac{\sigma_x}{\bar{U}_x}\right)^2=\frac{1}{c_0\left[\frac{x}{M}-\left(\frac{x}{M}\right)_0\right]}$	I	$A_1=1,\ B_1=C_0,\ C_1=-c_0\left(\frac{x}{M}\right)_0,$ $n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{x}{M}$
	Л.Л.Пааль /I7/	$\frac{\bar{\lambda}_{ox}}{\xi_2}-1=\frac{2000}{\left(\frac{S+20h_{кр}}{h_{кр}}\right)^3}$	I	$A_1=2000,\ B_1=1,\ C_1=0$ $n=3,\ \frac{x}{x_0}=\frac{S+20h_{кр}}{h_{кр}}$
	Л.Л.Пааль /I7/	$\frac{\bar{\lambda}_x}{\xi_2}-1=\frac{4000}{\left(\frac{S+20h_{кр}}{h_{кр}}\right)^3}$	I	$A_1=4000,\ B_1=1,\ C_1=0,$ $n=3,\ \frac{x}{x_0}=\frac{S+20h_{кр}}{h_{кр}}$
	Э.Г.Газиев /4/ (принимается допущение $\bar{\lambda}_{o1}\simeq\bar{\lambda}_{o2}$)	$\frac{\bar{\lambda}_{ox}}{\lambda_{o2}}-1=\frac{0{,}085(\eta-1)}{\bar{\lambda}_{o2}\left(\frac{x}{l_{пр}}\right)^4}$	I	$A_1=0{,}085(\eta-1),\ B_1=\bar{\lambda}_{o2}$ $C_1=0,\ n=4,\ \frac{x}{x_0}=\frac{x}{l_{пр}}$
	А.А.Кадыров /7/	$\frac{\bar{\lambda}_x}{\bar{\lambda}_2}-1=2\xi_2^2(0{,}25)^{f(x)}$	II	$A_2=2\xi_2^2,\ B_2=1$ $a=0{,}25,\ f\left(\frac{x}{x_0}\right)=f(x)$

Продолжение табл.I

I	2	3	4	5
II	И.И.Леви /I2/	$k=\frac{t}{h_\delta}=\frac{1}{0{,}14\sqrt{Fr}\,\frac{S}{L}+\frac{0{,}5}{\sqrt{Fr^2}}}$	I	$A_1=1,\ B_1=0{,}14\sqrt{Fr},\ C=\frac{0{,}5}{\sqrt{Fr^2}},\ n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{S}{L}$
	А.А.Кадыров /8/	$k=\frac{t}{h_\delta}=\frac{1}{m\frac{l_{up}}{h_0}+\frac{v_0}{v_\delta}}$	I	$A_1=1,\ B_1=m,\ C_1=\frac{v_0}{v_\delta}$, $n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{l_{up}}{h_0}$
	М.С.Вызго /4/	$k=\frac{t}{h_\delta}=N\alpha_1^{0{,}25}$	I-II	См.формулы Л.Л.Пааля и А.А.Кадырова
III	Н.А.Преображенский /I8/	$\frac{A^*}{h_{up}}=1{,}6Fr^{0{,}67}\left(\frac{x}{h_{up}}\right)^{-\frac{1}{3}}$	I	$A_1=1{,}6Fr^{0{,}67},\ B_1=1,\ n=\frac{1}{3}$, $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{h_{up}},\ C_1=0$
	В.Б.Осипов /4/	$\frac{v_m^2}{v_0^2}=e^{-(0{,}112\frac{x}{d_0}-0{,}294)}$ при $x>2{,}3d_0$	II	$A_2=B_2=1,\ a=e$, $f\left(\frac{x}{x_0}\right)=0{,}112\frac{x}{d_0}-0{,}294$

A^* – амплитуда давлений

I	2	3	4	5
IУ	I) Работы, относящиеся к теории растекания турбулентных струй			
	Изменение осевой скорости вдоль пути (теория) /I/ $\frac{U_m}{U_0}=\frac{A}{a\left(\frac{x}{l_0}\right)^{0,5}}$	-плоская струя	I	$A_1=A,\ B_1=a,\ C_1=0$; $n=0,5$; $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{l_0}$
	$\frac{U_m}{U_0}=\frac{B}{b\frac{x}{l_0}}$	-круглая струя	I	$k_1=B,\ B_1=b,\ C_1=0$; $n=1$, $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{l_0}$
	Толмин /I/ $\frac{U_m}{U_0}=\frac{1,2}{\left(a\frac{x}{l_0}\right)^{0,5}}$	-плоская струя	I	$k_1=1,2$, $B_1=a^{0,5}$, $C_1=0$; $n=0,5$ $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{l_0}$
	$\frac{U_m}{U_0}=\frac{0,96}{b\frac{x}{l_0}}$	-круглая струя	I	$k_1=0,96$, $B_1=b$, $C_1=0$; $n=1$ $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{l_0}$
	Г.Н.Абрамович /I/ $\frac{U_m}{U_0}=\frac{0,48}{0,076\frac{x}{d_0}+0,145}$		I	$A_1=0,48$, $B_1=0,076$, $C_1=0$; $n=1$ $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{d_0}$
	В.Б.Осипов /4/ $\frac{U_m}{U_0}=\frac{2,65}{\left(\frac{x}{d_0}\right)^{0,84}}$		I	$A_1=2,65$, $B_1=1$, $C_1=0$; $n=0,84$, $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{d_0}$
	Н.И.Теперин /20/ $\frac{U_m}{U_0}=\frac{\sqrt[12]{4,65}}{\left(\frac{x}{d_0}\right)^{\frac{1}{12}}}=\frac{2,45}{\left(\frac{x}{d_0}\right)^{0,833}}$		I	$A_1=2,45$, $B_1=1$, $C_1=0$; $n=0,833$, $\frac{x}{x_0}=\frac{x}{d_0}$

Продолжение табл.I

I	2	3	4	5
Масеши Хом-Ма /I3/	а) струя вертикальная, незатопленная $\frac{U_m}{U_0}=1{,}24e^{-0{,}109\frac{x}{d_0}}$	при $Re<25000$	II	$k_2=1{,}24$, $B_2=1$, $a=e$, $f(\frac{x}{x_0})=0{,}109\frac{x}{d_0}$
	$\frac{U_m}{U_0}=1{,}24e^{0{,}137\frac{x}{d_0}}$	при $Re>30000$	II	$k_2=1{,}24$, $B_2=1$, $a=e$, $f(\frac{x}{x_0})=0{,}137\frac{x}{d_0}$
	б) струя незатопленная под углом 60° к горизонту $\frac{U_m}{U_0}=1{,}24e^{-0{,}024\frac{x}{d_0}}$		II	$k_2=1{,}24$, $B_2=1$, $a=e$, $f(\frac{x}{x_0})=0{,}024\frac{x}{d_0}$

Продолжение табл.I

I	2	3	4	5
	2) Растекание свободно падающей струи в воронке местного размыва			
	Е.В.Плетнева /I9/	$\frac{U_m}{U_в}=\frac{6}{A\frac{x}{\Delta}+4}$	I	$A_1=6,\ B_1=A,\ C_1=4$ $n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{x}{\Delta}$
	М.А.Михалев /I5/	$\frac{U_m}{U_в}=\frac{1}{0,1\frac{x}{b_0}+0,9}$	I	$A_1=1,\ B_1=0,1,\ C_1=0,9$ $n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{x}{b_0}$
	Ц.Е.Мирцхулава /I4/	$\frac{U_m}{U_в}=\frac{1}{(0,09\frac{x_1}{b_0}+0,12\frac{x_2}{b_0})+0,9}$	I	$A_1=1,\ B_1=1,\ C_1=0,9$ $n=1,\ \frac{x}{x_0}=0,09\frac{x_1}{b_0}+0,12\frac{x_2}{b_0}$
	Н.Д.Кодуа /I0/	$\frac{U_m}{U_в}=\frac{1}{0,09\frac{x}{b_0}+0,8}$	I	$A_1=1,\ B_1=0,09,\ C_1=0,8$ $n=1,\ \frac{x}{x_0}=\frac{x}{b_0}$
		$\frac{U_m}{U_в}=1,1e^{-0,07\frac{x}{b_0}}$	II	$A_2=1,1,\ B_2=1,\ a=e,$ $f(\frac{x}{x_0})=0,07\frac{x}{b_0}$
		$\frac{U_m}{U_в}=\frac{10^{2,2a}}{1,4e^{a\frac{x}{b_0}}}$	II	$A_2=10^{2,2a},\ B_2=1,4,$ $a=e,\ f(\frac{x}{x_0})=a\frac{x}{b_0}$

Таблица 2

Характеристика	Структура расчетной формулы	Начало координат	Значения коэффициентов и постоянных
Коррективы количества движения	$\bar{\alpha}_{o_x} = \bar{\alpha}_{o_{пр}} e^{-F_1(\lambda_x)\lambda_x}$	Концевое сечение гидравлического прыжка	$\bar{\alpha}_{o_{пр}} = 1 + \frac{1}{6}\xi_2^2$
Коррективы кинетической энергии	$\bar{\alpha}_x = \bar{\alpha}_{пр} e^{-F_2(\lambda_x)\lambda_x}$	То же	$\bar{\alpha}_{пр} = 1 + \frac{1}{2}\xi_2^2$ или $\bar{\alpha}_{пр} = 3\sqrt[3]{\eta} - 2$ [4]
Избыточная кинетическая энергия	$Э_{изб} = h_{кр}\, a^{-f(\lambda_x)\lambda_x}$	-"-	$a = 4$ для концевого сечения прыжка $Э_{изб} = \frac{1}{4} h_{кр}$ [6]
Относительная максимальная (избыточная) пульсационная скорость на горизонтальном жестком русле x)	$\Delta M_x = (\eta - 1) e^{-F_x(\lambda_x)\lambda_x}$	Сжатое или концевое сечения прыжка	$\eta = \frac{h_2}{h_1}$
Глубина размыва за горизонтальным креплением	$t = t_o e^{-\varphi(\lambda_x)\lambda_x}$ или $k = k_o e^{-\varphi(\lambda_x)\lambda_x}$	Сжатое сечение	t_o - глубина размыва при $\lambda_x = 0$ определяется, например, по ф-ле М.С.Вызго $t = k\sqrt{q\sqrt{z}}$ для $\tau_{кр} \sim 0$ или устанавливается новая зависимость
Осевая скорость растекающего в яме местного размыва потока	$\frac{u_m}{u_o} = A e^{-\psi(\lambda_x)\lambda_x}$	Место входа потока в нижнем бьефе или начало свободного падения	

x) На основе своих экспериментальных данных, а также В.А.Базилевича /2/, Б.Г.Маллаева и др. Ш.А.Бабаджанова (САНИИРИ) предложила эмпирическую зависимость для $F(\lambda_x)$: $F(\lambda_x) = \frac{1}{2{,}3 + 0{,}2\lambda_x}$

Ш.А.БАБАДЖАНОВА

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ ЗАТУХАНИЯ ИЗБЫТОЧНОЙ ТУРБУЛЕНТНОСТИ ВДОЛЬ ПОТОКА

На основе схематизации явления затухания избыточной турбулентности вдоль потока и анализа ряда экспериментальных работ /I, 3 и др./ А.А.Кадыров /2/ получил зависимость

$$M_{x_{max}} = \frac{U_{x_{max}}}{U_2} = 1 + (\eta - 1) e^{-f(\lambda_x)\lambda_x} \qquad (I)$$

где $\eta = \frac{h_2}{h_1}$ – относительная высота прыжка;

$\lambda_x = \frac{x}{h_2}$ – относительное расстояние от сжатого сечения;

$U_{x_{max}}$ – продольная составляющая максимальной местной скорости;

U_2 – средняя скорость.

Эта зависимость имеет некоторые преимущества по сравнению, например, с формулой Д.И.Кумина /3/: структурная простота, так как имеются таблицы для "е" в любой степени; охват всего участка сопряжения бьефов (посредством донного гидравлического прыжка), начиная от сжатого сечения до сечения с бытовыми характеристиками. Кроме того, по мере накопления опытных данных в зависимость легко вводить уточняющие поправки. В зависимости (I) неизвестная величина $f(\lambda_x)$ определяется на основе опытных данных.

Для установления значений и характера изменения $f(\lambda_x)$ вдоль потока нами проведена серия опытов в стеклянном гидравлическом лотке шириной b = I6,5 см. Гидравлический прыжок создавался истечением из-под щита. Коэффициент затопления σ = I,0I-I,05. Опыты проводились для двух открытий щита: при $a_щ$ = I,0 см и $a_щ$ = I,38 см пропускались расходы Q = 2,02, 2,72 и 3,37 л/сек. В пяти створах при помощи

микровертушки конструкции инженера М.П.Мухтарова записывались скорости на осциллографическую ленту в трех точках по глубине потока: $0{,}2h$, $0{,}5h$, $0{,}88h$. Продолжительность записи показаний микровертушки на ленту осциллографа МПО-2 равнялась I мин.

Нас интересовали максимальные мгновенные значения продольных скоростей в замеряемой точке. Микровертушка за каждый оборот дает только 2 импульса, в связи с этим получается несколько сглаженный по времени график $U_t = f(t)$. Б.Г.Маллаев, проводивший опыты в том же лотке, что и мы, обрабатывая данные установил, что при записи на ленту осциллографа в течение I минуты, получаемые мгновенные значения максимальных скоростей сопоставимы с расчетными по общеизвестной зависимости

$$U_{x_{max}} = \bar{U}_x + 3\sqrt{\overline{U'^2}},$$

что соответствует примерно скорости I%-ной обеспеченности /I, 4, 5/.

Поэтому при обработке своих материалов мы ограничивались нахождением только максимальных мгновенных значений скорости. Расшифровав записи на лентах, получили значения $M_{x_{max}}$ в каждой точке (параметры опытов и результаты подсчетов представлены в таблице).

Из опытных данных наглядно видно, что относительные максимальные скорости и их затухания вдоль потока для турбулентной толщи и в придонной области различны.

Подставляя полученные опытным путем значения M_x в зависимость (I), определили величины $f(\lambda_x)$ для каждой точки. Результаты расчетов представлены в виде графика на рис.I. Из этого рисунка видно, что $f(\lambda_x)$ является переменной величиной вдоль послепрыжкового участка, ее обратные значения $\frac{1}{f(\lambda_x)}$ в зависимости от λ_x удовлетворительно описываются уравнением прямой (см.рис.I). Аналогичный

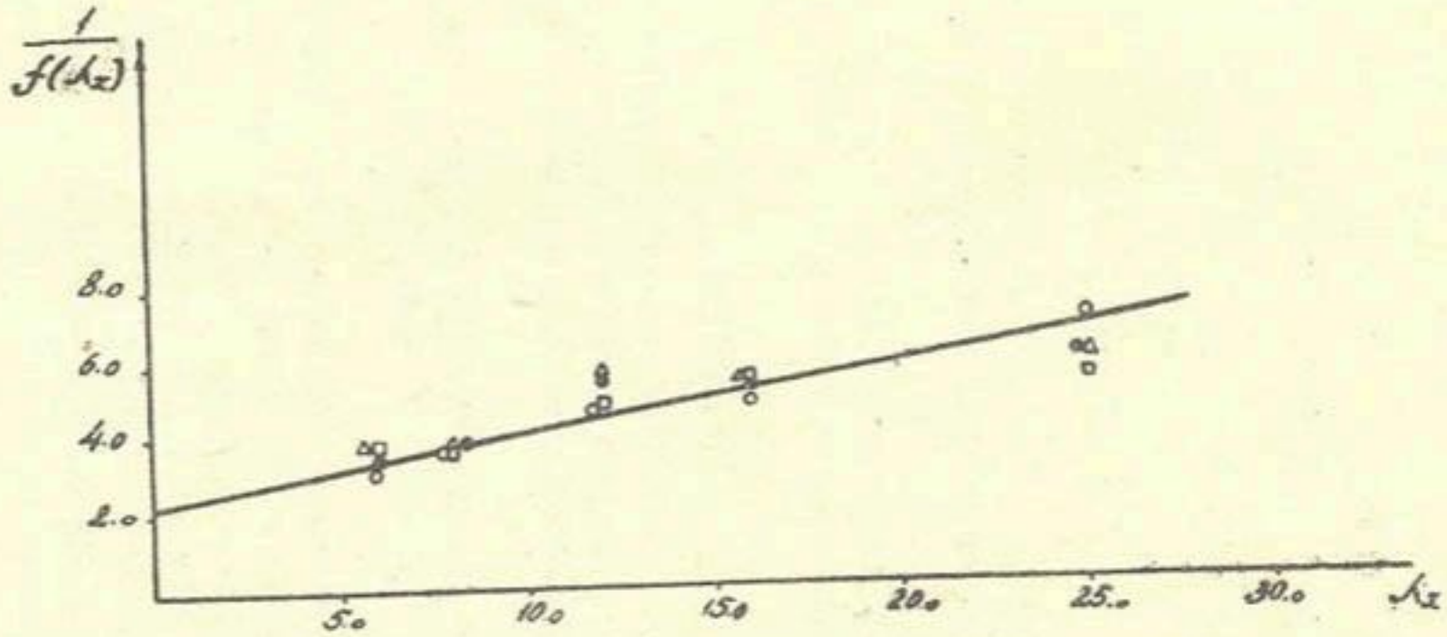


Рис.I Изменение величины $\frac{1}{f(\lambda_x)}$ вдоль потока в турбулентной толще.

○ -Опыт I □ -Опыт 3

● -Опыт 2 △ -Опыт 5

график построен и для придонного слоя.

В результате обработки опытных данных и построения графиков получены зависимости для определения величины $f(\lambda_x)$

$$\frac{1}{f(\lambda_x)} = 2{,}3 + 0{,}2\,\lambda_x \qquad (2)$$

в турбулентной толще потока и

$$\frac{1}{f(\lambda_x)} = 2{,}3 + 0{,}1\,\lambda_x \qquad (3)$$

в окрестностях придонного слоя (на высоте $0{,}2h$ от дна).

Сопоставление опытных данных других авторов /I, 2/ с расчетными по зависимости (I) с учетом (2) и (3) показывает удовлетворительное совпадение (рис.2), следовательно ее можно рекомендовать для практических расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

I. Базилевич В.А. Затухание повышенной турбулентности за донными и поверхностными затопленными прыжками, Сб. "Гидравлика", вып.2, Киев, Изд-во "Техника", 1966.

2. Кадыров А.А. Затухание избыточной турбулентности на участке сопряжения бьефов, Тр.САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

3. Кумин Д.И. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов, Техническая информация ВНИИГ, М.-Л., Госэнергоиздат, 1956.

4. Мимский Е.М. Турбулентность руслового потока, М., Гидрометеоиздат, 1952.

5. Гмурман В.Е. Введение в теорию вероятностей и математическую статистику, М., 1963.

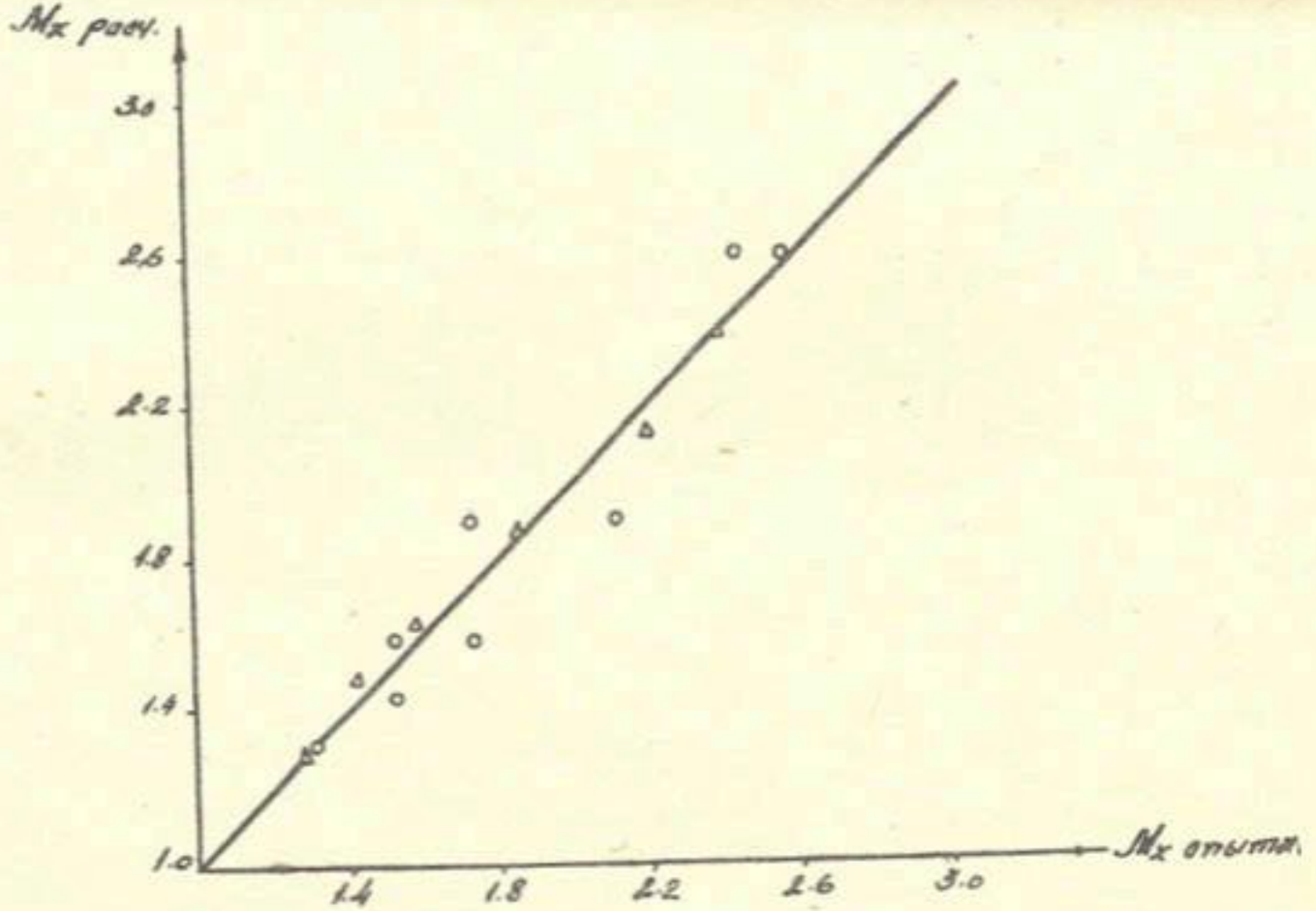


Рис.2 Сравнение опытных данных с расчетными.

○ -Опыты Б.Г.Маллаева

△ -Опыты В.А.Базилевича

	Опыт 1: Q =3,37 л/сек, $a_ш$=I,38 см, $H_ш$=26,9 см, h_ℓ=8,5 см, η=8,9			Опыт 2: Q =2,72 л/сек, $a_ш$=I,38 см, $H_ш$=I7,4 см, h_ℓ=7,0 см, η=7,4		
$\frac{L}{b_в}$	$\frac{y}{h_\ell}$	$U_{x_{max}}$	M_x	$\frac{y}{h_\ell}$	$U_{x_{max}}$	M
6	0,2	5I,5	2,I4	0,2	44,8	2,05
	0,5	5I,5		0,5	48,2	
	0,8	37,9		0,89	44,8	I,9I
	0,89	37,9	I,58			
8	0,2	44,8	I,87	0,2	42,3	I,8
	0,5	39,6		0,5	42,3	
	0,8	39,6		0,89	34,3	I,46
	0,9	27,8	I,42			
I2	0,2	42,0	I,58	0,2	34,3	I,46
	0,5	34,3		0,5	32,8	
	0,8	34,3		0,89	3I,3	I,33
	0,9	30,4	I,27			
I6	0,2	3I,4	I,3I	0,2	3I,3	I,33
	0,5	27,9		0,5	3I,3	
	0,8	27,8		0,89	27,8	I,I8
	0,9I	27,8	I,I6			
25	0,2	30,2	I,25	0,2	25,8	I,I
	0,5	27,8		0,5	25,8	
	0,8	23,6	I,0	0,89	22,6	I,0

Таблица

	Опыт 3: Q =2,02 л/сек, $a_ш$=I,38 см, $H_ш$=I0,3 см, h_ℓ=5,3 см, η=5,6			Опыт 5: Q =2,02 л/сек, $a_ш$=I,0 см, $H_ш$=I8,5 см, h_ℓ=5,5 см, η=6,55		
	$\frac{y}{h_\ell}$	$U_{x_{max}}$	M_x	$\frac{y}{h_\ell}$	$U_{x_{max}}$	M_x
	0,2	44,9	I,94	0,2	48,0	2,I6
	0,5	44,9		0,5	44,9	
	0,9	44,9	I,94	0,88	44,9	2,02
	0,2	34,3	I,49	0,2	34,3	I,7I
	0,5	34,3		0,5	37,9	
	0,83	34,3	I,49	0,89	27,8	I,30
	0,2	3I,4	I,36	0,2	37,9	I,7I
	0,5	30,2		0,5	30,0	
	0,83	25,I	I,09	0,89	23,6	I,06
	0,2	27,8	I,25	0,2	28,9	I,3I
	0,5	29,0		0,5	28,9	
	0,83	25,I	I,09	0,89	22,6	I,02
	0,2	25,I	I,05	0,2	25,I	I,09
	0,5	25,8		0,5	24,3	
	0,83	23,6	I,02	0,89	I9,4	I,0

Г.И.ШИШОРИНА

О ВЛИЯНИИ ФОРМЫ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА В ПЛАНЕ НА ПРОЦЕСС ГАШЕНИЯ ИЗБЫТОЧНОЙ ЭНЕРГИИ ПОТОКА

Водобойный колодец является одним из наиболее простых и достаточно эффективных гасителей избыточной энергии потока. Однако при больших скоростях течения размеры колодца, назначаемые из условия размещения в нем гидравлического прыжка, получаются настолько значительными, что приходится в каждом конкретном случае, сообразуясь с условиями работы сооружения, тем или иным способом интенсифицировать процесс гашения энергии в прыжке и таким образом уменьшать его размеры.

В этих целях могут быть применены водобойные колодцы непризматической формы. К ним прежде всего относятся постепенно расширяющиеся колодцы, в которых за счет планового растекания потока облегчаются условия гашения энергии. Прыжок в таких колодцах исследовался многими авторами (Е.А.Замариным, Ф.И.Пикаловым, П.К.Цветковым, Л.А.Машковичем, О.Ф.Васильевым, Ф.И.Игнатенко и др.) и получил название "пространственного". В отличие от плоского прыжка, наблюдаемого в обычном призматическом колодце, для затопления пространственного прыжка требуется меньшая глубина потока. Потери энергии в таком прыжке больше, чем в плоском, несмотря на то, что реакция боковых стенок направлена в сторону течения потока.

Как показывают опыты, потери энергии в пространственном прыжке находятся в прямой зависимости от угла расширения русла. Однако, имея в виду ограниченную естественную способность к растеканию бурного потока, обладающего высокими параметрами кинетичности, нельзя выпол-

нять расширение русла с углом, превосходящим тот предельный, при котором наблюдается бессбойное растекание потока в прыжке. Величина этого предельного угла, по данным опытов Ф.И.Пикалова, составляет 7° /I/. При угле роспуска боковых стенок 7° потери энергии в пространственном прыжке можно увеличить на I0-I5% /2/, но для этого понадобится производить расширение русла на довольно значительном участке. Поэтому вряд ли целесообразно добиваться увеличения потерь энергии и уменьшения глубины колодца за счет развития его длины.

Осуществляя принудительное растекание бурного потока в плане, можно в значительной степени увеличить угол расширения русла и тем самым повысить эффект гашения энергии в пространственном прыжке. Одним из таких способов наиболее приемлемым с гидравлической точки зрения является устройство криволинейных в плане затворов, обращенных выпуклостью в сторону нижнего бьефа /3, 4/. Однако, использовать такие затворы для высоконапорных водосбросов не представляется возможным по ряду технических причин.

В литературе имеются некоторые сведения о гидравлическом прыжке в постепенно сужающемся русле. При такой форме русла реакция стенок направлена навстречу потоку, но несмотря на это, потери энергии в прыжке на 4-I5% меньше, чем в плоском /5/.

Исходя из вышеизложенного можно считать, что основную роль в изменении энергетических характеристик прыжка, образующегося в непризматическом русле с постепенно меняющимся сечением, играет не реакция боковых стенок, а изменение удельных расходов, вызванное изменением ширины в сечении за прыжком по сравнению с шириной сжатого сечения.

Очевидно, значительного увеличения реакции стенок можно добиться, если на участке размещения прыжка резко сузить русло в плане путем поворота боковых стенок колод-

ца внутрь потока при сохранении их вертикального положения. Но при этом, во избежание излишнего затопления прыжка, вслед за сужением понадобится расширить поток до ширины отводящего русла. Такое сужение можно назвать местным и рассматривать его как преграду на пути потока.

Опыты, проведенные нами, показали, что при расположении местного сужения на участке зарождения прыжка, где поток находится еще в бурном состоянии, реактивное воздействие стенок сужения усиливается за счет тех явлений, которыми сопровождается обтекание бурным потоком подобного рода преград.

Известно, что при обтекании бурным потоком тупого внутреннего угла, который может быть составлен стенками, ограничивающими поток в плане, при параметре кинетичности, превышающем 2, образуется косой гидравлический прыжок. Внешне он проявляется в скачкообразном повышении свободной поверхности, распространяющемся в плане вдоль линии фронта прыжка. При переходе через фронт прыжка струи, меняя свое первоначальное направление, двигаются вдоль стенки, повернутой в поток.

В случае симметричного сужения русла образуются два косых прыжка, в результате чего струи потока получают встречное направление движения и соударяются на оси потока. При соударении струй образуется гребень, представляющий собой компактную струю, вылетающую за пределы сужения. В месте ее падения наблюдается сжатие потока и последующий переход его в спокойное состояние через обычный гидравлический прыжок (рис.I).

Таким образом, поток из бурного состояния, в котором он находится в сечении I-I, переходит в спокойное (сечение 3-3). Переход этот сопровождается значительными потерями энергии, что обусловливается наличием зон интенсивного перемешивания потока, образующихся, во-первых, в ко-

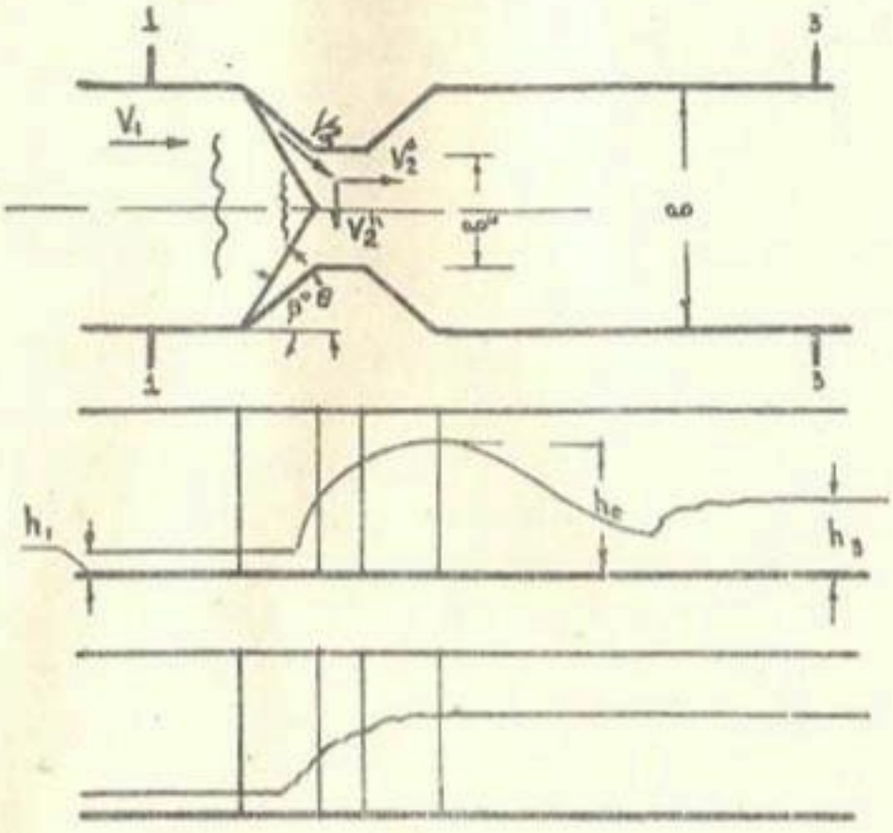


Рис.I

ых прыжках, во-вторых, – при соударении струй в месте их пересечения и, наконец, – на участке обычного прыжка за гребнем.

Рассмотрим с энергетической точки зрения процесс взаимодействия двух косых прыжков, образующихся при симметричном сужении прямоугольного русла. Перед встречей друг с другом косые прыжки имеют одинаковые относительные глубины, характеризующие высоту той зоны, в пределах которой происходит соударение струй. Как видно из зависимости, полученной А.Иппеном /5/ из основного уравнения косого прыжка

$$\eta = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8Fr_1\cdot\sin^2\beta}-1\right), \qquad (I)$$

где $\eta = \frac{h_2}{h_1}$ – относительная глубина косого прыжка;

h_1 и h_2 – глубины до прыжка и за ним;

Fr_1 – число Фруда в сечении перед прыжком, в рассматриваемом случае совпадающее с параметром кинетичности потока, т.е.

$$Fr_1 = \Pi k_1 ;$$

β – угол фронта прыжка (см.рис.I);

относительная высота прыжка растет с увеличением параметра кинетичности потока и угла фронта прыжка. Последний в свою очередь находится в зависимости от угла поворота стенки сужения и параметра кинетичности, представленной выражением

$$tg\Theta = \frac{tg\beta\sqrt{1+8\Pi k_1\cdot\sin^2\beta}-3}{\sqrt{1+8\Pi k_1\cdot\sin^2\beta}-1+2tg^2\beta}, \qquad (2)$$

где θ - угол поворота стенки сужения внутрь потока.

Из приведенных теоретических зависимостей следует, что с увеличением угла поворота стенки и параметра кинетичности потока в сжатом сечении растёт высота косого прыжка и, следовательно, увеличивается зона соударения струй. Однако, как показали опыты, при увеличении угла до некоторого граничного значения, зависящего от параметра кинетичности, в пределах сужения происходит зарождение прямого прыжка, который в сочетании с двумя косыми получил название "мостообразного" прыжка /7/. При дальнейшем, самом незначительном увеличении угла $\theta > \theta_{гр}$ мостообразный прыжок переходит в прямой, который из-за наличия сужения не остается в критическом положении, а надвигается на сжатое сечение. При этом само сужение работает как водослив, так как стенки сужения становятся преградой на пути уже почти спокойного потока. Явление косых прыжков как таковое исчезает, реактивное воздействие стенок сужения уменьшается.

Из сказанного можно сделать вывод о том, что наиболее интенсивное соударение струй потока, происходящее в зоне взаимодействия двух косых прыжков, имеет место при максимальном параметре кинетичности потока и граничном для этого параметра угле поворота стенок, при котором происходит зарождение мостообразного прыжка.

Для выяснения влияния параметра кинетичности потока на величину граничного угла нами была проведена серия опытов в диапазоне изменения Пк от 10 до 160. На рис.2 приводятся опытные точки, показывающие связь граничного угла и параметра кинетичности потока, которые хорошо совпадают с теоретической кривой $\theta_{гр} = f$ (Пк), полученной путем решения уравнений (1-2).

Из схемы, приведенной на рис.1, следует также, что сужение с одним и тем же углом $\theta = \theta_{гр}$ может быть выпол-

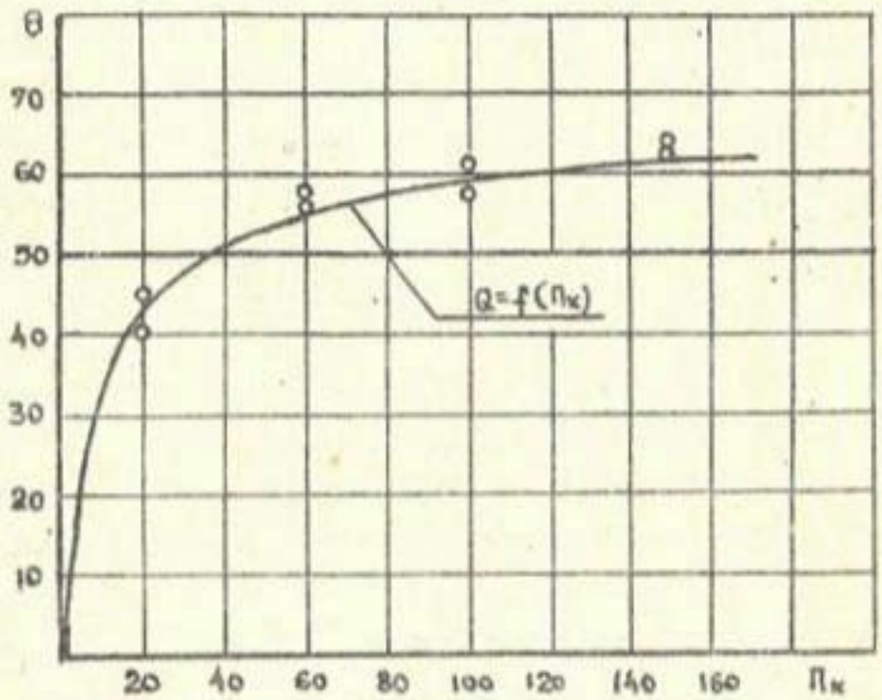


Рис.2

нено при разной степени стеснения потока $\frac{b_c}{b}$. Опыты показывают, что увеличивая степень стеснения, можно подойти к тому предельному значению отношения $\frac{b_c}{b}$, при котором произойдет превращение косых прыжков в прямой, аналогичное описанному выше. При этом сужение будет работать как водослив.

Для определения максимальной степени стеснения потока представим схему явления в упрощенном виде (см.рис.I). Будем рассматривать половину потока, а плоскость симметрии заменим твердой стенкой, к которой подходят струи потока за линией фронта косого прыжка. Скорость их может быть разложена по двум направлениям: параллельному V_2^c и нормальному к стенке $V_2^н$. Из уравнения неразрывности для сечений до прыжка и в створе сужения имеем

$$V_1 h_1 \frac{b}{2} = \frac{b_c}{2} h_c V_2^c, \qquad (3)$$

где h_c - глубина потока в створе сужения, которая может быть определена как сумма второй сопряженной глубины косого прыжка, вычисляемой по формуле $h_2 = \frac{h_1 tg\beta}{tg(\beta-\theta)}$ и высоты подъема уровня воды вследствие соударения потока с твердой стенкой, определяемой из зависимости $h_н = \frac{(V_2^н)^2}{2g}$, т.е. $h_c = h_2 + h_н$.

Скорость потока в сечении за косым прыжком вычисляется по формуле

$$V_2 = \frac{V_1 \cos\beta}{\cos(\beta-\theta)} .$$

Тогда $$V_2^{н} = \frac{V_1 \cos\beta}{\cos(\beta-\theta)} \cdot \sin\theta; \quad V_2^{с} = \frac{V_1 \cos\beta}{\cos(\beta-\theta)} \cdot \cos\theta.$$

Подставляя эти выражения в уравнение (3), после преобразований получим

$$b_c = \frac{b}{\cos\theta\left[\frac{\sin\beta}{\sin(\beta-\theta)} + \frac{V_1^2 \cos^2\beta \cdot \sin^2\theta}{2gh\cos^3(\beta-\theta)}\right]}. \qquad (4)$$

Следует отметить, что полученное решение является приближенным вследствие существенного упрощения действительной картины явления. Однако использование этого решения может оказаться полезным для получения ориентировочных значений степени стеснения потока. Дальнейшее уточнение зависимости (4) предполагается выполнить опытным путем.

Таким образом, сужая русло до величины, определяемой по формуле (4), путем поворота стенок внутрь потока под углом $\theta = \theta_{кр}$, можно получить наибольший эффект гашения энергии при взаимодействии двух косых прыжков. Теоретически оценить этот эффект не представляется возможным из-за чрезвычайно сложной гидродинамической картины явлений, происходящих в результате сужения потока. Поэтому используем закон количества движения, позволяющий судить об интересующей нас энергетической стороне явления по характеристикам потока в граничных сечениях, определенных опытным путем.

Для отсека жидкости, ограниченного сечениями I–I и 3–3 (см. рис. I), уравнение проекций количества движения на ось, совпадающую с осью потока, будет иметь вид

$$\frac{\alpha\gamma}{g} q(V_3 - V_1) = \frac{\gamma}{2}(h_1^2 - h_3^2) - Rx, \qquad (5)$$

где $V_1 h_1$ и $V_3 h_3$ – соответственно скорость и глубина потока в сечениях I–I и 3–3;

q – погонный расход;

ρx – условная реактивная сила, количественно определяющая эффект воздействия сужения на поток.

Произведя некоторые преобразования, получим уравнение (5) в безразмерном виде

$$\tau_x = \eta^2 - 2\Pi k_1 + \frac{2\Pi k_1}{\eta} - 1, \qquad (6)$$

где $\tau_x = \frac{\rho_x}{\gamma h_1^2}$; $\Pi k = \frac{V_1^2}{g h_1}$; $\eta = \frac{h_3}{h_1}$.

Очевидно, измерив опытным путем глубину h_3 при известных h_1 и Πk_1, можно с помощью уравнения количественно определить эффект энергогасящего воздействия местного сужения русла в плане на поток.

По результатам исследований, проведенных нами в широком диапазоне изменения параметров кинетичности (Пк = 15 ÷ 150), получен график зависимости $\eta = F$ (Пк) при разной степени сужения русла (рис.3). Здесь же для сравнения приведена кривая $\eta = F$ (Пк) для свободного прыжка. Как видно из графика, в результате реактивного воздействия сужения на поток, глубина в сечении 3–3 значительно снижается по сравнению с затопляющей глубиной свободного прыжка, что дает возможность уменьшить размеры водобойного колодца.

Однако не всегда представляется возможность использовать такую схему сопряжения бьефов. Основной недостаток ее – наличие гребня, превышающего отметки свободной поверхности в отводящем русле. Этот недостаток удается лик-

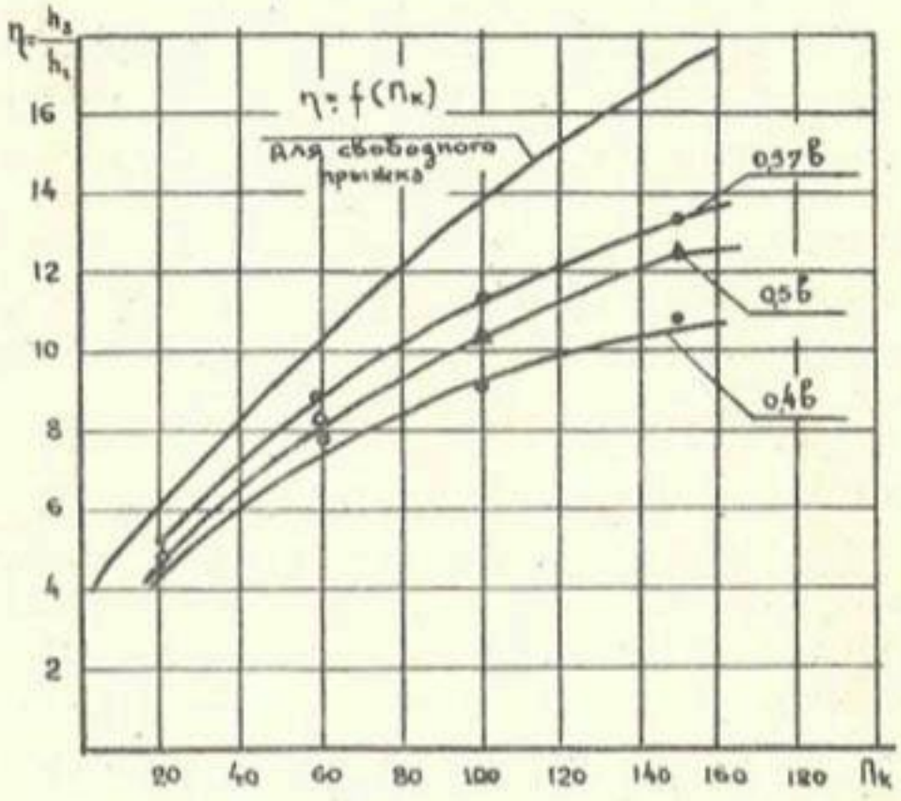

η = h₂/h₁
η = f(Пк)
для свободного прыжка
0,37в
0,5в
0,4в
16
14
12
10
8
6
4
2
20
40
60
80
100
120
140
160
180
Пк

Рис.3

видировать, если несколько увеличить глубину в сечении 3–3. В результате сужение подтопляется с нижнего бьефа, а взаимодействие косых прыжков и образование гребня происходит в массе воды. Нужно отметить, что величина подтопления должна быть ограничена той предельной, при которой поток подходит к сужению еще в бурном состоянии.

Как показали опыты, проведенные нами, при такой схеме сопряжения снижение глубины в сечении 3–3 по сравнению с затопляющей глубиной свободного прыжка незначительно, зато другие характеристики потока в отводящем русле существенно улучшаются: значительно уменьшается волнение свободной поверхности и боковая раскачка потока, происходит быстрое перераспределение скоростей по живому сечению и затухание пульсации скоростей и давлений за пределами сужения, значительно уменьшается общая длина прыжка. На рис.4 приведены полученные опытным путем графики изменения высоты волны, длины прыжка и затопляющей глубины в зависимости от угла сужения и параметра кинетичности при $\frac{bc}{b}=0,5$ в сравнении с аналогичными характеристиками свободного прыжка. Из графиков видно, что основной эффект применения такой схемы сопряжения бьефов состоит в значительном улучшении пульсационных характеристик потока, которые при высоких скоростях течения играют существенно важную роль.

Данные опытов и теоретических проработок послужили основанием для разработки конструкции непризматического водобойного колодца с местным сужением в плане, использованного для гашения энергии в двух конкретных сооружениях: на переходном участке высоконапорного туннеля и в нижнем бьефе безнапорного туннеля.

Лабораторные исследования этих сооружений показали, что при значительно меньших, по сравнению с водобойным колодцем обычной конструкции, размерах непризматический колодец обеспечивает высокий эффект гашения энергии, от-

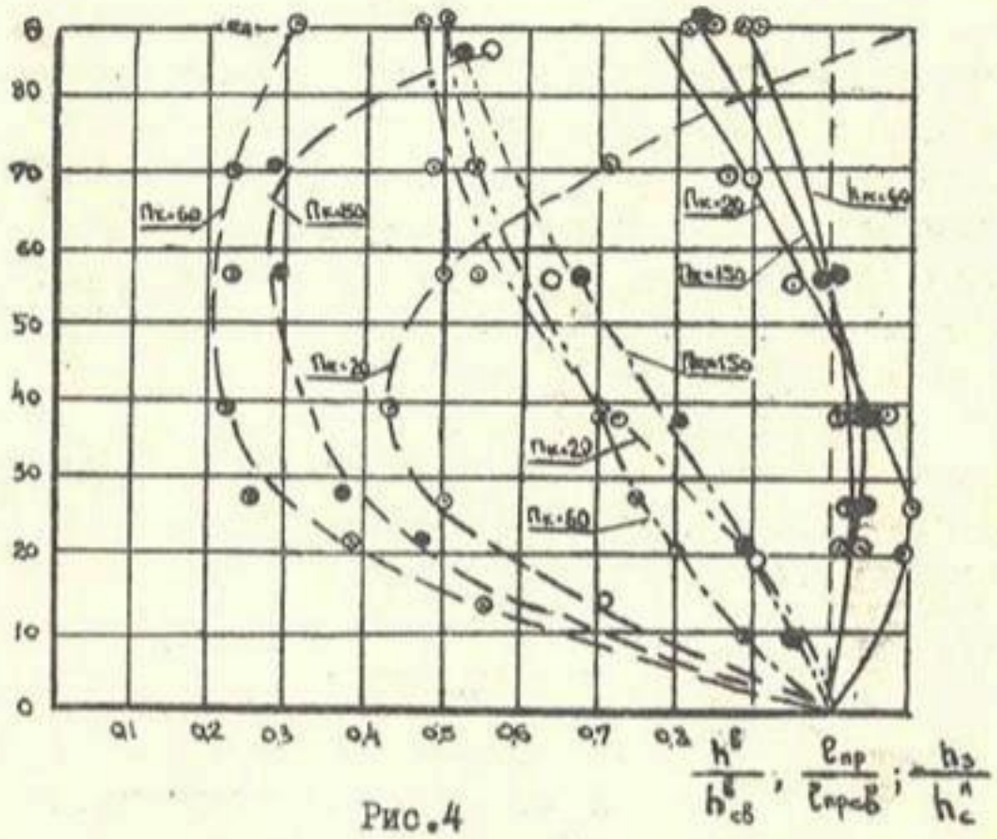

θ
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
Пк=60
Пк=150
Пк=20
Пк=20
Пк=60
Пк=20
Пк=150
Пк=150
hк=60

Рис.4

личаясь при этом простотой конструкции и надежностью в эксплуатации. Результаты исследований позволили рекомендовать колодец новой конструкции для рабочего проектирования объекта "Отвод реки Ангрен от угольного разреза магистральными туннелями".

Резюмируя изложенное, можно сделать вывод о том, что изменяя плановую форму на участке гидравлического прыжка в водобойном колодце можно значительно увеличить потери энергии в нем и сократить его размеры. Для этой цели нами предлагается на незначительном удалении от сжатого сечения выполнить резкое сужение колодца путем поворота стенок его внутрь потока с последующим расширением до ширины отводящего русла. Такое сужение ведет к увеличению потерь энергии в прыжке за счет тех явлений, которыми сопровождается обтекание бурным потоком углов сужения в плане.

Предлагаемый способ интенсификации процесса гашения энергии в прыжке позволяет использовать простые и массивные конструкции, которые могут быть применены для условий высокоскоростного потока.

ЛИТЕРАТУРА

I. Пикалов Ф.И. О форме сопряжения быстротока с нижним бьефом при разной их ширине."Труды Института гидротехники и мелиорации", т.XII, 1935.

2. Игнатенко Ф.И. О потерях энергии в пространственном гидравлическом прыжке. Известия высших учебных заведений "Строительство и архитектура" № 8, 1964.

3. Машкович Л.А. Новый способ регулирования режима сопряжения потоков при внезапном расширении русла. "Гидротехника и мелиорация" № 2, 1949.

4. Васильев О.Ф. Гидравлический прыжок и растекание потока в расширяющемся русле. Доклады АН СССР, т.106, № 5, 1956.

5. Шевченко А.В. Исследование движения воды на суживающемся входном участке быстротока при наличии водосливного порога перед ним. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, Киев, 1968.

6. Ippen A. Mechanics of supercritical flow, Trasactions ASCE, vol 116, 1951.

7. Емцев Б.Т. Двухмерные бурные потоки, М., 1968.

С.И.КЕБЕРЛЕ

ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ НИЖНИХ БЬЕФОВ СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЧИМКУРГАНСКОГО И ЮЖНОСУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩ

В целях повышения водообеспеченности существующих и орошения 77 тыс.га новых земель Кашкадарьинской области, в 1955–1960 гг. Средазгипроводхлопок запроектировал в нижнем течении р.Кашкадарья Чимкурганское водохранилище емкостью 500 млн.м^3 воды. Водохранилище образуется земляной плотиной высотой H_{max} = 33 м. По предложению главного инженера проекта Средазгипроводхлопка А.В.Петрова, водовыпуски (левобережный и правобережный) совмещены с катастрофическим и донным сбросами. Совмещенное сооружение запроектировано в виде трехочковой донной железобетонной трубы, проложенной под земляной плотиной.

Затворы плотин и башня управления располагаются в начальной части донной трубы. Вокруг башни на отметке НПГ устроен лоток катастрофического сброса (на Q_{max}=200 м^3/сек), из которого вода сбрасывается по трем шахтам в ту же донную (безнапорную) трубу, за затворами. В первом варианте энергия потока гасилась в специальной напорной камере гашения, во втором (принятом) - в открытом вододелителе, расположенном в конце труб (рис.I,2).

Вододелитель в плане по форме приближается к кругу с радиусом r = I4,0 м; стенки вертикальны; дно расположено ниже дна выходной части трубы на 2,5 м. Из вододелителя вода подается в левобережный канал через двухочковую трубу (Q_{max} = 32 м^3/сек) и в правобережный канал (Q_{max} = 36 м^3/сек).

Лишняя вода (до Q_{max} = 350 м^3/сек) сбрасывается из водохранилища через три или две донных трубы, и катастрофический сброс сначала в вододелитель, где гасится

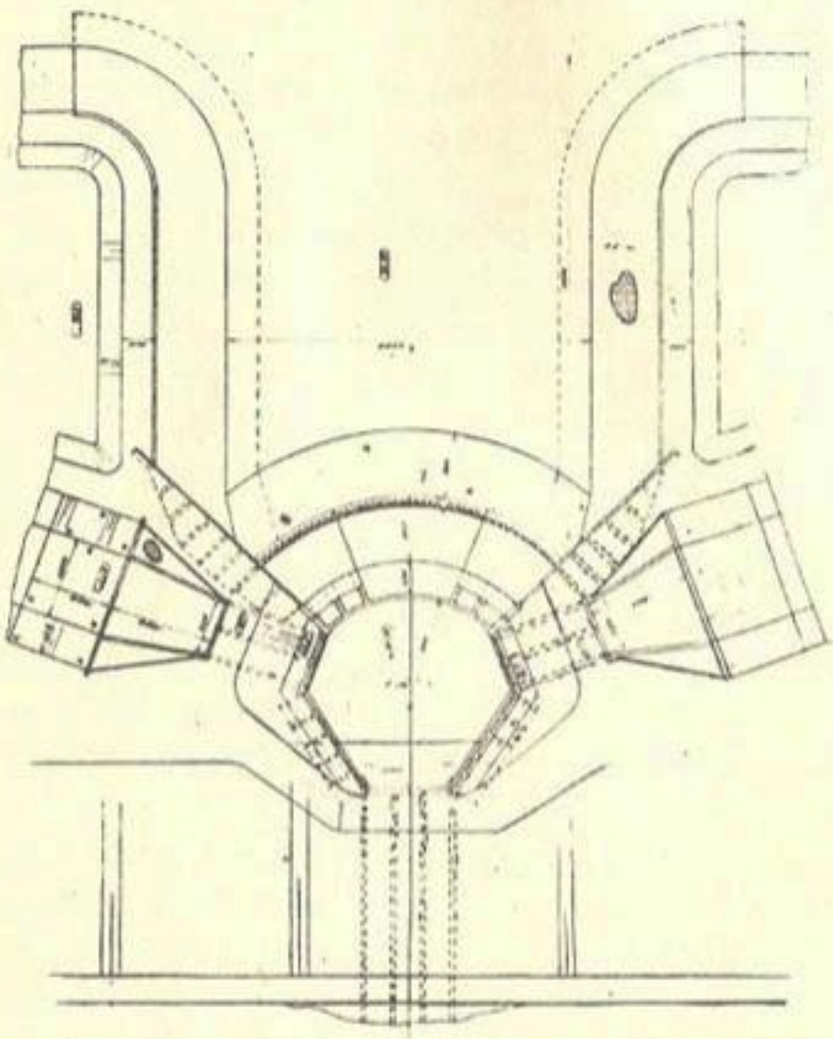


Рис. I. План концевой части Чимкурганского катастрофического сброса и принятого к исследованию варианта

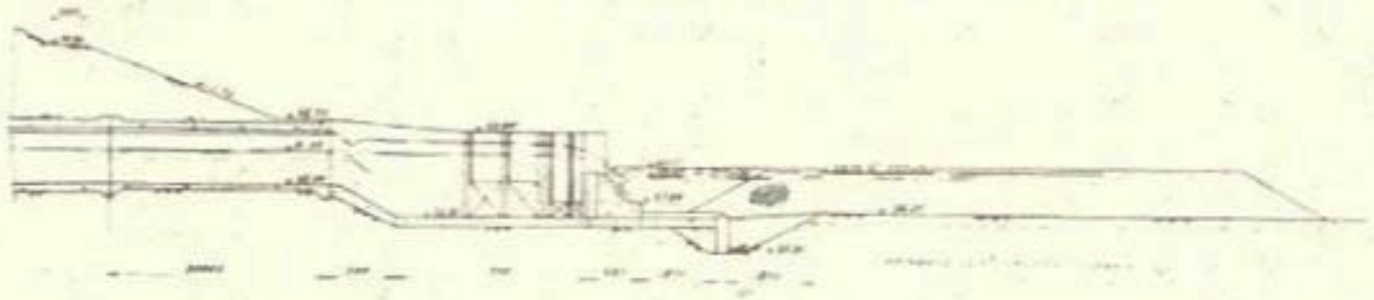


Рис.2.Продольный разреа концевой части Чимкурганского катастрофического сброса, запроектированного для исследования

основная часть энергии потока, а затем – в реку через водосливную стенку вододелителя высотой 5 м, занимающую четверть окружности вододелителя, и водобой сброса (длина 8 м на отметке дна вододелителя), оканчивающейся бетонным зубом трехметровой глубины и каменной призмой. Откосы отводящего канала крепятся армированным бетоном на длине 60 м. Сопрягаются откосы с вододелителем вертикальными стенками, направленными к оси сброса под 45°.

Отметка водобоя сброса назначена с учетом возможности снижения русла на 2,5 м. Грунты за сбросным сооружением состоят из гравелистых песков. Расходы в реке колеблются от 2 до 590 $м^3$/сек. При этом расходы более 350 $м^3$/сек могут аккумулироваться при наполненном водохранилище, вызывая подъем уровня воды выше НПГ не более чем на I,3 м.

Исследование водопропускных сооружений были проведены в 1957 г. в САНИИРИ на пространственной модели в масштабе I:40 натурной величины, который позволил

I) получить турбулентный режим – режим натуры во всех элементах модели;

2) выполнить приблизительное равенство ороситель-ной шероховатости стен на модели и в натуре;

3) подобрать грунт нижнего бьефа модели сброса.

Фракционный состав грунта натуры и пересчет на модель приведен в табл.I.

На модели были воспроизведены, кроме водопропускных сооружений, участок плотины, длиной около 30 м участок водохранилища $\sim$ I00 м, левобережный и правобережный каналы, длиной около 70 м каждый и весь участок отводящего русла.

Требовалось

I) определить, обеспечивается ли в безнапорной части трубы безнапорный режим протекания воды при пропуске

Таблица I

Фракции грунта натуры, мм	50–40	40–25	25–20	20–10	10–5	5–3	3–1	1–0,5	0,5–0,25	< 0,25
Содержание по весу, %	2,38	9,40	14,32	14,93	13,53	6,13	9,9	7,35	11,21	10,85
Гидравл. крупность в натуре, см/сек	80–70	70–57	57–51	51–36	36–25	25–19	19–9	9–5,5	5,5–2,8	< 2,8
Гидравл. крупность на модели, см/сек	12,6–11	11–9	9–8,1	8,1–5,7	5,7–4	4–3	3–1,4	1,4–0,87	0,87–0,44	< 0,44
Фракции грунта модели, мм	14,5–12	1,2–0,94	0,94–0,81	0,81–0,54	0,54–0,37	0,37–0,27	0,27–0,15	0,15–0,1	0,1–0,09	< 0,09

Примечание. Фактически на модели грунт за сооружением был мельче; в конце опытов средний диаметр d ср.мод.факт.= 0,38 мм вместо расчетного диаметра d ср.мод. $\approx$ 0,5 мм.

максимального строительного расхода (150 м³/сек), рабочих расходов на ирригацию (70 м³/сек) при низких уровнях воды в водохранилище и паводковых расходов через две полностью открытые донные трубы и катастрофический сброс;

2) уточнить размеры лотка и шахт катастрофического сброса;

3) уточнить размеры донных труб в месте сопряжения донного потока с потоком катастрофического сброса при отсутствии в этом месте гасителя энергии;

4) уточнить размеры вододелителя и подобрать гасители в нем;

5) подобрать конструкцию сопряжения сброса вододелителя с отводящим руслом, обеспечивающую гашение оставшейся части энергии потока без подмыва сооружения при существующем русле и сниженном на 2,5 м;

6) определить кривую зависимости расхода донных труб от напора перед входом;

7) определить кривую зависимости расхода донных труб от величины открытия щитового отверстия при НПГ;

8) определить кривую зависимости расхода катастрофического сброса от высоты превышения горизонта воды водохранилища над гребнем поверхностного сброса.

В результате исследований были освещены все вопросы и даны рекомендации по уточнению форм и размеров всех частей водопропускных устройств (рис.3 и 4)

В частности были даны следующие рекомендации:

1) на водоскате вододелителя устроить 6 рассекателей;

2) для уменьшения колебания горизонта воды перед щитами водозаборов устроить забральные стенки. В целях уменьшения пролета забральных балок линию щитов отодвинуть в сторону отводящих каналов (см.рис.4);

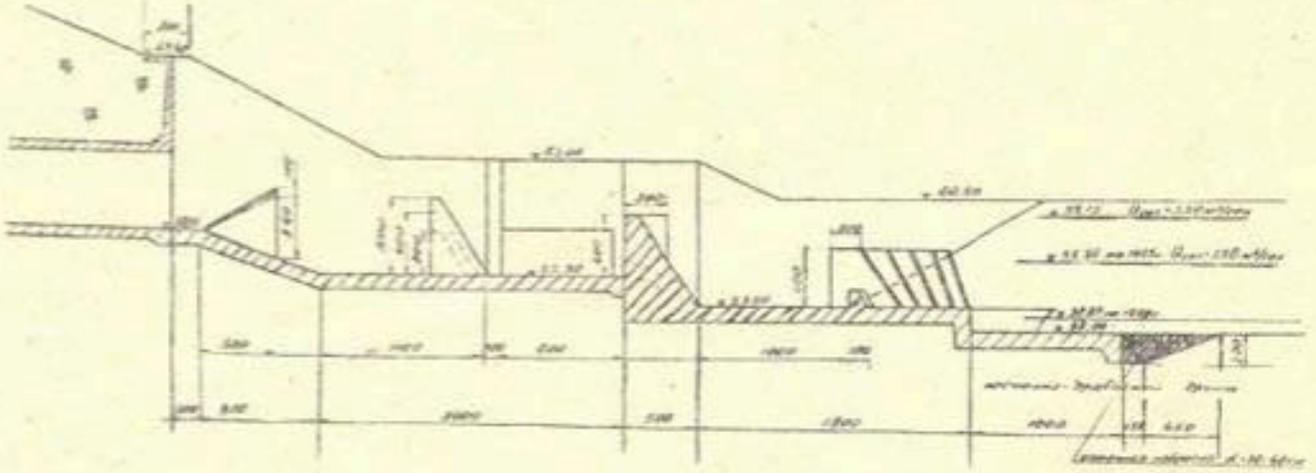


Рис.3.Рекомендованный САНИИРИ продольный профиль сооружения катастрофического сброса Чимкурганского водохранилища

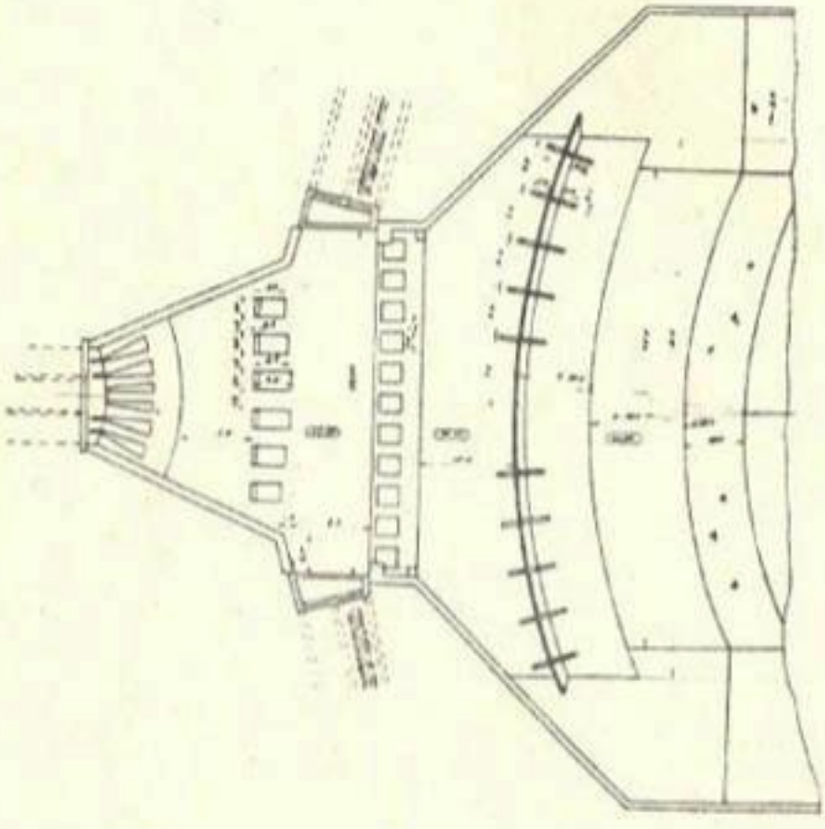


Рис.4.План рекомендованной САНИИРИ концевой части катастрофического сброса Чимкурганского водохранилища

3) вододелитель (см.рис.I,2) был первоначально запроектирован из условия гашения энергии потока в специальной камере гашения, расположенной за затворами для гашения основной части энергии потока. Затем было решено гашение энергии потока вынести за пределы труб, для чего увеличить длину вододелителя с 23 до 30 м, а ширину сливного фронта в сброс – с 22 до 36 м, при этом сливную стенку сделать прямой, высотой 4 м, и установить в вододелителе один ряд из 6 ширсов (шириной 2 м, высотой 5, 4 и 3 м). Четырехметровая высота сливной стенки обеспечивает максимальный забор воды в каналы при полностью открытых щитовых отверстиях и отсутствии сброса в реку;

4) на низовой криволинейной грани сливной стенки устроить горизонтальные трамплины, шириной 2 м и длиной 2,4 м через I,3 м, которые хорошо способствуют аэрации подающих струй, рассредоточению падения их на водобой, и следовательно, гашению энергии потока в сбросе;

5) водобой сделать длиной I8 м и шириной 56 м, на 2 м ниже отметки пола вододелителя; в конце водобоя устроить уступ I,5 м радиусом 72 м, за которым устроить слив, длиной I0 м и шириной 56 м, оканчивающийся коротким зубом, также очерченным радиусом 62 м. За зубом устроить небольшую призму из каменной наброски.

Как показали опыты, выпуклая в плане форма эпюры средних (по вертикалям) скоростей вызывает образование боковых водоворотов за сооружением и больших размывов под ними (при любом распределении скоростей по вертикали). Это объясняется разницей давлений и расположением их в потоке. Равномерная эпюра вызывает боковые водовороты и размывы в меньшей степени, а вогнутая эпюра средних скоростей и вогнутая форма прыжка обеспечивают бесбойное движение потока, без боковых водоворотов и вызы-

вает пологий размыв в средней части русла.

Для расширения потока с 36 до 56 м и создания (в плане) вогнутой формы эпюры средних по вертикали скоростей и вогнутой формы прыжка в начале отводящего русла, на водобое рекомендуется установить поперечную криволинейную стенку, высотой 1,2 м, радиусом 80 м с десятью короткими, но высокими (h = 4 м) стенками, направляющими поток к центру радиуса. Они обеспечивают протекание потока без боковых водоворотов и тем самым предохраняют основание откосов отводящего русла от подмыва.

Крепить откосы в начальной части отводящего русла можно бетонными плитами до отметки слива на длине 40 м. Такая конструкция сопряжения обеспечивает хорошую воронку размыва - пологую, не глубокую (до 4-5 м), расположенную в середине отводящего русла даже при сниженных на 3,0 м горизонтах воды НБ. Рабочие чертежи были составлены с учетом почти всех перечисленных рекомендаций.

Строительство Чимкурганского водохранилища началось в 1958 г. и закончилось в 1963 г. Причем уже в период строительства началось наполнение водохранилища. В 1960 г. было накоплено 80 млн.м^3, в 1961 г. - 170, в 1962 г.- 186, в 1963 г. - 385, в 1964 г. - 450 и в 1965 г. -270 млн.м^3. Максимальные сбросные расходы достигали 270 м^3/сек (апрель 1964 г.).

Эксплуатация недостроенного водохранилища вызвала перенос карьеров гравийно-песчаного грунта, необходимого для отсыпки призм плотины, с русла верхнего бьефа в нижний. В результате выемки большого количества грунта ($\sim$ 3 млн.м^3) из русла нижнего бьефа в непосредственной близости к гидроузлу и пятилетней эксплуатации сооружения, отводящее русло снизилось на 3 м. При этом форма и место воронки размыва, а также характер протекания воды по вододелителю и сбросу оказались подобными полученным на модели.

Глубина воронки размыва в нижнем бьефе сброса достигла 5 м, из предосторожности ее забросали камнем.

В связи с этим в Средазгипроводхлопке была запроектирована реконструкция нижнего бьефа сброса с учетом будущего (через 25 лет) снижения русла нижнего бьефа на 3 м от сброса чистой воды (рис.5). Предусмотрено также увеличение защитного слоя в донных трубах, наращивание стен вододелителя на I,5 м, так как наблюдались выплески воды из него при пропуске больших расходов (они были и на модели, но на них не обратили внимания). Стоимость реконструкции сооружения составляет около 970 тыс.руб. (при полной стоимости водохранилища--I6320 тыс.руб. и стоимости I $м^3$ воды - 3,63 коп.). Однако досрочная подача воды на орошение окупила затраты не только на реконструкцию, но и на все сбросное сооружение.

Осмотр водопропускных сооружений производился ежегодно - сооружение работает удовлетворительно за исключением указанных выше недостатков.

В I968 г. была осуществлена реконструкция нижнего бьефа сбросного сооружения.

В мае I969 г. сбрасывалось до 300 $м^3$/сек. Гидравлическая картина изменилась в худшую сторону. Большие погонные расходы и скорости наблюдаются по середине сброса. Имеются боковые водовороты. Нужно было реконструкцию сброса предварительно проверить на модели. Перераспределить погонные расходы можно повышением водобойных стенок в их средней части.

Для орошения 97 тыс.га новых и улучшения водообеспеченности существующих земель Сурхандарьинской области в I955-I96I гг. в Средазгипроводхлопке был составлен проект Южносурханского водохранилища в среднем течении р.Сурхандарья. Земляная плотина (Н=30 м), перегораживающая реку образует водохранилище, емкостью 960 млн.$м^3$,

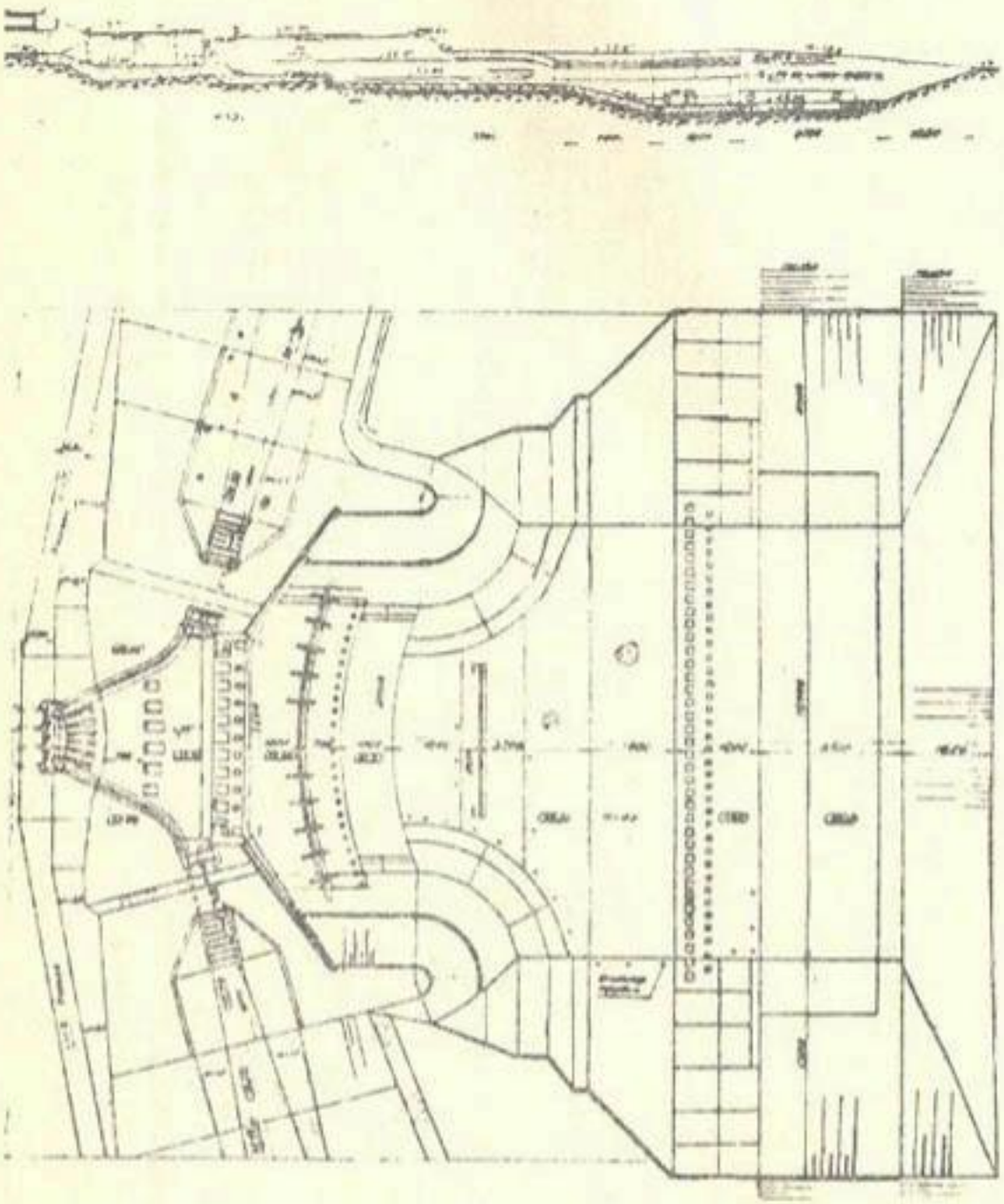


Рис.5.План и продольный разрез реконструкции катастрофического сброса Чимкурганского водохранилища (после снижения русла НБ на расчетную величину – 2,5 м)

которое обеспечивает сезонное регулирование речного стока. Гидроузел включает в себя, кроме плотины, водовыпуски правобережный (Q_{max} = 150 м^3/сек) и левобережный (Q_{max} = 25 м^3/сек), а также катастрофический сброс (Q_{max} = 1000 м^3/сек).

Катастрофический сброс запроектирован в виде двух донных трехочковых труб (уложенных под плотиной в русловой ее части) с башней управления плоскими затворами в начальной части труб.

Сопряжение труб с нижним бьефом сооружения (рис.6) первоначально было запроектировано в виде водоската, расширяющегося с B_1 = 30 до B_2 = 100 м на длине 80 м и понижающегося при этом на 2,5 м. Для расширения потока на водоскате на нем размещались три ряда шашек ($b \times h$ = = 1,0 x 1,0 м). За водоскатом устраивался железобетонный уральский пол длиной 10 м и шириной 120 м. В нижнем бьефе сооружения основание слагается из песчано-галечниковых грунтов. Снижение русла реки и горизонтов воды за сооружением было принято равным 2,5 м. Сброс воды допускался только при равномерно открытых щитовых отверстиях (в крайнем случае при закрытом среднем отверстии). Второй вариант сопряжения с НБ был запроектирован в виде виража, на конце которого размещался железобетонный уральский пол.

Исследование катастрофического сброса было проведено в САНИИРИ в 1956 г. на пространственной модели в масштабе 1:60 натурной величины. Выбор масштаба был продиктован наличием свободной насосной установки и главным образом составом грунта за сооружением. На модели был воспроизведен участок водохранилища, весь водосброс и отводящее русло длиной около 300 м. Необходимо было уточнить размеры донных труб, определить их пропускную способность и проверить несколько вариантов сопряжения донных труб с отводящим руслом.

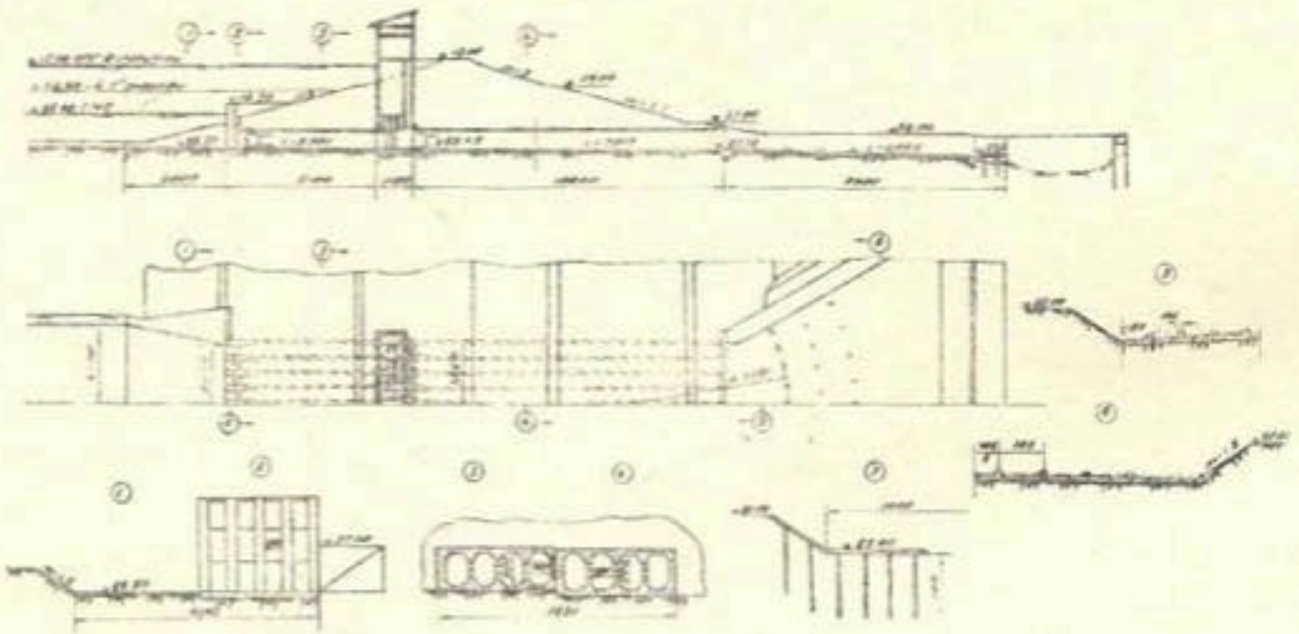


Рис.6.План и разрезы катастрофического сброса Южносурханского водохранилища предложенного к исследованию варианта

Опыты показали, что из-за предполагаемого значительного снижения русла реки, а следовательно и горизонтов воды за сооружением, в I и II варианте прыжок на водоскате образуется при бытовых горизонтах в начале водоската и по мере понижения уровня воды нижнего бьефа перемещается к концу водоската. Это требует усиления водоската на всей длине. Устройство различных сопротивлений (в пределах разумных величин) не дало удовлетворительного результата. Поэтому был рассмотрен вариант с обратно наклонным водоскатом (не подтапливающим трубы) и устройством за ним перепада откосного типа (с расположением боковых конусов заподлицо с водоскатом) и далее железобетонного уральского пола на той же отметке.

Такое устройство обеспечило образование прыжка всегда в широком месте и меньшее перемещение по водоскату при всех режимах работы сооружения. Для лучшего расширения потока за трубами были установлены направляющие короткие стенки, отклоняющие поток на всю ширину водоската. Такой вариант сооружения оказался несколько лучше предыдущих. Однако при равномерном сбросе Q_{max}= 1000 м^3/сек через все отверстия сваи обнажались на 6 м, а глубина воронки размыва (относительно пола) достигала 11,0 м. При этом прыжок располагался большей частью над уральским полом.

Несколько лучшие результаты получились при устройстве перепада и уральского пола вогнутой формы с устройством на откосе перепада четырех пар стенок, направляющих поток под пологим углом к середине. В этом случае сваи обнажились на 5 м, а глубина воронки размыва (от отметки пола) достигла 9 м (рис.7).

Так как сооружение должно было работать не больше месяца в году и, следовательно, имелась возможность и реконтировать его в течение длительного времени, проектировщики приняли к постройке этот вариант.

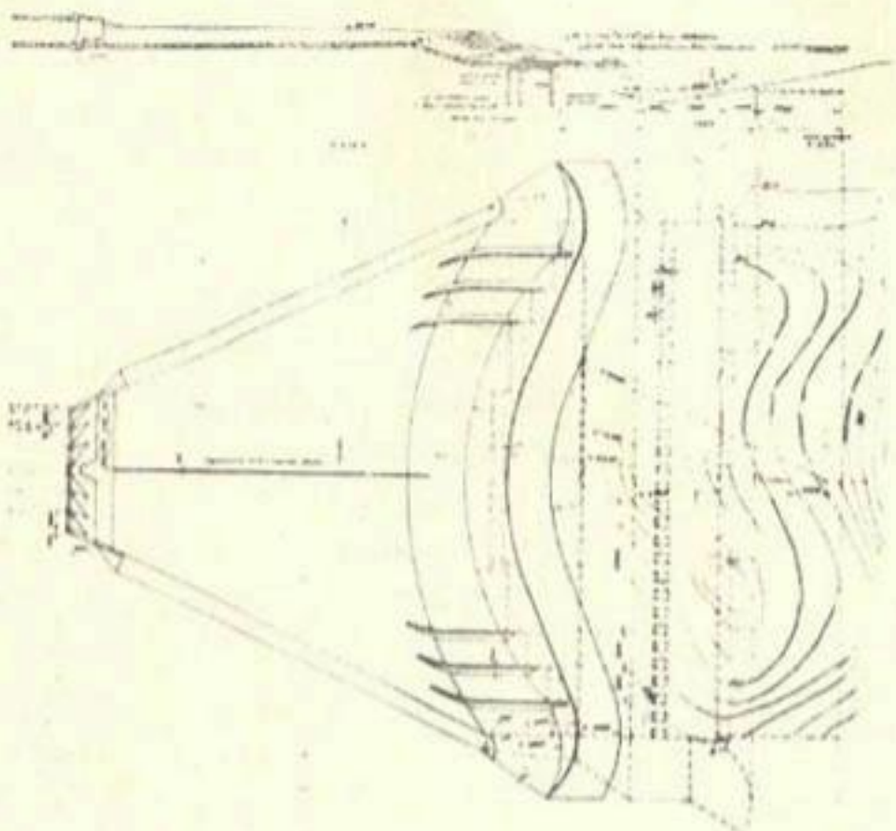


Рис.7. Рекомендованный САНИИРИ вариант реконструкции концевой части катастрофического сброса Южносурханского водохранилища показан пунктиром (после снижения русла НБ на расчетную величину -2,5м).

Однако САНИИРИ предложил более надежный вариант, в котором уральский пол заменен прямой водобойной стенкой и перепаду придано прямолинейное очертание без понижения отметки водобоя (рис.8). В этом варианте максимальная глубина размыва достигла 4,0 м (в середине русла, а зуб обнажился на 2,5 м). При этом допускалась значительная неравномерность расходов, сбрасываемых через донные трубы. Но из-за больших объемов работ этот вариант не был принят к строительству. Строительство катастрофического сброса было начато в 1959 г. и закончено в 1966 г. Сваи погружали вибропогружателем и смогли опустить их лишь на 7-метровую глубину.

Наполнение водохранилища начато до завершения строительства - в 1962 г. было наполнено на 150 млн.м^3, в 1963 г. - на 300 и к маю 1964 г. - на 150 млн.м^3. Поэтому карьеры песка, укладываемого в тело плотины, были также перенесены с русла верхнего бьефа в нижний, откуда к 1964 г. было вынуто 5 млн.м^3. Кроме того, строительство водовыпусков и ГЭС задержалось, и все строительные, рабочие и паводковые расходы (до $\sim$ 300 м^3/сек) сбрасывались через катастрофический сброс. В результате за два с половиной года временной эксплуатации русло за сооружением и горизонты воды понизились на 2,5 м. При этом пропуск воды через сброс производился сначала преимущественно только через правые трубы, а затем только через левые (из-за расположения водозаборной насосной установки), что вызывало в обоих случаях боковые водовороты и большой размыв. Инструкции по эксплуатации не было.

При осмотре 6 мая 1964 г. было обнаружено, что 6 из 22 плит уральского пола - № 4, 5, 6, 7, 8 и 10 (слева направо по течению) отсутствуют. Причем 5 мая 1964 г. сбрасывали 300 м^3/сек в основном через левые трубы при напоре перед входом в них 11,65 м и сниженном на 2,5 м

горизонте воды нижнего бьефа, но еще превышающем отметку уральского пола на 2,4 м.

Осмотр водолазами воронки размыва и уральского пола (при закрытом сбросе 8/У 1964 г. позволил установить, что указанные плиты лежат рядом; на разрушенном участке железобетонный шпунт (Н=4,0 м) был обнажен от 1,5 м (у плиты № 4 и 10) до 4,3 м (у плиты № 6), т.е. в одном месте шпунт висел, не достигая дна размыва на 30 см. Кроме того, шпунт забит косо (наклон до 10^{0}) и имеет щели между шпунтинами до 10-15 см, за которым прощупывалась пустота до 70 см (строители утверждают, что за этим шпунтом забит еще один ряд металлического шпунта) - от плиты № 8 и далее вправо забит металлический шпунт. Остальные плиты находились в нормальном состоянии. Глубина размыва у конца уцелевших плит колебалась от 3,5 до 4,0 м (от отметки пола плит) и дно под ними повышалось в сторону верхнего бьефа. Наибольшая глубина воронки размыва достигала 7,0 м (от отметки пола плит) и располагалась в средней части русла.

Приближался паводок, а объема для накапливания воды в водохранилище было не достаточно, так как плотина была возведена лишь наполовину. Поливной сезон только начинался и потребителя следовало обеспечить водой строго по графику. Создалась большая угроза подмыва шпунта, выноса грунта и разрушения водобойной и сливной частей сброса. Поэтому разрушенную часть уральского пола и воронку размыва немедленно забросали (в текущую воду) камнем, гравием, негодными железобетонными изделиями, мешками с бетоном, хворостяными фашинами, бетонитами.

Разрушение уральского пола через два с половиной года эксплуатации могло быть вызвано следующими обстоятельствами:

1) вода сбрасывалась через сооружение в течение всего времени эксплуатация только с неравномерно распре-

деленными по ширине сброса расходами. При $Q < 75$ м^3/сек сооружение выравнивало погонные расходы достаточно хорошо, при больших расходах это выравнивание обратным наклоном водоската уменьшалось, в результате образовывались боковые водовороты и большие размывы;

2) прыжок при сниженных горизонтах воды образовывался на плите и вызывал большую вибрирующую нагрузку;

3) длина свай $\ell = 7{,}0$ м была мала (по лабораторным исследованиям размыв у конца пола достигал 5 м от отметки пола). Число свай на плиту площадью 100 м^2 при малом сечении их также, наверное, мало. Во время строительства в русле реки ниже сооружения на расстоянии 500-2000 м было вынуто и уложено в плотину около 5 млн.м^3 песчано-гравилистого грунта, что вызвало снижение горизонтов воды в нижнем бьефе на 2,5 м (равное предельно допустимой величине);

4) отсутствовала каменная наброска под уральским полом;

5) судя по тому, что сохранилась одиноко стоящая плита уральского пола, можно предположить, что в разрушенной части пола щель была забита. Начальник эксплуатации гидроузла утверждает, что он видел перед затоплением котлована местами не снятую опалубку в щели.

С сентября до декабря 1964 г. в САНИИРИ при участии проектировщиков и строителей лабораторным путем были подобраны размеры и форма дополнительной ступени перепада с гашением энергии в водобойном колодце, рассчитанном на дополнительное снижение горизонта воды в нижнем бьефе на 4,0 м при неравномерно распределенных по трубам сбросах воды (рис.9).

Зимой 1964-1965 гг. реконструкция нижнего бьефа была выполнена, и угроза разрушения сбросного сооружения ликвидирована. Стоимость реконструкции составила 166 тыс.руб.

при стоимости всего сбросного сооружения 1996 тыс.руб. и стоимости всего гидроузла - 29336 тыс.руб. За период досрочной эксплуатации гидроузла окупилась стоимость всего сбросного сооружения.

В настоящее время в САНИИРИ проводятся исследования модели уральского пола с определением пульсационной нагрузки на сваи для строящегося Зангского гидроузла (рассчитанного на пропуск Q_{max} = 1000 м^3/сек), на котором еще раз решено проверить надежность и целесообразность конструкции уральского пола с учетом замеченных недостатков на Южносурханском сбросе.

С.И.КЕБЕРЛЕ, Б.И.БЕЛЕСКОВ

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УРАЛЬСКОГО ПОЛА КАТАСТРОФИЧЕСКОГО ВОДОСБРОСА ЮЖНОСУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Катастрофический водосброс Южносурханского водохранилища (Q_{max} = 1000 м^3/сек) введен в эксплуатацию в январе 1962 г. Водосброс выполнен в виде двух донных трехочковых железобетонных труб, расположенных под земляной плотиной водохранилища. Башня управления плоскими затворами расположена в начальной части водовода. Трубы сброса сопрягаются с отводящим руслом, сложенным песчано-гравийным грунтом, обратнонаклоненным, расширяющимся (с 30 до 100 м) водоскатом (на длине 80 м). Для лучшего растекания потока в конце труб устроены короткие отклоняющие стенки. За водоскатом следует перепад высотой 4 м по откосу с m = 3,5, на котором располагаются три пары стенок, направляющих поток параллельно оси сооружения.

До реконструкции сброса избыточная энергия потока гасилась в нижнем бьефе, проходя горизонтальный участок водослива длиной 10 м и уральский пол такой же длины, устроенный на сваях (рис.1). Каждая плита пола размером 10x10x0,25 м была установлена на четырех сваях, забитых на глубину 6,5–7,0 м от верхней плоскости плиты пола. Проектом предусматривался только кратковременный сброс паводковых вод и предполагалось, что сооружение будет легко доступно для осмотра и ремонта. Однако во время постройки сброса условия эксплуатации его изменились.

Строительство водовыпусков из водохранилища задержалось, и вода в период строительства непрерывно сбрасывалась в течение 1962–1964 гг. только через катастрофический сброс. Кроме того, горизонты воды в нижнем бьефе

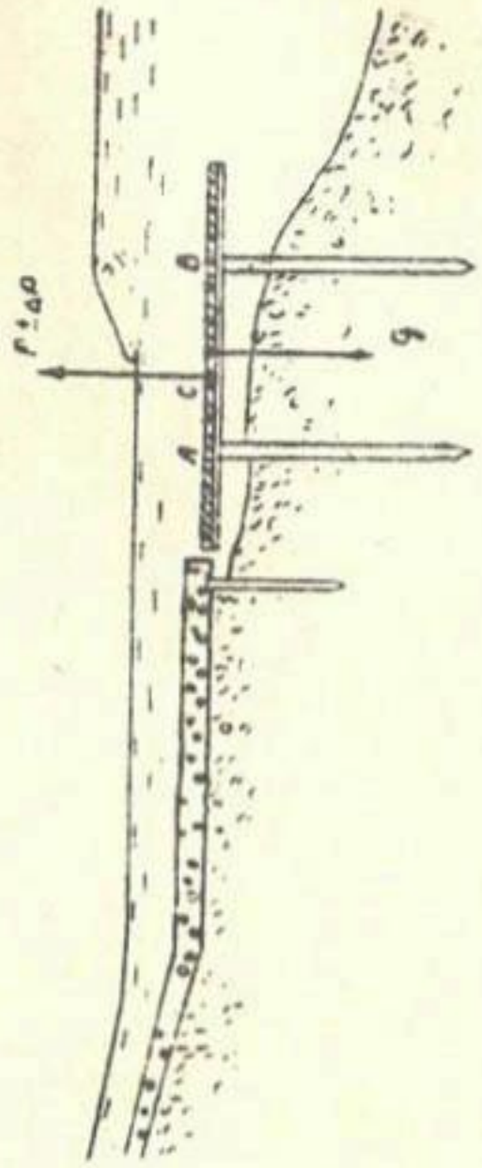


Рис. I

понизились за этот период приблизительно на 2,5 м из-за того, что карьеры песка для тела плотины были перенесены с верхнего бьефа в нижний, откуда было взято около 5 млн.м^3 песка на расстоянии 0,5-2,0 км от сооружения. Перенос карьеров был связан с необходимостью досрочного наполнения водохранилища. В период временной эксплуатации сооружения расходы пропускались через сброс преимущественно неравномерно. Сначала вода сбрасывалась через правые трубы, а затем - через левые. Это вызывало боковые водовороты, в результате чего образовались большие размывы. При проектировании сооружение было рассчитано на равномерный сброс, допускалось закрытие лишь одного среднего отверстия (№ 3 или № 4).

За период 1962-1963 гг. не было замечено нарушений в работе сброса. В мае 1964 г. случайно было обнаружено повреждение части уральского пола - отсутствие плит и свай на длине 60 м. Шесть плит (№ 4, 5, 6, 7, 8 и 10 при счете слева направо по течению) были смыты и находились в воронке размыва. Воронка размыва располагалась влево от оси сброса и имела глубину 4-8 м, считая от уровня донной плиты. Объем ее в пределах всего уральского пола составлял 10-15 тыс.м^3, максимальная глубина у шпунтового ряда (около 6-й и 7-й плит) была равна 4 м. Перед обнаружением этих разрушений через левые трубы сброса пропускался расход около 300 м^3/сек при $h_{верхн.}$ = 2,5 м.

При проектировании пола было подсчитано, что после переформирования русла в нижнем бьефе снижение горизонта воды достигнет 1,5 м (с учетом небольшого запаса). При исследовании сооружения на модели запас был увеличен и принято $h_{верхн.}$ = 2,5 м. Однако по указанной выше причине такое снижение наблюдалось уже на третий год временной эксплуатации сброса, т.е. за два года до полного завершения строительства сооружения.

Хотя при реконструкции сброса было решено исключить уральский пол из сооружения, выяснение причин аварии его представляет значительный интерес для правильного проектирования уральского пола на сваях. Причиной разрушения пола могла быть совокупность следующих обстоятельств: большое снижение уровня нижнего бьефа, наличие боковых водоворотов, возникших из-за несимметричной работы сброса, возможное отсутствие щели у некоторых плит пола благодаря оставшейся в них опалубки.

Для выяснения фактора, имеющего решающее значение в аварии, была изготовлена полупространственная модель, включающая одну плиту пола и соответствующую часть сброса Южносурханского водохранилища в масштабе 1:60 натуральной величины (к сожалению, без возможности образования боковых водоворотов). Модель располагалась в лотке со стеклянными боковыми стенками, что давало возможность наблюдать за воронкой размыва и полом. Грунт моделировался таким образом, что гидравлические крупности фракций грунта модели и натуры были связаны соотношением $W_{мод} = \frac{W_{нат}}{\sqrt{60}}$

Так как авария на сбросе была обнаружена после пропуска через него 300 $м^3$/сек воды, то удельный расход был равным $q_н = 3{,}0$ $м^2$/сек, считая его равномерно распределенным по всей ширине сброса (около 100 м). На модели, учитывая ее масштаб, это должно соответствовать $q_м = 64{,}5$ $см^2$/сек. Однако при имевшей место в натуре несимметричной работе сброса, удельный расход в пределах левой части плит уральского пола был примерно в 1,5 раза больше этой величины.

При пропуске на модели удельного расхода $q_м = 64{,}5$ $см^2$/сек происходил подсос грунта под плиту пола и вблизи свай пола не только не образовывалась воронка значительных размеров, но наоборот, пространство под плитой заполнялось наносами. Больше того, при значительном увеличении удельного расхода на модели и сохранении неиз-

менной глубины НБ также наблюдалось интенсивное движение наносов в сторону сооружения под плиту пола. Таким образом, наблюдения приводят к выводу, что при наличии щели воронка размыва не может вызвать значительного оголения свай.

Учитывая сказанное, было решено исследовать, как изменится положение воронки размыва при отсутствии щели уральского пола, для чего она на модели была заделана пластилином. Это привело к значительному подмыву свай и расположению воронки в непосредственной близости от пола. При увеличении расхода размыв за полом у свай возрастал, но лишь до некоторого предела. Наибольшее оголение свай наблюдалось при удельном расходе $q_м$ = 72 см^2/сек ($q_н$ = 3,35 м^2/сек). При этом расходе гидравлический прыжок находился над полом как раз у нижнего его края, считая по течению потока.

Интересно, что при дальнейшем увеличении расхода даже при сохранении неизменной глубины НБ, хотя глубина воронки и увеличивалась, но вблизи свай размыв резко уменьшался. Гидравлический прыжок, образующийся при размыве с максимальным оголением свай у нижнего края пола, выходил за пределы пола, и донный валец за полом начинал перемещать наносы в сторону пола, образуя вблизи него валик (рис.2). Если, увеличив расход, одновременно поднять уровень воды в нижнем бьефе так, чтобы прыжок оказался снова у нижнего края пола (т.е. в наиболее невыгодном положении в отношении подмыва свай), то все же он не будет больше чем при $q_м$ = 72 см^2/сек, так как при этом увеличивается глубина нижнего бьефа.

Определялась также величина нагрузки потока на пол, для чего модель пола была установлена в нужном положении на гибких подвесках, прикрепленных к индуктивным датчикам, которые давали возможность сделать с помощью осциллографа

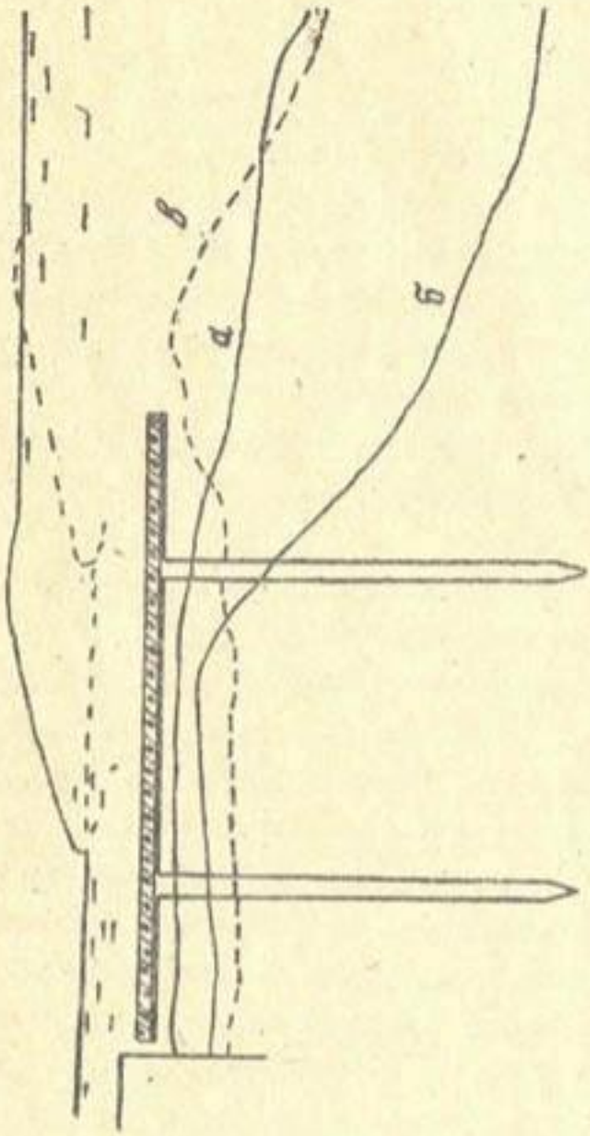


Рис.2

запись этой нагрузки /3/. Действующая на уральский пол нагрузка возникает в результате разной величины давления воды снизу и сверху. Снизу действует статическое давление, сверху – более низкое, пульсирующее давление сбрасываемого потока. Она достигает значительной величины при большом снижении уровня НБ особенно при отсутствии щели, через которую несколько уменьшается разность этих давлений. Нагрузку удобно представлять состоящей из осредненной составляющей $\bar{P}$ и пульсационной составляющей $\Delta\bar{P}$ ($\bar{P} \pm \Delta\bar{P}$). В результате обработки осциллограмм были получены обе эти составляющие. В переводе на натуру для пола со щелью (при $q_н$ = 3,35 м^2/сек и $h_{сниж}$ = 2,5 м) нагрузка оказалась равной $\bar{P} \pm \Delta\bar{P}$ = 27,2 ± 6,2 т. При отсутствии щели она несколько больше, особенно пульсационная составляющая: $\bar{P} \pm \Delta\bar{P}$ = 33,4 ± 9,9 т. По полученной величине нагрузки на пол, был подсчитан коэффициент запаса устойчивости пола:

$$K_з = \frac{M_{сопр.}}{M_{опр.}}$$

где $M_{опр.}$ – момент сил, опрокидывающих пол относительно некоторой оси 0;

$M_{сопр.}$ – момент сил, сопротивляющихся в состоянии предельного равновесия опрокидыванию относительно той же оси 0.

Наименьшей устойчивостью пол обладает при опрокидывании по часовой стрелке (см.рис.I) около оси, проходящей через точку B. В этом случае

$$K_з = \frac{G\frac{AB}{2} + 2P_в AB}{(\bar{P} + \beta\Delta\bar{P})\,BC} \qquad (I)$$

здесь G = 30 т – вес уральского пола со сваями в подводном состоянии;

AB = 5 м;

BC = 3,I м (по результатам исследований модели);

β = I,5÷2,0 – коэффициент запаса на негармоничность колебаний;

$P_в = \kappa m u f'' \ell$ – расчетное сопротивление сваи на выдергивание /2/,

где κ – коэффициент однородности грунта, принимаемый κ = 0,7;

m – коэффициент условий работы, принимаемый из-за подводного положения свай m = 0,5;

u =I,3 м – периметр поперечного сечения сваи, м;

f'' – нормативное сопротивление на глубине $\frac{\ell}{2}$ т/м^2;

ℓ – заглубление свай, м.

Заглубление свай было принято равным 5,5 м на основании лабораторных исследований.

Подставив значения величин, входящих в выражение для $K_з$, получим в случае отсутствия щели у пола

$$K_з = \frac{30 \cdot 2,5 + 2 \cdot 0,35 \cdot I,3 \cdot 4,65 \cdot 5,5 \cdot 5}{(33,4 + 2 \cdot 9,9) \cdot 3,I} = I,I6$$

и при наличии щели

$$K_з = \frac{30 \cdot 2,5 + 2 \cdot 0,35 \cdot I,3 \cdot 4,65 \cdot 5,5 \cdot 5}{(27,2 + 2 \cdot 6,2) \cdot 3,I} = I,56.$$

В первом случае величина $K_з$ недопустимо мала, она не достигает даже I,5–2,0. Однако нельзя считать достаточной и величину $K_з$ =I,56. Для такого сооружения, как уральский пол, работающего в трудно поддающихся точному учету условиях, коэффициент запаса должен быть не мень-

ше 2,0-3,0. Если $K_з$ будет меньше этой величины, то не исключена возможность, что при наличии какой-то не учтенной причины коэффициент запаса станет меньше единицы, и устойчивость пола окажется нарушенной. Одной из таких причин было наличие водоворотов, наблюдавшихся в результате неравномерных сбросов воды через сооружение в натуре, которые вызывали увеличение воронки размыва за полом, т.е. добавочное оголение свай и, следовательно, потерю устойчивости пола и его разрушение. Можно определить минимальную длину свай и вес пола, которые необходимы, чтобы была обеспечена величина $K_з = 2,0$. Для этого построим два графика зависимости веса пола G от длины свай ℓ, воспользовавшись формулой (I) и формулой коэффициента запаса устойчивости при опрокидывании пола около оси, проходящей через точку A (см.рис.I). Эта формула будет иметь вид:

$$K_з = \frac{(\bar{P} - \beta\Delta\bar{P})AC + 2P_c AB}{G\,\frac{AB}{2}} \qquad (2)$$

Здесь $P_c = km[R''F + uf''(\ell - 1)]$ – расчетное сопротивление сваи на сжатие;

где R'' – нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи в т/м^2;

F – площадь поперечного сечения сваи в м^2.

Здесь взято $\ell - I$ вместо потому, что заглубление свай у точки B примерно на I м меньше, чем у точки A.

Построив оба графика (рис.3) по точке их пересечения можно определить, что минимальное заглубление свай должно быть 4,9 м при весе пола 58 т. Легко убедиться, что величина заглубления свай, соответствующая точке пересечения графиков, является минимальной, при которой еще возможно обеспечить необходимый запас устойчивости.

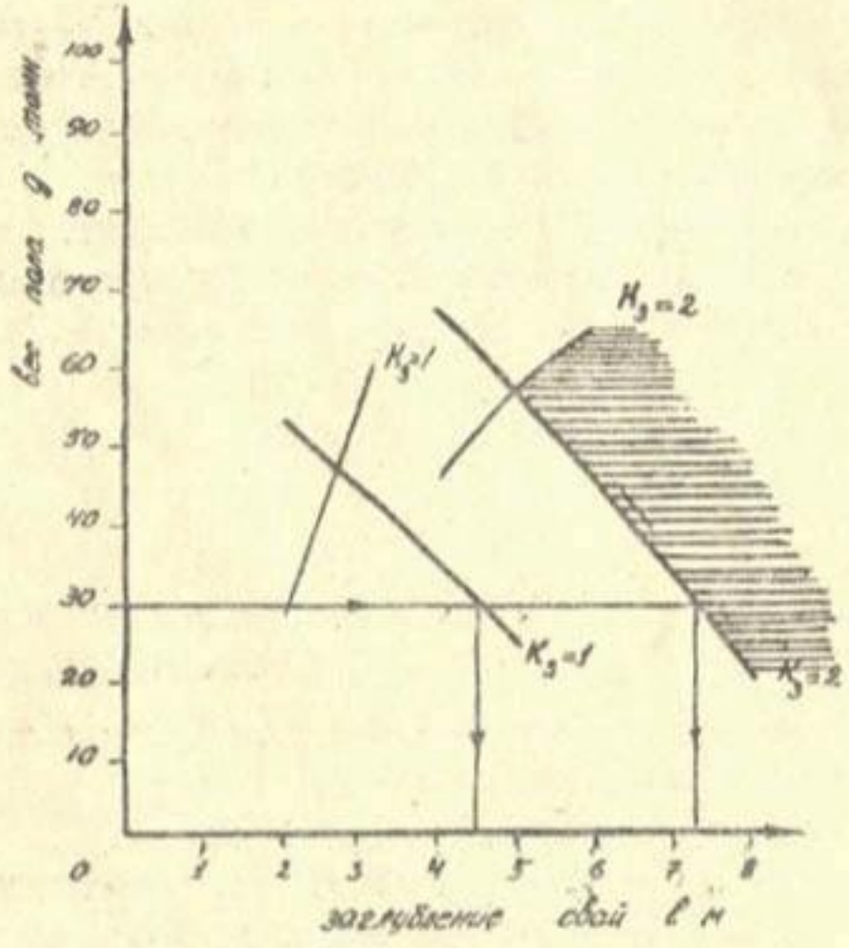

Кн пала q тонн
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1
2
3
4
5
6
7
8
$K_3=2$
$K_3=1$
$K_3=1$
$K_3=2$
заглубление свай ℓ м

Рис.3

Действительно, если уменьшить длину свай, то для обеспечения устойчивости пола около оси, проходящей через точку B , необходимо увеличить его вес. Но в этом случае уменьшится устойчивость пола при опрокидывании около оси, проходящей через точку A , с погружением свай в грунт. Уменьшение же веса пола допустимо, но оно должно сопровождаться достаточным увеличением длины свай. Следовательно, решая вопрос о длине свай, не обязательно делать ее минимальной.

Чтобы правильно выбрать вес пола и длину свай, надо рассмотреть вопрос экономичности сооружения пола. Необходимая устойчивость пола будет обеспечена при любой паре значений этих величин, соответствующих точкам, попадающим в заштрихованную область (см.рис.3). Однако рационально брать лишь те значения, которые соответствуют точке пересечения графиков и точкам графика, ограничивающего указанную область снизу. Воспользовавшись построением (см.рис.3), можно определить, что при весе плиты пола 30 т (в натуре) необходимо заглублять сваи на 7,3 м. В действительности же длина свай после забивки была лишь 6,5–7,0 м. Если считать, что при такой их длине заглубление было 5,5 м, то можно определить необходимый вес плиты со сваями – 50 т.

На том же рисунке приведены графики для пола без щели и K_3 = I. По ним видно, что по весом 30 т полностью теряет устойчивость, если $\ell < 4{,}5$ м. Такое заглубление свай всего лишь на I м меньше чем то, которое было принято на основании лабораторных опытов. Если же привлечь к решению вопроса натурные данные, то они еще более убедительно свидетельствуют о недостаточном заглублении свай для обеспечения устойчивости пола. Обследование состояния нижнего бьефа сброса, проведенное водолазами 8.У I964 г., свидетельствует о том, что вблизи края оставшихся на месте плит уральского пола глубина воронки была 3,5–4 м, и дно повыша-

лось под плитами в сторону сооружения с m = 4–5. При таких размерах воронки размыва наблюдается заглубление свай лишь минимально необходимое для сохранения устойчивости пола: 4,5 м для пары свай со стороны сооружения и 3,5 м для второй пары свай со стороны нижнего бьефа. Результаты достаточно убедительные. Можно лишь высказать сожаление, что не гарантирована большая точность натурных измерений, так как они были сделаны водолазами в очень неудобных условиях.

Подытоживая результаты исследований, можно сделать следующие выводы относительно причин аварии уральского пола на сбросе Южносурханского водохранилища. Прежде всего не был обеспечен достаточный запас устойчивости пола, коэффициент запаса должен быть не меньше 2,0. Допущено это было потому, что при проектировании сооружения еще не существовало правильного представления о величине нагрузки потока на пол, ввиду отсутствия в то время соответствующих исследований.

Гидродинамическая нагрузка на плиту пола при наблюдавшемся перед аварией расходе и снижении горизонта воды ($q_н$ = 3,35 м^2/сек, $h_{нижн}$ = 2,5 м) достигает большой величины – 27,2 ± 6,2 т, вполне сравнимой с весом пола в воде. Коэффициент запаса устойчивости при принятой длине свай и весе пола (ℓ = 6,5 м, G = 30 т), как показывает подсчет, не достигает 2, однако он еще больше I ($K_з$ = I,56). Хотя это означает, что устойчивость плиты пола еще не должна быть нарушена (это подтверждают и модельные исследования), однако надежным пол считать нельзя. Действительно, устойчивость его была нарушена (опрокинуто шесть плит) из-за увеличенных размывов, вызванных водоворотами при неравномерных пропусках воды через сооружение. Здесь могло сыграть роль и отсутствие щели у некоторых плит пола, что ухудшает его положение, увеличивая пульси-

рующую нагрузку, а также обнажение свай благодаря приближению к полу воронки размыва. Как показывает расчет, при отсутствии щели и заглублении свай $< 4{,}5$ м коэффициент запаса становится < 1, т.е. устойчивость пола неизбежно должна быть нарушена.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений, Л., 1967.
2. Пособие по проектированию свайных фундаментов из забивных свай, М., Стройиздат, 1965.
3. Гехтер Л.А., Закурдаев А.К. Проектирование индуктивных датчиков и измерительных цепей к ним, "Вопросы гидротехники", вып.12, Ташкент, 1963.
4. Маслов Н.Н. Условия устойчивости водонасыщенных песков, М.,-Л., Госэнергоиздат, 1959

Б.И.БЕЛЕСКОВ

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ ПОТОКА И ВОРОНКИ РАЗМЫВА ЗА ПЛИТОЙ УРАЛЬСКОГО ПОЛА ЗАНГСКОГО ГИДРОУЗЛА

Щелевые водобойные полы (рис.I) нашли довольно широкое применение для гашения энергии потока в нижнем бьефе гидросооружений в Западной Европе, где они известны под названием водобойных полов системы Пулетчингера-Лейфера. Однако впервые такая система пола-трамплина появилась на старых уральских плотинах, в связи с чем у нас ее часто называют уральским полом.

Уральский пол может устанавливаться как на сваях, так и на железобетонных консольных балках, заделанных в концевой зуб сброса. Первая конструкция более экономична, вторая - более надежна (гидроузлы на р.Шерабаддарья, на р.Бешалышсай, № 2 на Левобережном Карасу, Каршинский гидроузел). Это объясняется тем, что при сооружении пола на консолях вибрация, возникающая под влиянием пульсации нагрузки потока, надежно гасится благодаря изготовлению консолей в монолите с массивным зубом сброса. Если пол устанавливается на сваях, при наличии вибраций и отсутствии тесной связи со сбросом несущая способность грунта может оказаться недостаточной, и сравнительно небольшое смещение пола может привести к аварии. Отсутствие методики расчета несущей способности свай с учетом гидродинамической нагрузки потока на пол затрудняет надежное проектирование пола на сваях. Наши исследования проводились в связи со строительством пола на сбросе Зангского гидроузла.

После разрушения части уральского пола катастрофического сброса Южносурханского водохранилища на третьем году его эксплуатации был поставлен вопрос об исключении

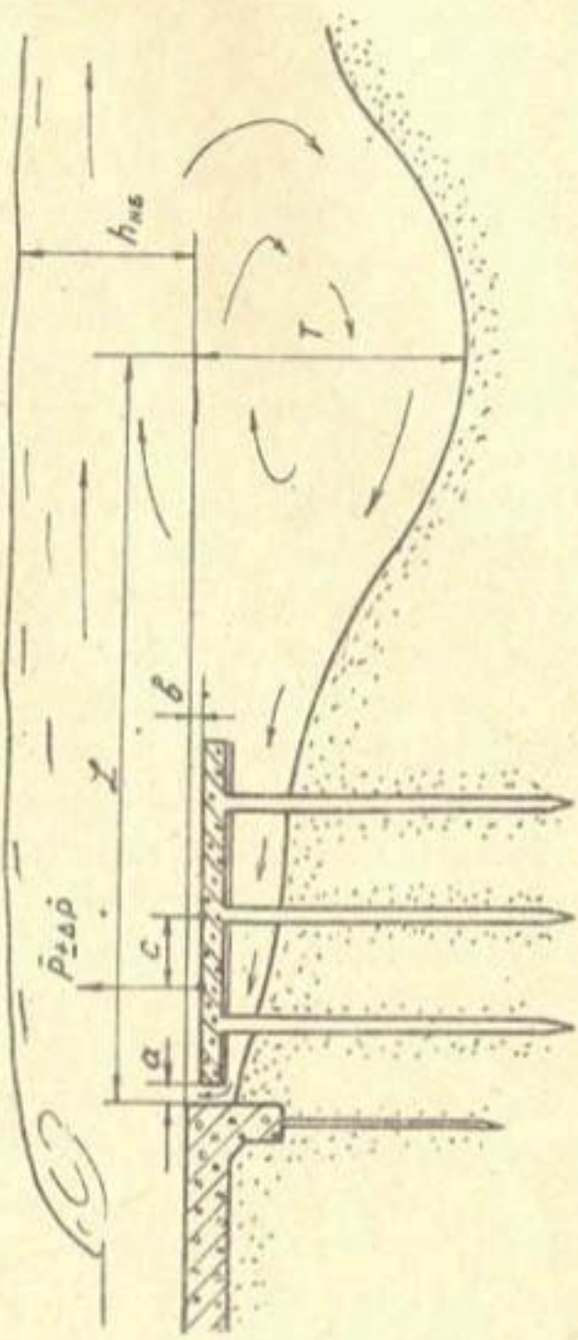


Рис.1 Схематический продольный разрез плиты уральского пола Зангского гидроузла с воронкой размыва за ним

уральского пола из проекта Зангского гидроузла. Однако учитывая, что авария произошла при вынужденном нарушении правил эксплуатации сооружения, а также недостаточную изученность некоторых вопросов (в частности вопрос о нагрузке потока) в проекте он был оставлен. Было решено построить уральский пол на Зангском гидроузле в качестве опытного сооружения, увеличив для надежности толщину плит пола с 0,25 до 0,50 м, число свай - с 4 до 6 шт. под каждой плитой, длину свай - с 8 до I2 м. Кроме натурных исследований на самом сооружении было намечено провести лабораторные исследования для составления методики расчета уральского пола с учетом нагрузки потока.

Лабораторные исследования проводились в лотке со стеклянными стенками на полупространственной модели, включающей одну плиту пола и соответствующие ей два полупролета сброса с одной промежуточной стенкой сооружения в масштабе I:60 натуральной величины.

Ввиду необходимости изучения пульсации потока при моделировании, кроме основного критерия подобия числа Фруда $F_r = \frac{v^2}{gh}$, принималось во внимание еще в качестве дополнительного критерия число Струхаля

$$St = \frac{vt}{h},$$

где v - скорость потока;
h - глубина потока;
t - характерный интервал времени (для периодических движений t - период).

Для определения нагрузки потока модель плиты пола вместо свай устанавливалась на гибких опорах и соединялась тягами с четырьмя упругими балочками индуктивных датчиков. Для получения качественных осциллограмм собственная частота колебаний модели пола значительно превышала частоту изменений изучаемой нагрузки.

Собственная частота колебаний пола была отрегулирована подбором размеров упругих балочек датчиков по формуле /3/. Однако в этой формуле неопределенной является присоединенная масса воды. Для нашего случая, ввиду значительной величины этой массы, влияние ее велико и расчет можно было сделать лишь ориентировочно. После пробных записей длину упругих балочек датчиков пришлось уменьшить для увеличения частоты собственных колебаний пола. Тяги датчиков располагались между двойными стеклянными стенками лотка, чтобы исключить воздействие на них потока, и присоединялись к полу в местах расположения первой и последней пар свай. От применения шести датчиков и тяг, соответствующих полному количеству свай пола, пришлось отказаться, так как при этом была очень затруднена регулировка одинакового натяжения тяг. Определив же нагрузки в четырех точках, соответствующих расположению крайних пар свай, подсчитывалась равнодействующая нагрузка на всю плиту пола и затем определялись нагрузки на все шесть свай. По осциллограммам, пользуясь тарировочными кривыми, непосредственно определялись величины нагрузок.

Для изучения воронки размыва нижняя часть лотка была заполнена песком Сергелийского карьера, что позволило приближенно моделировать натурный грунт исследуемого сооружения так, что гидравлические крупности ω модельного и натурного грунтов были связаны между собой таким же соотношением, как и линейные скорости $\omega_{мод} = \frac{\omega_{нат}}{\sqrt{60}}$. Точное геометрическое моделирование всех фракций грунта было затруднено, ввиду малого масштаба модели. Для фиксирования размеров и положения воронки размыва по отношению к полу на стеклянную стенку лотка была нанесена стеклографом сетка с ячейками 1х1 см. Опытам по изучению размыва грунта за полом предшествовало построение кривых зависимости глубины и расстояния до воронки от времени ее формирования. Полу-

ченные кривые служили для экстраполяции результатов опытов, проводившихся обычно 4–6 часов и редко более длительное время, до пределов возможного увеличения воронки размыва.

Результаты изучения гидродинамической нагрузки потока на плиту уральского пола (в переводе на натуру) приведены в табл. I.

Таблица I

№ опыта	Удельный расход q, м²/сек	Глубина нижнего бьефа $h_{нб}$, м	Ширина щели a, м	Высота уступа b, м	Составляющие нагрузки потока на плиту пола: осредненная $\bar{P}$, т	пульсационная ΔP, т	Расстояние от середины пола до точки приложения нагрузки l, м
I	I3,8	4,60	0,3	0,3	I9,04	7,84	I,08–2,96
2	I2,5	4,47	0,0	0,3	22,46	9,72	I,08–2,66
3	I2,5	4,47	0,I5	0,3	I7,64	6,62	I,97–4,I3
4	I2,5	4,47	0,3	0,3	I8,32	6,08	I,32–2,62
5	I2,5	4,47	0,6	0,3	20,74	5,28	I,02–I,76
6	I2,5	4,47	0,3	0,0	24,26	I0,02	I,67–3,3I
7	I2,5	4,47	0,3	0,I5	20,88	6,44	I,85–3,36
8	I2,5	3,75	0,3	0,3	23,74	8,I2	I,I9–2,74
9	I2,5	3,00	0,3	0,3	8,36	9,38	–24,65–I,22
I0	9,4	4,20	0,3	0,3	I3,86	6,72	0,3I–2,06
II	6,2	3,88	0,3	0,3	9,52	2,73	от –0,25 до –0,59
I2	6,2	2,00	0,3	0,3	I4,70	3,I4	0,20–0,65

Определялась параллельная осям свай вертикальная составляющая нагрузки, которая по величине значительно превосходит горизонтальную составляющую, что было проверено на опыте. Гидродинамическую нагрузку удобно пред-

ставлять состоящей из осредненной $\bar{P}$ и пульсационной $\pm \Delta P$ составляющих. Обе эти составляющие вычислялись сложением нагрузок в четырех точках присоединения тяг датчиков к полу. По осциллограммам определялись нагрузки в двух точках по одну сторону пола, для чего обрабатывалось 500 мм пленки, содержащей 100-200 пульсаций нагрузки. В симметричных точках по обе стороны пола нагрузки принимались одинаковыми, учитывая их приблизительную синхронность и одинаковость. Точка приложения нагрузки в связи с ее пульсацией перемещается в некоторой области.

Расстояние ℓ от середины пола до точки приложения нагрузки (см.табл.I) принималось положительным, если оно измерялось вверх по течению от середины пола и отрицательным в противном случае. Осредненная составляющая нагрузки $\bar{P}$ при условии нормальной работы пола представляет собой подъемную силу. При увеличении расхода она растет по величине так же как и пульсационная составляющая ΔP. При снижении уровня НБ пульсационная составляющая растет, а осредненная увеличивается лишь до некоторого предела, а затем резко уменьшается до нуля (рис.2) и даже становится силой, нагружающей сверху плиту пола.

Как можно судить по наблюдениям во время опытов, подъемная нагрузка на плиту пола растет до тех пор, пока гидравлический прыжок при снижении уровня НБ приближается сверху по течению к полу, и начинает уменьшаться, когда прыжок располагается уже над полом. Осредненная составляющая остается подъемной силой пока сохраняется сопряжение с нижним бьефом затопленным поверхностным прыжком (отчасти даже незатопленным поверхностным прыжком), что является необходимым условием для нормальной работы пола. При отсутствии щели нагрузка и ее пульсация больше, чем при наличии щели (рис.3), так как через щель выравнивается более высокое статическое давление под полом и более низкое динамическое в

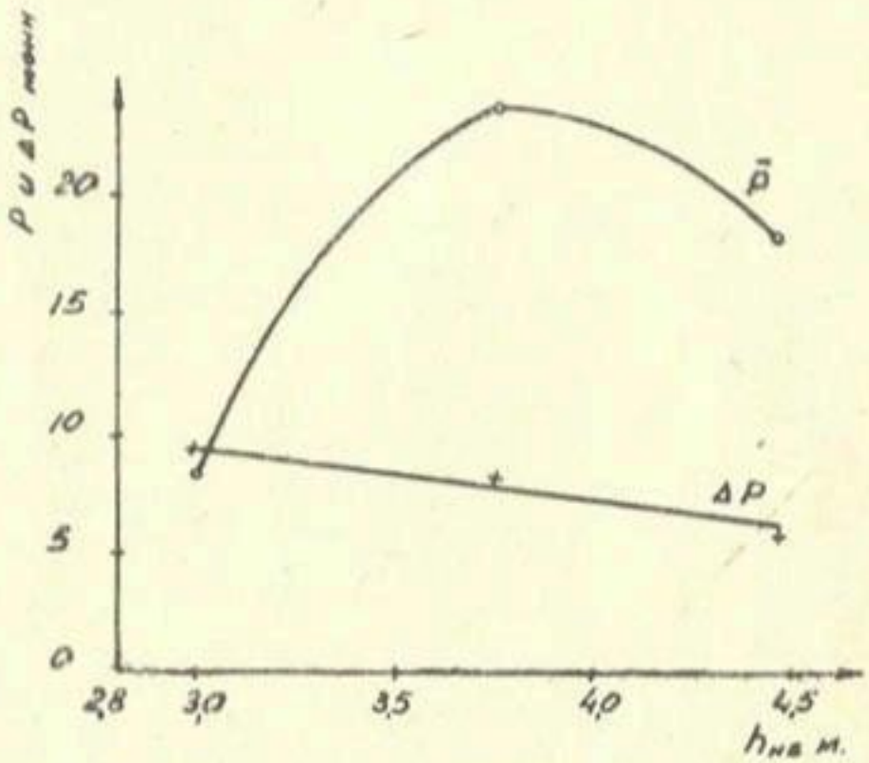


Рис.2 График зависимости осредненной $\bar{P}$ и пульсационной $\tilde{P}$ составляющих гидродинамической нагрузки потока на плиту уральского пола от глубины нижнего бьефа

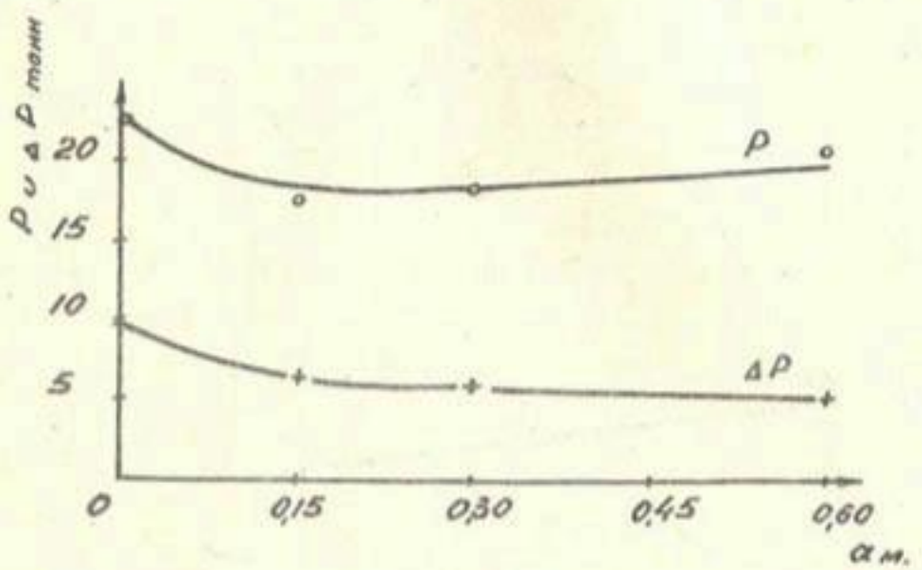


Рис.3 График зависимости $\bar{P}$ и $\bar{P}$ от ширины щели между плитой пола и концевой плитой сброса.

потоке над полом. Наличие уступа сброса над плитой пола уменьшает нагрузку потока и величину ее пульсации. Как видно из табл.I гидродинамическая нагрузка может достигать значительной величины, равной приблизительно половине веса пола (около 60 тонн).

Результаты опытов по изучению воронки размыва (в переводе на натуру) приведены в табл.2. Пользуясь этими данными, можно проследить зависимость глубины воронки размыва T и расстояния до нее x от расхода q, глубины нижнего бьефа $h_{нб}$, ширины щели a, высоты уступа b, а также длины пола l. Влияние расхода и глубины НБ на воронку размыва за сооружением уже достаточно тщательно изучалось, но для нас важно отметить, что при наличии щели пола во всех проведенных опытах большого подмыва свай пола не наблюдалось, наоборот, пространство под полом энергично заполнялось наносами. При отсутствии щели, хотя глубина воронки оказалась даже несколько меньше чем при наличии щели, расположена она к сооружению заметно ближе, что можно объяснить менее энергичным перемещением наносов в сторону сооружения в этом случае. Опыты с различной высотой уступа b не выявили заметного влияния этого фактора на глубину и расположение воронки. Увеличение длины пола вызывает удаление воронки размыва от сооружения, но расстояние от края пола до воронки мало изменяется. При l = I2 м это расстояние несколько уменьшилось и одновременно несколько уменьшилась глубина воронки, что можно объяснить гасящим действием на поток поверхности плиты пола.

На основании проведенных исследований было составлено более ясное представление о гидродинамической нагрузке потока на плиту уральского пола и некоторых закономерностях изменения ее в зависимости от параметров потока и пола. Это дало возможность составить методику рас-

Таблица 2

№ опыта	Удельный расход q, $м^2/сек$	Глубина нижнего бьефа $h_{нб}$, м	Ширина щели a, м	Высота уступа b, м	Длина пола l, м	Глубина воронки T, м	Расстояние до воронки x, м
I	I2,5	5,97	0,3	0,3	9,0	5,8I	22,0
2	I2,5	5,25	0,3	0,3	9,0	6,28	24,7
3	I2,5	4,47	0,0	0,3	9,0	6,46	22,9
4	I2,5	4,47	0,I5	0,3	9,0	7,I2	26,0
5	I2,5	4,47	0,3	0,3	9,0	6,93	26,4
6	I2,5	4,47	0,6	0,3	9,0	7,66	26,2
7	I2,5	4,47	0,9	0,3	9,0	7,48	25,2
8	I2,5	4,47	0,3	0,0	9,0	6,85	25,8
9	I2,5	4,47	0,3	0,I5	9,0	7,08	25,2
I0	I2,5	4,47	0,3	0,45	9,0	6,88	24,I
II	I2,5	4,47	0,3	0,6	9,0	7,20	24,4
I2	I2,5	3,75	0,3	0,3	9,0	8,92	28,8
I3	I2,5	3,00	0,3	0,3	9,0	I0,60	44,3
I4	9,4	4,20	0,3	0,3	9,0	5,70	2I,8
I5	6,2	3,88	0,3	0,3	9,0	3,68	I6,7
I6	I2,5	4,47	0,3	0,3	6,4	6,96	22,8
I7	I2,5	4,47	0,3	0,3	I2,0	6,24	27,0

чета пола с учетом гидродинамической нагрузки потока на него. Нагрузка велика и обязательно должна учитываться при проверке устойчивости пола. Расчет показывает, что в первоначальном проекте уральского пола на Зангском гидроузле вес пола был близким к величине нагрузки и достаточный запас устойчивости пола не был бы обеспечен. Следовательно, правильным было решение увеличить его надежность.

ЛИТЕРАТУРА

I. Саваренский А.Д. Гасители энергии и крепления русел за плотинами, М., Госстройиздат, 1938.

2. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений, Л., 1967.

3. Гехтер Л.А., Закурдаев А.К. Проектирование индуктивных датчиков и измерительных цепей к ним, "Вопросы гидротехники", вып.12, Ташкент, 1963.

4. Біляшевс ький М.М. Розрахунок нижнього б'єфу за низьконапірними водоскидними спорудами, обладнаними аливними полами, Київ, 1959.

5. Юдицкий Г.А. Экспериментальные исследования пульсации гидродинамической нагрузки на плиту водобоя, "Известия ВНИИГ", т.58, 1958.

6. Юдицкий Г.А. Экспериментальные исследования пульсации гидродинамической нагрузки на плиты крепления в нижнем бьефе, "Известия ВНИИГ", т.65, 1960.

А.А.ТУРСУНОВ, Х.И.ЗАИРОВ

ОКОЛОКРИТИЧЕСКИЕ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В ДЛИННЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

Статья посвящена вопросам, связанным с неустановившимся движением воды в открытых призматических руслах, обусловленным изменением горизонта и расхода воды в конце или в начале канала, причем здесь рассматриваются только положительные в о л н ы п е р е м е щ е н и я (рис.I а, б). Отрицательные волны перемещения, например, волна отлива (рис.I в) не исследуются. Работа частично выполнялась в Ленинградском ордена Ленина политехническом институте им.М.И.Калинина под руководством проф.Р.Р.Чугаева.

Как известно /I,2/, при расчете волн перемещения принимают следующую условную модель движения, которую обычно связывают с именем Сен-Венана и которая заключается в том, что все поле рассматриваемого потока разбивают на две части:

а) первая называется лбом волны, где происходит резкое изменение глубины потока и скоростей течения, причем лоб отрицательной волны принимается в виде наклонной плоскости, а лоб положительной волны - в виде вертикальной плоскости; в действительности же лоб положительных волн чаще всего имеет вид совершенного гидравлического прыжка с характерным поверхностным вальцом; поэтому положительные волны перемещения иногда называют б о р о м /3/;

б) вторая часть называется телом волны; здесь плавно и медленно изменяются глубина и скорость течения, что позволяет значительно упростить исходные дифференциальные уравнения неустановившегося движения и, в частности, делает эффективным численный способ решения этих уравнений,

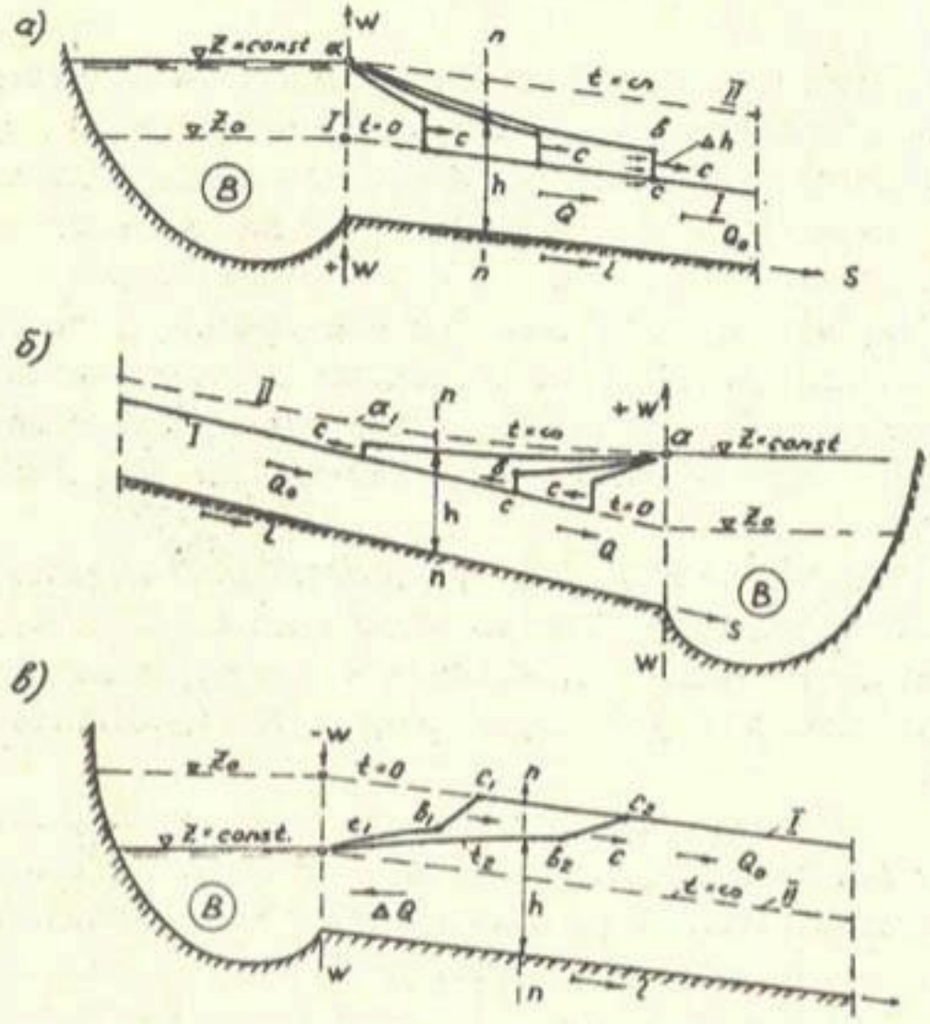


Рис.I Волны перемещения: а)волна наполнения,б)волна подпора, в)волна отлива.

хорошо разработанный для большинства практически важных задач /4/.

Заметим, что, как показал Стокер /3/, приведенная расчетная модель Сен-Венана аналогична расчетной модели длинных волн, положенной в основу так называемой линейной теории волн "мелкой воды".

С другой стороны, хорошо известно, что при скоростях течения, близких к некоторой критической величине, действительная картина перемещения волны значительно отличается от расчетной схемы. Сразу же следует отметить, что критической скоростью обычно называется скорость распространения малых возмущений по свободной поверхности потока, определяемая известной формулой Лагранжа

$$c = \sqrt{gh}, \qquad (I)$$

где h - местная глубина потока воды; g - ускорение силы тяжести. Движение воды со скоростями, близкими к критической величине, называют о к о л о к р и т и ч е с к и м, причем имеют в виду известную газогидравлическую аналогию /5/.

Отличительная особенность околокритических потоков заключается в том, что в данном случае лоб положительных волн также является плавной, непрерывной поверхностью, т.е. вместо совершенного гидравлического прыжка в данном случае имеем известное явление - прыжок-волна. Благодаря этому увеличивается длина участка волны с резко изменяющимися движением, что значительно усложняет расчет рассматриваемых потоков. Кроме того, для некоторых случаев околокритических потоков указанная выше линейная теория волн "мелкой воды" неприменима.

Наиболее подробно околокритические течения воды были исследованы Фавром в 1935 г. /I/, поэтому их иногда

называют волнами Фавра. На рис.2 представлены результаты одного из опытов Фавра /3/, причем изменен только масштаб. Здесь показаны последовательные стадии формирования одной и той же волны наполнения в моменты времени, когда лоб волны находится на разных расстояниях от начала канала (T = 4,75; I5,I; 29,0; 4I,3 м). После того как волна достигает состояния, показанного на рис.2 г, дальнейшее движение происходит без изменения профиля лба волны и скорости его перемещения, т.е. здесь имеет место квазиустановившийся процесс.

Как видим, при рассмотрении волн перемещения следует различать два принципиально различных периода: начальный, когда происходит формирование профиля волны и квазиустановившийся период, когда сформировавшаяся волна перемещается без изменения профиля и скорости. Совершенно очевидно, что второй, квазиустановившийся период может образоваться только в достаточно длинных призматических руслах, где период формирования волны закончится гораздо раньше, чем волна достигнет противоположного конца канала.

Опыты Фавра показали, что максимальная глубина потока $h_в$ (под вершиной первого гребня волны) зависит только от отношения $h_д : h_1$, где $h_д$ - средняя глубина деформированного потока, определяемая обычно из условия баланса расходов. По данным тех же опытов, глубина $h_в$ может превышать глубину h_1 более, чем в два раза. Существует предельное отношение $h_в : h_1$. Достигнув его первый гребень волны обрушивается и образуется поверхностный валец. При дальнейшем увеличении отношения $h_д : h_1$ обрушиваются гребни остальных волн (рис.3). Все представленные на рис.3 волны относятся к квазиустановившемуся периоду, причем длина канала, на которой установился этот процесс, изменялась от 64 до 66 м.

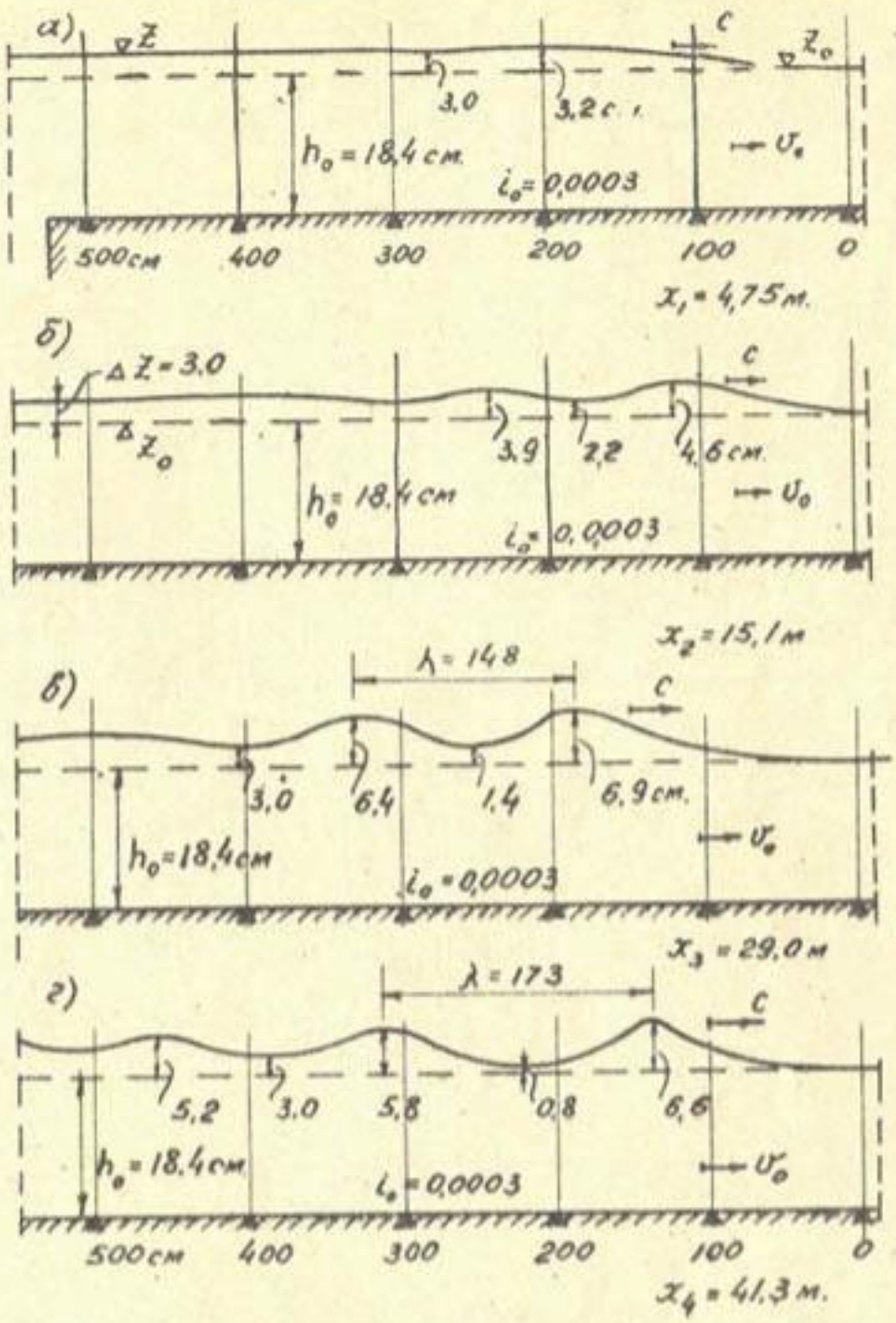


Рис.2 Формирование волны наполнения (опыты Фавра. Q = 19,9 л/с, ΔQ =29,8 л/с).

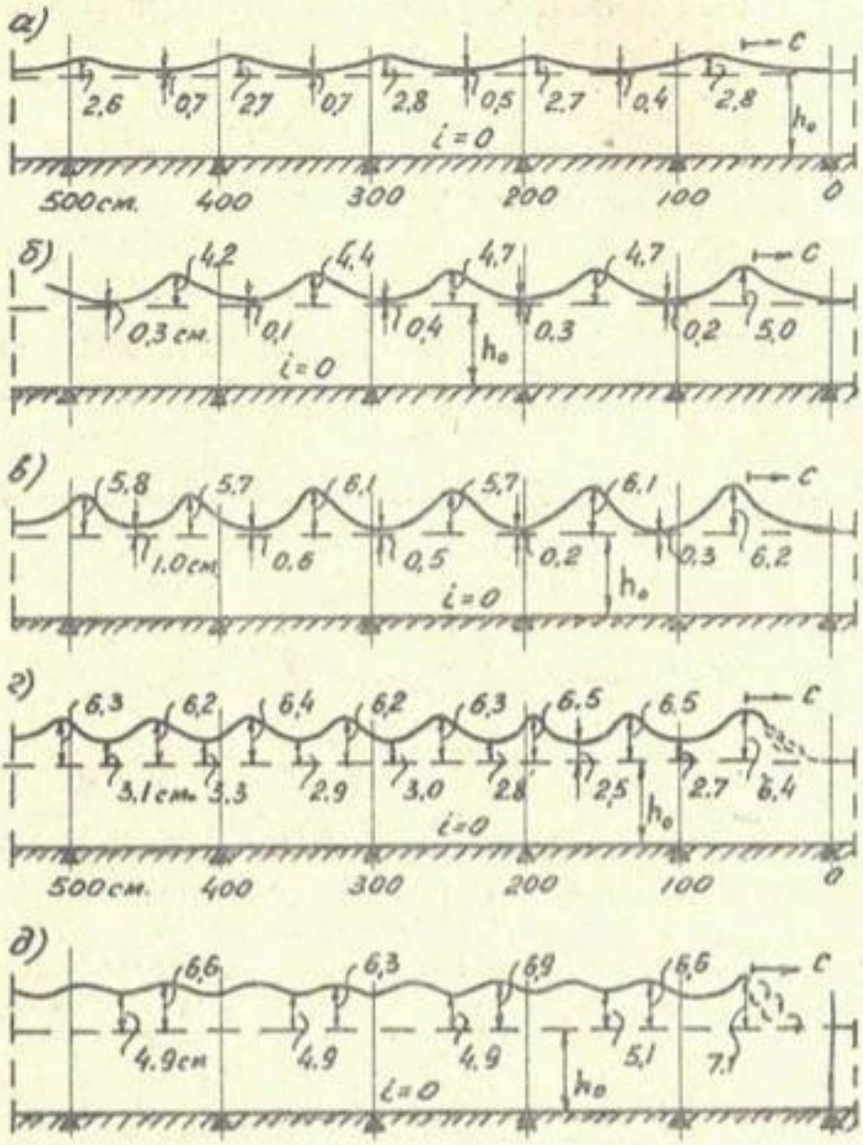


Рис.3 Формы околокритических течений в случае волны наполнения (опыты Фавра; h_0 =10,75см.)

Теоретическому исследованию начального периода волн Фавра, когда формируются их профили, посвящена работа французских исследователей Добера и Марво /6/, которые применили для решения данной задачи дифференциальные уравнения Буссинеска и разработали алгоритм решения этой задачи при помощи ЭВМ. Однако это решение применимо для относительно небольших волн, когда профиль волны можно считать достаточно пологим, а задачу - линейной.

Более подробно как в экспериментальном, так и в теоретическом отношении изучен квазиустановившийся период рассматриваемых волн. С одной стороны, в этот период волна достигает максимальной высоты, которую и важно знать для установления необходимой высоты боковых стенок. С другой стороны, этот период легче изучать в теоретическом отношении, так как неизменность профиля и скорости волны позволяет исключить в расчетах время t . Подобное упрощение достигается или путем введения системы координат, перемещающейся одновременно с фронтом волны, или путем наложения на поле скоростей, обусловленное волной, поля скоростей равномерного потенциального потока.

В результате второго способа упрощения получаем установившийся резко изменяющийся поток с волнистой свободной поверхностью, т.е. п р ы ж о к - в о л н у (рис.4). Заметим, что справедливость подобного упрощения доказана в последнее время специальными экспериментальными исследованиями, выполненными в Институте гидромеханики АН УССР /7/.

При исследовании квазиустановившихся околокритических течений обычно исходят из следующих двух концепций. Согласно первой /8/ вначале волну рассчитывают по модели Сен-Венана как уступообразную с вертикальным лбом. При этом поскольку время исключено, уравнения неустановившегося движения превращаются в обычные уравнения баланса расходов и количества движения, что значительно упрощает определение

глубины h_a (см.рис.4). Затем на уступообразную волну накладывают так называемые вторичные волны. Длину этих волн определяют, приравнивая скорость их перемещения скорости уступообразной волны (т.е. скорости U_1 набегающего потока). Высоту волн определяют, приравнивая энергию, уносимую вторичными волнами, к энергии, потерянной в уступообразной волне. Заметим, что этот момент наиболее трудный в рассматриваемых расчетах.

Вторая концепция заключается в следующем. Еще Фавр установил, что первый гребень рассматриваемых волн имеет профиль, очень близкий к профилю так называемой у е д и н е н н о й в о л н ы, а остальные волны, следующие за первым гребнем, очень близки к так называемым к н о и д а л ь н ы м. Последующие работы Д.Сандовера и Г.Тейлора /9/, К.Тиррио и С.Беднарчика /10/, А.Пузанова и В.Элиаша /11/ подтвердили это предположение.

Поскольку максимальная глубина $h_в$ устанавливается в пределах первого гребня, то исследовались именно уединенные волны. При этом обычно принималась расчетная модель резко изменяющегося потока, предложенная Ф.Серре: а) живые сечения потока вертикальные; б) горизонтальные составляющие скоростей u_x вдоль данного живого сечения распределяются равномерно (рис.5 а). Используя такую модель, авторы получают приближенные формулы для профиля уединенной волны. Все эти формулы дают примерно одинаковые результаты, в частности глубина $h_в$ под вершиной уединенной волны оказывается равной

$$h_в = F_1^2 h_1, \qquad (2)$$

где

$$F_1 = \frac{c}{\sqrt{g h_1}}, \qquad (3)$$

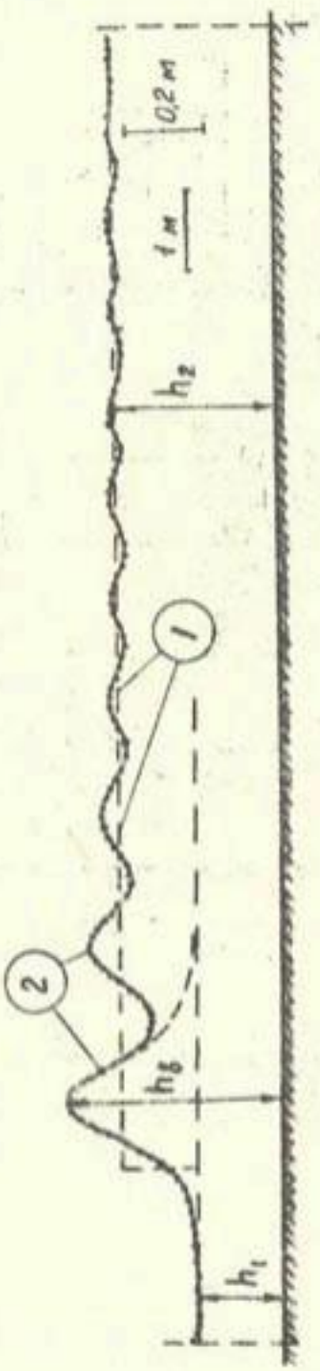


Рис.4 Прыжок-волна. I-профиль волны по Сен-Венану; 2-то же по данным опытов А.Пузанова и В.Эйнаша.

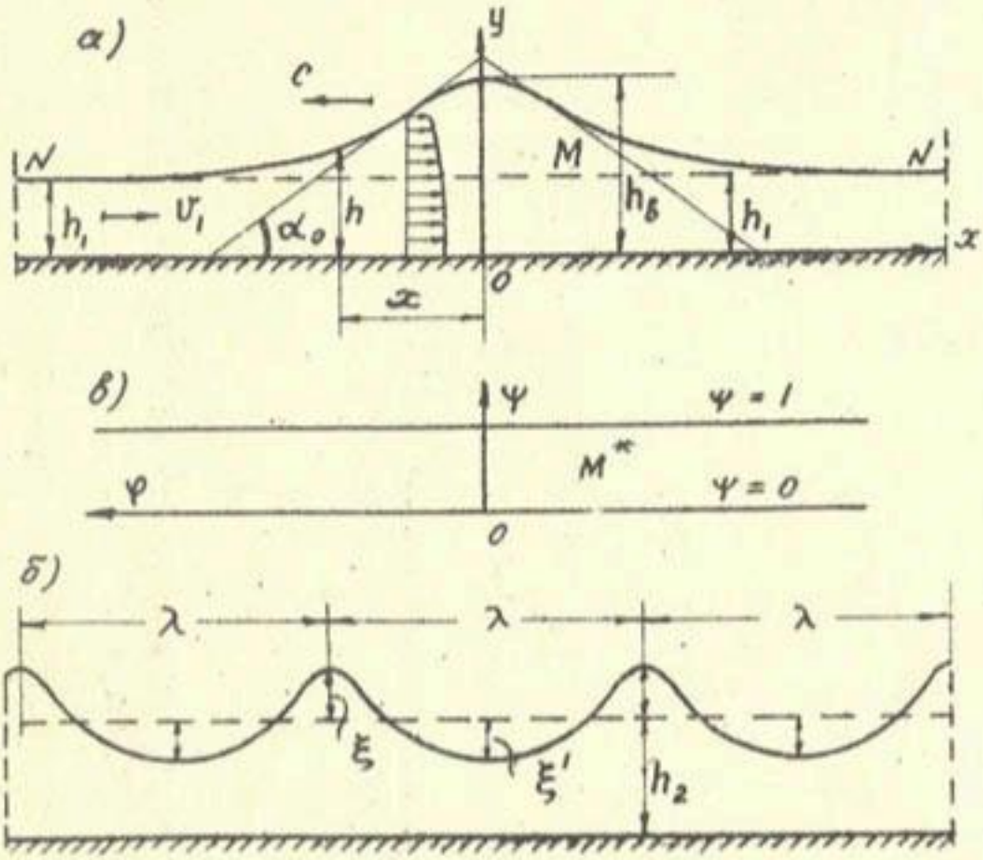


Рис.5 Основные формы околокритических течений: а)уединенная волна, б)кноидальные волны, в)плоскость комплексных переменных.

где h_1 – глубина невозмущенного потока; c – скорость перемещения волны относительно этого потока (в случае установившегося движения величина c равна скорости v_1 невозмущенного потока).

Заканчивая краткий обзор, отметим, что в последнее время значительно повысился интерес к околокритическим течениям. Это объясняется переводом части деривационных ГЭС в пиковую часть графика нагрузки; строительством ГАЭС с длинными деривационными каналами; строительством больших каналов с мощными насосными станциями (например, канал Иртыш-Караганда); тенденцией к увеличению расходов при опорожнении и наполнении камер судоходных шлюзов, а также широким применением автоматизации в оросительных системах, что требует решить вопросы устойчивости систем при маневрировании затворами.

Во всех указанных выше случаях могут образоваться околокритические течения. При этом, как видно из рис.2, в канале может образоваться волна, высота которой более, чем в два раза превышает начальную амплитуду ΔZ, вызвавшую эту волну. Исследователи Р.Рикуа и К.Ракт-Маду /I2/ приводят данные интересных натурных наблюдений над подобными волнами; У.Вагнер и Д.Л.Кинг /I3/ изучали подобные волны при внезапной остановке насосов; Г.В.Партенски /I4/ наблюдал рассматриваемые волны при маневрировании затворами.

Таким образом, вопросы, связанные с околокритическими течениями, можно считать практически важными. Вместе с тем существующие расчетные зависимости, в частности соотношение (2), оказывается имеют весьма ограниченную область применения. Как будет показано, эта зависимость применима лишь в том случае, если число Фруда (определяемое соотношением (3)) меньше I,3. Опытные же данные свидетельствуют об образовании рассматриваемых волн до чисел Фруда, равных и даже несколько превышающих 2.

Таким образом, в предлагаемой статье рассматриваются квазиустановившиеся и установившиеся околокритические течения, причем принимается вторая концепция, указанная выше, т.е. профиль волн Фавра или прыжка-волны считается составленным из профиля уединенной волны и профиля кноидальных волн. В связи с этим, более подробно рассмотрим ниже теорию данных волн.

Предлагаемое решение задачи об околокритических течениях в случае уединенной и кноидальной волн

У е д и н е н н а я в о л н а (см.рис.5 а) - это симметричная прогрессивная волна, состоящая только из одного гребня. Если эта волна образуется в достаточно широком призматическом русле с постоянной глубиной наполнения h_1, то скорость распространения волны, а также ее профиль будут оставаться неизменными во времени. Сразу же следует отметить, что это противоречит линейной теории "мелкой воды", так как согласно этой теории и зависимости (I), вершина волны должна перемещаться с большей скоростью, чем ее подошва, что приводит к обрушению гребня волны. Поэтому при изучении данного класса околокритических течений основное внимание уделялось доказательству принципиальной возможности существования уединенной волны.

Несмотря на то, что уединенная волна экспериментально была обнаружена С.Расселом еще в I844 г., математические аспекты данной проблемы оставались не решенными в течение почти I00 лет. Это впервые удалось сделать М.А.Лаврентьеву, который в I946 г. опубликовал доказательство теоремы о существовании уединенной волны. К.О.Фридрихс и Д.Г.Хайерс (I954), а затем Н.Н.Моисеев и А.М.Тер-Крикоров (I959) получили другое более простое решение /I5,I6/. В перечисленных работах, наряду с доказательством

теоремы о существовании, даются различные приближенные зависимости для построения профиля уединенной волны. Однако эти зависимости так же, как и соотношение (2), имеют ограниченную область применения.

К н о и д а л ь н ы е в о л н ы (рис.5 б) - это периодические прогрессивные волны, состоящие из ряда совершенно одинаковых гребней и впадин. Если такие волны образуются в достаточно широком призматическом русле с постоянной глубиной h_0, то скорость их перемещения, а также профиль волн будут оставаться неизменными. Как легко заметить, волны Фавра (см.рис.3 а,б,в) соответствуют приведенному определению кноидальных волн. Поэтому большинство авторов кноидальными волнами называют волны Фавра /8,9/. Профиль кноидальных волн очень близок к профилю трохоидальных волн Герстнера: гребни волн уже, а высота их над уровнем покоя выше, чем глубина впадин (рис.5 б).

Теоретические исследования кноидальных волн связаны примерно с такими же трудностями, как и решения задачи об уединенных волнах. Однако, как будет показано, пограничные условия оказываются более сложными, чем для уединенной волны. Эти теоретические исследования (относящиеся как к уединенной, так и к кноидальным волнам) показали следующее.

а) Уединенные, кноидальные волны, а следовательно и волны Фавра, относятся к одному классу околокритических течений, т.е. наблюдаются при скоростях течения, близких к критической величине.

б) Отличительной особенностью кноидальных волн является то, что в данном случае свободная поверхность потока получает относительно большую кривизну, благодаря чему нарушается гидростатический закон распределения давления по глубине, а следовательно и условия применимости линейной теории "мелкой воды". Поэтому соотношение (I) в случае околокритических течений не применимо.

Как видим, опасения о возможности обрушения уединенной волны не совсем оправданы. В связи со сказанным выше, более точное решение задачи о рассматриваемых течениях можно получить только при помощи нелинейной теории волн, которую для случая уединенной волны можно сформулировать следующим образом.

Пусть уединенная волна образуется в достаточно широком русле с горизонтальным дном ($i = 0$) и постоянной глубиной воды h_1 . Рассмотрим квазиустановившийся период уединенной волны, причем жидкость будем считать идеальной, т.е. силами сопротивления, обусловленными трением между отдельными частицами жидкости и дном русла, можно пренебречь. В таком случае рассматриваемое движение можно считать потенциальным. На это потенциальное поле скоростей, обусловленное уединенной волной, наложим потенциальное поле скоростей равномерного потока с глубиной h_1 и скоростью U_1, равной скорости перемещения волны C . В результате получим установившееся резко изменяющееся движение (см.рис.5 а).

Далее выберем систему координат x , y с началом под вершиной уединенной волны, как показано на рис.5а; при этом все линейные размеры данного потока отнесем к единице глубины h_1 , а скорости – к величине скорости U_1 невозмущенного потока. Обозначим буквами u – скорость в произвольной точке рассматриваемой области, а η – безразмерную глубину потока (ординаты свободной поверхности волны).

Теперь рассмотрим граничные условия изучаемого движения. Поскольку движение установившееся, то линия дна и профиль свободной поверхности будут представлять собой линии тока, причем на свободной поверхности, согласно уравнению Бернулли, имеем

$$\eta + \frac{1}{2} F_1^2 u^2 = const, \qquad (4)$$

где F_1 – число Фруда. Остальные граничные условия запишутся следующим образом: на дне $\eta = y = 0$; на бесконечном удалении от вершины $x \to \infty$, $u \to 1$.

Поскольку рассматриваемое движение потенциальное, то можно ввести функции потенциала скорости φ и линии тока ψ. Далее введем новую плоскость φ, ψ комплексного переменного $\omega(\varphi, \psi)$ (рис.5 в). Тогда произвольной точке $M(x, y)$ в плоскости движения x, y будет соответствовать однозначно точка $M^*(\varphi, \psi)$ в новой плоскости комплексного переменного. Заметим, что искомая гидродинамическая сетка движения, т.е. линии $\varphi = const$ и $\psi = const$, в новой плоскости перейдут в систему прямых, параллельных осям координат φ, ψ.

Теперь допустим, что существует некоторая функция $\omega(x, y)$, которая производит конформное отображение области течения, происходящего в плоскости x, y, на плоскость φ, ψ. Но в таком случае должна существовать обратная функция $u(\varphi, \psi)$, которая бы отображала точки $M^*(\varphi, \psi)$ в искомые точки $M(x, y)$ области течения. Однако отыскание подобной функции представляет сложную задачу, поскольку основное граничное условие (4) является нелинейным по отношению к этой функции.

Для упрощения решения задачи обычно поступают следующим образом. Вместо переменных u_x и u_y – составляющих скорости u – введем новые переменные, удовлетворяющие следующему условию:

$$\vec{u} = \exp\left[-i(\alpha + i\delta)\right], \text{ или } \delta = \ln u, \qquad (5)$$

где α – угол наклона вектора скорости $\vec{u}$; δ – логарифм модуля этой скорости.

Заметим, что новые переменные α и δ, также как и старые переменные u_x и u_y, являются функциями φ и ψ.

Следовательно, легко показать, что эти переменные должны представлять собой сопряженные гармонические функции. Далее вместо числа Фруда F_1 введем новый параметр a, определяемый следующим образом:

$$a=\sqrt{\frac{2}{3}\ell nF} \tag{6}$$

С учетом новых переменных основное граничное условие (4) после соответствующих преобразований может быть приведено к виду

$$\frac{\partial\alpha}{\partial\varphi}=exp(-3\tau)\sin\alpha \qquad \text{при } \varphi = 1, \tag{7}$$

где $\tau = \delta + a^2$. Остальные граничные условия примут следующий вид:

при $\varphi = 0$, $\alpha = 0$;

при $\varphi \to \pm\infty$, $\alpha \to 0$, $\tau \to a^2$. (8)

Таким образом, задача исследований заключается в том, чтобы при фиксированном значении $a<1$ определить функцию $u = u(\alpha, \tau)$, которая была бы аналитической в полосе $0 \le \varphi \le 1$ и непрерывной на границах полосы $\varphi = 0$, $\varphi = 1$, а также удовлетворяла граничным условиям (7) и (8). Заметим, что данная постановка задачи об уединенной волне была сформулирована еще Стокером (3,15/.

Для решения поставленной задачи воспользуемся принципом "сужения", который был введен для данной задачи К.О.Фридрихсом и Д.Г. Хайерсом /15/. Вводится новое переменное $\bar{\varphi} = a\varphi$, после чего переменные α и τ раскладывают в ряд по степеням параметра a

$$\tau = a^2\tau_1(\bar{\varphi},\varphi)+a^4\tau_2(\bar{\varphi},\varphi)+\dots$$
$$\alpha = a^3\alpha_1(\bar{\varphi},\varphi)+a^5\alpha_2(\bar{\varphi},\varphi)+\dots \tag{9}$$

Таким образом, вместо двух переменных α и τ, ограничиваясь только двумя членами рядов (9), получим четыре переменных τ_1, τ_2, α_1, α_2. Дальнейшее изучение данного вопроса показывает, что функция τ_1 не зависит от переменной φ; поэтому остальные функции τ_2, α_1, α_2, можно выразить через одну переменную τ_1. В результате получаем следующую систему уравнений:

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= -\varphi\cdot\tau_1'(\bar{\varphi}); \\ \tau_2 &= -\frac{1}{2}\varphi^2\tau_1''(\bar{\varphi})+J(\bar{\varphi}); \\ \alpha_2 &= -\frac{1}{6}\varphi^3\tau_1'''(\bar{\varphi})+\varphi J'(\bar{\varphi}), \end{aligned}\right\} \qquad (10)$$

где штрихами обозначены производные функции τ_1, по переменной $\bar{\varphi}$, причем постоянная интегрирования для первого уравнения равна нулю из граничного условия (8), а функция $J(\bar{\varphi})$ при дальнейшем решении задачи также оказывается равной нулю.

Теперь, разлагая функции $exp(-3\tau)$ и $sin\alpha$ в известные ряды по степеням τ и α, а также подставляя вместо этих величин их значения, выраженные через τ_1 при помощи соотношений (9) и (10), получим следующее дифференциальное уравнение:

$$\tau_1''' = 9\tau_1\tau_1'. \qquad (11)$$

Это уравнение третьего порядка должно удовлетворять следующим трем граничным условиям:

$$\begin{aligned} &\text{при} \quad \bar{\varphi} = 0, \quad \tau_1' = 0; \\ &\text{при} \quad \bar{\varphi} = \pm\infty, \quad \tau_1 = 1, \quad \tau_1'' = 0. \end{aligned} \qquad (12)$$

Решение этого дифференциального уравнения может быть получено при помощи табличных интегралов; после соответствующих

преобразований это решение может быть представлено в следующем виде:

$$\tau_1 = 1 - 3\,sch^2\left(\frac{3}{2}a\varphi\right). \qquad (13)$$

Это соотношение и представляет собой упомянутое выше решение К.О.Фридрихса и Д.Г. Хайерса /15/, которые при помощи специальных математических методов доказали, что область существования этого решения ограничена значениями параметра $a = 0 \div 0{,}785$. Заметим, что с учетом соотношения (6) эти границы соответствуют числам Фруда

$$1{,}0 \leq F_1 \leq 2{,}56. \qquad (14)$$

Последовательно подставляя найденную функцию (13) в уравнения (10), (9) и (5), после несложных преобразований получим следующее выражение для вспомогательной функции δ :

$$\delta = -3a^2 sch^2\xi - \frac{27}{4}a^4 sch^4\xi\,(3sch^2\xi - 2), \qquad (15)$$

где для сокращения записи принято обозначение:

$$\xi = \frac{3a}{2}\varphi = \frac{x}{h_1}\sqrt{\frac{3}{2}\ln F_1}. \qquad (16)$$

Подставляя эту вспомогательную функцию в соотношение (5), а полученный результат – в уравнение (4), после небольших преобразований имеем

$$\eta = 1 + \frac{1}{2}F_1^2\left(1 - exp\left[-4\ln F_1\, sch^2\xi\left[1 + \frac{3}{2}\ln F_1(3sch^2\xi - 2)\right]\right]\right), \qquad (17)$$

где ξ – безразмерный параметр, обозначающий, согласно (16), длину. Таким образом, выражение (17) представляет собой окончательное решение поставленной выше задачи.

Если в уравнении (4) разложить число Фруда по степеням параметра a, предварительно представив его, согласно выражению (6), в виде показательной функции, а при подстановке вспомогательной функции δ учесть только члены, содержащие a^2, то в результате получим приближенную формулу К.О.Фридрихса и Д.Г.Хайерса

$$\eta = 1 + 2\ln F_1 \operatorname{sch}^2 \xi . \qquad (18)$$

Как видим, это выражение представляет собой менее точное решение задачи, чем полученная формула (17).

Заметим, что при выводе уравнений (17) и (18) были использованы только граничные условия на свободной поверхности потока; поэтому эти выражения применимы лишь для точек, расположенных на профиле волны. Следует отметить, что при $x = \xi = \infty$ имеем функцию $\operatorname{sch}\xi = 0$. Подставляя эти выражения в уравнение (17), получим $\eta = 1$, $u = 1$, т.е. граничные условия задачи выполняются. При $x = \xi = 0$ имеем $\operatorname{sch}\xi = 1$, подставляя это выражение в уравнение (17), получим следующие основные расчетные формулы для глубины $h_в$ и скорости $u_в$ соответствующие вершине уединенной волны (см.рис.5 а)

$$\eta_в = \frac{h_в}{h_1} = 1 + \frac{1}{2}F_1^2\left\{1 - \exp\left[-4\ln F_1\left(1 + \frac{3}{2}\ln F_1\right)\right]\right\}; \qquad (19)$$

$$u_в = v_1 \cdot \exp\left[-2\ln F_1\left(1 + \frac{3}{2}\ln F_1\right)\right] \qquad (20)$$

Сравнение полученного решения с опытными данными и рекомендуемые расчетные зависимости

На рис.6 представлен профиль уединенной волны, вычисленный при помощи уравнения (17), а также экспериментальные данные А.Пузанова /11/ (см.сплошную линию и но-

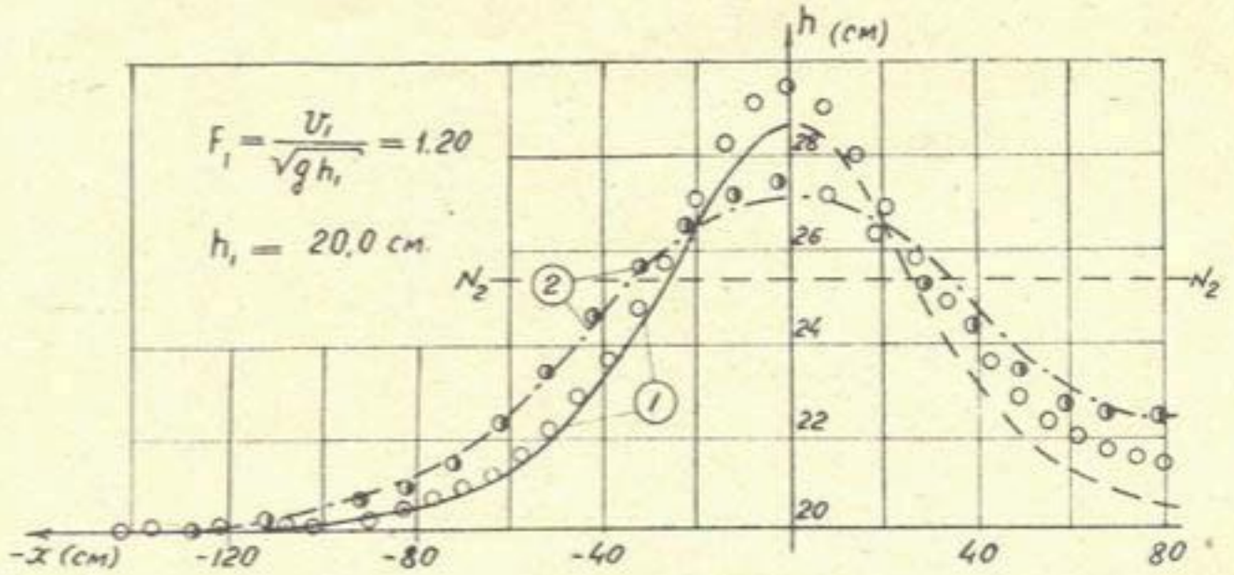


Рис.6 Характеристики первого гребня прыжка-волны (опыты А.Пузанова и Элиаша: I-профиль волны, 2-давление на дно).

закрашенные точки). Штрих-пунктирная линия и закрашенные точки характеризуют давление на дно русла. Из этого рисунка видим, что: а) первый гребень рассматриваемых волн действительно представляет собой уединенную волну; б) результаты расчетов по формуле (I7) хорошо согласуются с опытными данными.

На рис.7 представлены результаты вычислений по полученной выше формуле (I9), относящиеся к глубине h_6 под вершиной уединенной волны, а также соответствующие опытные данные К.Тиррио и С.Беднарчика, характеризующие первый гребень околокритических паводковых волн /I0/. Здесь также нанесены результаты вычислений по методу Р.Лемуэна, заимствованные из работы /8/. Для ориентировки на этом же графике нанесена линия удельной энергии потока, соответствующая граничному условию (4).

Из рис.7 можно сделать следующие выводы: а) предлагаемая расчетная зависимость (I9), см.линию I, также хорошо соответствует опытным данным, как и указанная зависимость (2), см.линию 2; до чисел Фруда $F_1 \leq$ I,3 результаты вычислений по всем трем способам совпадают; поэтому для указанной области можно рекомендовать формулу (2), которая значительно проще, чем формула (I9); б) при $F_1 \geqslant$ I,3 формула (2) дает завышенные по сравнению с опытными данными результаты, а при $F_1 \geqslant$ I,4 глубина h_6, вычисленная при помощи этой формулы, получается даже больше, чем величина $\mathcal{Э}_1$ удельной энергии, что физически невозможно и противоречит граничному условию (4). График предлагаемой формулы (I9), как видим, не пересекает линию удельной энергии.

Можно легко показать, что зависимость (I9) с увеличением числа Фруда будет асимптотически приближаться к линии удельной энергии. Сравнение же зависимости (I9) с опытными данными для прыжка-волны, а также со специальными опы-

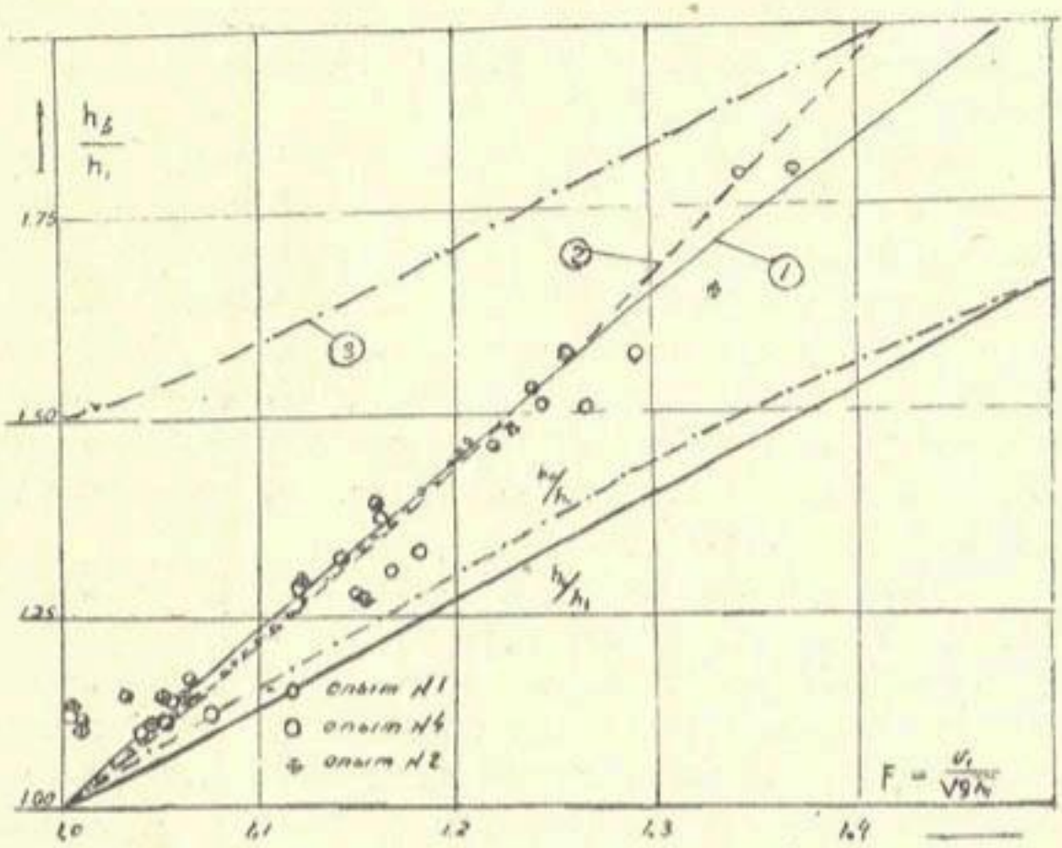


Рис.7. Сравнение предлагаемых формул для h_2 с опытными данными К.Тиррио и С.Беднарчика. Расчетные точки Р.Лемуэна; I– по предлагаемой формуле (I9); 2– по формуле (2); 3– величина удельной энергии $Э_1(h)$.

тами А.П.Василенко для остановившейся уединенной волны, дает удовлетворительные результаты /I7/. В частности, формула (I9) хорошо совпадает с полуэмпирической зависимостью А.И.Модзалевского для прыжка-волны. Учитывая сказанное, можно утверждать, что предлагаемая зависимость (I9) применима для всей области существования уединенных волн (см.соотношение (I4)).

Таким образом, глубину $h_в$ под вершиной уединенной волны, а следовательно, и под первым гребнем прыжка-волны, можно определять по предлагаемой зависимости (I9). Что же касается глубины h в остальных точках профиля волны (рис.8), то как показывают выполненные нами предварительные расчеты, уравнение (I7) с достаточной точностью может быть заменено следующей зависимостью (по крайней мере для $F_1 \leq$ I,6):

$$\eta = \frac{h}{h_1} = (\eta_в - 1)\, sch^2 \xi + 1, \qquad (21)$$

где ξ и $\eta_в$ – должны определяться по приведенным выше формулам (I6) и (I9).

Пользуясь зависимостью (2I), легко вычислить длину уединенной волны. При этом рассуждаем следующим образом. Поскольку расчетный профиль уединенной волны приближается к поверхности невозмущенного потока асимптотически, то за длину волны примем расстояние ℓ от вершины уединенной волны до точки I (см.рис.8), где величина η отличается от единицы не более, чем, например, на I%. Тогда, принимая $\eta - 1 = 0{,}01$, из уравнения (2I) и (I6) получим формулу для длины уединенной волны

$$\frac{\ell}{h_1} = \frac{2}{\sqrt{6 \ln F_1}} Arch(10\sqrt{\eta_в - 1}) \qquad (22)$$

Другой примечательной точкой, важной для построения профиля уединенной волны, является точка перегиба О (см. рис.8). В этой точке кривизна свободной поверхности потока равна нулю, поэтому в сечении, расположенном вблизи этой точки, должен соблюдаться гидростатический закон распределения давления. Об этом факте также свидетельствует рис.6, где пьезометрическая линия для донной струйки (кривая 2) пересекает профиль волны (кривая I) как раз вблизи от точки перегиба.

Расстояние ℓ_o от точки перегиба О до вершины волны (см.точку 2 на рис.8) определим следующим образом. Продифференцируем уравнение (2I) и приравняем нулю вторую производную. Определив из полученного выражения параметр ξ_o и подставив результат в соотношение (I6), получим следующую расчетную формулу для искомого расстояния:

$$\frac{\ell_o}{h_1} = \sqrt{\frac{2}{3\ell n F_1}}\, Arth\sqrt{\frac{1}{3}} = \frac{0{,}537}{\sqrt{\ell n F_1}}. \qquad (23)$$

Подставляя выражение для параметра ξ_o в уравнение (2I), а также учитывая, что $th^2\xi_o = 1 - sch^2\xi_o$, получим следующее выражение для глубины h_o в точке перегиба:

$$h_o = 1 + \frac{2}{3}(\eta_6 - 1), \qquad (24)$$

т.е. в точке перегиба высота волны составляет две третьих максимальной высоты. Заметим, что отмеченный выше факт согласуется с существующим в литературе утверждением /2/, если глубину h_o считать равной средней глубине h_2 деформированного потока (см.рис.4). Для проверки этого предположения на рис.7 нанесены линия глубин h_2, вычисленная по известной формуле гидравлического прыжка, а также линия глубин h_o, вычисленная по формуле (24). Как видим, разли-

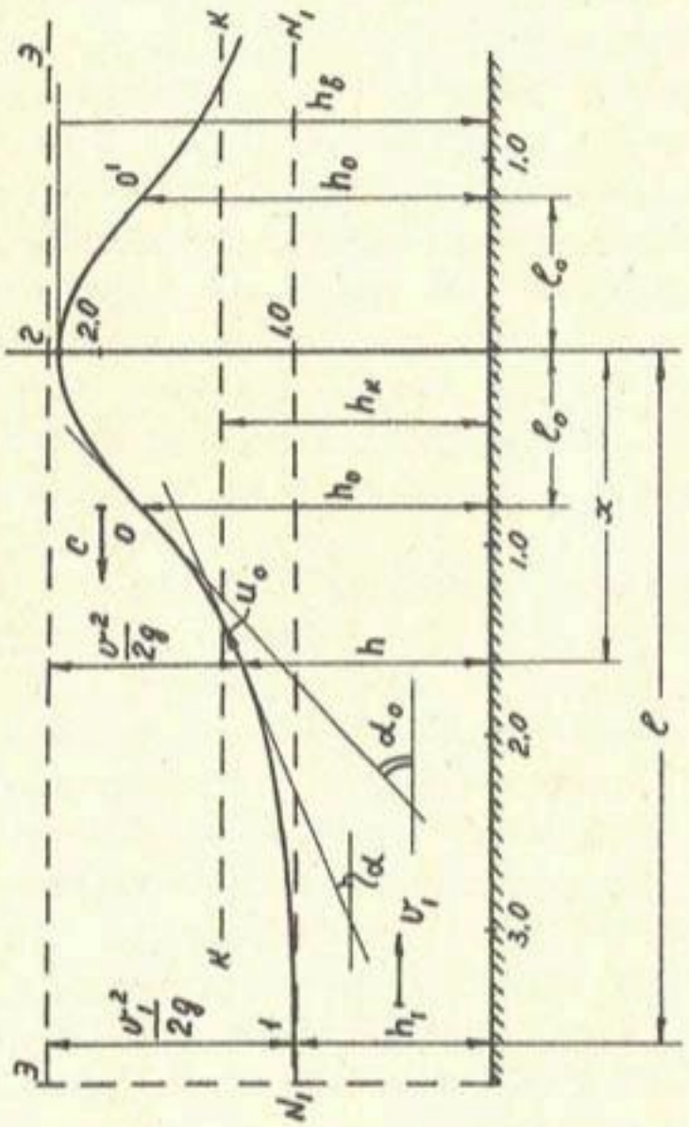


Рис.8 Расчетная схема уединенной волны.

чие между этими линиями не превышает 2%, что свидетельствует о справедливости нашего предположения.

Следовательно, можно утверждать, что фронт уступообразной волны Сен-Венана (см.на рис.4 точку, соответствующую вертикальному уступу) должен совпадать с линией, проходящей через точки перегиба профиля уединенной волны, т.е. этот фронт должен отстоять от вершины волны на расстояние l_0, определяемое формулой (23).

Таким образом, можно наметить достаточно простой способ построения первого гребня квазиустановившихся волн перемещения или прыжка-волны. Вначале рассчитываем уступообразную волну. При этом, используя существующие способы расчета, определяем место расположения фронта и глубину h_g. Заметим, что в случае прыжка-волны эти расчеты значительно упрощаются. Затем по приведенным выше формулам вычисляем глубину h_g, расстояние l и l_0, а также глубину h_0 (см.рис.4,8). Отложив вниз по течению расстояние l_0 дважды, определим точки 2 и 0 профиля волны; отложив от вершины вверх по течению расстояние l, определим точку I. Если по полученным точкам провести плавную кривую, то она мало чем будет отличаться от действительного профиля волны или от расчетного профиля, построенного при помощи уравнения (2I).

Что же касается профиля последующих волн, расположенных за первым гребнем, то в данном случае уравнения получаются достаточно сложными, так как в эти уравнения входят специальные эллиптические функции. Вместе с тем анализ этих уравнений, а также существующих экспериментальных исследований показывает следующее:

а) скорость перемещения кноидальных волн почти всегда оказывается меньше, чем критическая скорость, соответствующая глубине h_g деформированного потока, см.соотношение (I), причем эту скорость с достаточной точностью можно считать близкой к скорости перемещения простых сину-

соидальных волн. Исходя из этого предположения, легко получим следующее уравнение для определения длины λ кноидальных волн

$$F_2^2 \frac{2\pi h_2}{\lambda} = th \frac{2\pi h_2}{\lambda} \qquad (25)$$

где F_2 – число Фруда, определяемое согласно соотношению (3) и отвечающее глубине h_2 и скорости v_2 деформированного потока;

б) глубину $h_н$ потока во впадине кноидальной волны можно определить по приближенной формуле

$$h_н = 2h_2 - h_в; \qquad (26)$$

в) при числах Фруда, ограниченных значениями

$$0{,}82 \leq F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{gh_2}} \leq 1{,}23 \qquad (27)$$

на поверхности околокритического потока одновременно могут существовать как уединенные, так и кноидальные волны, причем кноидальные волны здесь будут очень слабо затухать по длине. Поэтому указанную область околокритических потоков уместно назвать зоной бифуркации свободной поверхности.

Заметим, что на рис.3 представлены волны именно этого типа. На рис.9 представлен графический способ решения уравнения (25), рекомендованный Стокером /3/. Сплошная линия здесь представляет собой график правой части уравнения (25), а прямые линии – графики левой его части. В точках пересечения этих двух графиков находим корни этого уравнения

$$m = \frac{2\pi h_2}{\lambda} \qquad (28)$$

а отсюда, зная глубину h_2, легко определить искомую длину волны λ.

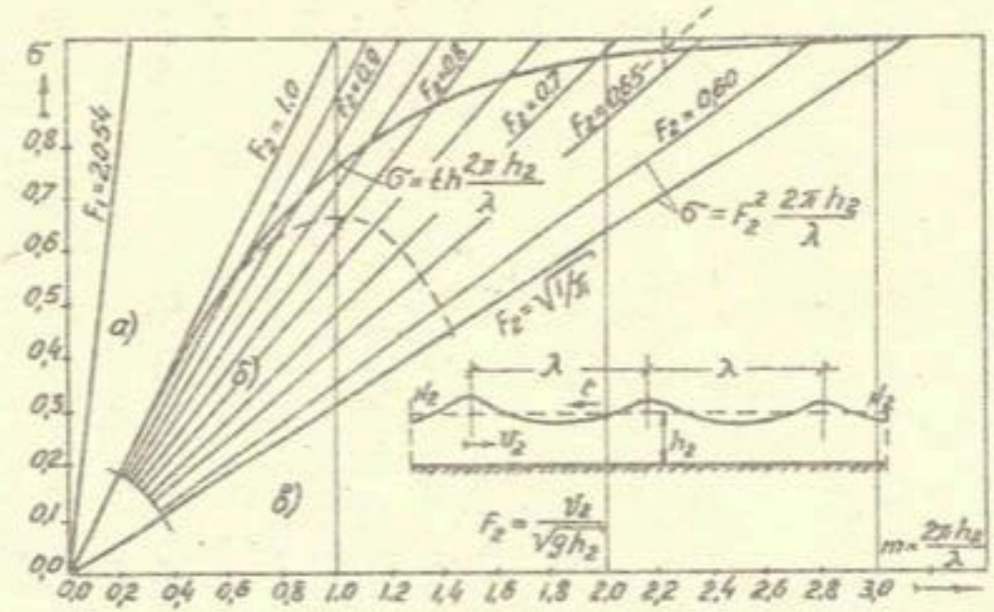


Рис.9 Определение длины кноидальных волн: а)область существования уединенной волны,б)область существования кноидальных волн,в)область существования волн глубокой воды.

Анализ графика уравнения (25) показывает, что при

$$F_2 = \sqrt{\frac{1}{fr}} \qquad (29)$$

длина кноидальных волн $\lambda = 2h_2$. Отсюда можно заключить, что при числах Фруда, меньших указанной величины, волнение свободной поверхности потока не влияет на дно русла, т.е. давление потока на дно будет определяться глубиной h_2. Поэтому волнами рассматриваемого класса в таком потоке можно не интересоваться.

Для установления границ области существования уединенной волны, рассуждаем следующим образом. Как показывает анализ уравнения (19), с увеличением числа Фруда F_1 увеличивается глубина $h_в$, а, следовательно, уменьшается величина кинетической энергии частицы жидкости, расположенной на вершине волны. По-видимому, существует минимальная величина этой энергии, которая позволяет поверхностной частице жидкости перетекать через гребень волны, преодолевая имеющиеся сопротивления. Если принять эту величину, равной всего лишь 2,0% от кинетической энергии невозмущенного потока, то из уравнения (20) получим следующее значение числа Фруда F_1 :

$$F_1 = 1{,}73, \qquad (30)$$

т.е. получаем известную величину, обозначающую первый предел области существования прыжка-волны, установленную опытным путем.

Вместе с тем указанный выше критерий выражает только возможность обрушения волны, однако при благоприятных условиях отмеченная выше поверхностная частица может перетекать через гребень волны, так как величина ее скорости остается еще достаточно большой (при $F_1 = 1{,}73$ отношение $U_в : U_1 = 0{,}135$). Полагая минимальную величину этой

скорости равной 5,0% от скорости невозмущенного потока, из уравнения (20) получим критерий, ограничивающий максимально возможную область существования уединенной волны

$$F_1 \leq 2{,}054, \qquad (31)$$

который также хорошо согласуется с опытными данными - прыжка-волны /18,19,21/. Следует отметить, что указанные выше числа Фруда (29) и (31) соответствуют сопряженным глубинам одного и того же гидравлического прыжка.

Таким образом, область существования околокритических потоков должна быть ограничена следующими числами Фруда:

$$\sqrt{\frac{1}{\chi}} \leq F = \frac{v}{\sqrt{gh}} \leq 2{,}054, \qquad (32)$$

причем внутри ее необходимо выделить область бифуркации (см. соотношение (27)), когда на свободной поверхности потока могут существовать как уединенные, так и кноидальные волны.

Заключение

I. Нелинейная теория применима только для полностью сформировавшихся волн, находящихся в квазиустановившемся состоянии. С точки зрения этой теории, как видим, нет различия между установившимся и неустановившимся видом рассматриваемых волн. В действительности же между указанными видами волн, по-видимому, должно существовать некоторое отличие, обусловленное процессом их формирования. Это выражается в частности в том, что область существования рассматриваемых волн в случае неустановившегося движения получается несколько меньшей, чем указано выше.

2. Как известно /3/, согласно линейной теории "мелкой воды", а также теории волн малой амплитуды, угол

наклона свободной поверхности воды к горизонту не может превышать 30^0 (угол при вершине волны 120^0). Анализ же волн, рассматриваемых в данной статье, показывает, что обрушение их гребней происходит при углах, значительно превышающих указанную величину. Для проверки этого положения из уравнения (21) и (23), получаем формулу для максимального угла α_0 профиля уединенной волны, которая соответствует точке перегиба (см.рис.5, а)

$$\alpha_0 = \operatorname{arctg}\left[\frac{2}{3}(\eta_B - 1)\sqrt{2\ell n F_1}\right]. \qquad (33)$$

Из этой формулы при $F_1 = 2{,}054$ получаем $\alpha \simeq 70^0$, а при $F_1 = 1{,}73$ и $1{,}40$, соответственно получаем $\alpha_0 \simeq 45^0$ и 30^0. Как видим, линейная теория "мелкой воды" применима для случая околокритических течений только при $F_1 < 1{,}40$, что также согласуется с нашим выводом.

3. Для экспериментальных наблюдений существуют различные способы образования уединенных волн. На рис.10 представлена одна из возможных схем. В конце лотка создается замкнутая область, в которой накапливается некоторый объем воды W (например, за счет разности горизонтов, которая обусловлена разностью давлений p_0 и p_a). После того как давление в замкнутой области уравняется с внешним, начнется неустановившийся процесс истечения накопленной воды, который должен привести к образованию уединенной волны.

При проведении описанных опытов важно знать объем W, который определим, интегрируя выражение для высоты $(h - h_1)$ от 0 до ∞, а также используя соотношения (16) и (21)

$$W = 2\int_0^\infty (h - h_1)\,dx = \frac{2\sqrt{2}(\eta_B - 1)}{\sqrt{3\ell n F_1}} h_1^2, \qquad (34)$$

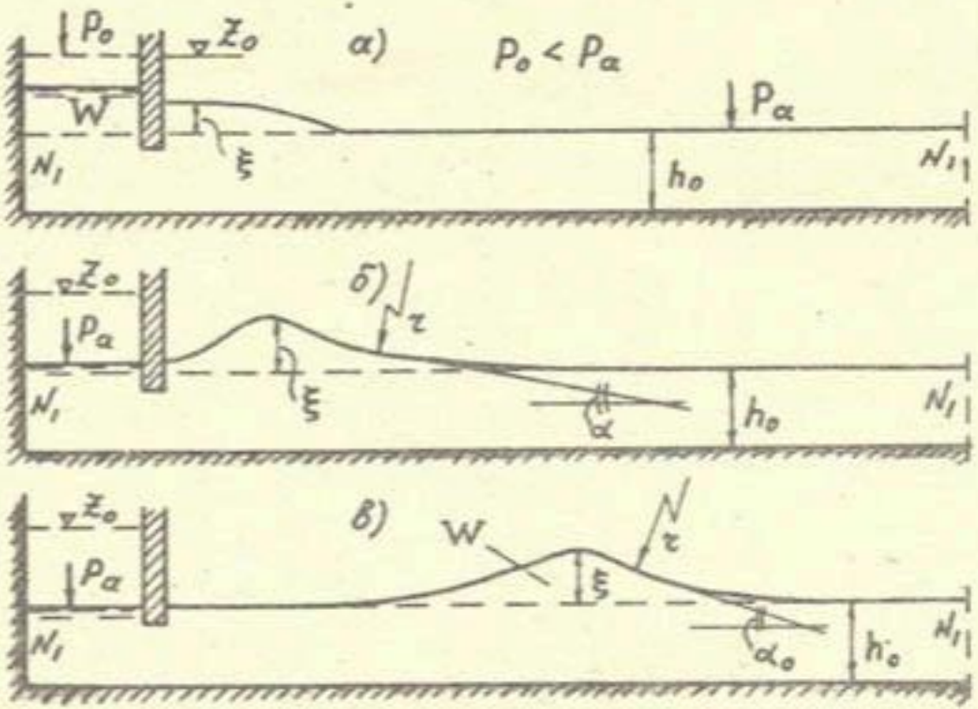


Рис.IO Одна из возможных схем формирования уединенной волны.

где все обозначения оговорены выше.

4. Как показывают специальные исследования, траектории движения отдельных частиц, обусловленных уединенной волной, близки к дугам парабол, с вершинами, обращенными вверх, причем для поверхностной частицы стрела подъема этой дуги должна быть равной $h_2 - h_1$, а хорда дуги - 2ℓ. По мере увеличения глубины частицы стрела дуги ее траектории уменьшается; для частицы, расположенной у дна, траектория движения - отрезок прямой.

5. Следует также отметить, что уединенные волны могут наблюдаться не только в длинных каналах, имеющих на конце регулирующие сооружения, подобные перечисленным во введении; эти волны могут также образоваться в естественных руслах, например, при прорыве мелких запруд, плотин, при ливневых паводках и т.д. Как показывают натурные и лабораторные исследования, в некоторых случаях на горных участках рек, транспортирующих большое количество наносов, образуются так называемые антидюны, причем свободная поверхность потока на этих участках приобретает вид или уединенной волны или кноидальной волны /20/.

6. Настоящую работу следует рассматривать лишь как результат первого этапа исследований данной проблемы. В дальнейшем авторы предполагают более детально исследовать: а) отражение уединенных и кноидальных волн от твердых стенок; б) первый период формирования указанных волн, в частности, определение длины русла, на котором заканчивается этот период; в) влияние сил трения о дно и боковые стенки на процесс формирования и перемещения рассматриваемых волн и другие вопросы, имеющие важное практическое значение.

ЛИТЕРАТУРА

I. Егиазаров И.В. Неустановившееся движение в длинных бьефах, "Известия НИИ Гидротехники", т.21,1937.

2. Чертоусов М.Д. Гидравлика, Специальный курс, Госэнергоиздат, 1957.

3. Стокер Д.Д. Волны на воде, М., ИЛ, 1959.

4. Васильев О.Ф., Гладышев М.Т. О расчете прерывных волн в открытых руслах, "Известия АН СССР" (механика жидкости и газа), 1966, № 6.

5. Смыслов В.В. Расчет кривых свободной поверхности воды в призматическом русле при глубинах, близких к критической, "Известия вузов" (строительство и архитектура), Новосибирск, 1959, № 10.

6. Добер и Марво. Исследование образования вторичных волн методом числового интегрирования, XI конгресс МАГИ, докл.3-12 (франц.яз.), Л., 1965.

7. Розовский И.Л., Еременко Е.В., Шабрин А.Н., Власенко Ю.Д. Экспериментальные исследования неустановившегося движения в открытых прямолинейных и криволинейных в плане руслах прямоугольного сечения, XI конгресс МАГИ, докл.3-35 (англ.яз.), Л., 1965.

8. Preissmann A., Cunge J.A. Low-amplitud undulating Hydraulic jump i trapezoidal Canals, Journal de Recherches Hydrauliques, (A.I.R.H.), vol 5, 1967, N4.

9. Sandover J.A., Taylor G. Cnoidal waves and bores, La Houille Blanche, 1962, N3.

10. Тиррио К., Беднарчик С. Замечания относительно вторичных волн в фронте паводковых волн в открытых руслах, XI конгресс МАГИ, докл.3-40 (франц.яз.), Л., 1965.

II. Пузанов А., Элиаш В. Распределение скоростей и давлений в положительных плоских волнах, XI конгресс МАГИ, докл.3-46 (англ.яз.), Л., 1965.

I2. Рикуа Р., Ракт - Маду К. Колебания уровней, наблюдаемые в деривационном канале гидроузла Орезон при быстрых изменениях напора, XI конгресс МАГИ, докл.3-53, (франц.яз.), Л., 1965.

I3. Вагнер У., Кинг Д.Л. Волны в подводящем трапецеидальном канале, вызванные внезапной остановкой насоса, XI конгресс МАГИ, докл.3-I8 (англ.яз.),Л., 1965.

I4. Партенски Г.В. Поверхностные волны, образующиеся в струе воды за подвижными затворами, XI конгресс МАГИ, докл.3-3I (франц.яз.), Л., 1965.

I5. Фридрихс К.О., Хайерс Д.Г. Существование уединенных волн, об. "Теория поверхностных волн", М., ИЛ, 1959.

I6. Моисеев Н.Н., Тер-Крикоров А.М. Исследование движения тяжелой жидкости при скоростях, близких к критической, Тр.МФТИ, вып.3, 1959.

I7. Василенко А.П. Опытные данные об остановившейся волне, Гидравлика, Межведомственный республиканский сборник, вып.2, Киев, 1966.

I8. Модзалевский А.И. Применение формул для прыжка-волны к расчету гидротехнических сооружений, Научные записки МИИВХ, т.XXI, 1959.

I9. Руссо Г.А. Основные характеристики гидравлического прыжка-волны, ж."Гидротехническое строительство", 1967, № I.

20. Котлова Н.А. Экспериментальные исследования образования гряд и антидюн из смешанного песка, Тр.ГГИ,вып.I47, 1968.

2I. Кадыров А.А. К вопросу о длине гидравлического прыжка в условиях гладкого горизонтального русла прямоугольного сечения, "Известия АН УзССР" (серия техн. наук), 1959, № 5.

З.И.РЯДОВА

ВОДОЗАБОР С ОТКРЫТОЙ ПРОМЫВНОЙ ГАЛЕРЕЕЙ

Предлагаемый тип водозабора с открытой промывной галереей предназначен для условий рек предгорной зоны, транспортирующих в большом количестве донные наносы, содержащие фракции крупностью до 300 мм.

Защита водоприемника (аванкамеры) от поступления в него донных наносов является одной из наиболее существенных задач водозаборного узла сооружений.

В последние годы предложен ряд новых конструктивных решений вододелительной части в схеме водозабора с криволинейным подводящим руслом в виде галерей или порогов специальной конструкции, с помощью которых процесс отделения наносов от поступающего в водоприемник потока интенсифицируется: водозабор без захвата донных наносов, по лабораторным данным, может составить 70-90% от расхода воды в реке (порог - галерея Я.А.Никитина; наносоперехватывающая галерея с щелевой забральной стенкой Н.В.Лаптурева; обратная галерея С.С.Ходжаева; реактивный порог З.И.Рядовой; ступенчатый порог Г.В.Соболина и др.). При этом известные наносоулавливающие устройства открытого типа (реактивный порог, ступенчатый порог), имея преимущества простоты конструкции и удобства эксплуатации, уступают конструкциям закрытого типа (галереям различного рода) в степени воздействия на поток, которая существенно зависит от условий подхода потока к водоприемнику, насыщения потока наносами, причем диапазон оптимальных условий не достаточно широк; поэтому гарантированный водозабор без захвата наносов в случаях применения указанных конструкций открытого типа не всегда обеспечен.

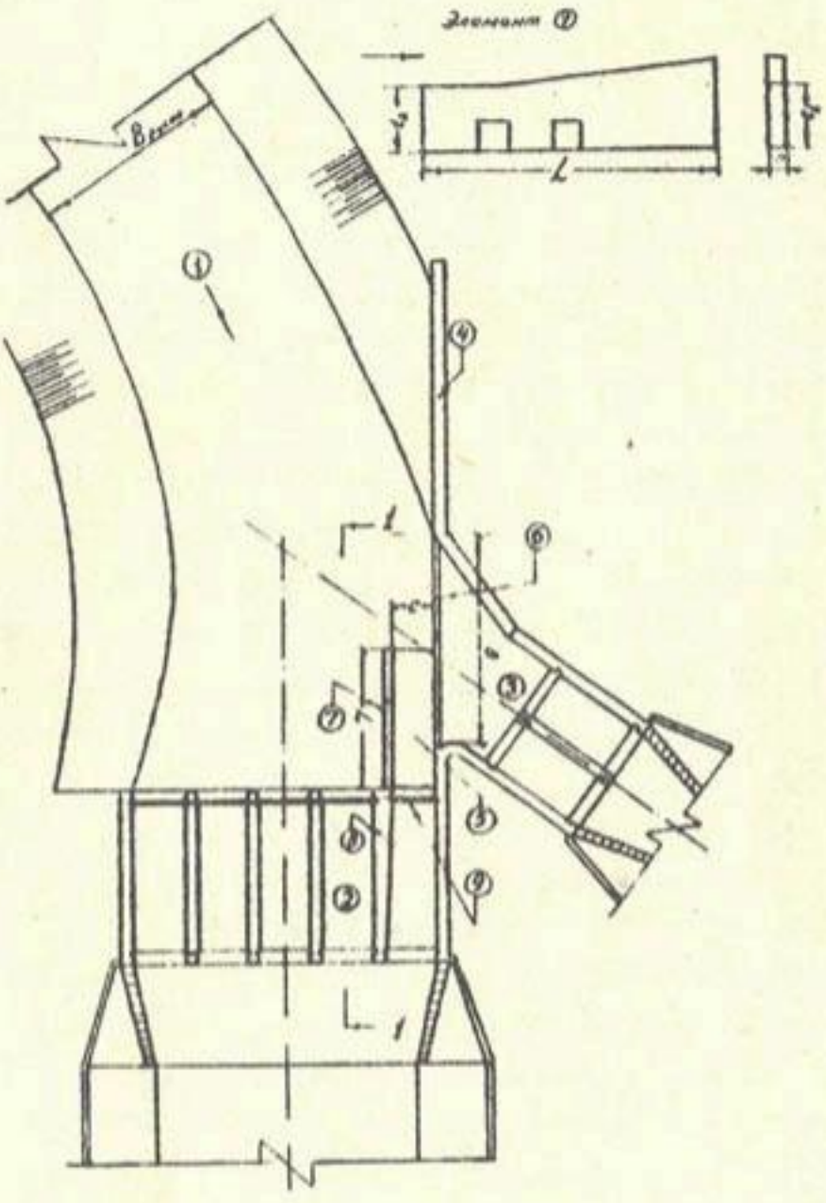
В лаборатории гидросооружений САНИИРИ на основании проведенных в 1965-1966 гг. исследований явления обтекания затопленных преград были предложены две конструкции наносотводящего устройства: реактивный порог (эта конструкция использована на водозаборном сооружении тепловой ГРЭС на р.Талас) и открытая промывная галерея, показавшая лучшие результаты. С помощью этого конструктивно простого устройства достаточно удачно реализуются физические возможности возникающей при обтекании преграды кинематической структуры потока для повышения эффективности наносоотвода.

Предлагаемое водозаборное сооружение с открытой промывной галереей, сохраняя преимущества открытых элементов для улавливания и отвода наносов, вместе с тем обеспечивает высокий процент водозабора без захвата наносов в более широком диапазоне условий протекания потока в подводящем русле, что позволяет сократить длину подводящего инженерного русла и его кривизну по сравнению с рекомендуемыми для ферганской схемы, и уменьшить размер регулировочных мероприятий в пойменной части. Большая свобода выбора параметров подводящего русла упрощает при проектировании решение вопросов ориентации гидроузла по отношению к водотоку и также предопределяет некоторый экономический эффект.

Водозаборное сооружение с открытой промывной галереей (рис.I) состоит из криволинейного подводящего русла I сокращенной длины по сравнению с ферганской схемой, которое может быть выполнено прямолинейным при наличии в составе гидроузла катастрофического водослива; щитовой плотины 2; водоприемника (аванкамеры) 3; элемента сопряжения откоса русла с береговым устоем аванкамеры в виде ныряющего откоса 4, играющего роль наносоотбойной стенки; порога, сочетающегося с открытой промывной галереей 5.

Фронт водозабора образован прямолинейным в плане порогом-стенкой 6, отделяющим водоприемник (аванкамеру) от

План



Разрез I-I

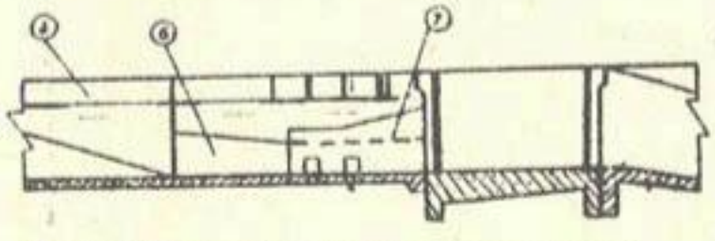


Рис.I План и разрез сооружения

понурной части гидроузла. Длина порога B назначается из условия обеспечения пропускной способности водозаборного сооружения. Гребень порога может быть или горизонтальным, или на начальном участке с продольным уклоном (понижающийся). Высота порога на участке с горизонтальным гребнем $t_1 = (0{,}3\text{–}0{,}5)H$, где H – глубина воды перед плотиной.

Параллельно или под некоторым углом к порогу расположена наружная стенка открытой промывной галереи (несколько большей высоты, чем основной порог), примыкающая низовым концом к бычку промывного отверстия. Гребень наружной стенки в начальной части, на 1/3 длины, горизонтален, далее имеет обратный уклон (повышается). Наружная стенка открытой промывной галереи снабжена одним или двумя отверстиями прямоугольного сечения, но может быть и глухой. Донная плита открытой промывной галереи имеет небольшой продольный уклон.

Все конструктивные элементы промывного устройства – наносоотбойная стенка, основной порог, наружная стенка открытой галереи, ориентированы в схеме компоновки гидроузла таким образом, чтобы осуществлялся косой подход потока к фронту водозабора.

Наружная стенка галереи, как обтекаемая потоком преграда, способствует созданию с ее тыловой стороны (т.е. в галерее) зоны пониженного давления. "Гидравлический потолок" этой галереи создается переливающимся через нее потоком, отбираемым в водоприемник. Наличие зоны пониженного давления и косого (под острым углом к фронту водозабора) направления потока, поступающего в галерею через гребень наружной стенки и торцовое отверстие, создают в ней винтовое движение, более интенсивное, чем оно может быть в галерее закрытой. Два фактора обусловливают повышенную эффективность "отсасывания" наносов по открытой галерее к промывному отверстию плотины – наличие винтового движения и зоны пониженного давления.

Повышающийся гребень наружной стенки открытой галереи обеспечивает последовательно все большее относительное снижение давления в галерее в направлении к промывному отверстию. Понижающийся гребень основного порога вместе с наносотбойной стенкой обеспечивают надежный отжим наносов от порога на его начальном участке до зоны влияния промывной галереи. Боковые отверстия в наружной стенке галереи служат для захвата той части наносов, которые могут отложиться перед ней в зоне с малыми скоростями потока (ближе к закрытым пролетам плотины). Боковым отверстиям придаются ограниченные размеры с тем, чтобы поступающий в них поток не "перекрывал" полностью зону пониженного давления.

Увеличение скорости потока, проходящего через водозаборный фронт в аванкамеру, приводит к возрастанию интенсивности винтового движения в открытой галерее. В этом смысле предлагаемое устройство может быть названо "самопрорывающимся порогом", поскольку с относительным увеличением водозабора до известного предела увеличивается "активность" галереи.

Предлагаемая схема водозабора с открытой промывной галереей проверена в лабораторных условиях на модели гидроузла, выполненной в масштабе 1:30. При этом преследовалась цель получить, помимо общих технико-эксплуатационных показателей водозабора, некоторые, пока предварительные, данные для конструирования наносозахватного устройства, т.е. оптимальные форму и размеры элементов наносозахватной конструкции, их взаимное расположение, в зависимости от гидрологических условий, характеризуемых количеством и составом влекомых наносов. Модель узла сооружений рассчитана по зависимостям, вытекающим из закона подобия для случая действия на систему сил тяжести (Фруда).

Песчаная смесь, имитирующая галечниковые пойменные отложения реки и транспортируемые потоком донные наносы,

отвечает некоторому осредненному фракционному составу наносов для участков рек предгорной зоны. Фракционный состав использованного на модели песка приведен в таблице.

Насыщение потока донными наносами составляло 0,55 г/л[x]. Опыты выполнены для случая, когда в реке устанавливается расход 70 м³/сек, т.е. паводковый расход года 50%-ной обеспеченности (на модели 10,1 л/сек). Перед плотиной поддерживалась постоянная отметка НПГ, при которой глубина воды H составляла 3,50 м. Для пропуска промывного расхода и сброса наносов на соответствующую высоту открывается щит промывного отверстия. Водозабор составляет 88-90%.

Наносы беспрепятственно поступают в галерею периодически через торцовое отверстие и боковые отверстия в стенке открытой галереи. Перед водозаборным фронтом на участке от наносоотбойной стенки до промывной галереи гряда наносных отложений удалена от порога на 2,5-3,0 м, т.е. несколько больше ширины галереи (рис.2). Незначительное количество наносов (3-4%) увлекается в аванкамеру с поверхностным потоком во взвешенном состоянии.

Примечание

Возможно устройство сдвоенной открытой галереи. Такая конструкция также проверена на модели гидроузла, но при меньшем насыщении потока наносами; зафиксировано поступление наносов в водозабор менее одного процента.

Для заданных значений расхода Q и напора H в сооружении размеры элементов открытой промывной галереи в первом приближении следует назначать в указанных ниже пределах, принимая за исходные величины относительную высоту основного порога-стенки $\frac{z_1}{H}$, назначаемую в пределах 0,3-0,5, и ширину,

---

x) Выполнен также опыт с насыщением потока донными наносами, равным 1,10 г/л.

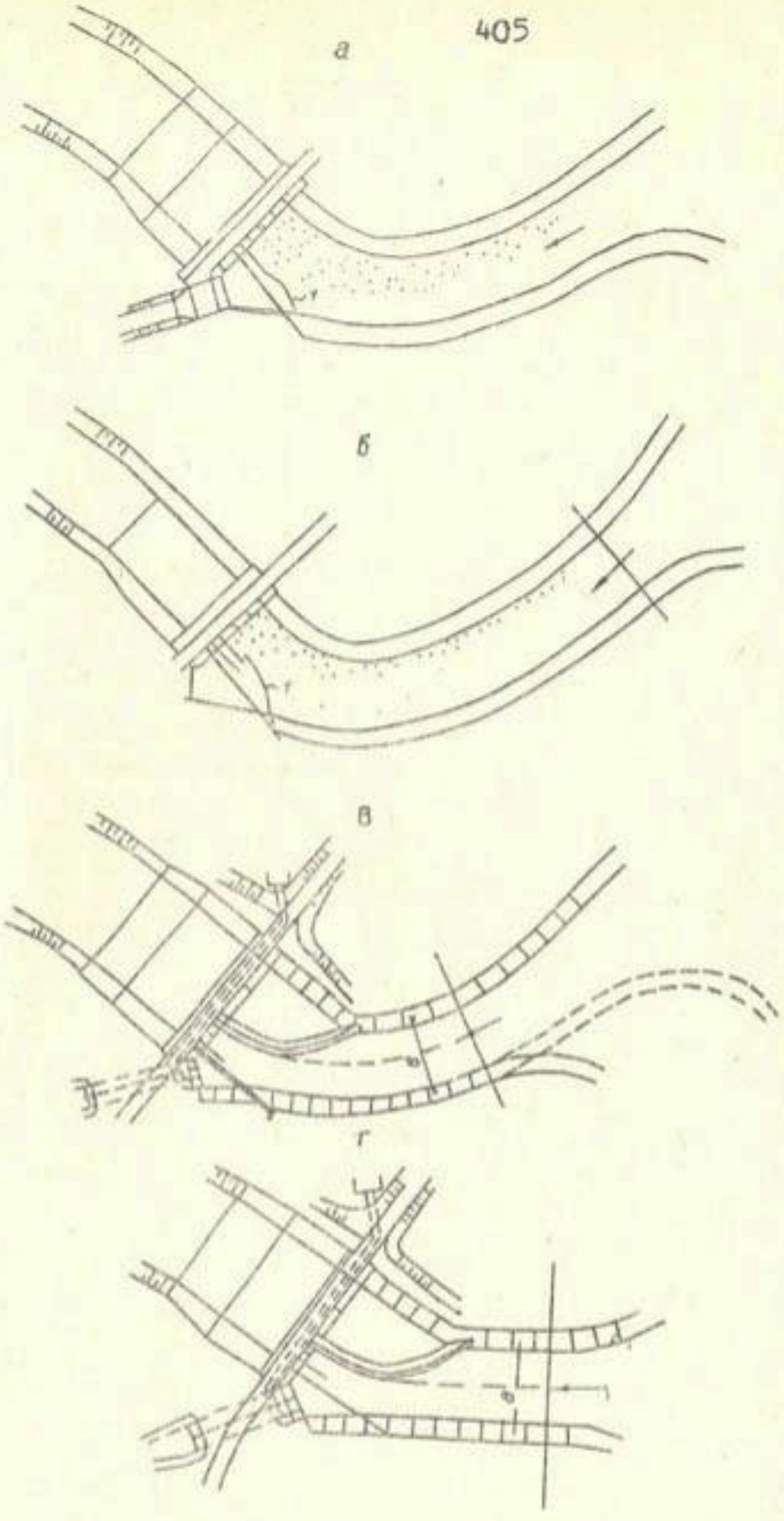


Рис.2. Возможные схемы водозабора с открытой промывной галереей: а)одиночная галерея; б)сдвоенная галерея; в) при наличии катастрофического водослива с криволинейным подводящим руслом; г)при наличии катастрофического водослива с прямолинейным подводящим руслом; I-линия гряды наносных отложений.

Таблица

Размер фракций, мм	7–5	5–3	3–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	< 0,1	$d_{ср}$
Содержание,%	0,08	0,93	5,79	15,92	13,66	43,17	15,63	4,82	0,72

определяемую из условия пропускной способности сооружения. Тогда

длина наружной стенки $\alpha = (0,3-0,5)$;

высота ее на участке с горизонтальным гребнем $t_2 = (1,0-1,5)t_1$;

ширина галереи $c = (1,0-1,3)t_1$.

При наличии в наружной стенке галереи двух боковых отверстий квадратного сечения или прямоугольного с небольшой разницей в размере сторон, площадь каждого отверстия не должна превышать величины $(0,20-0,25)\omega$, где ω - площадь сечения входного торцового отверстия промывной галереи ($\omega = ct_2$).

Лучшие показатели получены при устройстве одного щелевого отверстия высотой не менее 0,4-0,5 м с площадью, равновеликой площади двух квадратных отверстий.

Водозабор с открытой промывной галереей может найти широкое применение при строительстве новых и благодаря своей простоте - при реконструкции существующих гидроузлов в условиях предгорных участков рек, характеризуемых уклоном водотока в пределах $J = 0,004-0,01$. Возможно, что пределы применения водозабора с открытой промывной галереей могут быть расширены.

З.И.РЯДОВА, Т.И.ГОЛУБЕВА

ПОДПОРНОЕ СООРУЖЕНИЕ С РАСТЕКАТЕЛЕМ

На магистральных каналах оросительных систем и каналах меньшего порядка наряду с сопрягающими сооружениями значительное место занимают подпорные и регулирующие (перегораживающие, шлюзы-регуляторы, вододелители), предназначенные для создания подпора на определенном участке канала и регулирования подачи воды при использовании сооружения в качестве водовыпуска (или вододелителя). Сооружение в той или иной степени приводит к трансформации кинематической структуры потока, протекающего в канале, т.е. к нарушению его бытового режима.

Предметом нашего исследования является перегораживающее сооружение и способы преобразования структуры потока в нижнем бьефе его. Следующим возможным этапом работы станет использование принципов и зависимостей, полученных для сооружений на каналах, а также для водозаборных гидроузлов.

В настоящее время вопросы устойчивости нижнего бьефа сооружений на каналах приобретают особую остроту. Построено и будет строиться очень много сооружений на вновь осваиваемых массивах (Голодная и Каршинская степи). По условиям рельефа местности наиболее распространенными будут сооружения низконапорные с перепадом от 0,15 до 0,35 м (в некоторых случаях эксплуатации возможно установление больших перепадов).

Протекание потока на длинном участке, на котором происходит расширение его до размеров сечения канала, характеризуется наличием значительной осевой скорости и обратных токов вдоль бортов канала. Участок русла, на котором происходит стабилизация течения (т.е.выравнивание

эпюры распределения скоростей затухание пульсаций и турбулентности до бытового состояния), требует надежного крепления для предотвращения опасных деформаций русла - размывов дна и разрушения бортов канала. Так как длина этого участка обычно очень велика, технически и экономически целесообразным оказывается в ряде случаев устройство специальных конструкций для управления режимом сопряжения бьефов, преобразования структуры потока в нужном направлении на более ограниченной длине и гашения избыточной кинетической энергии потока в нижнем бьефе.

Конструкции для преобразования потока в нижнем бьефе специфичны в зависимости от условий сопряжения бьефов. Для подпорного сооружения на канале возможным эксплуатационным случаем сопряжения бьефов может быть и растекание без гидравлического прыжка при отсутствии "сжатой" глубины за сооружением, и сопряжение гидравлическим прыжком (на определенных стадиях заполнения и опорожнения канала, в случае значительного сокращения расхода по сравнению с расчетным). Для сооружений с малой величиной перепада (не создающего больших динамических нагрузок)конструирование нижнего бьефа преследует цель не столько гашения энергии, сколько главным образом регулирования и преобразования кинематической структуры потока на ограниченной длине - обеспечения равномерного по ширине растекания, устранения сбойности и, попутно, - гашения избыточной энергии.

Известно большое количество различных типов специальных устройств в нижнем бьефе, предназначенных для регулирования режима потока: водобойные колодцы и стенки, различного рода расщепители потока - пирсы, шашки, балки, зубья, различные типы повышенной шероховатости, направляющие стенки для расширения потока в плане.

М.С.Вызго /I/ считает конструктивные мероприятия одним из наиболее надежных методов борьбы со сбойностью течения и размывами: предложение Н.Н.Суровой /2/ для двухпролетных выпусков – конструкция, принцип действия которой основан на сосредоточенном направлении всего потока к центру сооружения сразу при выходе его из-под щитов в нижний бьеф с последующим расширением (растеканием) потока на полную величину поперечного сечения; перепады-быстротоки с ромбовидным водоскатом и криволинейные затворы Л.А.Машковича /2/; быстротоки с бортовыми ребрами М.Б.Селяметова /5/; донные струенаправляющие устройства, разработанные Н.А.Вознесенским /3/; трубчатые перепады с диафрагмами З.Х.Хусан-Ходжаева /7/; прорезные стенки В.Е.Ляпина /4/.

Однако не для всех случаев и типов сооружений имеются рациональные решения. Применение многих из известных специальных конструкций вызывает в одних случаях повышенную турбулизацию потока и пульсацию скоростей, развитие кавитационных явлений; в других случаях оказывается недостаточно эффективным или не экономичным. Особенно осложняется задача конструирования специальных устройств в нижнем бьефе подпорного сооружения при условии сопряжения элементов сооружения с нижним бьефом при помощи обратных стенок, что наиболее экономично по объему и производству работ.

В лаборатории гидросооружений САНИИРИ выполнены исследования моделей трех перегораживающих многопролетных сооружений трубчатого типа с растекателем специальной конструкции и проведены дополнительные исследования для уточнения параметров растекателя. В общем виде подпорное сооружение имеет обычную конструкцию (рис.I и 2): понур, щитовую часть и слив. Щитовая часть может быть однопролетной и многопролетной; между бычками размещается

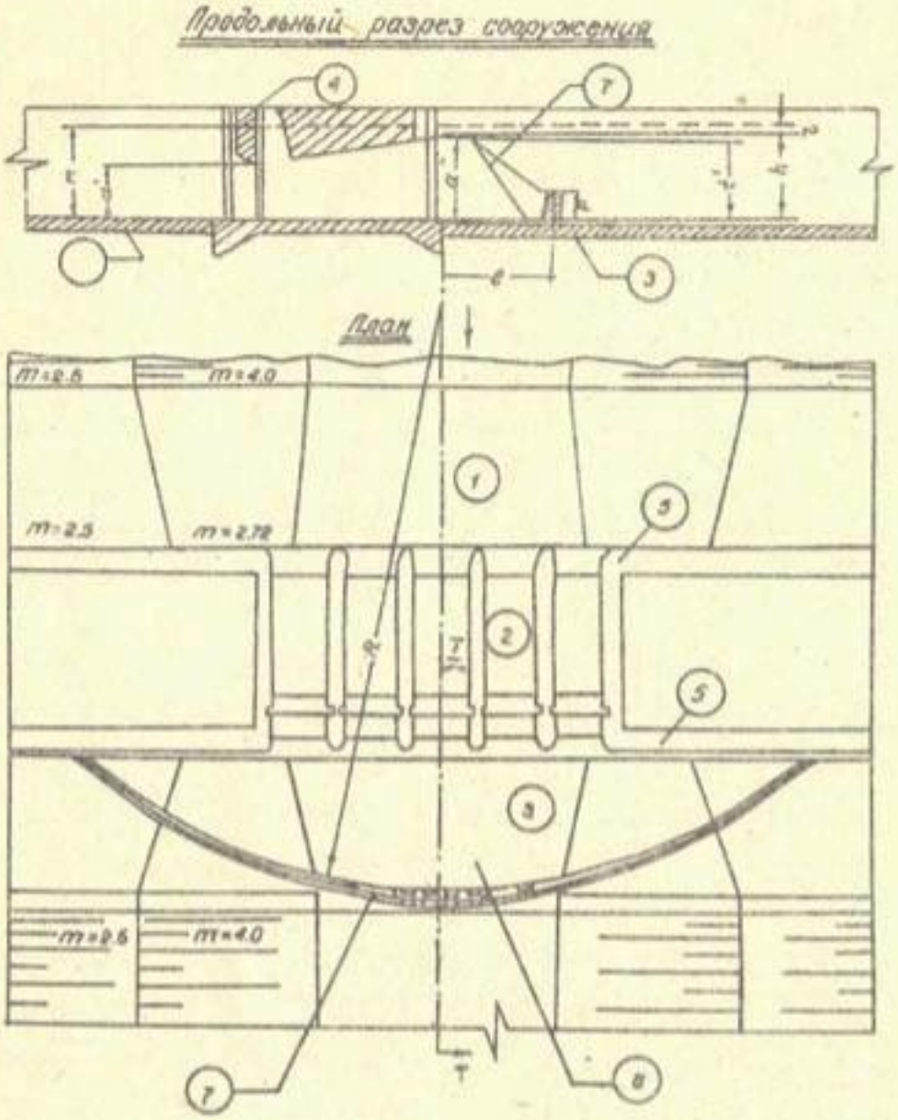


Рис.I. Подпорное сооружение с растекателем-криволинейной стенкой:

I-понур; 2-щитовая часть; 3-слив; 4-диафрагма; 5-обратные стенки; 6-донная плита слива; 7-криволинейная стенка-растекатель

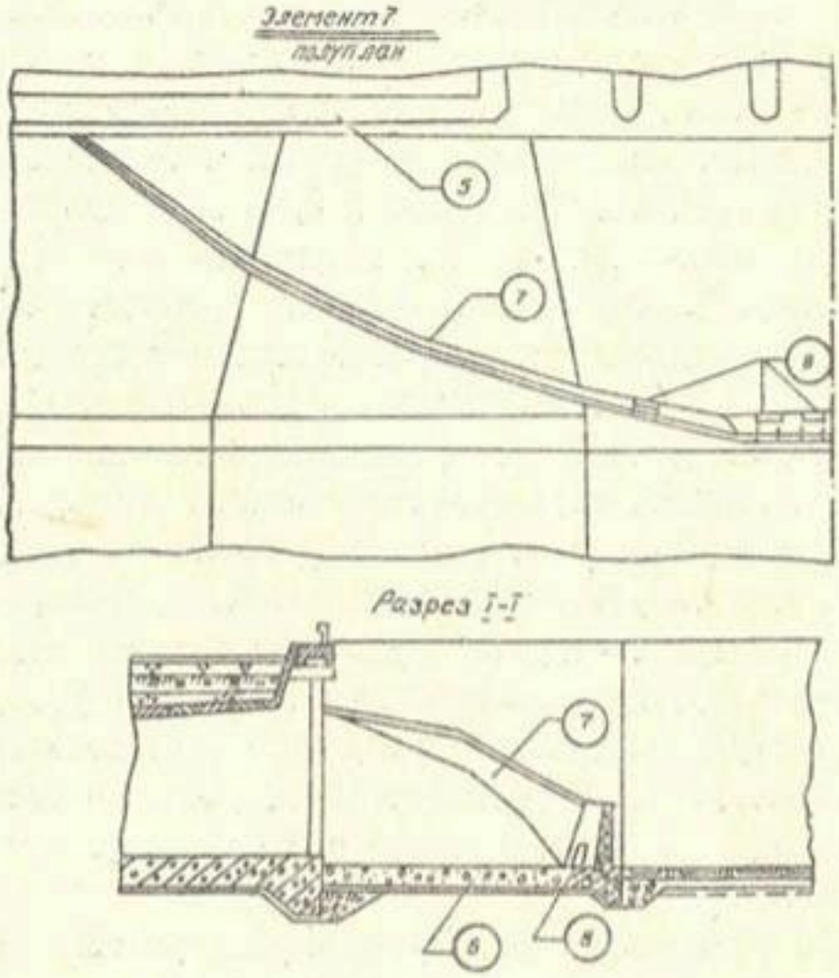


Рис.2. Растекатель в плане и в разрезе:
5-обратные стенки; 6-донная плита слива; 7-криволинейная стенка-растекатель; 8-донные отверстия.

диафрагма со скругленной нижней гранью, перекрывающая сверху весь фронт сооружения. Затворы плоские. За затворами и служебным мостиком водопропускная часть сооружения выполнена в виде короткой трубы (одноочковой или многоочковой). Щитовая часть сопрягается с понуром и сливом обратными стенками. Сливная часть имеет бетонное покрытие.

На донной плите слива устанавливается специальная конструкция, представляющая собой криволинейную или полигональную в плане стенку, очерченную радиусом R и имеющую переменную высоту. Гребень стенки в средней части горизонтален, а к краям равномерно повышается и доводится до пересечения с откосами. Стенка снабжена в средней части несколькими донными отверстиями, назначение которых - выравнять кинематическую структуру потока в придонной области, непосредственно за стенкой (уменьшить застойную зону). Донные отверстия необходимы также при опорожнении канала и при первых попусках для создания за стенкой водяной подушки, воспринимающей динамическую нагрузку переливающейся струи в первый момент. Работа растекателя в подпорном сооружении обусловлена спецификой протекания потока, выходящего из сооружения с большой скоростью в широкий нижний бьеф.

В установившихся эксплуатационных условиях при беспрыжковой форме сопряжения бьефов поток, выходящий из сооружения, имеет тенденцию протекать с большой осевой скоростью, когда поступательное движение совершается только по средней части русла канала с образованием зон интенсивных боковых вальцов. При наличии в поперечных сечениях градиента давлений во вращательное движение оказывается втянутой некоторая масса жидкости на большом протяжении канала и в непосредственной близости к обратным стенкам. Расширяющее поток устройство должно иметь возможность направить определенное количество воды в "пазухи" у обратных стенок.

Встречая на своем пути вертикально стоящую преграду - растекатель, - поток преобразуется. При переливе через преграду поверхностные струи потока отклоняются от осевого направления на угол θ, примерно равный углу натекания потока на преграду. Вследствие криволинейности преграды в плане угол θ изменяется от средней части потока к краям; по оси имеет место лобовое натекание потока на стенку при $\theta \cong 90^0$ с постепенным уменьшением угла θ к краям, что обусловливает постепенное увеличение отклонения поверхностных струй в направлении от оси канала к бортам при уменьшении скорости потока в этом направлении.

Повышение концов (крыльев) стенки необходимо для обеспечения достаточно активного воздействия этой части конструкции на те зоны потока (близкие к бортам канала), где его скорость и глубина меньше. Высота и протяженность крыльев стенки имеют такое оптимальное положение, при котором направляемый в "пазухи" поток достаточен для выравнивания давлений в плоскости поперечного сечения; он полностью предотвращает образование водоворотных зон и вместе с тем не приводит к образованию слишком больших, опасных для устойчивости бортов, скоростей на боковых вертикалях. При изменении эксплуатационных условий, приводящих к изменению формы сопряжения бьефов - гидравлическому потоку, растекатель обеспечивает затопление прыжка и последующее рассредоточение потока по всей ширине русла.

Таким образом, конструкция растекателя удовлетворяет широкому диапазону эксплуатационных условий в отношении величины пропускаемых расходов и разности бьефов.

В лаборатории гидросооружений САНИИРИ были выполнены модели трех подпорных сооружений и проведены гидравлические исследования. Одно из сооружений, пятипролетное, модель которого построена в масштабе I:40, имеет максимальный расход $Q_{max} = 260$ м^3/сек. Модели двух других

сооружений – пятипролетного с Q_{max} = 103 м^3/сек и трехпролетного с Q_{max} = 78 м^3/сек – выполнены в масштабе I:30.

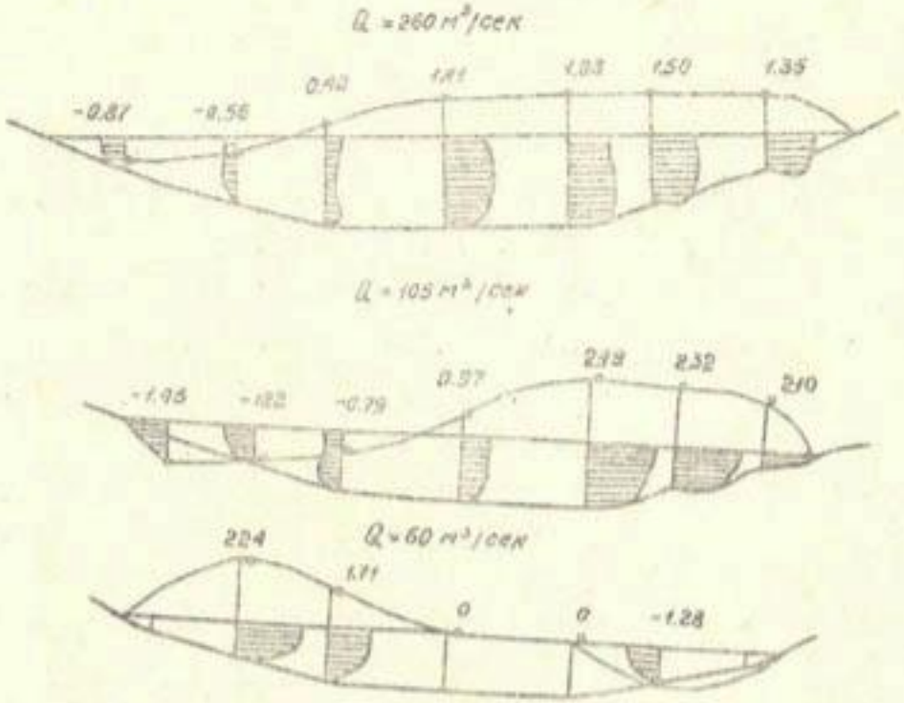
Опыты производились первоначально на неразмываемой модели. Критерием эффективности воздействия на поток исследуемой конструкции служила кинематическая картина потока в нижнем бьефе, представленная эпюрами распределения осредненных местных скоростей, измеряемых трубкой Пито. Распределение скоростей в створе № 3 (рис.3), отстоящем от сооружения на расстояние 51 м, свидетельствует о вполне благоприятном воздействии растекателя на поток.

На размываемой модели также были проведены опыты по проверке выработанной конструкции слива для получения качественной (сравнительной) картины размыва. Русло ниже жесткого крепления формировалось из мелкого песка ($d_{ср}$ = = 0,25 мм) в одной серии опытов и из золы рисовой шелухи во второй. Опыты на размываемой модели были проведены при условии свободного выпуска потока на рисберму и при условии воздействия на поток криволинейной стенки – растекателя.

При пропуске максимального расхода без специального расширяющего поток устройства имеет место довольно значительный размыв дна и деформация бортов русла за креплением, в случае же устройства криволинейной стенки глубинный размыв отсутствует, лишь на бортах отмечается образование незначительных рифелей.

Лабораторные исследования показали, что, снабдив нижний бьеф трубчатого подпорного сооружения растекателем (криволинейной стенкой), можно обеспечить интенсивное расширение потока по выходе из сооружения и полное преобразование его структуры до бытового состояния на длине в 2–2,5 раза меньшей, чем при свободном выпуске потока на рисберму. Криволинейная стенка – растекатель может быть сконструирована для заданных значений напора H, расхода Q и отношения ширины водопропускного фронта сооружения к ширине

а) Свободный пропуск расхода без специальных устройств.



б) Нижний бьеф оборудован растекателем-криволинейной стенкой

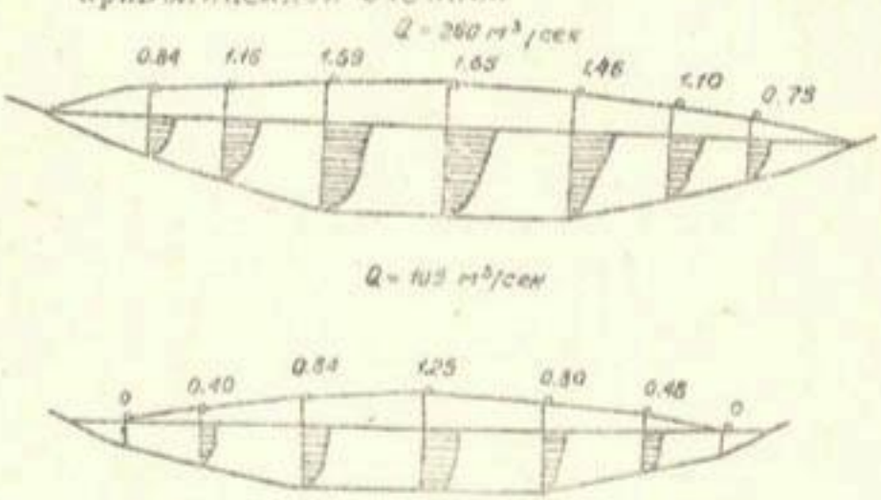


Рис. 3. Эпюры распределения скоростей (створ № 3).

нижнего бьефа (по зеркалу) $\beta = 2 - 3$ для пространственно подобных сооружений по следующим приближенным соотношениям:

$$p = 0{,}55\,a'; \qquad \ell = 2{,}6\,a';$$
$$t = 1{,}35\,a'; \qquad R = 10\,a',$$

где a' – высота входного отверстия (назначаемая из условия обеспечения пропускной способности);

p – высота стенки по оси сооружения;

t – возвышение точки пересечения гребня стенки с откосом над плитой слива;

ℓ – расстояние стенки от низовой грани сооружения;

R – радиус кривизны стенки.

Криволинейную стенку – растекатель можно заменить полигональной в плане, вписанной в дугу радиуса R (число граней не менее семи-девяти).

Полученные в результате исследований высокие эксплуатационные показатели, простота и экономичность сооружений с растекателем позволяют рекомендовать их к широкому использованию как на магистральных каналах, так и на каналах меньшего порядка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вызго М.С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями, Ташкент, Изд-во "Наука", 1966.

2. Вызго М.С., Машкович Л.А., Сурова Н.Н. Защита оросительных сооружений от размыва, Ташкент, Узгосиздат, 1950.

3. Вознесенский Н.А. Донные струенаправляющие устройства на оросительных каналах, М., Изд-во "Колос", 1967.

4. Ляпин В.Е. Гасители энергии в виде прорезных стенок, М., Госэнергоиздат, 1960.
5. Селяметов М.Б. О борьбе со сбойностью течения в трапецеидальных быстротоках, Материалы по производительным силам Узбекистана, вып.6, Ташкент, Изд-во АН СССР, 1957.
6. Соловьева А.Г. Влияние растекания потока на глубину размыва, "Известия ВНИИГ", т.69, 1962.
7. Хусан-Ходжаев З.Х. Гидравлический расчет водоската быстротоков круглого сечения, Тр.ТИИИМСХ, 1958, № 8.

Р.Б.ТИМИРОВА, И.И.КЛАССЕН

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПАЛЬМАНСКОГО ГИДРОУЗЛА НА р.ИСФАЙРАМСАЙ

Пальманский гидроузел построен в 1912 г. на предгорном участке р.Исфайрам, берущей свое начало в горах Алайского хребта. В бассейне Исфайрамсая 72 ледника площадью 134 км^2 (или 6% от всей площади водосбора) и значительное количество небольших озер, образовавшихся в основном под ледниками. Исфайрам относится к рекам ледниково-снегового питания. Период паводков приходится на июнь-август. Максимальный замеренный расход - 162 м^3/сек, минимальный - 4,92. В створе гидроузла поток протекает по широкой пойме, образуя отдельные отмели и рукава. Пойменные русловые отложения представлены крупными галечниками и валунами (d_{max} = 0,61-1,0 м), максимальной мощностью в центре поймы 4,0 м, а к берегам - 2,5. Основанием галечной толщи служат конгломераты на глинисто-известковом цементе.

Движение донных наносов совпадает с прохождением паводков. Начало интенсивного движения донных наносов (d_{max} = 300 мм) наблюдается при Q = 25 м^3/сек. Средний уклон русла в створе сооружения составляет 0,013.

Компоновка гидроузла основана на принципе лобового водозабора и бокового сброса (рис.1). В гидроузел вошли следующие элементы:

1) сокращенное криволинейное подводящее русло (длина 103,3 м; ширина - 28,5; радиус кривизны - 140);

2) автоматический водослив (длина - 87,0 м; высота - 2,40);

3) плотина, состоящая из регулятора сброса и промывного отверстия;

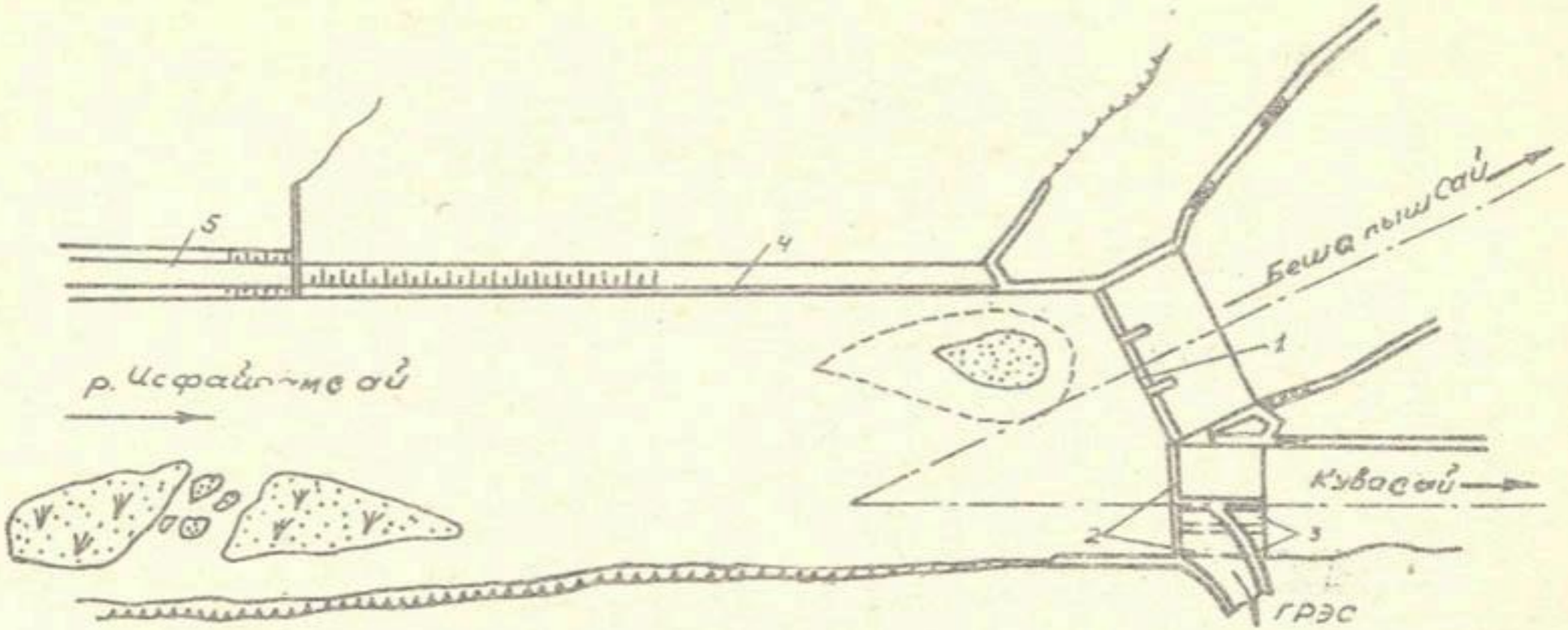


Рис.I Схема гидроузла,построенного в 1912 году: I-плотина (регулятор сброса в Бешалышсай); 2-регулятор водозаборных каналов; 3-донные галереи; 4-катастрофический водослив; 5-габионная дамба L =550м.

4) открытая промывная галерея (длина - I2,5 м; высота - I,25 - 2);

5) порог водоприемника (длина - 30 м; высота - I,0 - I,25);

6) наносоотбойная стенка (длина - 35 м; угол ввода в поток - I50°);

7) отводящее русло.

В I936 г. в связи с вводом в действие канала для технического водоснабжения Кувасайской ТЭЦ по рекомендациям, полученным в результате лабораторных исследований, в пороге правого пролета регулятора канала были устроены донные промывные галереи. Благодаря такой компоновке водозабор в каналы осуществлялся без затруднений. При отборе воды из реки, не превышающем 30-40%, поступления наносов в каналы практически не наблюдалось. В регулятор канала гидростанции обычно попадал речной песок крупностью I-2 мм и осаждался в камерах отстойника.

По данным I960 г., в верхнем бьефе происходило отложение наносов, и перед плотиной образовалась отмель из галечника, разделившая поток перед узлом на два рукава, за счет чего поступление донных наносов в регуляторы каналов увеличилось.

В июне I966 г. в результате прорыва завальной плотины озера Яшинкуль (верховья Исфайрамсая; высота 2600 м) катастрофический паводок, прошедший по реке, полностью разрушил Пальманский гидроузел, и водозабор стал осуществляться временными неинженерными сооружениями из сипаев и таштуганов. Взамен разрушенного сооружения Узгипроводхозом был запроектирован новый узел сооружений, скомпонованный по ферганской схеме водозабора со ступенчатым порогом конструкции Г.В.Соболина (рис.2). Гидроузел состоял из

I) подводящего криволинейного русла шириной по зеркалу воды 28,5 м, радиусом кривизны I40 м, длиной I40 м;

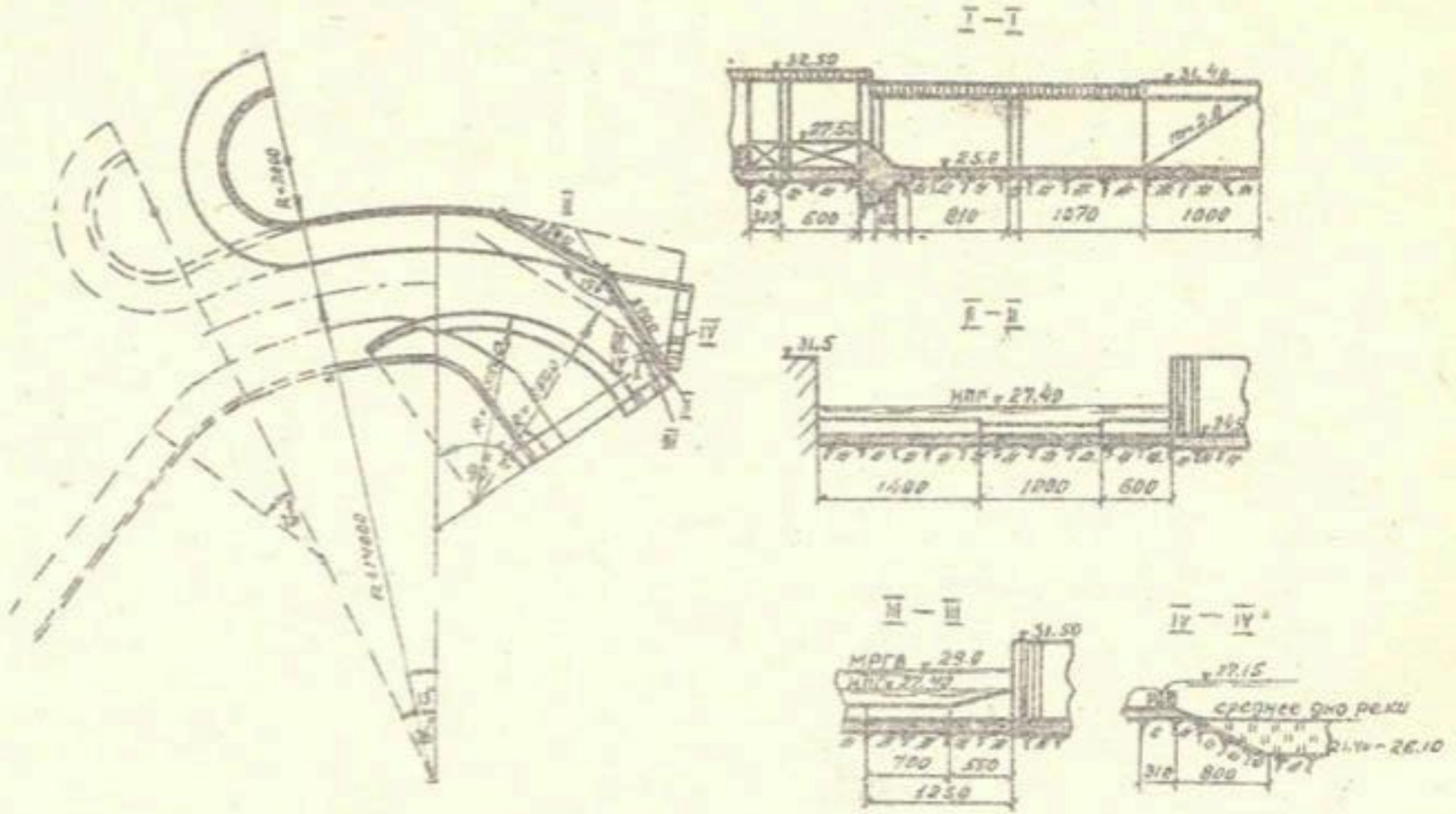


Рис. 2 Схема Пальманского гидроузла на р. Исфайрайсан: ——— рекомендуемая схема; — — запроектированная схема.

2) регулятора щитовой плотины, состоящего из промывного (ширина 3,0 м) и сбросного (6,0 м) пролетов;

3) автоматического водослива, служащего для сброса внезапных паводковых вод и представляющего собой бетонную стенку, водосливная грань которой имеет криволинейное очертание практического профиля. Высота водослива 2,4 м, ширина - 87. В плане водослив имеет криволинейное очертание радиусом кривизны 55,0 м;

4) регулятора правобережного объединенного канала (Кувасай и ГРЭС), рассчитанного на пропуск расхода 45 $м^3$/сек и имеющего три отверстия шириной по 4,0 м. Вода на правый берег подается дюкером длиной 105 м с уклоном дна, равным 0,0041;

5) регулятора левобережного канала Ляган, рассчитанного на пропуск расход 21$м^3$/сек и имеющего два пролета шириной по 3,0 м;

6) ступенчатого порога, представляющего собой порог переменной высоты: первая ступень делается повышенной, вторая, криволинейная в плане, - пониженной. Наличие пониженной ступени порога позволяет неравномерно распределять расходы воды по ширине русла, что, по данным Г.В.Соболина, обеспечивает поперечную циркуляцию достаточной интенсивности при коэффициентах водозабора, превышающих 0,8. Общая длина ступенчатого порога 67 м; высота повышенной ступени - 1,5 - 1,8 м, длина - 52 м; высота пониженной - 0,8 м, длина - 15 м, радиус 65 м.

Исследования гидроузла проводились на пространственной размываемой модели, выполненной в масштабе 1:25 натуральной величины, по методике, основанной на принципе динамического подобия (по Фруду). В качестве наносов на модели применялась гравелисто-песчаная смесь, близкая к натурной (табл.1). Условия опытов приведены в табл.2.

В результате исследований установлено, что ступенчатый порог Г.В.Соболина является решением рациональным, но приемлемым в определенных условиях. Неблагоприятный гидравлический режим в вододелительной части сооружения обусловлен широким фронтом водозабора, чрезмерно суженной вододелительной частью и относительно малой высотой ступеней, что создало в исследуемой компоновке условия для скопления наносов в средней части порога. Различные варианты планово-высотного расположения ступенчатого порога, спрямление его криволинейной части, устройство в конце его полки, придание ему формы ломаного порога не дали должного эффекта. При водозаборе, составляющем 50% от расхода реки, почти все влекомые наносы поступали в водозаборные отверстия, и основная масса наносов попадала в дюкер. Поэтому оформление входа в аванкамеру в виде ступенчатого порога пришлось отклонить.

В схему гидроузла были введены наносоотбойная стенка и открытая промывная галерея. Конструкция открытой промывной галереи разработана З.И.Рядовой и И.И.Классен в лаборатории гидротехнических сооружений. Наносоотбойная стенка служит преградой потоку. При натекании потока на преграду повышаются горизонты воды у стенки, возникает избыточная энергия, создающая поперечную циркуляцию потока перед преградой. Угол ввода стенки в поток должен обеспечивать плавный переход от криволинейного русла к наносоотбойной стенке, не нарушая общего винтового движения. Для нашего случая угол ввода 35-метровой наносоотбойной стенки в поток составлял 150^0, угол сопряжения с порогом водоприемника - 150^0.

Порог водоприемника и установленная перед ним вертикальная стенка создают открытую промывную галерею. Принцип ее работы заключается в следующем. Вследствие бокового поступления воды в промывную галерею создается разность давлений с лобовой и внутренней сторон стенки. В результате в

галерее возникает винтообразное течение, транспортирующая способность которого намного выше способности обычного потока. Основная часть наносов, приблизившись к порогу водоприемника, переносится этим течением во входную часть галереи, а небольшая доля остается с наружной стороны галереи. Затем, когда гряда отложений достигнет гребня стенки, то оставшиеся наносы завлекаются винтообразным течением и вместе с наносами, поступившими с торцовой стороны галереи, транспортируются в нижний бьеф сооружения.

В плане открытая промывная галерея выполняется в виде раструба. В начальной ее части ширина отверстия определяется по обычной формуле

$$b = \frac{Q}{hv},$$

где Q – пропускная способность галереи, равная (0,2–0,25) водозабора;

h – высота наружной грани галереи, которая должна быть не меньше высоты порога водоприемника;

v – средняя скорость течения в галерее, которая должна в 2–2,5 раза превышать влекущие скорости в реке при обычных условиях.

Вертикальная стенка (наружная стенка открытой промывной галереи), примыкающая одним концом к правому бычку промывного отверстия, в продольном сечении выполняется на начальном участке горизонтальной, а на конечном – наклонной. Наклонная грань обеспечивает меньший отлет струи потока, поступающего в промывную галерею через вертикальную стенку. Это в свою очередь сказывается на завлечении донных наносов в водозаборное отверстие. Поскольку промывная галерея открытого типа, то поток в нее поступает не только с торцовой стороны, но и через боковую стенку. Вместе с потоком к наружной стенке стягиваются наносы, которые захватываются отдельными струями потока и увлекаются ими в промывную гале-

рею. Если же дальность отлета отдельных струй потока, поступивших через наружную стенку промывной галереи, окажется больше ширины галереи, то эта часть потока, минуя промывную галерею, будет поступать в водозаборное отверстие, а вместе с ней и наносы.

Работа конструкции с открытой промывной галереей проверялась при различных условиях: изменялись расходы воды от 72,3 до 138 $м^3$/сек, соответственно менялись насыщение и фракционный состав подаваемых наносов, коэффициент водозабора от 0,5 до 0,9 и подход потока к сооружению. Неблагоприятным считается такой подход потока к сооружению, при котором стрежень, а следовательно и основные глубины и скорости потока сбиваются к выпуклому берегу. В этом случае возникает поперечная циркуляция обратного знака, и не обеспечивается отвлечение донных наносов от порога водоприемника. Наносы вплотную подходят к порогу последнего и, переваливаясь через его гребень, поступают в водозаборное отверстие. Поэтому длина открытой промывной галереи должна составлять не менее половины длины порога водоприемника. Тогда наносы, подошедшие к порогу, перехватываются открытой промывной галереей и направляются в нижний бьеф сооружения. При неблагоприятном подходе потока к сооружению основная масса наносов поступает не через торцовое отверстие открытой промывной галереи, а через гребень наружной стенки.

Как показали исследования, поступление наносов в открытую промывную галерею через ее наружную стенку не снижает условия водозабора без захвата донных наносов. При водозаборе, достигающем 80-90%, количество наносов, завлеченных в водозаборное отверстие, составляет 5-10% от общего количества наносов на узле. Благодаря эффективной работе открытой промывной галереи и меньшей чувствительности ее к условиям протекания потока в русле, появилась возможность сократить длину подводящего русла на ~ 25%, установив ее равной $3,5B_у$, вместо $5B_у$.

Таким образом, в результате лабораторных исследований была рекомендована схема гидроузла, несколько отличающаяся от ранее запроектированной (рис.2). Сочетание в этой схеме наносоотбойной стенки, порога водоприемника и открытой промывной галереи обеспечило относительно успешную борьбу с донными наносами и позволило повысить коэффициент водозабора без захвата донных наносов до 0,8.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ушаков А.П., Шолохов В.Н., Якштас И.А. Низконапорные водозаборные узлы ферганского типа, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1962.
2. Тимирова Р.В. Результаты лабораторных исследований гидроузла на р.Балдыбрек, "Вопросы гидротехники", вып.26, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1965.

Таблица I

Фракционный состав донных наносов

d, мм	0-0,008	0,008-0,024	0,024-0,048	0,048-0,I	0,I-0,2	0,2-0,4	0,4-0,8	0,8-1,6	I,6-2,4	2,4-4,0	4,0-6,0	6,0-8,0	8,0-I2
Содержание,%	0,9	3,5	3,6	5,I	9,4	3,6	9,I	I5,7	I2,3	II,3	I2,3	I0,7	2,5
Нарастающий итог	0,9	4,4	8,0	I3,I	22,5	26,I	35,2	50,9	63,2	74,5	86,8	97,5	I00

Таблица 2

Условия опытов на модели

№ опыта	Расход воды (натура), м³/сек			Расход воды (модель), л/сек			Коэфф. водозабора	Насыщение потока наносами, г/л	Диаметр насосов (натура), мм		Диаметр насосов (модель), мм	
		каналы			каналы							
	Q_p	I	II		I	II			d_{max}	$d_{ср}$	d_{max}	$d_{ср}$
I	I38,0	2I	45	44,I6	6,72	I4,40	0,48	3,56	237	I22,5	9,48	4,9
2	94,3	2I	45	30,I7	6,72	I4,40	0,70	I,88	202,6	I04,7	8,I0	4,I9
3	82,5	2I	45	26,40	6,72	I4,40	0,80	I,48	I9I,9	99,2	I,68	3,97
4	73,3	2I	45	23,45	6,72	I4,40	0,90	I,I7	I82,5	94,3	7,3	3,77

А.А.ТУМАНОВ

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ФОРМИРОВАНИЯ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ПРИ ОБТЕКАНИИ ПРЕГРАД

Сложившаяся система берегозащитных сооружений на Амударье представляет собой продольные дамбы обвалования в комплексе со шпорами из габионной, либо каменно-хворостяной кладки. Конструкция шпор, обусловливающая отжим потока от защищаемого участка берега и появление высоких придонных скоростей, способствует возникновению значительных глубин размыва, достигающих 16–18 м.

В последние годы наметилась тенденция защиты размываемых участков берега либо шпунтовыми стенками, либо системой продольных дамб с облицовкой напорных откосов гибкими тюфячными одеждами. Это вызвано большей устойчивостью продольных конструкций, поскольку глубины размыва на 40–50% ниже, чем у поперечных. Структура потока и формирование размыва при обтекании продольной или поперечной преграды качественно и количественно отличны, однако до настоящего времени нет достаточно подробно разработанного метода расчета прогнозируемой глубины размыва при продольном расположении конструкции. Большинство применяющихся на практике зависимостей носят общий характер и для условий Амударьи зачастую неприемлемы.

Зависимость, предложенная С.Х.Абальянцем /I/ для условий мелкозернистых грунтов ложа, дает результаты достаточно хорошо совпадающие с экспериментальными и натурными данными /5/. Общий вид рекомендуемой зависимость, придерживаясь обозначений С.Х.Абальянца, следующий:

$$H_p = h_{max}\left[1+\frac{\sin\alpha}{\varkappa\sqrt{1+(\beta m)^2}}\left(\frac{V_{max}}{V_{доп}}-1\right)\right]$$

или для варианта с вертикальной стенкой, подвергнутого детальной экспериментальной проработке

$$H_p = h_{max}\left[1 + \frac{\sin\alpha}{k}\left(\frac{V_{max}}{V_n} - 1\right)\right] \qquad (I)$$

Зависимость (I) предусматривает три возможных режима движения на участке реки: естественный режим реки, режим подпора в верхнем бьефе и режим размыва осветленным потоком в нижнем бьефе. Рассмотрим последний случай как наиболее неблагоприятный, проанализировав некоторые параметры, входящие в расчетную формулу.

Величина коэффициента растекания K определена эмпирически /5/ и для рассматриваемого частного случая равна 0,2. Угол атаки α и глубина h_{max} являются важнейшими факторами, определяющими габаритами размыва. В отличие от случая обтекания потоком поперечной преграды при продольном расположении конструкции α является переменной величиной, увеличивающейся по мере развития процесса размыва, что весьма затрудняет его точное определение. С увеличением угла атаки увеличивается площадь препятствия в плоскости перпендикулярной набегающему потоку, т.е. при прочих равных условиях возрастают габариты отраженной струи.

В лабораторных условиях определение величины α после относительной стабилизации процесса размыва не представляет особых затруднений при наличии векторов скорости по створам измерений. В натуре это осложняется многообразием переменных, влияющих на конечный результат. Так, при нарастании паводка величина угла атаки существенно снижается за счет уполаживания продольного и поперечного уклонов, а также меньшего влияния побочней и осередков. Например, в районе г.Нукуса, по данным экспедиции Гидропроекта 1966 г., был зафиксирован подъем горизонта воды на

50 см в течение двух суток. Это привело к тому, что поток пошел через отмель, действовавшую как направляющая, с изменением угла свала на участке дейгиша с 55 до 15^0. Локальное переформирование русловой ложбины у размываемого берега привело к снижению глубины на 6 м, при этом полоса размыва вытянулась в длину на 300 м с одновременным затуханием прибрежного водоворота.

Таким образом, для одного и того же участка угол атаки различен и зависит от режима реки. Наиболее неблагоприятным для условий Амударьи является режим спада паводка, когда амплитуды колебаний горизонта воды достигают максимума 0,5 – 0,7 м/сутки и особенно сильно сказывается влияние рельефа дна. За расход, соответствующий этому случаю, следует принимать 20%-ную обеспеченность. Величина возможного угла атаки может быть принята равной углу между береговой линией и линией максимальных глубин на подходе к рассматриваемому участку реки.

В начальный период размыва струя, подходящая к преграде, обладает скоростью, равной максимальному значению средней по вертикалям. В процессе развития габаритов воронки размыва скорость набегающего потока падает и в момент стабилизации не превышает $0,5 + 0,7\,V_{max}$ Погонные расходы части струи, идущей вдоль стенки, снижаются, а интенсивность поперечной циркуляции возрастает. Меньшая часть отражённой струи направляется вдоль стенки, а большая – в сторону, под углом к поступательному движению потока, образуя придонную струю, веерообразно растекающуюся по откосу воронки. Выход на дневную поверхность происходит по дуге $R = (1,2 - 1,5)H_p$ с центром в точке встречи потока со стенкой.

Процесс в придонной области носит неравномерный характер, вихри возле стенки перемещаются как в горизонтальном, так и вертикальном направлениях, что определяет непре-

рывную пульсацию скоростей и хаотичность эпюр. Знакопеременные пульсационные ускорения снижают сопротивляемость размыву отдельной частицы и, когда динамическое усилие, являющееся функцией d ; h ; γ и $\gamma_{гр}$ оказывается больше собственного веса частицы и гидростатического давления, происходит завешивание и вынос грунта. Для большинства практически встречающихся случаев режим обтекания частицы всегда будет турбулентным, что определяет квадратичный вид зависимости для неразмывающей скорости.

Анализ большинства существующих формул как логарифмических, так и показательных, свидетельствует о значительных расхождениях в величине V_0 для мелкозернистых материалов ($d \leq$ I,5 мм). Как правило, они отвечают условиям равномерного движения, в то время как протекание придонной струи в воронке размыва можно лишь условно считать равномерным в пределах весьма малого фрагмента, как это делает Б.И.Студеничников /4/.

Используя уравнение Бернулли, он приходит к общему выражению вида

$$V_0 = I,I5\sqrt{g}\sqrt{\frac{\gamma_I}{\alpha}}(hd)^{0,25} \qquad (2)$$

Зависимость проста по структуре, имеет квадратичную размерность, справедлива для широкого диапазона диаметров русловых отложений и хорошо согласуется с экспериментальными данными. Расчетная формула выведена из условия $\alpha = Const$, вследствие чего член $\sqrt{\frac{\gamma_I}{\alpha}}$ обращается в I.

Это положение вполне справедливо для прямолинейных участков рек при $\frac{h}{d} < I000$, требует уточнений для русел с относительной шероховатостью $\frac{h}{d} > I000$ и повышенной турбулизацией потока, обычно возникающей при обтекании соору-

жений. Значения неразмывающей скорости для мелкозернистых несвязных грунтов, вычисленной по выражению (2), в этом случае оказываются завышенными на 20-25%.

Проведенные экспериментальные исследования, охватившие диапазон значений $\frac{h}{d}$ = 500 - 3500 с мелкозернистыми амударьинскими песками, позволили внести некоторые коррективы в зависимость (2). Таким образом, формула приобретает вид

$$V_0 = 0{,}95\sqrt{g}\,(hd)^{0{,}25} \qquad (3)$$

Расчет прогнозируемой глубины размыва по формуле (I) ведется подбором, так как скорость $V_{дон} = V_0$ является функцией толщины струи у дна.

Значения придонных неразмывающих скоростей, помимо формулы (3), можно определить по нормам Главгидроэнергостроя (СТ 24-4396), либо по зависимости И.И.Леви для квадратичного режима обтекания /2/. Зависимость (3) достаточно точно учитывает значения V_0 для нашего случая и может быть рекомендована к применению, о чем свидетельствуют приводимые ниже экспериментальные данные.

Схема модельной установки и методика проведения опытов аналогичны описанным в работе /5/. В целом было проведено 28 опытов, охвативших достаточно широкие диапазоны расходов, глубин и углов атаки. Величины расходов варьировали от 50 до 100 л/сек, углы атаки - от 30 до 65°, глубины размыва возле стенки - от 5 до 55 см. Поскольку проработке подвергся случай размыва осветленной водой, подача наносов не производилась.

Прогнозируемые глубины размыва находились по выражению (I), после чего сопоставлялись с опытными (рисунок). Величина придонной неразмывающей скорости при расчете $H_{р\,теор}$ определялась с учетом выражения (3), а также по

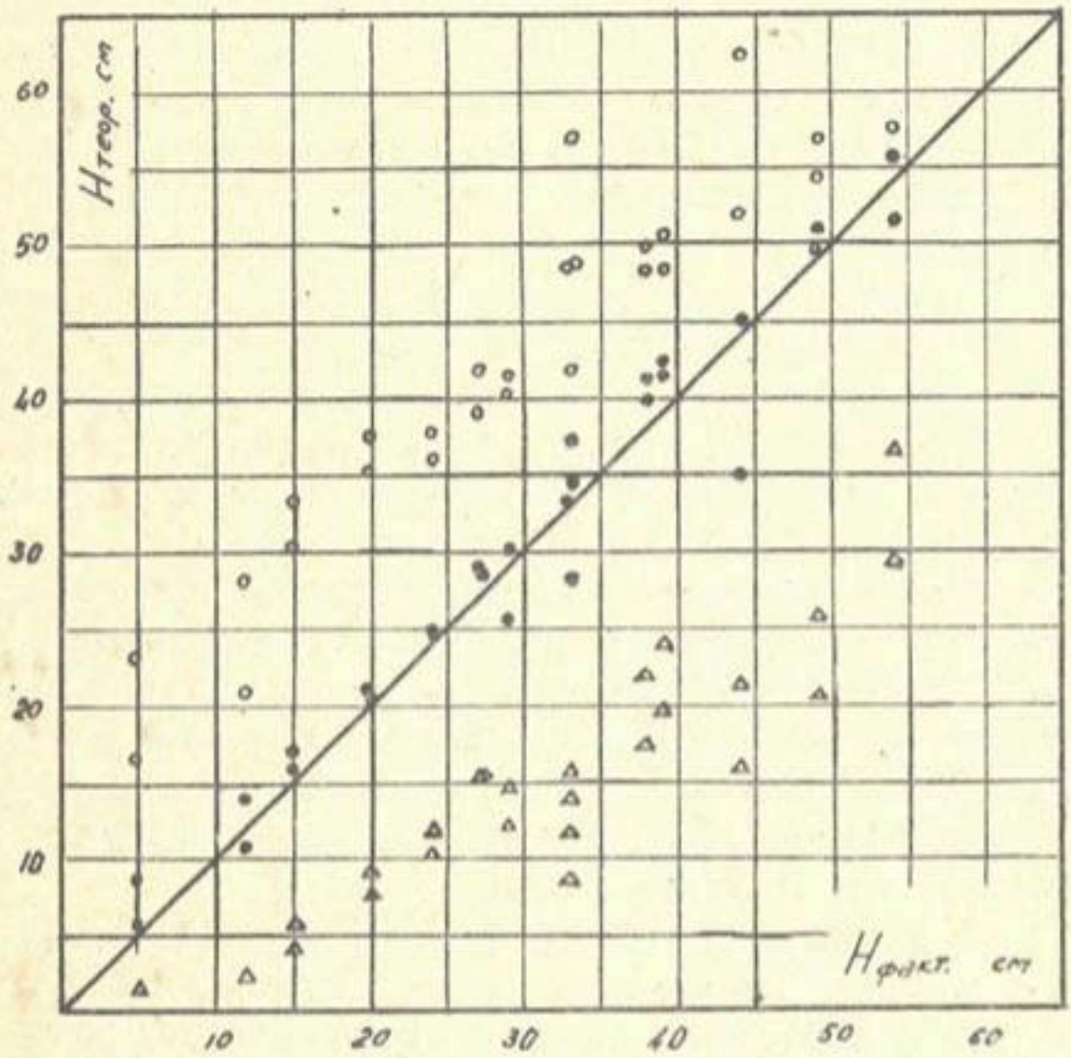


Рис.I Сопоставление прогнозируемой и фактической глубин размыва:

О -при расчете по нормам Гидроэнергостроя;

● -тоже по формуле (3);

△ -по формуле И.И.Леви

нормам Главгидроэнергостроя и формуле И.И.Леви. С целью большей наглядности на рисунке совмещены результаты расчетов по трем названным методикам и проведено сопоставление с фактическими данными.

Количественная оценка связи между фактическими глубинами размыва и теоретическими, полученными по формуле (3), может быть найдена при помощи известных методов математической статистики /6/.

Коэффициент корреляции между рассматриваемыми величинами $\gamma = 0{,}964$; среднеквадратичное отклонение 2,78 см; среднее процентное отклонение - 5,05%; возможная ошибка коэффициента корреляции $\pm 0{,}0089$, т.е. для наиболее неблагоприятного сочетания $H_{p\,теор}$ и $H_{p\,факт}$ имеем $\gamma = 0{,}955$.

Гранулометрический состав русловых отложений, представленных песками ($d \leq 1{,}5$ мм), в среднем и нижнем течении Амударьи довольно однороден, и влияние отмостки на формирование воронки размыва сказывается в меньшей степени, чем в предгорных участках. Это приводит к значительному увеличению времени стабилизации размыва в экспериментах (до 20 часов). Наблюдения показали, что фракции отмостки укрупняются как за счет разработки воронки по глубине, так и за счет поступления наносных скоплений. При этом прослеживается четкое дифференцирование фракций по глубине воронки. Критерием, определяющим прекращение процесса размыва, служит величина скорости придонной струи, зависящая от диаметра частиц и глубины (3).

Выражение расчетного диаметра через средний диаметр частиц отмостки приводит к существенному расхождению с экспериментальными данными. Так, в 15 опытах средний диаметр колебался в пределах 0,19-0,27 мм, между тем как наблюдаемые глубины воронки размыва отличались на 30-45%. Это наводит на мысль о правомерности определения величины V_0 по процентному содержанию крупных фракций. Анализ гранулометри-

ческих кривых, построенных по материалам 42 опытов, показывает, что использование величины 25% по весу /3/, в нашем случае приводит к значениям расчетного диаметра, близким к среднему диаметру смеси. Оптимальное решение дают расчетные диаметры тех фракций, доля которых в смеси составляет не менее 5% и не более 20%, т.е. в среднем I2%.

Имея литологические разрезы по шурфам расчетного створа и данные механического состава, нетрудно определить возможный диаметр отмостки.

Выводы

I. При определении глубины размыва у береговых креплений расчетную величину угла атаки следует брать как угол между линией берега и линией максимальных глубин на подходе к рассматриваемому участку для периода расходов 20%-ной обеспеченности.

2. Величина неразмывающей скорости, соответствующая стабилизации глубины воронки размыва, находится по выражению (3).

3. Выражение расчетного диаметра отмостки через средний диаметр смеси для условий мелкозернистых грунтов неприемлемо. За расчетный диаметр в формуле (3) следует принимать диаметр частиц, которых содержится в смеси I2% по весу.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абальянц С.Х. Глубина размыва у берегозащитных креплений на Амударье, "Вопросы гидротехники", вып.27, Ташкент, I965.

2. Артамонов К.Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах, Фрунзе, I963.

3. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках, М., Сельхозгиз, I953.

4. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов, М., 1964.
5. Туманов А.А. К вопросу о глубине местного размыва в мелкопесчаном русле, Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.
6. Яковлев К.П. Математическая обработка результатов измерений, М., Физматгиз, 1950.

Э.ЧОЛПАНКУЛОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ИСПАРЕНИЯ С ДИКОЙ ВЛАГОЛЮБИВОЙ РАСТИТЕЛЬНОСТИ В НИЗОВЬЯХ р.ВАХШ В 1967 г.

Одним из факторов, влияющих на испарение с водной поверхности, является зарастание естественных водоемов, водохранилищ и устьевых участков рек водной растительностью. Обычно водная растительность появляется в местах, глубина которых не превышает 2 м. При оценке испарения с водной поверхности возникает необходимость учета количества воды, которую испаряют заросли влаголюбивой растительности. Однако в данное время нет единого мнения о методике расчета испарения с такого рода растительности.

Исследования испарения с водной поверхности, покрытой растительностью, проводились в нашей стране начиная с 1935 г. Одним из пионеров в этой области явился А.М.Арнштейн /I/, который изучал испарение с водной поверхности, покрытой плавающими растениями. Опыты он проводил в стеклянных аквариумах, которые экспонировались на открытой веранде. В результате этих исследований Арнштейн пришел к выводу, что испарение с водной поверхности, покрытой плавающей растительностью меньше, чем испарение с открытой водной поверхности.

В 1935 г. С.И.Руденко проводил под Ленинградом наблюдения за испарением с манника. Манник был посажен в круглый металлический сосуд, площадью I $м^2$; слой воды в сосуде достигал нескольких сантиметров. Рядом был установлен для сравнения аналогичный испаритель с водой. В результате исследования оказалось, что с июля по октябрь испарение с манника было в 2,3 раза больше, чем в испарителе без растений.

Вопросом интенсивной транспирации тростника в дельте р.Куры и на озерах Муганской низменности занималась И.Н.Бейдеман /1947, 1949/. Определение транспирации проводилось методом быстрого взвешивания срезанных частей растений.

На Богуславской станции на Украине в 1951 г. были установлены 2 испарителя, площадью 0,3 и 1 $м^2$ с осоковой растительностью. Для сравнения брались два аналогичных испарителя с водой. В результате опытов оказалось, что суммарное испарение в испарителях с осоковой растительностью в несколько раз больше по сравнению с испарителями с чистой водой.

Следует отметить также исследования Т.М.Гельбух /3/ и И.С.Соседова /5/ в дельте р.Или. Оба автора пришли к выводу о том, что испарение с зарослей превышает испарение с открытой водной поверхности в 1,4–1,8 раз. А.Ф.Форш /7/ проводила наблюдения за испарением и транспирацией в дельте р.Амударьи. При определении транспирации применялся метод быстрого взвешивания срезанных листьев тростника. Форш считает, что испарение с зарослей в 2 раза больше испарения со свободной водной поверхности. Более детальные исследования испарения с воды, заросшей растениями, проводились в Государственном Гидрологическом институте с 1949 по 1962 г. на территории Валдайской научно-исследовательской лаборатории, на Нижнедевицкой стоковой станции и на озере Рыбный Сокрыл в Заволжье. В результате было установлено, что в среднем для условий Валдая коэффициент перехода от испарения с открытой водной поверхности к испарению с зарослей равен 1,6. Для различных типов водной растительности этот коэффициент изменяется от 1,50 до 2,00. По измерениям на озере Рыбный Сокрыл этот коэффициент оказался равным 1,9.

На Келифских озерах Б.Сапаров и Е.Н.Минаева /6/ проводили наблюдения по испарению дикой влаголюбивой растительности (рогоз, тростник, рдест) с помощью испарителей ГГИ-3000, установленных на понтонах среди естественных зарослей. Испарение определялось один раз в сутки по изменению уровня воды в испарителе. Полученные величины весьма значительны. Среднегодовое отношение испарения с тростника к испарению с водной поверхности, равное 4, более чем в 2 раза превышает данные других авторов об испарении с дикой влаголюбивой растительности. Еще более значительная разница наблюдается при сопоставлении величин суммарного испарения за месяцы интенсивной транспирации. Авторы утверждают, что "во время интенсивной транспирации суммарное испарение с тростниковых зарослей достигало 70-80 мм в сутки и превосходило испарение с поверхности воды более,чем в семь-восемь раз" /6/.

Приведенные примеры свидетельствуют о значительном превышении испарения с влаголюбивой растительности над испарением с открытой водной поверхности. Однако имеются некоторые данные, что это превышение не значительно. Например, А.П.Браславский и К.В.Шергина /2/ (районы освоения целинных и залежных земель) пришли к выводу, что величины испарения с водной поверхности и с зарослей дикой влаголюбивой растительности практически совпадают. Поэтому ими высказано предположение о том, что зарастание не оказывает значительного влияния на испарение. Различные мнения о величине испарения с зарослей дикой влаголюбивой растительности и степени их влияния на испарение с водной поверхности побудило нас снова обратиться к этому вопросу.

Наши исследования (лето 1967 г.) были посвящены вопросам испарения и формирования микроклимата зарослей дикой влаголюбивой растительности. Работа проводилась на территории заповедника "Тигровая балка" в нижнем течении

р.Вахш. В этом районе река часто изменяет русло, образуя старицы и озера. Некоторые из них и сейчас находятся под непосредственным влиянием р.Вахш. Одной из особенностей этих озер является резкое колебание уровня. Размеры озер от года к году сильно изменяются, то уменьшаясь до нескольких десятков квадратных метров, то увеличиваясь до 3,5 км^2. Наибольшая глубина озер колеблется от I-2 до 6-9 м. На второй подпойменной террасе р.Вахш расположены оз.Гуликовское, Джиликульское, Кирпичное, Тухлое и др., которые никогда не заливаются Вахшем. В настоящее время они питаются за счет сброса воды с хлопковых полей. Вода в этих озерах довольно сильно минерализована.

Климат юго-западной части Таджикистана, где расположен заповедник "Тигровая балка", - континентальный. На климат сильное влияние оказывает расположение горных хребтов, вытянутых в широтном направлении, они защищают район от проникновения с севера холодных воздушных масс. Лето жаркое и сухое, зимой погода неустойчива. По данным метеостанций Пяндж и Джиликуль, наиболее близко расположенных к заповеднику, можно охарактеризовать климатические условия следующими данными: среднегодовая температура воздуха здесь составляет I5,6. Максимальная температура воздуха - обычно +40^0. Так, температура воздуха в тени в заповеднике в июле 1958 г. достигала +46^0. Абсолютный минимум - 25,5^0. Продолжительность безморозного периода составляет в среднем 222-232 дня. В летние месяцы, когда температура очень высока, относительная влажность воздуха понижается до I4-20%. В зимние месяцы значения относительной влажности превышают 70%. Осадки, выпадающие в данном районе, очень незначительны (52,8 мм в Джиликуле и II3,5 мм в Нижнем Пяндже). На территории заповедника господствуют северные, северо-восточные и западные ветры. Скорость ветра незначительна, порядка I,3-2,2 м/сек.

Для определения потерь воды на испарение в исследуемом районе, были организованы специальные испарительные установки. Одна из них располагалась в средней части Гуликовского озера в 450 м от берега на плоту ромбовидной формы. Вторая установка была смонтирована на прямоугольном плоту, установленном в гуще зарослей дикой влаголюбивой растительности, окаймляющей озеро. Наблюдения проводились по программе метеорологических станций второго разряда, дополненной специальными микроклиматическими и актинометрическими наблюдениями, которые предусматривали изучение температуры, влажности воздуха, скорости ветра на различных высотах над испаряющей поверхностью, а также радиационного режима водной поверхности и зарослей тростника.

Наблюдение за температурой и влажностью воздуха проводились с аспирационными психрометрами на высотах 2 и 0,5 м над деятельной поверхностью. Скорость ветра измерялась ручными чашечными анемометрами на тех же высотах. Как показывают опытные данные, деятельная поверхность в зарослях тростника располагается на уровне, составляющем 2/3 от средней высоты растительности. Температура воды в водоеме измерялась при помощи родникового термометра на глубине 0,I и 0,4 м.

Поток прямой солнечной радиации измерялся по термоэлектрическому актинометру, а суммарная и рассеянная радиация - с помощью пиранометра. Приборы были установлены на берегу озера на площадке метеостанции. На плоту в зарослях тростника были установлены походный альбедометр и термоэлектрический балансомер Янишевского, присоединенные через переключатель к стрелочному гальванометру ГСА-I. Оба прибора располагались на высоте I м над деятельной поверхностью растительности.

Наблюдения проводились в 6, 9, I2, I5 и I8 часов местного среднесолнечного времени. Дважды в декаду прово-

дились круглосуточные наблюдения. Для определения суммарного испарения с влаголюбивой растительности были использованы испарители диаметром в I,0 м и глубиной 2,5 м, в которые были помещены монолиты с тростником обыкновенным и рогозом. Измерения на этих испарителях производились в 6 и I8 часов местного среднесолнечного времени. Для контроля на плоту в зарослях находился аналогичный испаритель с водой. Температура поверхности воды в каждом баке измерялась при помощи поплавкового термометра.

Температурный режим зарослей отличается своими характерными особенностями. Максимальная температура воздуха за период наблюдений 4I,8° была отмечена 22 июля в I5 часов, минимальная 6,6° - 28 сентября в 6 часов утра. В течение всего периода наблюдений в зарослях тростника отмечались высокие температуры (табл.I).

Таблица I

Среднедекадные температуры воздуха
в зарослях тростника

Декада	Июнь	Июль	Август	Сентябрь
I	-	27,7	28,2	22,7
II	-	28,5	26,9	2I,2
III	28,6	28,2	24,6	I8,I
Ср.за месяц	-	28,2	26,6	20,6

Температура воздуха в зарослях влаголюбивой растительности отличается большой амплитудой колебаний в суточном ходе. Разность среднемесячных температур за день и ночь составляет в июне I2,4°, в июле I3,3°, в августе I3,3° и сентябре I5,2°. Обращает на себя внимание увеличение амплитуды к концу периода вегетации. Максимальная

амплитуда $19,5^{0}$ наблюдалась II сентября.

Нами проводились сравнения температур воздуха в зарослях тростника и на метеоплощадке, расположенной в 100 м от берега озера. Оказалось, что температура воздуха на площадке в июне, июле и сентябре была несколько ниже, чем в зарослях тростника. В августе температура воздуха в зарослях оказалась более низкой, чем на площадке. Рассматривая хронологический ход температуры воздуха на метеоплощадке и в зарослях тростника, можно отметить,что почти невозможно сравнивать эти температуры, так как характер подстилающей поверхности на этих участках резко различен.

Для выяснения особенностей температурного режима дикой влаголюбивой растительности был построен совмещенный график среднесуточных температур воздуха на высоте 2 м над деятельной поверхностью тростника и открытой водной поверхности. Из рис.I видно, что в открытой части водоема температура воздуха всегда выше, чем в зарослях тростника. Так как глубина в открытой части озера составляет около 4 м, и вся толща воды прогревается равномерно по глубине, а в зарослях тростника глубина порядка I,3 м, и вода затенена растениями высотой 3,5 м, то, вероятно, это является одной из главных причин разницы температуры приводного слоя воздуха в открытой части озера и в зарослях.

Абсолютная влажность воздуха определялась по показаниям психрометров, расположенных на высоте 2 м и 0,5 м (табл.2).

Среднесуточные значения абсолютной влажности воздуха на высоте 2 м, над подстилающей поверхностью за вегетационный период отличаются большими колебаниями. Максимальная абсолютная влажность 35,8 мб наблюдалась 2I июля в I5 часов, в открытой части озера в этот же момент она составляла 2I,5 мб. Особенно большая абсолютная влажность

Таблица 2

Среднедекадная абсолютная влажность воздуха в зарослях тростника, мб

Декады	Июнь	Июль	Август	Сентябрь
I	-	I8,3	I9,3	I4,5
II	-	I9,8	I7,0	I2,6
III	20,I	20,2	I5,I	II,5
Ср.за месяц		I9,4	I7,I	I2,9

воздуха наблюдалась в июле. По мере снижения температуры воздуха соответственно уменьшается и среднедекадная влажность воздуха. Наименьшее значение абсолютной влажности воздуха за период наблюдений наблюдалось 25 сентября, она равнялась 6,3 мб.

Данные об относительной влажности воздуха за вегетационный период представлены в табл.3.

Таблица 3

Среднедекадная относительная влажность воздуха в зарослях тростника, %

Декады	Июнь	Июль	Август	Сентябрь
I	-	52	53	54
II	-	52	5I	53
III	52	55	52	58
Ср.за месяц		53	52	55

Особенно большая относительная влажность воздуха наблюдалась в сентябре. В конце месяца в утренние часы

была отмечена самая высокая относительная влажность - 97%. Почти ежедневно выпадала роса. Минимальные значения относительной влажности в течение суток обычно наблюдались в дневные часы. Наименьшая влажность - 15% была 3 августа в 15 часов.

Нами были отмечены очень высокие значения дефицита влажности воздуха в дневные часы (максимальное - 59,9 м). Наименьший приходился на ночные и утренние часы (табл.4).

Таблица 4

Среднедекадные значения дефицита влажности воздуха в зарослях тростника

Декады	Июнь	Июль	Август	Сентябрь
I	-	20,9	20,3	15,2
II	-	21,1	20,3	14,4
III	21,3	20,0	16,7	11,0
Ср. за месяц		20,7	19,1	13,5

Скорость ветра, измеряемая на высоте 2,0 м и 0,5 м над деятельной поверхностью ручными чашечными анемометрами, за период наблюдений была весьма незначительна (табл.5). Рассматривая данную таблицу, видим, что скорость ветра на открытой водной поверхности выше, чем на площадке, и значительно выше, чем в зарослях тростника. На Гуликовском озере господствуют ветры северного, северо-восточного и восточного направлений.

В зарослях тростника на высоте 0,5 м ветер почти отсутствует, в то время как в открытой части озера ветер бывает довольно сильный. Так, 14 июля в 18 часов в открытой части озера скорость ветра составляла 7,1 м/сек, а в

Таблица 5

Среднедекадная скорость ветра (м/сек) на высоте 2 м

Место измерения	Июнь				Июль				Август				Сентябрь			
	I	II	III	ср. за месяц	I	II	III	ср. за месяц	I	II	III	ср. за месяц	I	II	III	ср. за месяц
Открытая водная поверхность	2,1	1,5	2,1	1,9	1,8	2,1	1,7	1,9	1,6	1,5	1,8	1,6	1,2	1,5	1,4	1,4
Метеоплощадка	1,4	0,7	1,2	1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	0,7	0,7	0,9	0,7	0,7	1,4	0,9
Заросли тростника	-	-	1,1	-	1,1	1,4	1,0	1,2	0,7	0,6	0,8	0,7	0,5	0,8	0,5	0,6

зарослях на высоте 2,0 м - 3,0 м/сек. На высоте 0,5 м в это же время наблюдался ветер 0,9 м/сек. Скорость ветра на метеорологической площадке регистрировалась при помощи флюгера, высота которого II м. Для сопоставления скорость ветра на высоте флюгера была приведена к скорости ветра на высоте 2,0 м над подстилающей поверхностью по формуле

$$W_{200} = \frac{1{,}824}{lgx \cdot -0{,}477} W_x ,$$

где W_x - скорость ветра на высоте флюгера;
W_{200} - скорость ветра на высоте 200 м.

Озера нижнего течения р.Вахш мелководные, и за жаркое лето вода в них сильно нагревается. Температура воды в зарослях тростника очень часто превышала $+30^{\circ}$ С. Максимальная температура поверхности воды $35{,}6^{\circ}$ зафиксирована 2I июля в I5 часов. В это же время в открытой части озера температура была $33{,}7^{\circ}$. Температура воды в зарослях имеет гораздо большую амплитуду суточного хода, чем в открытой части озера. Вода в открытой части озера меньше, чем в зарослях, нагревается днем и гораздо меньше охлаждается ночью. Высокие температуры поверхности воды в зарослях способствовали увеличению суммарного испарения с зарослей тростника. Для определения суммарного испарения с влаголюбивой растительности, как уже отмечалось, были использованы испарители диаметром I,0 м и глубиной в I,5 м, в которых помещались монолиты с тростником и рогозом.

Результаты наблюдений по испарителям приведены в табл.6; мы сопоставили эти данные с величинами испарения с водной поверхности (редукционный коэффициент равен 0,8), полученными при наших наблюдениях на плавучей водоиспарительной установке.

Таблица 6

Месячные суммы испарения с влаголюбивой растительности и с поверхности водоема, мм

Месяцы	$E_{тростн}$	$E_{рогоз}$	$E_{водн}$	$K_1=\frac{E_{трост}}{E_{водн}}$	$K_2=\frac{E_{рогоз}}{E_{водн}}$
УП	298	300,9	221	I,85	I,4
УШ	299	373,8	I96	I,53	I,9
IX	I80	-	I45	I,24	-

Как видим из этой таблицы, испарение с заросших тростником участков превышает испарение с открытой водной поверхности в среднем в I,4 раза. Полученный нами коэффициент перехода несколько ниже полученного другими исследователями /I, 2, 3, 4, 5, 6, 7/. Однако следует учесть, что в рассматриваемом случае изучался сравнительно молодой тростник, находившийся в начальной стадии развития. Надо полагать, что в период полного развития, коэффициент перехода будет выше.

Всего за период наблюдений (с I9.УI по 30.X) суммарное испарение с тростника составляло 873 мм, с рогоза (I9.УI по 3I.УШ) - 744 мм. С водной поверхности, затененной тростником, испаряется гораздо меньше воды, чем с открытой водной поверхности. Из совмещенного графика суточных величин испарения с зарослей тростника и с открытой водной поверхности (рис.2) видно, что суточное испарение с тростника выше чем с открытой водной поверхности.

Нами была сделана попытка связать испарение с зарослей тростника с дефицитом влажности воздуха на метеорологической площадке (рис.3). Из этого графика видно, что среднедекадный дефицит влажности воздуха на метеоплощадке

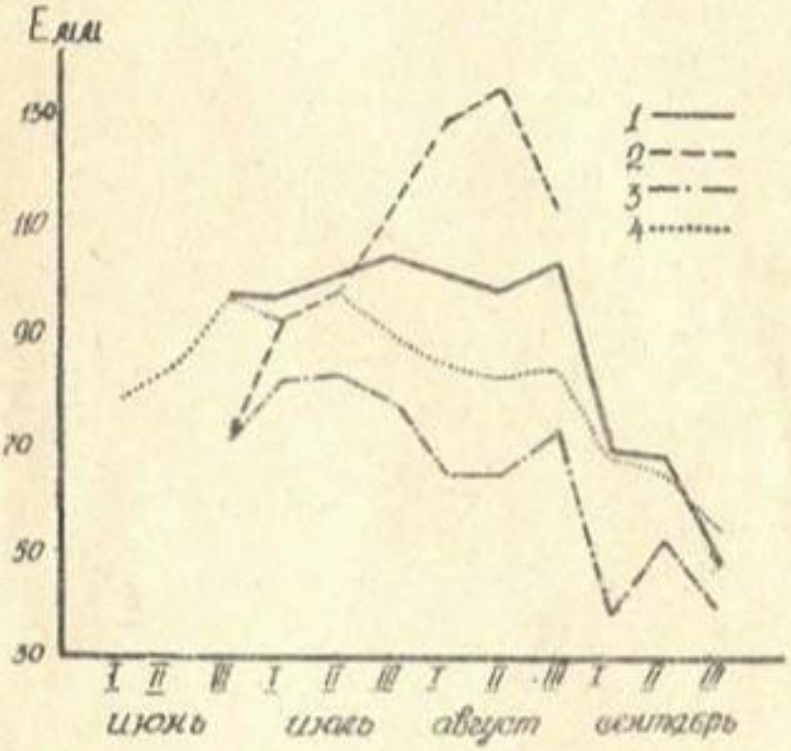


Рис.2 График величин испарения (оз. Гуликовское): I-тростник; 2-рогоз; 3-вода в зарослях тростника; 4-открытая водная поверхность.

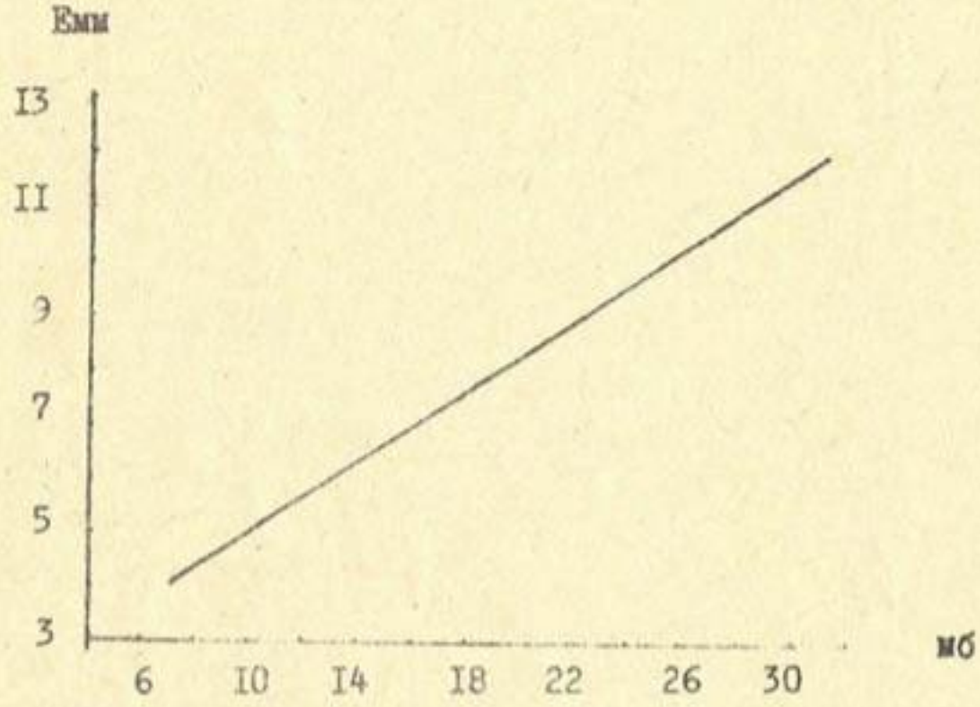


Рис.3 График связи среднедекадных величин испарения с зарослей тростника и дефицита влажности воздуха на суше

и среднедекадное испарение с зарослей тростника связаны уравнением прямой вида $= 0,33d + 1,7$.

Необходимо отметить, что вопрос о суммарном испарении с зарослей дикой влаголюбивой растительности является недостаточно изученным и нуждается в дальнейших исследованиях и уточнениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Арнштейн А.М. Об испарении воды в водоемах, зарастающих высшей водной растительностью, ДАН СССР, т.XIУ, 1937, № I.
2. Браславский А.П., Шергина К.В. Потеря воды на испарение из водохранилищ засушливой зоны Казахстана, Алма-Ата, Изд-во "Наука", 1965.
3. Гельбух Т.М. Элементы водного баланса дельты р.Или, Тр.ГГИ, вып.79, Л., Гидрометеоиздат, 1960.
4. Кузнецов В.И. Влияние водной растительности на испарение, Тр.ГГИ, вып.46 (100). Л., Гидрометеоиздат, 1954.
5. Соседов И.С. Потери воды на испарение и транспирацию в дельте р.Или, "Изв.АН КазССР", серия энергетическая, вып.I (13), Алма-Ата, 1958.
6. Сапаров Б., Минаева Е.Н. Испарение с тростниковых зарослей на Келифских озерах, ж."Хлопководство", 1965, № II.
7. Форш Л.Ф. Испарение и транспирация в дельте Аму-Дарьи, Тр. Лаборатории озероведения АН СССР, т.IУ, 1957.
8. Черныхев В.И. Акклиматизация кутрии в Таджикистане, Душанбе, Изд-во АН ТаджССР, 1959.

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к выпуску 120 Трудов САНИИРИ
им.В.Д.Журина

(Гидравлика, русловые процессы)

1 9 6 9 год

УДК 627•4

СКВОЗНЫЕ БЕРЕГОЗАЩИТНЫЕ ОДЕЖДЫ ДЛЯ НИЗОВЬЕВ РЕК

С.Х.АБАЛЬЯНЦ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье описана новая берегозащитная одежда для легко размываемых участков среднего и нижнего течения рек, предложенная А.Н.Гостунским, и даются необходимые сведения о расчетах таких конструкций. Излагаются основные факторы размыва берегов в нашем представлении и предлагается метод расчета глубины размыва у береговых креплений в легко размываемых руслах, имеющий самостоятельное значение. Приводится расчет сквозных берегозащитных одежд и рассматриваются возможные их типы и случаи применения. В заключение дается несколько примеров, иллюстрирующих применение содержащихся в статье расчетных формул.

Конкретные задачи решаются на примере р.Амударьи, для которой приведены необходимые гидрологические характеристики по нижнему течению: отношение наибольшей (осредненной по глубине) скорости к средней по сечению; отношение наибольшей глубины русла к средней и величина предельной неразмывающей скорости. Применение рекомендуемых в статье расчетных зависимостей для других объектов возможно, если известны соответствующие свойственные им гидрологические характеристики.

УДК 627 51

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ РЕКИ АМУДАРЬИ И ПРИЧИ- РАЗМЫВА БЕРЕГОВ (ЯВЛЕНИЕ ДЕЙГИША)

МУХАМЕДОВ А.М.

Труды САНИИРИ, вып. 120, 1969

В статье излагаются основные причины возникновения обойного течения в условиях Амударьи и размыва берегов /дейгиша/, а также принципы защиты берегов от размыва путем регулирования русла системой сквозных шпор.

УДК 532.517

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ ПОТОКА И ВЫПРАВЛЕНИЮ РУСЛА АМУДАРЬИ СИСТЕМОЙ СКВОЗНЫХ ШПОР В РАЙОНЕ ТАШСАКИНСКОГО ГИДРОУЗЛА

А.М.Мухамедов, Р.Р.Аодураупов

Труды САНИИРИ, вып.II7, I968

В работе рассмотрены вопросы моделирования русловых процессов при использовании на модели натурного песка, регулирования потока и выправления русла Амударьи системой сквозных шпор в районе канала Ташсака. Имеется рекомендация по регулированию потока, обеспечивающая нормальное условие водозабора у головы канала Ташсака, а также уменьшающая действие дейгиша вдоль канала.

УДК 627.51

К ВОПРОСУ ВЗАИМОСВЯЗИ РУСЛОВЫХ ФОРМ И ЯВЛЕНИЯ ДЕЙГИША

Р.Р.Абдураупов

Тр. САНИИРИ, вып. 120, 1969

В результате обработки лабораторных и натурных данных о гидравлических элементах потока получены зависимости твердого расхода и неразмывающей скорости потока, для различных форм движения (гр довое, сплошное и во взвешенном состоянии) песчаных и гравелистых наносов.

На основании анализа формирования русловых форм установлена взаимосвязь русловых форм, явления дейгиша и гидрографии реки Амударьи. Разработан метод прогнозирования явления дейгиша на основе перемещения русловых форм.

УДК 627.5

КИНЕМАТИЧЕСКАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА У ЗАЩИТНО-РЕГУЛИРОВОЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ

О.А.Каюмов, Х.А.Ирмухамедов

Труды САНИИРИ, вып. I20, I969

В статье излагаются результаты исследования структуры потока у непроницаемых преград, по типу которых возводятся береговые крепления, поперечные шпоры и дамбы, подходные насыпи к мосту и др. Опыты проведены в широком диапазоне изменения параметров потока и материале русла. Кинематика потока изучена с помощью кинематографического метода. Результаты исследований обработаны статистическим способом. На основании опытных данных изучено поле осредненных скоростей и поле среднеквадратичных пульсаций скорости и в подходном к преграде участке русла и воронке размыва. Получены зависимости, связывающие кинематические характеристики потока с размерами воронки размыва.

УДК 627.5

ПРОГНОЗ ГЛУБИНЫ РАЗМЫВА У БЕРЕГОВЫХ КРЕПЛЕНИЙ, ПОПЕРЕЧНЫХ ГЛУХИХ ШПОР И ДАМБ

Р.Р.Абдурахманов, Х.А.Ирмухамедов, О.А.Какимов

. Труды САНИИРИ, вып. 120, 1969

В статье приводится вывод расчетной зависимости для прогноза глубины размыва у защитно-регулировочных сооружений, возводимых по типу непроницаемых преград. В отличие от существующих формул, при выведении ее использованы результаты исследований кинематической структуры потока на подходном участке русла и непосредственно в воронке размыва. Полученная зависимость рекомендуется к практическому использованию как для равнинных, так и для предгорно-горных участков рек.

УДК 626•01

К МЕТОДИКЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОТВЕРСТИЙ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ТИПУ ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ ПРИ КОСОМ ПОДХОДЕ ПОТОКА

Е.С.АНЦИФЕРОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье дается методика расчета отверстий водозаборных сооружений при косом подходе потока.

Предлагаемый способ расчета позволяет на основе анализа зависимости потери силы напора на водосливе с широким порогом от условий подхода потока, высоты порога водослива и его формы, не только уточнить, но и наметить ряд рекомендаций по рациональному проектированию отверстий водозаборных сооружений.

УДК 626•01

МОРФОМЕТРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСЛОВИЯМ СРЕДНЕГО И НИЖНЕГО ТЕЧЕНИЯ р.АМУДАРЬИ ПО ДАННЫМ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Х.А.ИСМАГИЛОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье излагаются результаты модельных исследований, проведенных в 1968 г. применительно к условиям среднего и нижнего течения р.Амударьи.

Экспериментальные данные автора позволили проверить и уточнить ранее полученные путем обработки натурных материалов коэффициенты и показатели степени в морфометрических зависимостях М.А.Великанова.

УДК 626*01

К ВОПРОСУ ОБТЕКАНИЯ ПРЕГРАД ВОДНЫМ ПОТОКОМ

П.Н. АЛИЕВ, А.М. МУХАМЕДОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969.

В статье приводится вывод расчетной зависимости для определения размеров контура обтекания в случае неразмываемого основания у нешироких преград и габаритов воронки размыва в случае размываемого основания

$$a_{yt} = K_\xi \left[0{,}5B\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - K_y\sqrt{n}\right)\frac{u}{u}\left(2 - \frac{u}{u_o}\right) - 0{,}75t \right];$$

$$A_{yt} = K_\xi \left\{ \left[0{,}5B\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - K_y\sqrt{n}\right)\frac{u}{u_o} + 1{,}25t \right]\left(2 - \frac{u}{u_o}\right) - 0{,}75t \right\};$$

$$h_{p_o} = 0{,}67B\left(1{,}5\lg\frac{h}{d} + 0{,}3\right)\left(1 - K_y\sqrt{n}\right),$$

где a_{yt} – расстояние от преграды до границы контура обтекания ;

A_{yt} – расстояние от преграды до высшей бровки воронки размыва;

h_{p_o} – глубина воронки размыва ;

K_ξ – коэффициент учитывающий форму передней грани препятствия;

B – ширина преграды ;

h – глубина воды;

d – средний диаметр донных отложений ;

$K_y = 0{,}75\sqrt{\frac{B}{B}}$ – коэффициент ;

$n = \frac{B}{B}$ – коэффициент стеснения ;

u, u_o – средняя и неразмывающая скорости;

t – толщина слоя донных отложений .

УДК 626• 0I

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ МОДЕЛИРОВАНИЯ РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ В ПЕСЧАНЫХ РУСЛАХ

ЛАПШЕНКОВ Л.С.

Труды САНИИРИ,вып. I20,I969

В статье даются вывод морфометрических зависимостей и разработка на их основе метода моделирования русловых процессов в песчаных руслах рек.

УДК 626•01

ОПЫТ НАТУРАЛЬНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РЕЧНОГО ПОТОКА

В.С.АЛТУНИН

ТРУДЫ САНИИРИ, вып.120,1969 г.

В результате экспериментальных исследований установлено, что натуральное моделирование речных потоков не искажает кинематической структуры потока, поэтому на основе масштабов натурального моделирования можно получить лабораторную реку для исследования различных вопросов динамики русловых процессов.

УДК 626•01

О СТРУКТУРЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЗМЫВАЮЩИХ СКОРОСТЕЙ ПОТОКА В КРУПНОЗЕРНИСТЫХ ГРУНТАХ

В.С.ЛАПШЕНКОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

На основе использования закономерности моделирования русловых потоков с крупнозернистым грунтом русла (гравелистым и галечно-валунным) в статье выводится в общем виде структура формулы размывающей скорости для упомянутых грунтов. Далее на основе известных экспериментальных данных формула конструируется до расчетной

$$U_p = 0{,}615\, d^{0{,}3} H^{0{,}2},$$

где U_p - размывающая скорость;
d - диаметр донных отложений, мм;
H - глубина потока, м.

УДК 626•01

ПРОГНОЗ ОБЩЕГО РАЗМЫВА МЕЛКОПЕСЧАНОГО РУСЛА С УЧЕТОМ БОКОВОЙ ПРИТОЧНОСТИ

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

Труды САНИИРИ, вып.120,1969

В статье приводится вывод уравнения деформации русла с учетом поступления на размываемый участок руслоформирующих наносов при исключении некоторых допущений, принятых в опубликованных ранее работах.

В статье расоматривается размыв участков реки до притока и после него, приводится теоретический вывод расчетных зависимостей размыва русла за притоком, в основу которых положено полученное ранее уравнение деформации русла. Кроме того, анализируется размыв русла чистой водой на участке до притока, размыв притока для некоторых практических случаев, а также даны рекомендации для определения расхода наносов руслоформирующих фракций в створе слияния с притоком.

УДК 627•8

НОВАЯ КОНСТРУКЦИЯ НАНОСОУЛОВИТЕЛЯ ДЛЯ КАНАЛОВ

П.Н.АЛИЕВ

Труды САНИИРИ, вып.120,1969

В статье описывается предложенная автором новая конструкция наносоуловителя для каналов и приводятся результаты ее модельных исследований. Наносоуловитель представляет собой обычный шлюз-регулятор, снабженный в каждом пролете галереей для отвода донных наносов из каналов.

Принцип работы основан на использовании особенностей обтекания потоком твердых преград (бычков). Наносоуловитель выгодно отличается от существующих конструкций пескогравиеловок возможностью осуществлять непрерывный и периодический промыв наносов. От отстойников периодического действия он отличается бесперебойной водоподачей в систему во время промыва наносов и небольшим промывным расходом воды.

Результаты модельных исследований показывают, что предлагаемый наносоуловитель является высокоэффективным сооружением для борьбы с донными наносами на каналах в горно-предгорной зоне.

УДК 627.157

НЕКОТОРЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПРОЦЕССА ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ БЬЕФОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

В.А.Скрыльников

Труды САНИИРИ, вып.117, 1968

Используя кривую распределения фракционного состава наносов, предложенную И.А.Бузуновым, мы получили уравнение по определению степени осветления верхних бьефов низконапорных гидроузлов. Сопоставление расчетных значений степени осветления по полученному уравнению с фактическими данными показало хорошее соответствие расчетных и натурных данных.

На основании анализа и обработки натурных данных по занесению верхних бьефов гидроузлов, получены эмпирические зависимости по определению полного объема верхнего бьефа и объема русла, изменяющихся в процессе занесения.

УДК 627•8

СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТА ЗАИЛЕНИЯ ПОДПЕРТЫХ БЬЕФОВ И ВОДОХРАНИЛИЩ ПО НЕКОТОРЫМ СУЩЕСТВУЮЩИМ МЕТОДАМ С НАТУРНЫМИ ДАННЫМИ

В.А.СКРЫЛЬНИКОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В работе в краткой форме излагаются основные положения существующих методов расчета заиления В.С.Лапшенкова, И.А.Шнеера и автора.

По этим методам выполнен расчет заиления некоторых верхних бьефов и водохранилищ и дается сопоставление результатов расчета с натурными данными.

Проведенное сопоставление позволяет сделать анализ существующих расчетных зависимостей и установить степень их надежности.

УДК 626•01

О КАЧЕСТВЕННОМ СХОДСТВЕ ЗАКОНОВ ИЗМЕНЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА В НИЖНИХ БЬЕФАХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ

А.А.КАДЫРОВ

Труды САНИИРИ, вып.120,1969

Сопоставительный анализ результатов работ, относящихся к различным задачам сопряжения бьефов и растекания турбулентных струй, выявил некоторые общие для всех задач факторы и закономерности.

Скоростные характеристики потока на участке сопряжения бьефов – тот основной фактор, всестороннее и глубокое изучение которого даст оперативный ключ к решению почти всех задач нижнего бьефа.

УДК 532.5

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ ЗАТУХАНИЯ ИЗБЫТОЧНОЙ ТУРБУЛЕНТНОСТИ ВДОЛЬ ПОТОКА

Ш.А.БАБАДЖАНОВА

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье излагаются результаты экспериментальных исследований по затуханию избыточной турбулентности вдоль потока. Предлагаются зависимости для практических расчетов

$$M_{x_{max}} = 1 + (\eta - 1)e^{-\frac{\lambda_x}{2{,}3 + 0{,}2\lambda_x}}$$

для турбулентной толщи потока,

$$M_{x_{max}} = 1 + (\eta - 1)e^{-\frac{\lambda_x}{2{,}3 + 0{,}1\lambda_x}}$$

для придонного слоя потока,

где $\eta = \frac{h_2}{h_1}$ – относительная высота прыжка;

$\lambda_x = \frac{x}{h_2}$ – относительное расстояние от сжатого сечения.

УДК 626•I4

О ВЛИЯНИИ ФОРМЫ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА В ПЛАНЕ НА ПРОЦЕСС ГАШЕНИЯ ЭНЕРГИИ ПОТОКА

Г.И.ШИШОРИНА

Труды САНИИРИ, вып.I20, I969.

Излагается способ интенсификации процесса гашения энергии в гидравлическом прыжке, позволяющий в значительной степени сократить размеры водобойного колодца. Предлагается на незначительном удалении от сжатого сечения выполнить резкое сужение колодца путем поворота стенок его внутрь потока с последующим расширением до ширины отводящего русла. Рассматриваются явления, возникающие при обтекании бурным потоком углов симметричного сужения, приводящие к увеличению потерь энергии и успокоению потока в отводящем русле.

УДК 626• 83

ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ НИЖНИХ БЬЕФОВ СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЧИМКУРГАНСКОГО И ЮЖНОСУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩ

С.И.Кеберле

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье освещаются проекты сбросных сооружений водохранилищ, результаты обследования состояния сбросов в натуре и причины разрушения нижних бьефов этих сооружений.

УДК 627.40

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УРАЛЬСКОГО ПОЛА КАТАСТРОФИЧЕСКОГО ВОДОСБРОСА ЮЖНОСУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

С.И.КЕБЕРЛЕ, Б.И.БЕЛЕСКОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

Описываются лабораторные исследования гидродинамической нагрузки потока на уральский пол Южносурханского катастрофического сброса и воронки размыва за ним. Исследования проводились после аварии на сбросе. Целью исследований было выяснение основных причин разрушения части пола (нескольских плит) в период временной эксплуатации сброса.

Основываясь на результатах экспериментальных исследований и привлекая имеющиеся натурные данные, делается вывод, что в рассматриваемом сооружении не был обеспечен достаточный запас устойчивости пола. Даны рекомендации по расчету устойчивости уральского пола и приведены графики, по которым можно найти необходимый вес пола и заглубление свай с учетом гидродинамической нагрузки.

УДК 626.01

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ ПОТОКА И ВОРОНКИ РАЗМЫВА ЗА ПЛИТОЙ УРАЛЬСКОГО ПОЛА ЗАНГСКОГО ГИДРОУЗЛА

Б.И.БЕЛЕСКОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1968

Сообщается о лабораторных исследованиях гидродинамической нагрузки потока на плиту уральского пола и воронки размыва за ней, которые проводились в связи со строительством уральского пола на сбросе Зангского гидроузла. Кратко описана экспериментальная установка и принятая методика моделирования. Результаты исследований приведены в виде таблиц. Делается вывод, что в первоначальном варианте пола Зангского гидроузла не был обеспечен достаточный запас устойчивости и поэтому правильным было решение увеличить его надежность.

УДК 627•I

ОКОЛОКРИТИЧЕСКИЕ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ В ДЛИННЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

А.А.ТУРСУНОВ, Х.И.ЗАИРОВ

Труды САНИИРИ, вып.I20, I969

Рассматриваются положительные волны перемещения, обусловленные повышением горизонта воды, а также изменением расхода в начале или в конце канала. На основе анализа существующих экспериментальных исследований делается вывод о возможности применения известной теории уединенных волн к первому гребню положительных волн перемещения; при помощи нелинейной теории волн "мелкой воды" получаются новые расчетные формулы, позволяющие определить высоту первого гребня, длину волн, угол наклона лба волны и другие характерные параметры рассматриваемых волн. Устанавливаются критерии, определяющие границы области применимости предлагаемых зависимостей, а также обсуждаются некоторые вопросы, связанные с практическим использованием предлагаемой теории.

УДК 627• 8

ВОДОЗАБОР С ОТКРЫТОЙ ПРОМЫВНОЙ ГАЛЕРЕЕЙ

З.И.РЯДОВА

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье описывается водозаборное сооружение для предгорных участков рек с наносоулавливающим устройством в виде открытой промывной галереи. Используется возникновение в потоке при взаимодействии с элементами конструкции зоны пониженного давления и винтового движения для интенсификации отвода наносов от водоприемника в сбросное отверстие. При этом обеспечивается высокий водозабор (до 90%) без захвата донных наносов, сохраняются эксплуатационные преимущества конструкций открытого типа. Эффективность улавливания наносов и отвода их в нижний бьеф в меньшей мере по сравнению с известными конструкциями аналогичного назначения зависит от режима протекания потока в пределах подводящего русла и от условий подхода его к водозаборному фронту, что позволяет сократить размер регулировочных мероприятий на подводящем участке к гидроузлу.

УДК 427•4

ПОДПОРНОЕ СООРУЖЕНИЕ С РАСТЕКАТЕЛЕМ

З.И.РЯДОВА, Т.И.ГОЛУБЕВА

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

Для трубчатых многопролетных сооружений с небольшой величиной перепада авторами предлагается растекатель - криволинейная стенка, повышающаяся к бортам канала, которая способствует быстрому растеканию потока в широком распластанном нижнем бьефе. Растекатель выравнивает эпюру скоростей, устраняет сбойность течения и полностью ликвидирует водоворотные зоны. Гидравлические лабораторные исследования моделей трех подпорных сооружений свидетельствуют о высокой эффективности растекателя, применение которого позволяет сократить длину крепления в 2-2,5 раза. Предлагаются эмпирические формулы для конструирования элементов растекателя.

УДК 626• 822

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПАЛЬМАНСКОГО ГИДРОУЗЛА НА р.ИСФАЙРАМСАЙ

Р.В.ТИМИРОВА, И.И.КЛАССЕН

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В результате лабораторных исследований предложена ферганская схема водозабора с открытой промывной галереей. Отличие ее от ранее предложенных заключается в устройстве перед порогом водоприемника открытой промывной галереи (детальные исследования открытой промывной галереи проводятся З.И.Рядовой).

Эффективность работы открытой промывной галереи, меньшая чувствительность ее к условиям протекания потока в русле позволили сократить длину подводящего русла на 25%, сохранив при этом относительно высокие показатели работы гидроузла, и осуществить водозабор (80-85%) без захвата донных наносов.

УДК 627•41

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ФОРМИРОВАНИЯ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ПРИ ОБТЕКАНИИ ПРЕГРАД

А.А.ТУМАНОВ

Труды САНИИРИ, вып.120,1969

В статье приводится краткий анализ гидравлической структуры потока при продольном расположении преграды и основных параметров, влияющих на глубину местного размыва. Основным фактором, определяющим стабилизацию процесса размыва, является величина придонной неразмывающей скорости, определяемой по формуле

$$V_0 = 0{,}95\sqrt{g}\,(hd)^{0{,}25}$$

где h – толщина струи, отраженной от стенки;

d – расчетный диаметр отмостки.

Результаты расчетов глубины размыва по этой зависимости дают достаточно точное совпадение с опытными данными.

Поскольку диаметр отмостки является фактором, влияющим на величину неразмывающей скорости, рекомендуется принимать за расчетный диаметр крупность частиц, которых содержится в смеси 12% по весу.

УДК 581·116:626· 80

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ИСПАРЕНИЯ С ДИКОЙ ВЛАГОЛЮБИВОЙ РАСТИТЕЛЬНОСТИ В НИЗОВЬЯХ р.ВАХШ В 1967 г.

Э.ЧОЛПАНКУЛОВ

Труды САНИИРИ, вып.120, 1969

В статье приводятся материалы полевых исследований испарения с дикой влаголюбивой растительности в низовьях р.Вахш. Показаны значения температуры и влажности воздуха, скорости ветра за период наблюдений с июня по октябрь 1967 г. Сопоставляются испарения с тростника, рогоза, водной поверхности и даются коэффициенты перехода от испарения с водной поверхности к испарению с зарослей дикой влаголюбивой растительности.

С П И С О К
работ САНИИРИ, опубликованных в 1968 году

АБДУЖАБАРОВ А.А. Определение параметров процесса торкретирования цилиндрических вращающихся сердечников. Труды САНИИРИ, вып.114, Ташкент, 1968.

АБДУЖАБАРОВ А.А. Полигон для изготовления армоцементных труб способом торкретирования вращающихся сердечников. Там же.

АБДУЖАБАРОВ А. Влияние барханного песка на усадку мелкозернистого бетона в армоцементных деталях. "Вопросы гидротехники", вып.32, Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

АБДУЛЛАЕВ Д.Ш. Природные условия рек Узбекистана и использование их для нужд промышленного и хозяйственного питьевого водоснабжения. Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

АБРАРХОДЖАЕВ А. Новый метод упрочнения обратной засыпки траншей закрытых горизонтальных дрен. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

АВЛЯНОВА К.А. Принципы комплексной автоматизации водосбросных гидроузлов. "Вопросы гидротехники", вып.32, Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

АДЫЛОВ А.А. Исследование региональной фильтрации Зарафшанской долины методом ЭГДА. Биллетень научно-технической информации № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.

АДЫЛОВ К.К. Изучение сопротивления лессовых грунтов сжатию под большим давлением. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

АКУЛОВ В.В. К вопросу о зависимости размывающей донной скорости от глубины потока. Труды САНИИРИ,вып.II7, Ташкент, I968.

АЛИЕВ П.Н. К вопросу движения донных наносов на криволинейных участках русла. Там же.

АЛИЕВ П.Н. Некоторые результаты лабораторных исследований нового типа водоприемника в ферганской схеме водозабора для условий гидроузла на р.Майлису.Там же.

АЛИМОВ А.К. Оценка мелиоративно-гидрогеологических условий Северной Мугани в связи с мелиорацией земель. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства,посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

АСКАРОВ Х.А., КЕНДЖАЕВ Р. Химическое закрепление оснований сооружений, возводимых на просадочных грунтах. Там же.

АХМЕДОВ Г. Некоторые вопросы работы вертикального дренажа в условиях Карабахской степи. Там же.

БАБАДЖАНОВА Ш.А. Экспериментальное изучение местного размыва за горизонтальным креплением в условиях связных грунтов. Труды САНИИРИ, вып.II4,Ташкент, I968.

БАБАЕВ А.Х. Характеристика равнинной зоны северо-западной части Нахичеванской АССР по условиям применения вертикального дренажа. Тезисы докладов научно-производственной конференции,посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

БАЛАКАЕВ Б.К. Русловые процессы в связи с эксплуатацией водохранилищ на реке Теджен. Там же.

БАЛЯСНИКОВ О.П. О расширении диапазона применения погружных насосов. Там же.

БАТУРИН Г.Г. Техническое состояние и вопросы эксплуатации закрытого горизонтального дренажа в Голодной степи. Там же.

БАЯКИНА В.П. Влияние капитальных промывок на режим грунтовых вод соседних территорий. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов, посвященной 50-летию Ленинского комсомола, Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

БЕЗБОРОДОВ Г.А. Гидравлический расчет закрытых оросительных систем с применением электронно-вычислительных машин. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

БЕРДЫЕВ О. Некоторые показатели действия горизонтального открытого дренажа в ТССР. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

БЕРДЯНСКИЙ В.Н., МИРСАГАТОВ А.Н. Повышение эффективности дреноукладчиков. Ж."Механизация строительства", 1968, № 11.

БОЙЧЕНКО Л.М. Архитектура гидротехнических сооружений, строящихся по проектам Узгипроводхоза. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан",Ташкент,1968.

БОРОВЕНСКИЙ Н.П. Полив сахарной свеклы в условиях юга Казахстана с помощью двухконсольных дождевальных агрегатов, оснащенных оборудованием для полива по бороздам. Там же.

ВАСЬКОВИЧ К.А. Сопротивление лессовых грунтов сдвигу.Там же.

ВАФИН Р.Г. О расчете интенсивности селевых потоков. Там же.

ВЕРМА УДАЙ КУМАР. Влияние различных культур на мелиоративное состояние почв совхоза "Малек" на фоне вертикального дренажа. Там же.

ВЕСМАНОВ В.М., ТОЛЧИНСКИЙ М.Л., ГРЕЧИХИН Н.И.,ГОРЕЛИК А.П. Поливные машины для хлопководства. Ж."Хлопководство", 1968, № 11.

ВЫШПОЛЬСКИЙ Ф.Ф. Промывка засоленных земель в орошаемой зоне Арысь-Туркестанского канала Чимкентской области. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ГЕРАСИМОВ Р.М. Технический прогресс в сооружениях перепадов и быстротоков Узбекистана. Там же.

ГОРЮНОВ С.М., ГАЛАЙКЕВИЧ С.В. Влияние бытового горизонта грунтовых вод на безнапорный режим потока в зоне сопрягающих сооружений. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

ГОРЮНОВ С.М. Экспериментально-номографический расчет пространственной фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ. Там же.

ГОРЮНОВ С.М., ГАЛАЙКЕВИЧ С.В. Фильтрация в основании быстротоков. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ГОРЮНОВ С.М. Расчет пространственной фильтрации в разнородном основании водовыпусков из водохранилищ. Бюллетень научно-технической информации № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.

ГОРЮНОВ С.М. Фильтрационные исследования земляной плотины Бадамского водохранилища. Там же.

ГОССУ Л.К. Использование результатов пьезометрических наблюдений для выяснения дебита дрен и определения коэффициента фильтрации грунтов. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент 1968.

ДАДАБАЕВ К.Б. Лабораторные гидравлические исследования Тахиаташского гидроузла на р.Амударье. Бюллетень научно-технической информации № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.

ДАНИЕЛОВА Л.Н. Об исследовании водотоков, загрязненных органическими веществами. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ДЕРЕЧИНСКАЯ И.Б., РУСТАМОВА С.Р. Исследование возвратных вод в низовьях Амударьи. Там же.

ДРУЖИНИН Н.И. Основные вопросы исследования региональной фильтрации методом ЭГДА применительно к мелиорации крупных земельных массивов. Труды САНИИРИ, вып.114, Ташкент, 1968.

ДУБИНИН Л.Н. Технология изготовления армоцементных безнапорных труб способом центрифугирования. Бюллетень научно-технической информации № 6, Ташкент, САНИИРИ, 1968.

ДУБИНСКАЯ Н.П. Предварительные результаты исследований применимости вертикального дренажа в условиях периферии предгорной равнины центрального Копет-Дага. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ДУНИН-БАРКОВСКАЯ О.С. Самоочищение р.Ахангаран. Там же.

ЖЕЛЕЗНЯК В.И. Применение новых строительных материалов в ирригационном строительстве Голодной степи. Там же.

ЖИЛИН Е.В. Потери напора при гидротранспорте мелкодисперсных материалов по трубам. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

ЖИЛИН Е.В. Усовершенствование обработки кино- и фотоматериалов при исследовании турбулентности потока. Труды САНИИРИ, вып.II6, Ташкент, I968.

ЖИМСКИЙ А.А. Конструкции ирригационных сооружений на каналах Средней Азии и за рубежом. Бюллетень научно-технической информации № 6, Ташкент, I968.

ЗАИРОВ Х.И. Сопряжение бьефов в случае водосброса, снабженного групповым рассеивающим носком. Там же.

ЗАИРОВ Х.И. Расчет оптимальной высоты уступа водосливной плотины. Труды САНИИРИ, вып.II7, Ташкент, I968.

ЗАЙЦЕВА Е.П. Проектная схема орошения и освоения земель Джизакского оазиса в Сырдарьинской области. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

ЗАКУРДАЕВ А.К. Прибор для обработки осциллограмм. Бюллетень научно-технической информации № 6, САНИИРИ, Ташкент, I968.

ЗАХИДОВ А.З. Расчет оросительной способности рек на цифровых вычислительных машинах (ЦВМ). Там же.

ЗЕМЛИНСКИЙ А.Л. К вопросу о деформируемости гибких армоцементных труб, уложенных в земле. Труды САНИИРИ, вып.II4, Ташкент, I968.

ЗЕМЛИНСКИЙ А.Л. Изгибающие моменты в сечениях круглой жесткой трубы, опирающейся на грунтовое основание с центральным углом $2\alpha = 90^0$. "Вопросы гидротехники", вып.32, Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

ЗУДИНА Н.И. К вопросу о коэффициенте шероховатости речных русел (на примере р.Чадак). Труды САНИИРИ, вып.II7, Ташкент, I968.

ЗЮЛИКОВ Г.М., БЕЗБОРОДОВ Г.А. Электронно-вычислительные машины устанавливают оптимальные схемы оросительной сети. "Хлопководство", I968, № 9.

ИБРАГИМОВ Ш. Опыт проектирования и эксплуатации сооружений на каналах. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ИВАСЫШИН А.С. Некоторые результаты исследований по выявлению эффективности глубокого закрытого горизонтального дренажа в условиях Чуйской впадины. Там же.

ИКОНОМУ Д.А. Рассоление почво-грунтов под влиянием орошения и промывов на фоне вертикального дренажа в совхозе "Социализм" (Шурузякское понижение Голодной степи). Там же.

ИСМАГИЛОВ Х.А. Некоторые морфометрические зависимости реки Амударьи в среднем и нижнем течении. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

ИШАЕВ Ф.Ш. Определение коэффициента застройки и перепада воды у сквозных защитно-регулировочных шпор и дамб на реках. Бюллетень научно-технической информации № 6, САНИИРИ, Ташкент, 1968.

ИШАЕВ Ф.Ш. К проблеме освоения пойменных земель рек предгорной зоны в густонаселенных районах республик Средней Азии. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

КАДЫРОВ А.А. К расчету дискретных систем автоматического регулирования методом логарифмических частотных характеристик. "Известия АН УзССР" (серия техн. наук), 1968, № 3.

КАДЫРОВ А.А. Затухание избыточной турбулентности на участке сопряжения бьефов. Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

КАДЫРОВ А.А., БАБАДЖАНОВА Ш.А. О местном размыве за горизонтальным креплением (плоская задача). Там же.

КАДЫРОВ А.А., ПУГАЧЕВ Д.С. Экспериментальное изучение потока с околокритическим режимом. Труды САНИИРИ, вып.II6, Ташкент, I968.

КАЗАКОВ В.С. Бестраншейное строительство глубокого пластмассового дренажа в Голодной степи. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

КАЛХАНОВ Е. Неустановившаяся фильтрация воды из каналов при наличии испарения. Там же.

КАЮМОВ О.К. Результаты лабораторных исследований максимальной глубины воронки размыва у глухой шпоры. Труды САНИИРИ, вып.II7, Ташкент, I968.

КЕБЕРЛЕ С.И., БЕЛЕСКОВ Б.И. Ввод в работу волнообразователя большого волнового лотка САНИИРИ. "Известия АН УзССР" (серия техн.наук), I968, №2.

КОДУА Н.Г. Вопросы моделирования потоков, сбрасываемых через высокие плотины. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

КОЖЕВНИКОВА М.С. Изучение волновых процессов на малых среднеазиатских водохранилищах. Там же.

КОКАЯ Н.В., КРАВЧЕНКО Л.З. Некоторые вопросы динамики стабилизатора расхода при установившемся режиме. Труды САНИИРИ, вып.II6, Ташкент, I968.

КОРДЮМ А.Б. Расчет заиления водохранилищ на ЭВМ БСМ-2. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, I968.

КОРЕЛИС Л.А. Дренирующее действие вертикального дренажа в условиях совхоза "Пахтаарал". Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

КОРЕЛИС Л.А. Промывка засоленных земель на фоне вертикального дренажа в совхозе "Пахтаарал". Там же.

КРАВЧЕНКО Л.З. Лабораторные гидравлические исследования делителя статического напора. Там же.

КРАВЧЕНКО Л.З. К вопросу моделирования конструкции автомата-делителя статического напора для напорной сети. Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

КУЗЬМИНОВ Ю.М., ИВАНЕНКО Ю.Г. К вопросу о структуре турбулентного потока в руслах статического и динамического равновесий. Труды САНИИРИ, вып.114, Ташкент, 1968.

ЛАЗАРИДИС В. Влияние орошения на мелиоративное состояние земель. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ЛАПШЕНКОВ В.С. Об оценке устойчивости русел рек. Труды САНИИРИ, вып.117, Ташкент, 1968.

ЛАПШЕНКОВ В.С. Методика определения площадей живых сечений в заиляемых водохранилищах. Там же.

ЛАПШЕНКОВ В.С. Руслообразующие наносы русловых потоков. Там же.

ЛАТИПОВ К.Ш. Применение теории многокомпонентных сред к движению частиц в потоках. Труды САНИИРИ, вып.116 Ташкент, 1968.

ЛАТИПОВ К.Ш., НУРМУХАМЕДОВ Ю.М. К вопросу движения потока на изгибе русла и его влияние на водозабор. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ЛАТИПОВ К.Ш., МУСАБАЕВ Б.А. Об экспериментальном определении коэффициента динамической вязкости жидкости. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ЛАТИПОВ К.Ш., ПУЛАТОВ А.Г. Некоторые случаи движения воды в дренажных трубах. Там же.

ЛАТИПОВ К.Ш., РАСУЛОВ А.Г., САПОЖКОВ К.А., ЮЛДАШЕВ У.Ю. Алгоритм выбора положения проектной плоскости при проектировании планировки орошаемых участков. Там же.

ЛЕБЕДЬ Р.А. Ангренский туннель. Там же.

ЛИ В.Н. Динамика уровня и минерализации грунтовых вод под орошаемыми гидроморфными почвами Ферганской долины. Там же.

ЛИПСКИЙ В.Я., СЕЛИМОВ М.М. Расчетные параметры (α,E) высокопрочных бетонов в условиях сухого и жаркого климата. Труды САНИИРИ, вып.114, Ташкент, 1968.

ЛОМИДЗЕ В.И. Результаты полевых измерений действительных значений коэффициента шероховатости в лотковых каналах. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ЛУКИНСКИЙ О.А. Натурные обследования гидросооружений на оросительной сети УзССР. "Вопросы гидротехники", вып.32, Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

ЛЬВОВ А.А. Исследования процесса грунтозабора землесосными снарядами и разработка новой конструкции грунтозаборного устройства с гидрорыхлителем. Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

МАГЛАКЕЛИДЗЕ В.А. Результаты исследований местных размывов вокруг искусственных сооружений. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

МАГОМЕДОВА А.В. Прогноз общего размыва русел с учетом естественной отмостки. Там же.

МАЛЛАЕВ Б.Г. Метод экспериментального определения корректива кинетической энергии и учет влияния шероховатости дна нижнего бьефа на этот корректив. Труды САНИИРИ, вып.116, Ташкент, 1968.

МАЛЛАЕВ Б.Г. Влияние равнозернистой шероховатости водобоя на вторую сопряженную глубину гидравлического прыжка. Там же.

МАЛЛАЕВ Б.Г. Оценка дополнительных потерь энергии в гидравлическом прыжке за счет шероховатости дна. Там же.

МАЛЛАЕВ Б.Г. Влияние шероховатости дна на элементы и некоторые свойства гидравлического прыжка. Тезисы докладов научно-производственной конференции молодых специалистов водного хозяйства, посвященной 50-летию Ленинского комсомола. Изд-во "Фан", Ташкент, 1968.

МАЛЛАЕВ Б.Г. Структура потока на подобных моделях водосливных плотин с учетом шероховатости дна. Там же.

МАМАСАХЛИСИ В. Установление параметров шпор, не влияющих на размыв противоположного берега. Там же.

МАРКЕЛОВ В.Г. Технология приготовления и укладки фильтра в плотину Пачкамарского водохранилища. Там же.

МАСЮК А.А. Экспериментальное определение коэффициента сжатия при истечении из-под сегментного и плоского клапанного затворов в параболическом лотке. Там же.

МАСЮК А.А. Поплавковый гидравлический демпфер для вододействующих затворов. Там же.