

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

В Ы П У С К

23

ИЗДАТЕЛЬСТВО «НАУКА» УЗБЕКСКОЙ ССР

СССР ГОСЗЕМВОДХОЗИ ҲУЗУРИДАГИ ЎРТА ОСИЁ
ПАХТАЧИЛИК ДАВЛАТ КОМИТЕТИ

В. Д. ЖУРИН НОМИДАГИ МЕҲНАТ ҚИЗИЛ БАЙРОҚ ОРДЕНЛИ
ЎРТА ОСИЁ СУВ ПРОБЛЕМАЛАРИ ВА ГИДРОТЕХНИКА
ИЛМИЙ ТЕКШИРИШ ИНСТИТУТИ

ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

23-КИТОБ

ИНШООТЛАР ГИДРАВЛИКАСИ

ЎЗБЕКИСТОН ССР „ФАН“ НАШРИЁТИ

ТОШКЕНТ-1965

ГОСКОМИТЕТ ПО ХЛОПКОВОДСТВУ СРЕДНЕЙ АЗИИ
ПРИ ГОСЗЕМВОДХОЗЕ СССР

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ
И ГИДРОТЕХНИКИ ИМ. В. Д. ЖУРИНА

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 23

ГИДРАВЛИКА СООРУЖЕНИЙ

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА“ УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ-1965

По материалам лабораторий САНИИВПиГ и по данным, полученным на выстроенных объектах, в книге рассматриваются некоторые теоретические разработки и результаты гидравлических исследований сооружений. Описываются конструкции измерительной аппаратуры; даны рекомендации по гидравлическому расчету, имеющему большое значение в практике проектирования и эксплуатации гидротехнических сооружений.

Сборник предназначен для научных сотрудников, работников проектных и строительных организаций водного хозяйства и студентов гидротехнических вузов.

Редакционная коллегия

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ (отв. редактор), С. Г. ЗАПРОМЕТОВ, А. А. РАЧИНСКИЙ, Х. А. АСКАРОВ, А. М. МУХАМЕДОВ, У. Ю. ПУЛАТОВ, И. И. ГОРОШКОВ, Б. Е. МИЛЬКИС, М. В. БУТЫРИН, Г. Г. ВАЛЕНТИНИ.

А. А. КАДЫРОВ

К РАСЧЕТУ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ СОСТАВНЫХ ВОДОСЛИВНЫХ ОТВЕРСТИЙ

При составлении проекта реконструкции одного из крупных каналов, берущего воду из Амударьи, возникла задача—увеличить пропускную способность головного сооружения почти в два раза, не вводя при этом существенных изменений в конструкцию водосливных отверстий.

Головное сооружение¹, выполненное из бетона, имеет четыре отверстия шириной по 4,5 м, через которые вода подается в два канала, причем в реконструируемый она поступает через три отверстия.

Характерной особенностью отверстий сооружения является то, что они оборудованы донными затворами, поверхностными клапанами (рис. 1) и имеют полки-пороги, с помощью которых происходит рас-

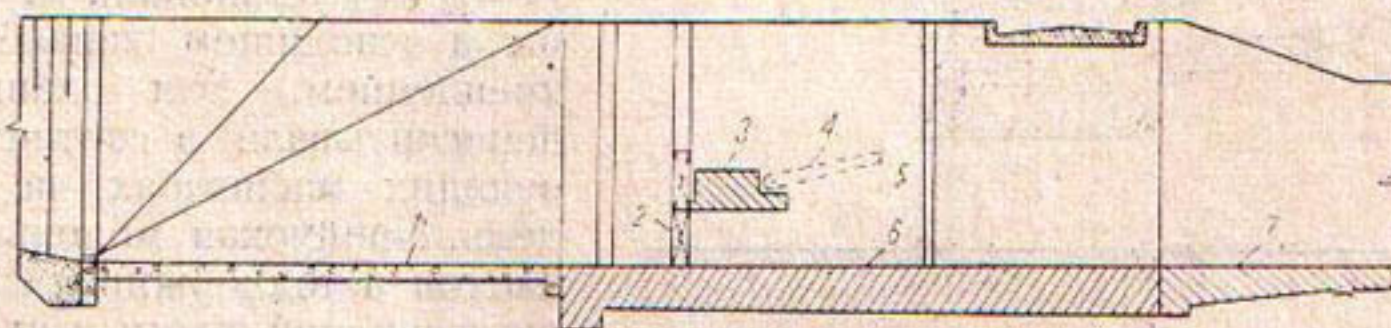


Рис. 1. Продольный разрез по водосливному отверстию:

1—бетонный понур; 2—донный затвор; 3—полка-порог; 4—клапан; 5—упорная балка-консоль для поддержания клапана в горизонтальном положении; 6—порог; 7—водобойная плита.

слоение потока на донный и поверхностный. Клапаны предназначены главным образом для борьбы с мусором: в определенные периоды года река, которая питает канал, несет в большом количестве плавающий мусор (трава, корни растений и т. п.); по мере его накопления перед головным сооружением клапаны периодически на некоторое время опускаются и весь мусор сбрасывается в нижний бьеф.

Исследуемый канал рассчитан на расход $60 \text{ м}^3/\text{сек}$, и три донных отверстия головного сооружения должны пропускать этот расход при паводковых горизонтах маловодного года (99% обеспеченности).

Как показали предварительные вычисления, через эти отверстия можно пропустить расходы порядка $100\text{—}120 \text{ м}^3/\text{сек}$ при высоких горизонтах маловодного года (99% обеспеченности). При этом допускается, что часть воды пойдет через опущенные до горизонтального положения клапаны, в связи с чем их функции изменятся. Однако

¹ Головное сооружение запроектировано и построено без модельных исследований.

относительно верхнего предела пропускной способности сооружения были сомнения в связи с неразработанностью методики расчета таких сложных, или составных, отверстий.

Во время начальных проработок расчетная схема отверстия рассматривалась как сочетание двух отверстий: короткая труба (при опущенном в горизонтальное положение клапане), перекрываемая донным затвором, и водослив с широким порогом, т. е. полка-порог и клапан. Пропускная способность определялась сложением расходов, прошедших через эти отверстия, подсчитанных при одних и тех же отметках горизонтов верхнего и нижнего бьефов.

Однако такое допущение скрывало в себе много неясностей, особенно при выборе коэффициентов расходов для элементов принятой расчетной схемы. Поэтому решили проверить расчетные проработки модельными исследованиями. С этой целью изготовили модель головного сооружения в масштабе 1:40 из досок, покрытых краской. Донные затворы и клапаны, а также подъемники были выполнены из металла, размываемый участок модели (участок канала за сооружением) —

из мелкого песка со средним диаметром 0,3 мм. Модель точно соответствовала представленным проектной организацией чертежам.

При установлении пропускной способности сооружения была принята следующая методика. Для некоторых характерных расходов в натуре по кривой $H = f(Q)$ установили глубины в отводящем канале за креплением. Эти данные пересчитывали в соответствующих масштабах на модель. Пропуская модельный расход и поддерживая соответствующий этому расходу горизонт в нижнем бьефе модели, при полностью открытых донных и поверхностных отверстиях определяли глубину или уровень воды перед сооружением.

Ниже описан ряд возможных случаев эксплуатации затворов и клапанов.

I. Все отверстия (донные и поверхностные) открыты полностью. Донные затворы приподняты выше горизонта верхнего бьефа, клапаны опущены в горизонтальное положение (расчетная схема).

II. Донные затворы подняты на 1,75 м от порога

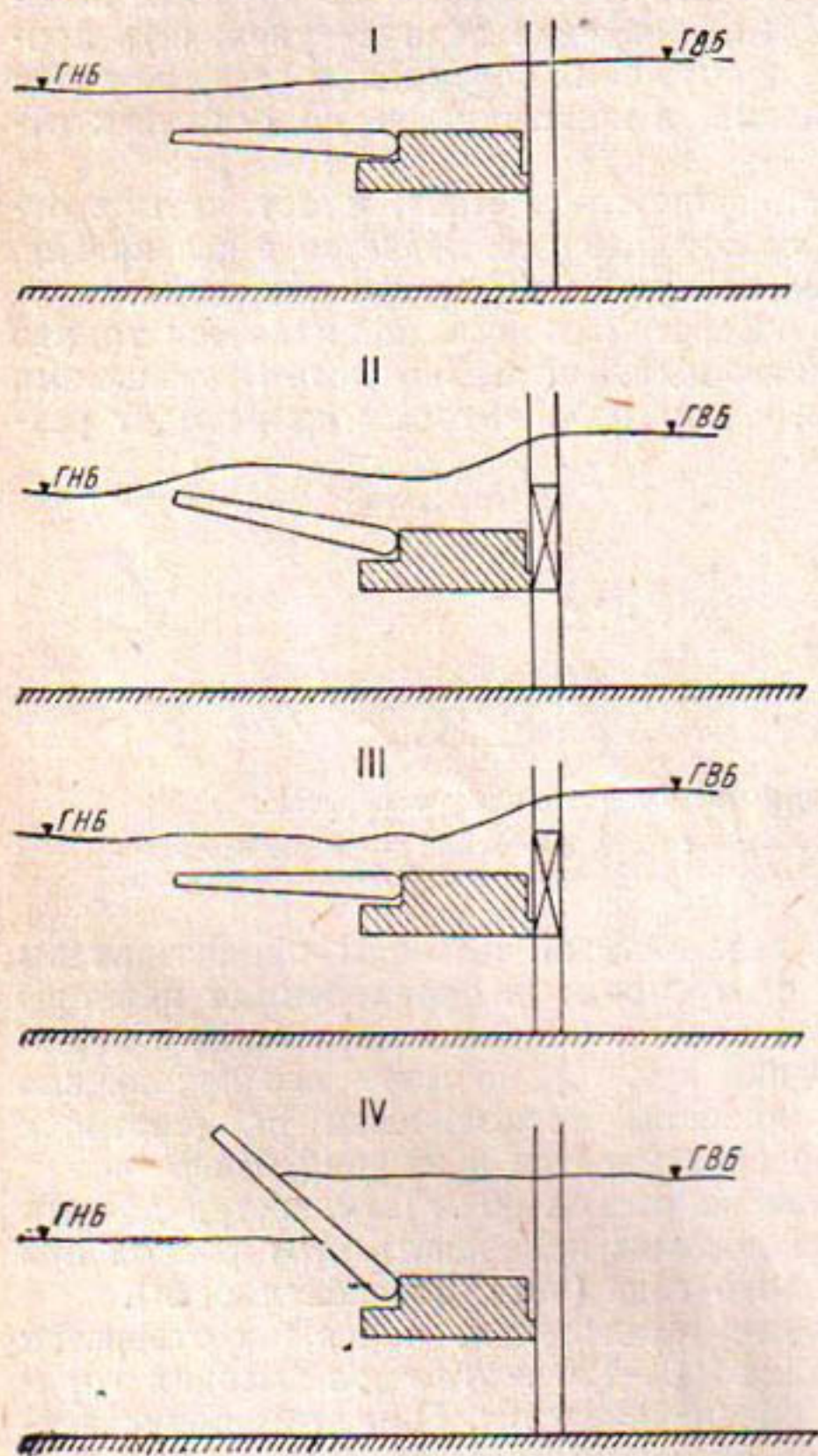


Рис. 2. Схема маневрирования затворами.

а концы клапанов—на 0,68 м от горизонтального положения. При этом верх донных затворов выступает с поверхности полки-порога на 0,68 м. Такая схема работы затворов и клапанов также является расчетной и обусловлена конструктивными особенностями подъемных устройств, эксплуатируемых до реконструкции (отсутствует резьба по всей высоте подъемных штанг донных затворов).

III. Донные затворы подняты на 1,75 м, клапаны опущены в горизонтальное положение.

IV. Полностью открыты донные отверстия, клапаны закрыты наглухо.

Указанные случаи схематично показаны на рис. 2.

Как свидетельствуют результаты опытов, наиболее благоприятной для работы затворов и клапанов является схема I. Схема II не может быть принята, так как в этом случае в пределах полки-клапана возникает промежуточный перепад с образованием вальца (гидравлического прыжка), что не допустимо с точки зрения пульсирующих гидродинамических нагрузок на клапаны и их детали. Работа затворов по схеме III несколько лучше, чем по II, и ею можно пользоваться при эксплуатации сооружения в крайнем случае. Схему IV целесообразно применять при высоких горизонтах в верхнем бьефе, в маловодном году она не даст эффекта.

При сравнении результатов опыта с данными проработок и расчетов, произведенных проектной организацией и автором статьи, отмечены значительные расхождения (рис. 3).

Как указывалось выше, расход каждого водосливного отверстия при одном и том же Z_0 и отметке горизонта нижнего бьефа определялся как сумма донного (короткая труба) и поверхностного (водослив с широким порогом) отверстий.

Анализ опытных данных показал следующее: для наложения расчетной кривой $(H_{вб})_{расч} = f(Q)$ на кривую, полученную на основе экспериментов, пришлось бы выбрать такие коэффициенты расхода отверстий (короткая труба и водослив с широким порогом), которых для такого типа сооружений вообще нет. Это обстоятельство навело на мысль, что, вероятнее всего, предположение о расчетной гидравлической схеме отверстий не отвечает действительности.

Условно приняв гидравлическую схему истечения потока соответствующей случаю подтопленного водослива с широким порогом, вы-

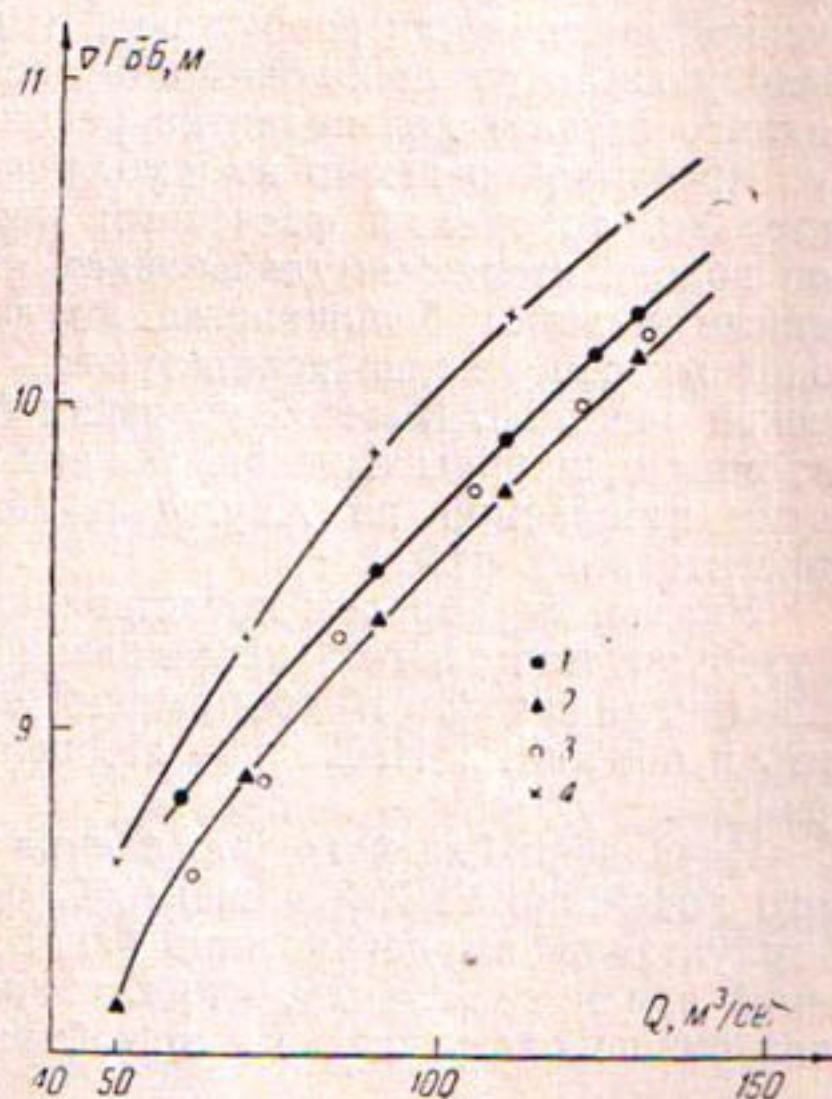


Рис 3. График $H_{вб} = f(Q)$:

1— модель с гасителями, контрольный опыт; 2— модель без гасителей; 3— расчет произведен по схеме водослива с широким порогом с учетом полки-порога путем уменьшения коэффициента расхода на 5%; 4— расчет произведен с учетом полки-порога в предположении совместной работы короткой трубы и водослива с широким порогом (проработки САНИИВПиГ для проектного задания).

сота которого равна нулю, произвели дополнительные расчеты. Влияние полки-порога и клапанов, которые рассматривались как преграда, обтекаемая потоком, приблизительно учитывалось¹ коэффициентом расхода водослива. Полученные расчетные точки достаточно удовлетворительно легли вокруг кривой $H_{вб} = f(Q)$ (см. рис. 3), построенной на основе данных модельных исследований.

Таким образом, более правильным оказалось второе предположительное вычисление гидравлической схемы работы отверстий, оно и рекомендуется нами для гидравлических расчетов. Однако этот вопрос следует считать открытым, поскольку в литературе (как в справочной, так и в периодической) он не освещен². В случае ответственных сооружений, когда через них предполагается пропускать максимальные (катастрофические) расходы, пропускную способность составных отверстий необходимо проверять на модели.

Модельные исследования, произведенные нами, показали, что три отверстия головного сооружения обеспечивают расчетный расход $Q_p = 130 \text{ м}^3/\text{сек}$ при максимальных горизонтах в реке в маловодный год (99% обеспеченности). Но поскольку в нашем случае водозабор является бесплотинным, расположен на дейгишируемом участке Амударьи и малейший проигрыш в перепадах может заметно отражаться на пропускной способности сооружения, в рекомендациях проектировщикам было указано на необходимость присоединения четвертого отверстия (малого канала) для подпитки реконструируемого канала.

Чрезвычайно важно выбрать правильный погонный расход, следовательно, требуемый расчетный перепад на головных сооружениях или вододелителях амударьинских каналов. Дело в том, что определенные участки большинства амударьинских каналов до или после головных сооружений используются в качестве отстойников с механической очисткой. В этих условиях большую роль играет назначение глубины и ширины каналов, так как от этих параметров зависят осветление забираемой из Амударьи воды и в конечном счете объемы очистительных работ.

Указанные вопросы представляют большой практический интерес и требуют тщательных исследований. Опыт, накопленный эксплуатационниками каналов и сооружений на них, следует всесторонне изучить и обобщить. Насколько это целесообразно, видно из следующего примера.

Начальник Главного управления эксплуатации Министерства водного хозяйства УзССР инженер С. И. Мерищенский на основе опыта эксплуатации амударьинских каналов и многолетних личных наблюдений пришел к выводу, что глубина подводящего участка, особенно, если он используется как отстойник, не должна превышать глубины

¹ Например, по рекомендациям Д. И. Кумина, при высоте порога, равной нулю, и отношении ширины $\Sigma b/V$ (в пределах водослива и перед ним) порядка 0,5 коэффициент расхода m равен $0,355 \div 0,36$. В расчетах нами принято $m = 0,34$, что было установлено прикидочными расчетами.

² Сотрудник лаборатории гидравлики САНИИВПиГ инж. Б. Г. Полякова в настоящее время проводит исследования водослива с широким порогом при обтекании потоком горизонтальной преграды в пределах отверстия. Кроме того, после представления нашей статьи в издательство мы имели возможность познакомиться с работами инж. И. Я. Татарова [2, 3], изучавшего примерно в одно время с нами пропускную способность водослива с широким порогом при участии донных отверстий, но применительно к условиям пропуска строительных расходов через недостроенные сооружения. Результаты методических опытов И. Я. Татарова хорошо согласуются с нашими экспериментальными данными, хотя в оценке пропускной способности составных отверстий мы придерживаемся иной точки зрения.

источника (реки), следовательно, ширина водосливного фронта сооружений должна быть достаточной для обеспечения заданной пропускной способности при небольших подпорах перед сооружением. В случае значительных подпоров вода переосветляется и резко увеличивается объем работ по расчистке. Опыт непродолжительной эксплуатации реконструируемого канала показал справедливость этих соображений. С этой точки зрения, проектируемая суммарная ширина водосливных отверстий (4 отверстия), равная 18 м при $Q_p = 130 \text{ м}^3/\text{сек}$, является недостаточной, хотя пропускная способность сооружения обеспечивается даже при ширине отверстий 13,5 м (3 отверстия).

В условиях бесплотинного водозабора, особенно, когда он по тем или иным причинам осуществляется вблизи действующих участков Амударьи, выводы С. И. Мерищенского приобретают большое практическое значение. Проектировщикам необходимо правильно исчислять ширину и глубину головного участка каналов и ширину водосливного фронта (расчетного погонного расхода) головных сооружений.

Решение указанных вопросов в определенной степени зависит от постановки соответствующих научно-исследовательских работ и проектных проработок.

Учитывая, что большинство головных сооружений и вододелителей гидравлически представляет водослив с широким порогом высотой $p = 0$ (рис. 4), мы разработали для такой расчетной схемы

график $Z_0 = f \left(H_0, q, \frac{h_n}{h_{кр}} \right)$ (рис. 5),

где Z_0 — разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов;

H_0 — напор на пороге с учетом подходной скорости;

q — погонный расход на пороге;

h_n — глубина подтопления с учетом перепада восстановления z'' , т. е. $h_n = h_1 + z''$;

$h_{кр}$ — критическая глубина, соответствующая заданному q .

Следует отметить, что данный график построен для случая, когда коэффициент скорости водослива φ равен 0,9. Такое значение φ рекомендуется справочниками для производства предварительных расчетов. Если коэффициент скорости водослива отличен от 0,9, то необходимо ввести поправку на это отличие, используя одну из следующих зависимостей, полученных нами из общеизвестной формулы водослива с широким порогом:

$$H_{0\varphi} = Z_0 \left(\frac{0,90}{\varphi} \right)^2 + h_1, \quad (1)$$

$$\Delta H_\varphi = Z_0 \left[\left(\frac{0,9}{\varphi} \right)^2 - 1 \right], \quad (2)$$

где φ — коэффициент скорости, отличный от 0,9;

$H_{0\varphi}$ — напор на водосливе при $\varphi \neq 0,90$;

$$\Delta H_\varphi = H_{0\varphi} - H_0.$$

Для учета z'' перепада восстановления использован график П. Г. Киселева [1] на основе данных М. Д. Чертоусова и Р. Р. Чугаева.

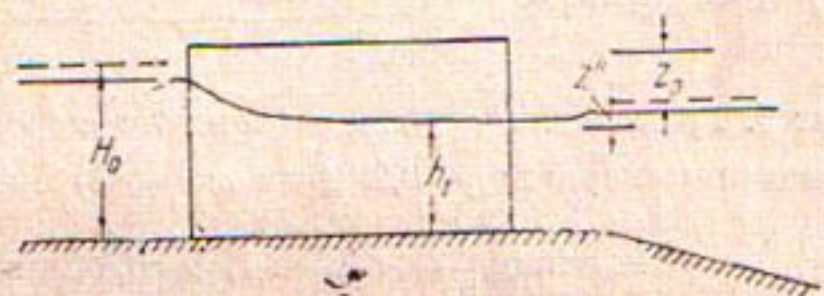


Рис. 4. Схема водослива с широким порогом при $p=0$.

Следует отметить, что поправка к зависимостям (1) и (2) является приближенной, поскольку при их выводе мы пренебрегли изменением глубины воды на пороге h_1 с изменением φ .

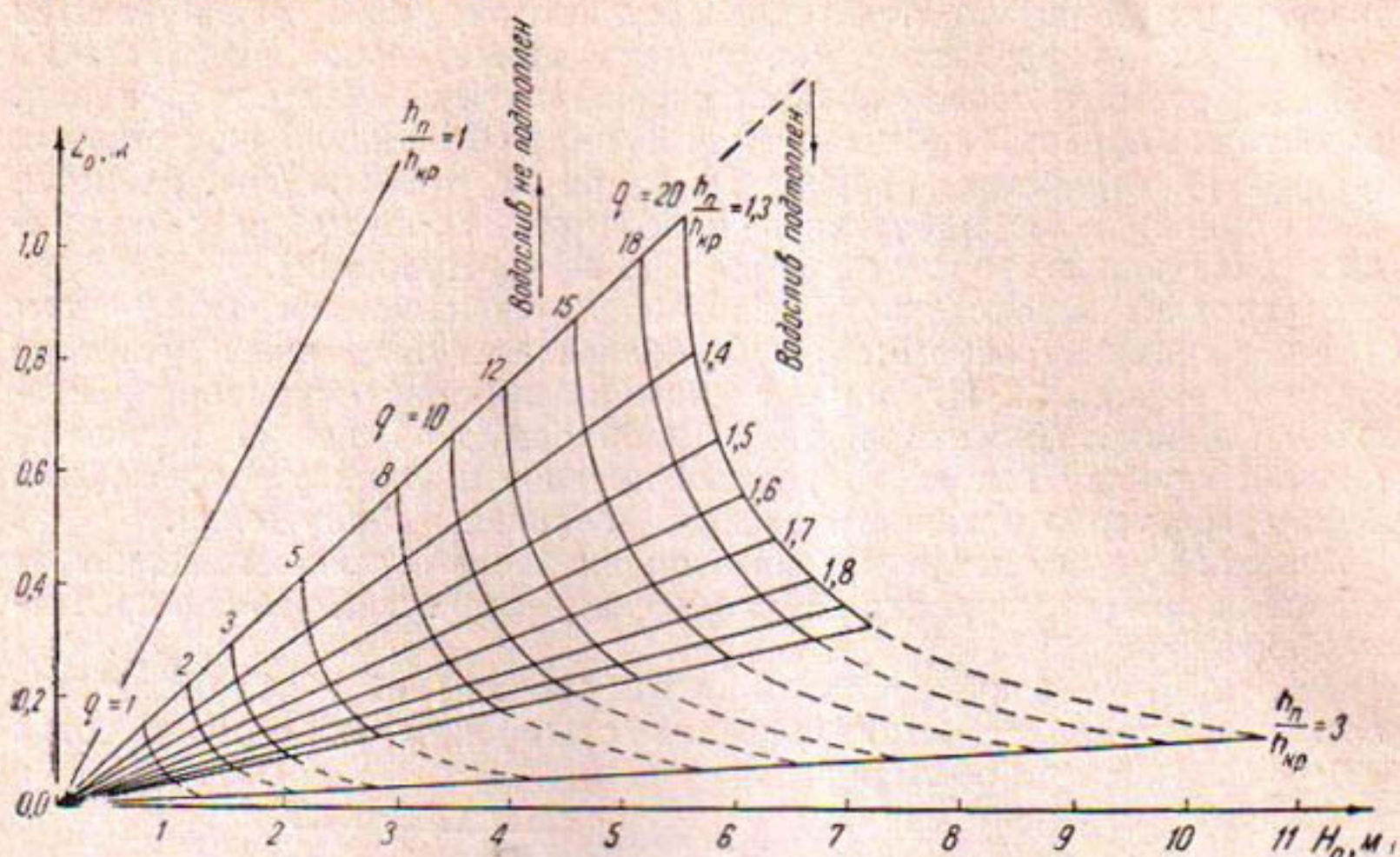


Рис 5. График для расчета водослива с широким порогом при $p=0$ для случая коэффициента скорости $\varphi=0,90$ (или $m=0,34$) при отношении $\frac{B \cdot h_n}{\omega_{нб}} = 0,5 \div 0,6$; при отношении $\frac{h_n}{h_{кр}} < 1,25 \div 1,30$ водослив считается неподтопленным.

Если головное сооружение имеет два или более отверстий, необходимо вводить поправку на дополнительное сжатие струи, используя одну из зависимостей, полученных нами при тех же допущениях, что и в зависимостях (1) и (2):

$$H_{осж} = Z_0 \left(\frac{\Sigma b}{\Sigma b_{сж}} \right)^2 + h_1, \quad (3)$$

$$\Delta H_{сж} = Z_0 \left[\left(\frac{\Sigma b}{\Sigma b_{сж}} \right)^2 - 1 \right], \quad (4)$$

где $H_{осж}$ — напор на водосливе с учетом сжатия струи;

$\Sigma b_{сж}$ — суммарная эффективная ширина водосливного фронта, определяемая с помощью известных зависимостей

$$\Delta H_{сж} = H_{осж} - H_0.$$

Наглядное представление о том, как меняются Z_0 и H_0 при изменении погонного расхода через водослив или степени подтопления водослива, если $q = \text{const}$ дает рис. 5.

В случае неподтопленного водослива с широким порогом перепады Z_0 получаются значительными, хотя напор на водосливе сравнительно мал. Исследователи рекомендуют в качестве критерия перехода водослива от неподтопленного к подтопленному значение отношения $\frac{h_n}{h_{кр}} = 1,25$. Как явствует из графика, с изменением данного отношения от единицы до 1,3 перепад Z_0 при $q = \text{const}$ уменьшается довольно

сильно, а напор на водосливе—пренебрежимо мало. Когда при подтоплениях водослива отношение $\frac{h_n}{h_{кр}}$ равно 2—3 и более, перепады получаются небольшими, но напоры на водосливе (глубина воды перед сооружением) увеличиваются. Например, $q = 20 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 пог. м, Z_0 и H_0 в зависимости от степени подтопления (см. рис. 5) будут иметь значения:

$\frac{h_n}{h_{кр}}$	$Z_0, \text{ м}$	$H_0, \text{ м}$
1,3	1,06	5
3,0	0,13	10,7

Характер изменения кривых $Z_0 = f \left(H_0, q, \frac{h_n}{h_{кр}} \right)$ для принятой расчетной схемы подсказывает, что степень подтопления водослива с широким порогом рационально принимать в пределах 1,3—1,5. Дальнейшее увеличение степени подтопления утяжеляет конструкцию затворов отверстий и подъемного оборудования. Когда перепад Z_0 не играет существенной роли, степень подтопления следует принимать равной 1,3; хотя в этих условиях Z_0 получается несколько большим, напор на водосливе приближается к своему наименьшему значению при данном q .

Произведенный анализ показывает необходимость постановки исследований в этом направлении с учетом опыта проектирования головных и вододелительных сооружений, представляющих собой водосливы с широким порогом, и опыта эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам, М., Госэнергоиздат, 109, 1961.
2. Татаров И. Я. О пропускной способности донных труб при совместной работе с поверхностными водосбросами, „Изв. вузов МВ и ССО СССР“, серия „Строительство и архитектура“, № 8, 1963.
3. Татаров И. Я. О пропускной способности водослива с широким порогом, работающим совместно с донными трубами, „Изв. вузов МВ и ССО СССР“, серия „Строительство и архитектура“, № 2, 1964.

Л. А. ВАЛЕНТИНИ, Т. И. ДЕРЛЯТКА

О ТЕОРИИ КОСОГО ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПРЫЖКА И ЕГО ПРАКТИЧЕСКОМ ПРИМЕНЕНИИ

Если в потоке жидкости с бурным режимом под некоторым углом к направлению течения поставить преграду или изменить направление течения путем резкого поворота (излома) бортов русла, то перед преградой поток образует косой гидравлический прыжок (ударную волну).

Представим, что бурный поток воды с параметром кинетичности

$$\Pi_k = \frac{\alpha v^2}{gh} > 1 \quad (1)$$

протекает в прямоугольном призматическом русле (рис. 1). В точке O стенка лотка имеет излом на угол Θ . При этом поток образует прыжок, фронт которого располагается под углом β к первоначальному направлению движения потока.

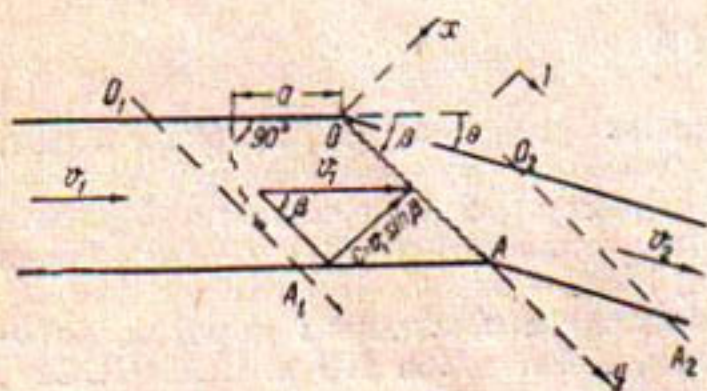


Рис. 1. Схема косого прыжка в плане.

Выделим из прыжка элементарный объем жидкости. В соответствии с законом сохранения массы и неразрывности жидкости масса воды, входящая в сечение O_1A_1 за какое-либо время, равна массе, выходящей из сечения O_2A_2 за то же

время; в проекции на ось X можно написать

$$h_1 O_1 A_1 \rho v_1 \sin \beta = h_2 O_2 A_2 \rho v_2 \sin (\beta - \Theta)$$

и сокращая —

$$h_1 v_1 \sin \beta = h_2 v_2 \sin (\beta - \Theta);$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{v_1 \sin \beta}{v_2 \sin (\beta - \Theta)}. \quad (2)$$

Приращение количества движения за определенный промежуток времени равно импульсу всех внешних сил за то же время

$$\alpha_{02} m v_2 - \alpha_{01} m v_1 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4, \quad (3)$$

где ρ — плотность жидкости;

α_0 — коэффициент Буссинеска;

m — масса;

v_1 и v_2 — средняя скорость потока до линии фронта прыжка и ниже ее;

P_1 и P_2 — давление воды в сечениях A_1O_1 и A_2O_2 ;

P_3 — сила тяжести;

P_4 — сила трения.

Импульсами силы тяжести и трения из-за малости их на короткой длине выделенного участка потока можно пренебречь. Влияние уклона также не учитывается, так как практически косой прыжок используется при уклонах значительно меньше той величины (0,07), выше которой уклон заметно влияет на явление прыжка [3]. Тогда в проекции на ось Y получим

$$\frac{\gamma}{g} h_2 O_2 A_2 v_2 \sin (\beta - \Theta) \alpha_{02} v_2 \cos (\beta - \Theta) - \\ - \frac{\gamma}{g} h_1 O_1 A_1 v_1 \sin \beta \alpha_{01} v_1 \cos \beta = 0.$$

Принимаем $\alpha_{01} = \alpha_{02} = 1$ и, сократив, учитывая (2), имеем

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\cos (\beta - \Theta)}{\cos \beta}. \quad (4)$$

Решая совместно уравнения (2) и (4), получаем

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} (\beta - \Theta)}. \quad (5)$$

В проекции (3) на ось после подстановок и ряда преобразований получаем

$$\frac{h_2}{h_1} = 0,5 \left[\sqrt{1 + 8 \Pi_{K1} \sin^2 \beta} - 1 \right]. \quad (6)$$

При заданных значениях гидравлических элементов подводящего русла и угла излома стенки лотка совместное решение уравнений (5) и (6) позволит определить угол фронта прыжка и вторую сопряженную глубину.

Известно [3], что при равномерном установившемся движении жидкости изменение вектора скорости приводит к эффекту возмущения движения и образованию волны или системы волн. Возмущение (фронт волны) распространяется во все стороны с определенной скоростью. Величина этой скорости в потоке конечной глубины может быть вычислена по формуле

$$c = \sqrt{gh_1} \left[0,5 \frac{h_2}{h_1} \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right) \right]^{0,5} = \sqrt{0,5g \frac{h_2}{h_1} (h_2 + h_1)}. \quad (7)$$

При волне бесконечно малой, т. е. когда $h_1 = h_2$, получим уравнение Лагранжа

$$c = \sqrt{gh}. \quad (8)$$

В потоке, движущемся со скоростью v_1 больше критической, неподвижный источник возмущения образует так называемую стоячую волну, фронт которой располагается под углом β (угол Маха). Если скорость возмущения меньше скорости потока, то

$$\sin \beta = \frac{c}{v_1}. \quad (9)$$

В нашем случае источником возмущения является перелом стенки лотка. Под углом β в точке перелома возникает фронт ударной волны. Нормальная к фронту прыжка составляющая скорости подхода (рис. 1) будет равна по уравнению (9) скорости возмущения

$$v_1 \sin \beta = c.$$

По векторной схеме на том же рисунке легко установить величину тангенса фронта прыжка:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{c}{\sqrt{v_1^2 - c^2}}.$$

Подставляя в это выражение значение c по формуле (7), учитывая (2) и преобразовывая, получаем

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\eta - 1 \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 - 4\eta \operatorname{tg}^2 \theta}}{2 \operatorname{tg} \theta}; \quad (10)$$

здесь

$$\eta = \frac{h^2}{h_1}.$$

Для облегчения расчетов элементов косого прыжка и анализа прыжковых функций на рис. 2 дается совмещенный график зависимостей $\eta = f_1(\Pi_k)$ и $\eta = f_2(\beta)$ при различных углах излома стенки.

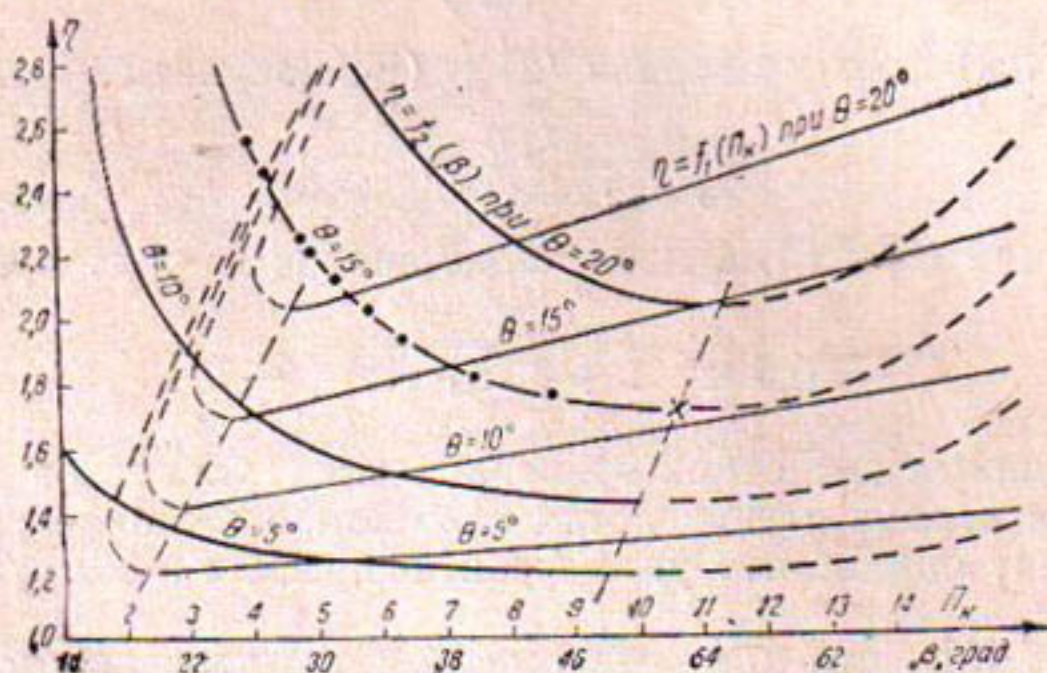


Рис. 2. График взаимозависимости элементов косого прыжка (крестиком обозначен результат, полученный в натуре при $\frac{v_1^2}{gh_1} = 1,8$ и $\alpha_d = 2,44$; точки найдены по данным таблицы).

Имея значение параметра кинетичности подводящего русла, по первому графику устанавливается значение относительной глубины. По второму графику по установленной относительной глубине получаем величину угла фронта прыжка β .

Уравнение (10) дает решение с двумя значениями для угла β . Из них действительным решением будет значение угла, полученное при знаке минус перед радикалом. Второе значение угла будет дополнением до 90° , так как значение корней связано зависимостью

$$\beta_1 + \beta_2 - \theta = 90^\circ.$$

Значение угла β не может иметь физического смысла при знаке плюс перед радикалом, так как при этом величина угла фронта прыжка с возрастанием параметра кинетичности возрастает, чего не может быть (по уравнению (6)). На графиках область таких дополнительных значений β изображена пунктирными линиями. Графики показывают, что возникновение прыжка возможно только при определенном минимальном значении параметра кинетичности потока, различном для каждого излома стенки. Когда фактическое значение его меньше критерия,

скорость возмущения c становится больше скорости потока v_1 , угол β по зависимости (9) стремится превысить 90° и фронт прыжка (волны) перемещается вверх по течению на некоторую величину a (см. рис. 1).

Для проверки полученных теоретических зависимостей нами был проведен ряд опытов в лабораторном лотке шириной 20 см, с коэффициентом шероховатости 0,010 при расходе 10 л/сек. Полученная зависимость изменения угла фронта прыжка от параметра кинетичности, подсчитанного по формуле (1) при коэффициенте Кориолиса $\alpha = \alpha_0 = 1$, существенно отличается от теоретической кривой из-за допущений, сделанных нами при теоретических выводах. Если учесть эти допущения эмпирическим коэффициентом α_d , вводимым в формулу параметра кинетичности, то теоретическая и опытная кривые совпадут (на рис. 2 кривая $\beta = f_2(\eta)$ для $\theta = 15^\circ$).

Следует иметь в виду, что α_d включает также коэффициент Кориолиса. Величина α_d изменяется в зависимости от значения $\frac{v_1^3}{gh_1}$. В табл. 1 приводятся результаты лабораторных исследований для угла излома стенки 15° (значения, полученные для углов 10 и 20° , также хорошо совпадают с приведенными в табл. 1 для $\theta = 15^\circ$.)

Таблица 1

Результаты опытов по определению угла фронта прыжка
при $\theta = 15^\circ$

Номер наблюдения	$\frac{v_1^3}{gh_1}$	Угол фронта прыжка	Отклонение прыжка от угла излома стенки, см	α_d	$Пк = \frac{\alpha_d v_1^3}{gh_1}$
51	15,5	25°50	—	1,50	22,8
52	13,5	26°30	—	1,50	20,3
53	11,5	28°10	—	1,54	17,7
54	10,4	29°20	—	1,53	15,9
55	7,7	31°00	—	1,77	13,6
56	7,0	32°40	1,0	1,68	11,8
57	5,5	35°00	1,0	1,69	9,3
58	3,3	39°30	2,0	2,12	7,0
59	2,1	44°30	4,0	2,57	5,4

Как следует из табл. 1 значение коэффициента α_d увеличивается с уменьшением параметра кинетичности потока. При параметрах кинетичности больше 10 величина α_d практически остается постоянной.

Несоответствие теоретической и фактической зависимостей угла фронта прыжка от параметра кинетичности потока может быть объяснено тем, что с уменьшением параметра кинетичности (особенно, если он меньше 3), фронт косого прыжка становится неустойчивым, а отклонение его от угла излома стенок (a на рис. 1) увеличивается. Кроме того, наблюдения за положением фронта косого прыжка выполнялись в лотке, ширина которого в отличие от расчетной схемы на рис. 1, одинакова, а фактическое направление струй потока за прыжком отличается от параллельного стенкам, принятого в расчетной схеме.

Определяющим фактором элементов косого прыжка является, видимо, максимальная скорость в сечении (поверхностная), а не средняя, принимаемая в расчетах. Корректив этого включается в значение коэффициента α_d .

Явление косого гидравлического прыжка может быть использовано в гидротехнической практике, например, для борьбы с донными наносами путем гидравлического экранирования водотока. Допустим,

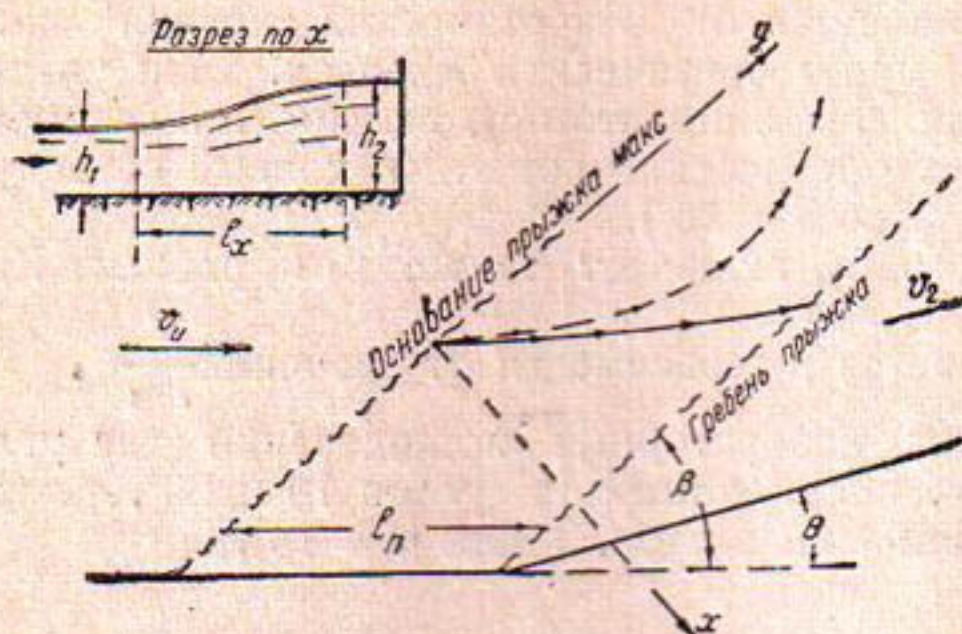


Рис. 3. Траектории частиц в зоне прыжка.

что в лотке прямоугольного сечения с бурным режимом течения вместе с потоком воды движутся донные наносы. При изломе стенки лотка образуется косой прыжок, благодаря которому, как показали опыты, изменяется первоначальное направление донных струй потока на новое вдоль фронта прыжка. Эти струи увлекают за собой влекомые по дну наносы, отбивая их к стенке, где на пересечении с фрон-

том прыжка может быть устроено отверстие, через которое наносы будут выведены за пределы основного потока. Теоретически это явление может быть объяснено следующим образом. Выделим в придонном слое потока, подошедшего к фронту косого прыжка (рис. 3), элементарную частицу жидкости, движущуюся со скоростью v_u , соответствующей донной скорости потока. Для упрощения задачи поверхность прыжка в профиле на длине l_x от основания до гребня принята прямолинейной.

За счет первоначальной скорости в зоне прыжка в проекции на ось X за отрезок времени dt частица будет проходить путь

$$dx = v_u \sin \beta dt.$$

Под влиянием пьезометрического напора, приращение которого на единицу длины постоянно и составляет величину

$$p = \frac{h_2 - h_1}{l_x},$$

элементарная частица размером Δx за время dt пройдет путь

$$dx = -w dt = -\frac{pg}{\gamma} t dt;$$

здесь ускорение $-w = \frac{P}{m} = \frac{pg}{\gamma}$;

масса частицы $-m = \frac{\Delta x^3 \gamma}{g}$;

сила (давление на частицу) $-P = p \Delta x \Delta x^2 = p \Delta x^3$.

Путь, пройденный частицей под влиянием обеих сил за время dt , в проекции на ось X равен

$$dx = (v_u \sin \beta - \frac{pg}{\gamma} t) dt;$$

интегрируя, имеем

$$x = v_u \sin \beta - \frac{pg}{\gamma} t^2; \quad (11)$$

то же в проекции на ось Y —

$$y = v_u \cos \beta t. \quad (12)$$

Исключая t при совместном решении (11) и (12), получим уравнение траектории движения элементарной частицы в горизонтальной плоскости в зоне косого прыжка

$$x = y \operatorname{tg} \beta - y^2 \frac{pg}{2 \gamma v_u^2 \cos^2 \beta} \quad (13)$$

или решая относительно y

$$y = \frac{\left[\operatorname{tg} \beta \pm \sqrt{\operatorname{tg}^2 \beta - \frac{2 pg x}{\gamma v_u^2 \cos^2 \beta}} \right] \gamma v_u^2 \cos^2 \beta}{pg}. \quad (14)$$

Для определения максимального значения x дифференцируем уравнение (13):

$$\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \beta - \frac{pg}{\gamma v_u^2 \cos^2 \beta} y.$$

При значении

$$y = \frac{\gamma v_u^2 \sin 2\beta}{2 pg} \quad (15)$$

имеем максимум

$$x_{\max} = \frac{\gamma v_u^2 \sin^2 \beta}{2 pg}. \quad (16)$$

Пример. В прямоугольной лотке (рис. 3), имеющей излом стенки на угол $\Theta = 15^\circ$, поток воды глубиной $h_1 = 0,40$ м протекает со средней скоростью 3,30 м/сек. Перед изломом стенки образуется косой гидравлический прыжок. Необходимо установить гидравлические элементы прыжка и траектории движения жидкости в зоне прыжка в придонном слое и по плоскости поверхности воды в подводящем русле.

Имея $\frac{v^2}{gh_1} = 2,78$, принимаем $\alpha_1 = 2,30$, тогда

$$P_k = \frac{2,3 \cdot 3,30^2}{9,81 \cdot 0,40} = 6,40.$$

При $\Theta = 15^\circ$ (рис. 2) $\eta = 1,82$ и $\beta = 40^\circ$, а $h_2 = h_1 \cdot \eta = 0,73$ м.

Длина прыжка в проекции на плоскость, перпендикулярную его фронту, по наблюдениям в натуре для аналогичных условий может быть принята равной

$$l_x = 4,5 (h_2 - h_1) = 1,48 \text{ м.}$$

Давление равно $p = \frac{0,73 - 0,40}{1,48} = 0,223$.

Принимая параболическую форму распределения скоростей по вертикалям сечения, т. е.

$$v_u = v_n \left(\frac{z}{H} \right)^{\frac{1}{m}},$$

и заменяя поверхностную скорость на среднюю по сечению, будем иметь

$$v_u = \frac{m+1}{m} v_c \left(\frac{z}{H} \right)^{\frac{1}{m}},$$

где v_u — скорость в какой-либо точке на расстоянии z от дна водотока;
 v_c — средняя скорость по вертикали;

H — глубина на вертикали;

m — показатель степени в параболическом законе распределения скоростей.

Принимая $m = 5$, получаем

$$v_u = 1,2 v_c \left(\frac{y}{H} \right)^{\frac{1}{5}}.$$

Поверхностная скорость $v_u = 3,96$ м/сек, скорость на 0,03 м от дна $v_{0,03} = 2,36$ м/сек.

По уравнению (14) вычисляем координаты траекторий движения частиц жидкости в зоне косого прыжка в плоскостях придонной (на 0,03 м от дна водотока) и по уровню горизонта воды подводящего русла ($z = H = 0,40$ см) (табл. 2).

Таблица 2

Координаты траекторий движения элементарной частицы воды в зоне косого прыжка в придонной и приповерхностной плоскостях при $\gamma = 1$

Значения X		Значения Y в плоскости			
в долях от I_x	x	придонной		приповерхностной	
		I	II	I	II
0,1	0,15	2,28	0,20	6,84	0,20
0,2	0,30	2,05	0,43	6,65	0,39
0,3	0,44	1,75	0,73	6,44	0,60
Максимум	0,52	1,23	1,23	—	—
0,4	0,59	—	—	6,23	0,81
0,5	0,74	—	—	5,98	1,06
0,6	0,89	—	—	5,71	1,33
0,7	1,03	—	—	5,43	1,61
0,8	1,18	—	—	5,06	1,98
0,9	1,33	—	—	4,59	2,45
1,0	1,48	—	—	3,52	3,52

Траектории движения донных частиц воды на рис. 3 изображены пунктиром, поверхностных — сплошной линией.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов В. С. О расчете сопряженных глубин косого прыжка при повороте потока, Информационный бюллетень САОГИДЭПа, Ташкент, 1957.
2. Чертоусов М. Д. Гидравлика, М. — Л., 1962.
3. Рауз Х. Механика жидкости для инженеров-гидротехников, М. — Л., 1958.

Л. А. МАШКОВИЧ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФОРМЫ И РАЗМЕРОВ САМОРЕГУЛИРУЮЩИХ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНЫХ ВОДОСЛИВОВ

Входные безнапорные отверстия открытых сопрягающих сооружений (перепадов, быстротоков) на каналах часто выполняются в виде саморегулирующих трапецеидальных водосливов, удовлетворительно обеспечивающих автоматическое поддержание равномерного движения в канале верхнего бьефа.

Известные способы расчетов саморегулирующих водосливов без порога, состоящие в определении ширины b_0 трапецеидального водосливного отверстия понизу и коэффициента откоса n его боковых граней, необходимых для поддержания нормальных глубин h_1 и h_2 в верхнем бьефе, соответствующих принимаемым расчетным расходам Q_1 и $Q_2 > Q_1$, не всегда приводят к конструктивно приемлемым результатам. В этих случаях приходится, повышая или понижая отметку порога водослива, вновь находить значения параметров его отверстия b_0 и n путем решения системы уравнений [1]:

$$Q_1 = m_1 \varepsilon_1 [b_0 + 0,8n(h_1 - p)] \sqrt{2g(\mathcal{E}_1 - p)}^{\frac{3}{2}}, \quad (1)$$

$$Q_2 = m_2 \varepsilon_2 [b_0 + 0,8n(h_2 - p)] \sqrt{2g(\mathcal{E}_2 - p)}^{\frac{3}{2}}, \quad (2)$$

откуда (при $m_1 \varepsilon_1 = m_2 \varepsilon_2 = M$)

$$b_0 = \frac{Q_1(h_1 - p)}{M(h_2 - h_1)(\mathcal{E}_2 - p)^{\frac{3}{2}}} \left[\frac{h_2 - p}{h_1 - p} \left(\frac{\mathcal{E}_2 - p}{\mathcal{E}_1 - p} \right)^{\frac{3}{2}} - k \right], \quad (3)$$

$$n = \frac{Q_1}{0,8M(h_2 - h_1)(\mathcal{E}_2 - p)^{\frac{3}{2}}} \left[k - \left(\frac{\mathcal{E}_2 - p}{\mathcal{E}_1 - p} \right)^{\frac{3}{2}} \right], \quad (4)$$

где p — высота порога водослива (рис. 1),

M — средний коэффициент расхода водослива,

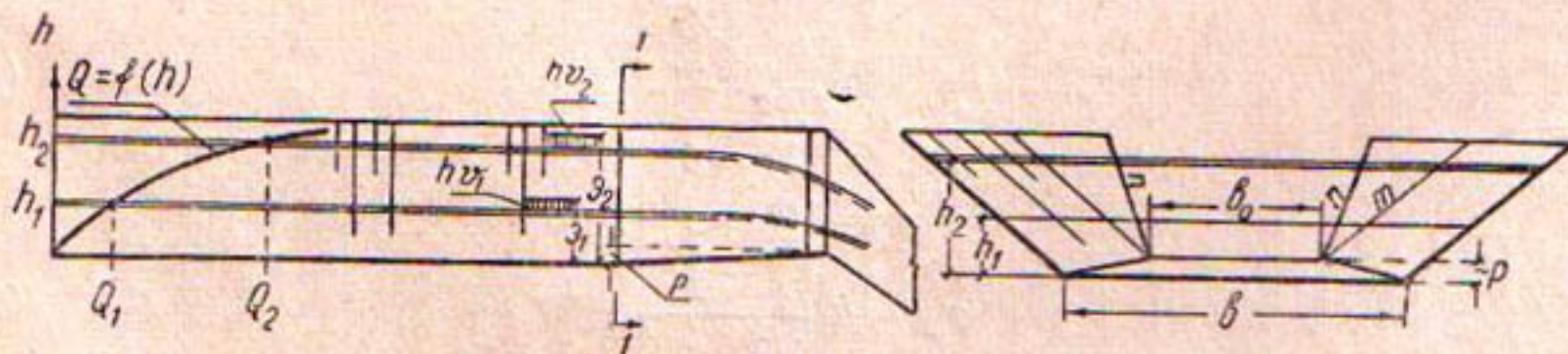


Рис. 1.

$\mathcal{E}_1$ и $\mathcal{E}_2$ — удельные энергии сечения в канале верхнего бьефа,

$$k = \frac{Q_2}{Q_1} > 1.$$

Такой (обычный) путь решения задачи опять-таки не исключает наличия некоторого числа неудовлетворительных проб, не только увеличивающих объем вычислительной работы, но и вызывающих сомнение в ее целесообразности, особенно в тех случаях, когда при некоторых свободно задаваемых значениях p величины b_0 или n получаются отрицательными.

Действительно, из рассмотрения уравнений (3) и (4) следует, что знаки величин b_0 и n зависят от знаков выражений, заключенных в (3) и (4) в квадратные скобки, причем

$$b_0 \geq 0, \text{ если } \frac{h_2 - p}{h_1 - p} \left(\frac{\mathcal{E}_2 - p}{\mathcal{E}_1 - p} \right)^{\frac{3}{2}} \geq k$$

$$\text{или } p \geq p_1,$$

где p_1 — корень уравнения

$$\frac{h_2 - p}{h_1 - p} \left(\frac{\mathcal{E}_2 - p}{\mathcal{E}_1 - p} \right)^{\frac{3}{2}} = k, \quad (5)$$

$$\text{а } n \geq 0, \text{ если } \left(\frac{\mathcal{E}_2 - p}{\mathcal{E}_1 - p} \right)^{\frac{3}{2}} \leq k$$

$$\text{или } p = \mathcal{E}_1 \frac{k^{\frac{2}{3}} - \frac{\mathcal{E}_2}{\mathcal{E}_1}}{k^{\frac{2}{3}} - 1} = p_2. \quad (6)$$

Понятно поэтому, что условия, определяющие выбор высоты порога водослива, при которой величины b_0 и n являются неотрицательными, могут быть записаны в виде

$$p_1 \leq p \leq p_2. \quad (7)$$

Также очевидно, что при увеличении высоты порога от p_1 до p_2 коэффициент откоса n уменьшается до нуля, а ширина b_0 отверстия водослива увеличивается от нуля до некоторого максимального значения $b_0 = b_{\text{max}}$.

Если, имея в виду сравнительно малые величины средних скоростей течения в оросительных каналах, пренебречь влиянием скорости подхода к водосливу и в уравнениях (5) и (6) принять $\mathcal{E}_1 = h_1$ и $\mathcal{E}_2 = h_2$, то можно получить следующие приближенные формулы для вычисления p_1 и p_2 :

$$p_1 = h_1 \frac{k^{\frac{2}{5}} - \frac{h_2}{h_1}}{k^{\frac{2}{5}} - 1}, \quad (8)$$

$$p_2 = h_1 \frac{k^{\frac{2}{3}} - \frac{h_2}{h_1}}{k^{\frac{2}{3}} - 1}. \quad (9)$$

А так как согласно показательной зависимости Б. А. Бахметева

$$\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^x = k^2,$$

то формулы (8) и (9) могут быть переписаны в виде

$$\frac{p_1}{h_2} = \frac{k^{\frac{2}{5} \left(\frac{x-5}{5}\right)} - 1}{k^{\frac{2}{5}} - 1}, \quad (10)$$

$$\frac{p_2}{h_2} = \frac{k^{\frac{2}{3} \left(\frac{x-3}{3}\right)} - 1}{k^{\frac{2}{3}} - 1}, \quad (11)$$

откуда видно, что при значениях гидравлического показателя русла x , лежащих в пределах

$$3 < x < 5,$$

величины p_1 и p_2 находятся в соотношении

$$p_1 < 0 < p_2.$$

Это указывает на возможность удовлетворения условия (7) во всех реальных случаях расчета саморегулирующего трапецеидального водослива.

Также следует иметь в виду, что предельные значения высоты порога p_2 и ширины отверстия водослива понизу $b_{0\max}$ зависят от принятого отношения расходов k , с уменьшением которого возрастают величины гидравлического показателя русла x и увеличиваются значения высоты порога p_2 , как это видно из графика зависимости (11), представленного на рис. 2.

Таким образом, задача по определению формы и размеров саморегулирующего трапецеидального водослива может иметь различные решения, порядок получения которых поясняется следующим примером.

Пример. На канале с расходом $Q_{\max} = 10,0 \text{ м}^3/\text{сек}$ проектируется транзитный перепад (быстроток). Требуется рассчитать размеры его входного отверстия, устраиваемого по типу саморегулирующего трапецеидального водослива, при следующих данных:

уклон канала в верхнем бьефе — $i = 0,00025$;
 ширина канала по дну — $b = 7,0 \text{ м}$;
 коэффициент откоса — $m = 1,0$;
 коэффициент шероховатости — $n = 0,0225$.

Решение. В качестве расчетных расходов принимаем:

$$Q_1 = 0,25 \text{ } Q_{\max} = 2,5 \text{ м}^3/\text{сек},$$

$$Q_2 = Q_{\max} = 10,0 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

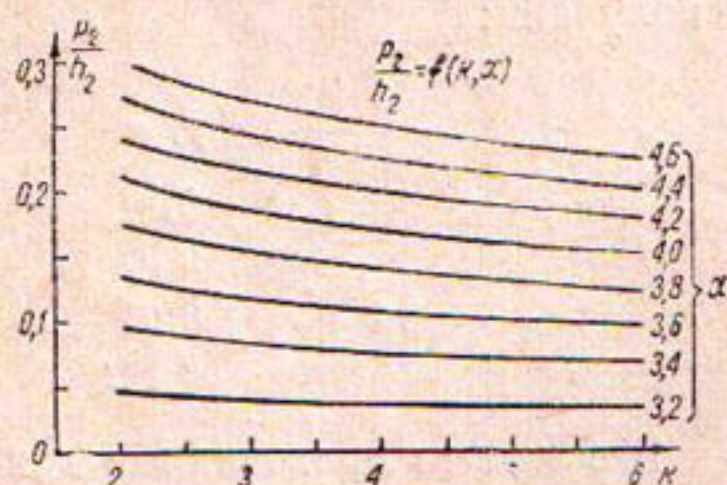


Рис. 2.

С помощью линейки В. Ф. Пояркова определяем соответствующие этим расходам нормальные глубины и средние скорости:

$$h_1 = 0,68 \text{ м}, \quad v_1 = 0,48 \text{ м/сек},$$

$$h_2 = 1,52 \text{ м}, \quad v_2 = 0,77 \text{ м/сек}.$$

Находим удельные энергии сечений (при $\alpha = 1,10$)

$$\mathcal{E}_1 = h_1 + h_{v_1} = 0,69 \text{ м},$$

$$\mathcal{E}_2 = h_2 + h_{v_2} = 1,55 \text{ м}.$$

По формулам (8) и (6) при $k = 4$ вычисляем p_1 и p_2 :

$$p_1 = 0,68 \frac{4^{\frac{2}{5}} - \frac{1,52}{0,68}}{4^{\frac{2}{5}} - 1} = -0,44 \text{ м},$$

$$p_2 = 0,69 \frac{4^{\frac{2}{3}} - \frac{1,55}{0,69}}{4^{\frac{2}{3}} - 1} = 0,127 \text{ м}.$$

Задаем ряд значений высоты порога, лежащих в пределах

$$-0,44 \text{ м} < p < 0,127 \text{ м},$$

вычисляем по уравнениям (3) и (4) соответствующие величины n и b_0 принимая (по данным САНИИРИ, относящимся к водосливу, выполненному по схеме, приведенной на рис. 1)

$$M = 1,75 \text{ м}^{0,5}/\text{сек},$$

и получаем:

$p, \text{ м}$	n	$b_0, \text{ м}$
-0,10	0,99	1,44
0,00	0,69	2,13
0,05	0,47	2,58
0,127	0,00	3,37

Рассмотрев приведенные данные, для дальнейшего использования при конструировании сооружения принимаем следующие варианты формы и размеров водослива:

$$1. \quad p = 0; \quad 2. \quad p = 0,13 \text{ м};$$

$$n = 0,70; \quad n = 0;$$

$$b_0 = 2,15 \text{ м}; \quad b_0 = 3,40 \text{ м}.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Чертоусов М. Д. Гидравлика, М. — Л., Госэнергоиздат, 1962, стр. 295.

А. НАБИЕВ

РАЗМЫВ РАЗЛИЧНЫХ ГРУНТОВ ЗА КОНСОЛЬНЫМИ ПЕРЕПАДАМИ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ

Наибольшую ценность для проверки расчетных зависимостей представляют натурные наблюдения. Однако нужно критически относиться к натурным данным. Довольно часто натурное измерение носит случайный характер, если не принимать во внимание предшествующих условий эксплуатации. Бывают случаи, когда за предыдущий период яма размыва оказалась заполненной наносами или к началу наблюдений размыв еще не стабилизировался; и наоборот: измерение в натуре произведено при расходе воды значительно меньшем, чем тот, при котором уже произошли глубокие размывы. Для получения точных данных нужно знать все параметры струи.

Несомненный методический интерес представляет сравнительный анализ результатов модельных и натурных наблюдений, произведенный И. И. Тараймовичем [20].

И. И. Тараймович приходит к выводу, что для суждения о совпадении размывов на модели и в натуре необходим целый ряд данных:

1. Соответствие схем маневрирования затворами плотины на модели схемам маневрирования в натуре (в рассматриваемом случае были неоднократные нарушения рекомендаций лаборатории по опытам, предшествовавшим строительству; эксперименты проводили на модели с песком $d = 0,26$ мм).

2. О развитии воронки местного размыва в натуре за ряд лет (за сооружением на длине 110 м в 14 створах производились промеры глубины 1 — 2 раза в год, в частности после пропуска паводковых вод).

3. Результаты количественной или качественной оценки размыва на модели, но с учетом масштаба времени в зависимости от крупности модельного песка (русло и пойма реки сложены из песков с различным диаметром, в среднем 12 м, под которыми залегает морская глина). На модели при контрольных опытах воспроизводилась структура потока, отвечающая условиям пропуска паводкового расхода 1942 г., т. е. при расходе $Q = 960$ м³/сек и той же схеме маневрирования затворами, что и в натуре. В качестве размываемого материала на модели использовались пески: белый люберецкий $d_{ср} = 0,24$ мм и владимирский $d_{ср} = 0,18$ с удельным весом 2,59). И. И. Тараймович отмечает, что на образование наибольшей глубины воронки местного размыва существенное влияние оказывает не состав дна из несвязных грунтов (песков), а факторы времени и величины сбрасываемого расхода. Для выбора масштаба времени им принят метод сравнения фор-

мы воронки размыва на модели и в натуре. Установлено, что в опытах с люберецким песком через 4 часа, а с владимирским — 3,5 часа получается размыв, соответствующий в натуре примерно 10 годам эксплуатации сооружений. Размыв наибольшей глубины, по мнению Тараймовича, происходит при открытии одного пролета многопролетного сооружения. Эта глубина не может быть определена из условий плоского потока, причем, видимо, под этим исследователь подразумевает случай равномерно-

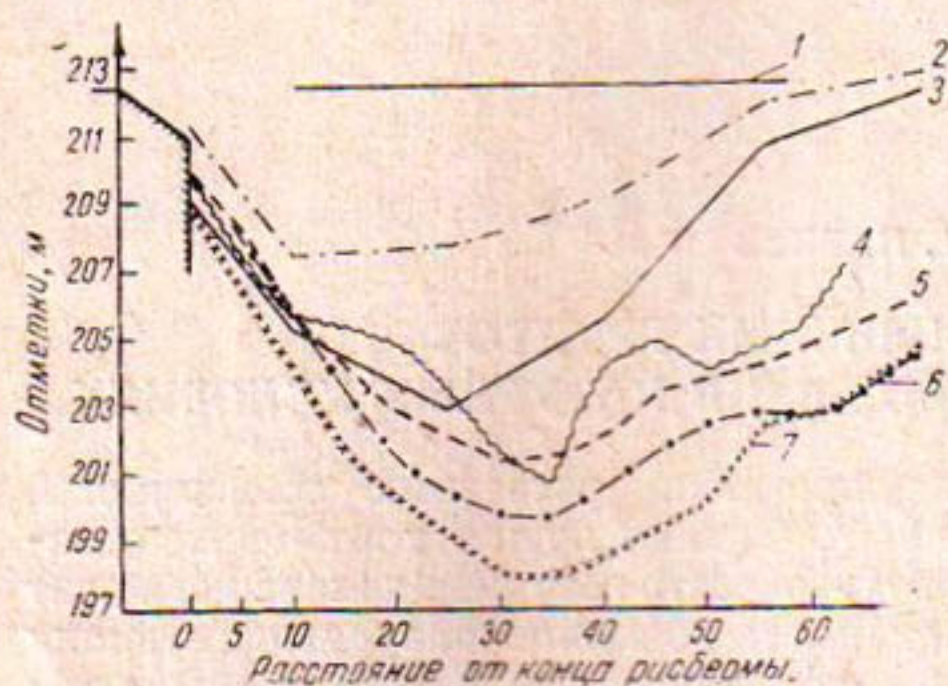


Рис. 1. Профиль размыва по оси пролета № 5:

1 — поверхность дна до размыва; 2 — $q=7,9$ м³/сек (через 4 часа); 3 — $q=12,8$ м³/сек (через 4 часа); 4 — дно в натуре (1946 г.); 5 — $q=19,3$ м³/сек (через 18 $\frac{1}{2}$ час.); 6 — $q=22,5$ м³/сек (через 4 часа); 7 — $q=22,5$ м³/сек (через 17 час.).

го открытия всех пролетов. Влияние длительности пропуска воды и величины погонного расхода на глубину размыва Тараймович иллюстрирует графиком (рис. 1). Эти данные ценны в методическом отношении, и мы использовали их при изучении размывов за консольными перепадами Гишхона, Гирван, Заднан.

Особенно важны требования к достоверности натуральных данных. Проф. И. В. Егiazаров указывает, что натурные русловые исследования должны быть всячески уточ-

нены и подвергнуты очень строгому критическому анализу.

В 1961—1963 гг. мы произвели исследование размывов за консольными перепадами Заднан, Гишхона и Гирван на ирригационных системах в Ферганской долине [14].

Таблица 1

Гранулометрический состав фракций грунта

Номер опыта	Диаметр фракции, соответствующий		Средний диаметр смеси размываемого грунта $\left(d = \frac{\sum d_i p_i}{100}\right)$	Объект
	90% зерна по весу	50% зерна по весу		
	мм			
1—4	106	77	80,62	Гишхона
9—13	0,50	0,29	0,29	"
14—18	48	26,50	30	"
19—20	77	28	35	Гирван 1,3
21—24 и 27	226	168	146,30	Заднан
25—26	9,60	2,50	5,26	"

В данной статье излагаются результаты 27 опытов по размыву различных видов грунтов. Некоторые характеристики исследованных грунтов приводятся в табл. 1, а размеры консольных перепадов в табл. 2.

Размеры консольных перепадов

Лоток					Общая высота пада- ния, м	Горизон- тальная вставка в конце лотка	Материал со- оружений	Год пост- ройки со- оружения	Объект
длина, м	шири- на, м		пропуск- ная спо- собность, м³/сек	уклон					
	вход	выход							
2,56	0,39	0,39	0,12	0,067	1,32	Нет	Дерево	1962	Гишхона
10,70	3,20	4,00	12,0	0,065	2,40	Имеется	Железобе- тон	1961	Гирван 1
12,30	3,50	4,00	12,0	0,066	2,84	"	"	1961	Гирван 3
18,00	2,00	0,90	3,50	0,111	5,90	Нет	"	1930	Заднан

Из табл. 2 видно, что консольные перепады сравнительно невелики, и их исследование можно рассматривать как переход от обычных лабораторных установок малого размера к крупным натурным сооружениям. Сравнение усиливается еще тем, что на этих сооружениях падающая струя сильно аэрирована. На консольных перепадах Гишхона и Заднан мы организовали специальные опыты по изучению размывов при разных расходах воды и различных грунтах, искусственно укладываемых в зону размыва.

В опытах были замерены все параметры потока и размеры сооружений, проведена по заранее установленным поперечникам и биркам в нижнем бьефе инструментальная продольная и поперечная съемка. Для инструментальной съемки устанавливали временные реперы. Замер дальности отлета струи с консоли производили с помощью специально изготовленной навесной горизонтальной рейки. Сооружения были приспособлены для проведения методических опытов по размыву водой, освобожденной от наносов. Для этого в верхнем бьефе сооружались пороги, отводившие наносы от входа в лоток консоли в сторону входных отверстий в другие каналы вододельительного гидроузла (Заднан), а на консолях Гишхона и Гирван этого не делалось в связи с отсутствием поступления наносов в лоток.

Подопытный размываемый материал — грунты заготавливали на берегу возле лотка и в воронке размыва консольного перепада в нижнем бьефе. На консоль Гишхона привозили грунты, взятые из р. Нарына. Укладка искусственного грунта производилась в очищенный котлован — воронку размыва. Грунт в котлован Заднан подавался по лотку консоли путем промыва водой, затем выравнивался и трамбовался; на консоли Гишхона грунт засыпали прямо в воду, выравнивали и котлован заполняли водой. Грунт уплотнялся под водой более 20 час., после чего перед каждым опытом производили инструментальную съемку. Изменение глубины воронки размыва устанавливали этим же способом через определенное время.

Расходы воды на перепаде Заднан измеряли водомером конструкции Иванова, установленным в 38,42 м от лотка консольного перепада, и вертушкой Баха на гидропосту № 118 на расстоянии 37,42 м, на консоли Гишхона замеры производились водосливом на 29 м от конца консоли; а на сооружении Гирван — вертушкой Баха при входе в лоток консоли.

Расходы во время опытов поддерживались постоянными (регулировка производилась при помощи щитов с винтовыми подъемниками, излишние воды сбрасывались через специальные отводные русла).

Установление постоянного горизонта перед щитами продолжалось около 10—14 мин. при постепенном его поднятии.

Каждый последующий расход отводился в яму, размытую при предыдущем опыте. Величина расхода устанавливалась по графику режима работы консольного перепада.

В процессе опыта через определенное время измерялась температура воды и воздуха, толщина слоя воды в лотке и падающей струи.

Переходим к сопоставлению расчетных данных по формулам некоторых исследователей с нашими опытными данными.

В настоящее время известен ряд полуэмпирических и эмпирических зависимостей, предложенных различными авторами для определения глубины размыва дна за сооружением. Эти формулы получены экспериментальным изучением размыва при тех или иных граничных условиях.

Прежде всего следует упомянуть зависимость, предложенную проф. А. Шокlichem [24], установленную им по размыву песков крупностью 0,50—1,50 мм, струей, падающей с водослива с тонкой стенкой, т. е. при угле падения, близком к 90°. Эта зависимость имеет вид

$$t_{\text{ш}} = 4,75 \frac{q^{0,57} Z^{0,20}}{d^{0,32}}, \quad (1)$$

где $t_{\text{ш}}$ — глубина размыва, м;

q — удельный расход, м²/сек;

Z — напор, м;

d — диаметр размываемого материала, мм.

Академик Е. А. Замарин [8, 9, 10] на основании опытов, произведенных в САНИИРИ с движением струи, выходящей с постоянной скоростью из патрубка диаметром 5 мм в водный бассейн, вывел формулы, которые рекомендуются им для расчета глубины воронок размыва за консольными перепадами:

$$t_1 = \frac{Nq \sin \beta}{V v_0 v_{\text{доп}}}, \quad (2)$$

$$t_2 = \frac{1}{a} q \lg \frac{v_0}{v_{\text{доп}}} \sin \beta, \quad (3)$$

$$t_3 = 4,6 \Delta \sqrt[2,5]{\frac{v_0}{v_{\text{доп}}}} \sin \beta, \quad (4)$$

$$t_4 = L \sin \beta, \quad (5)$$

где $L = 1,4 q \lg \frac{v_0}{a v_{\text{доп}}}$;

$N = 0,25P_0 + 3,8$ — перепад;

$a = 0,50 \div 0,70$ — коэффициент уменьшения допускаемой скорости в бурном потоке за перепадом.

Вывод формулы Е. А. Замарина основывался на изучении характера растекания струи в неподвижной водной среде бассейна после выхода из патрубка.

Н. И. Теперин в работе [21] успешно использовал дифференциальные уравнения проф. А. Я. Миловича (для воздушных струй) для установления расчетных зависимостей растекания водяных струй. Чтобы составить уравнения движения, Теперин берет за основу зависимость, полученную проф. Замариным в общем виде. Далее, производя

ряд подстановок и преобразований, он рекомендует расчет глубины местного размыва вести по формуле

$$t_r = \frac{0,25}{Z_0^{0,07}} h_{ол}^{0,62} \left(\frac{v_0}{v_{доп}} \right)^{1,20} \sin \alpha, \quad (6)$$

где

$$h_{ол} = h_a + \frac{av^2}{2g};$$

h_a — глубина воды в конце лотка;

$V_{доп}$ — допускаемая скорость равномерного движения для данного грунта.

Проф. А. Н. Патрашев [15] в результате теоретического рассмотрения вопроса о размыве песчаного основания вертикально падающей струей получил зависимость

$$t_{п} = \sigma_p q^{0,50} \left(\frac{Z}{d} \right)^{0,25}, \quad (7)$$

где σ_p — коэффициент, равный 3,9 (величина которого установлена автором на основании экспериментальных данных проф. Шок-лича).

Проф. М. С. Вызго [2], рассматривая размыв дна русла потоком, сходящим с носка плотины и с консольного перепада, рекомендует для определения глубины размыва зависимость

$$t_B = AR \sqrt{q} \sqrt{Z}, \quad (8)$$

где A — коэффициент, учитывающий раздробленность (аэрацию) струи;
 R — коэффициент глубины размыва, учитывающий род грунта и угол падения струи.

Значения коэффициентов A и R получены Вызго на основании лабораторных данных и натурных наблюдений.

Н. Т. Смольянинов [17] экспериментальными исследованиями размывов грунта потоком, сходящим с носка плотины относительно небольшого напора, установил зависимость для определения глубины размыва

$$t_c = \sigma_p q^{0,5} Z^{0,25} - 0,265 Z^{0,25} \sqrt{d_{ср}}, \quad (9)$$

$\left(t_c \text{ и } Z, \text{ м; } d_{ср}, \text{ см; } q, \text{ м}^2/\text{сек; } \sigma_p \text{ — коэффициент, равный } 1,75 + \frac{0,20}{\sqrt{q}} \right).$

Доцент П. Франке [3] сделал попытку обобщить ряд расчетных формул и дал рекомендацию определять глубину местного размыва по формуле

$$t = K \frac{Z^{0,50} q^{0,60}}{d_{90\%}^{0,40}}, \quad (10)$$

где K — коэффициент, значения которого принимаются по табл. 3 в работе [3].

М. А. Михалев [13] экспериментально изучил процесс размыва русла падающей струей, предполагая, что движение струи в водяной подушке нижнего бьефа подчиняется тем же закономерностям, каким подчиняется растекание турбулентной затопленной струи в той же жидкости.

В качестве определяющих размыв факторов М. А. Михалев наряду с расходом, напором и крупностью грунта учел также скорость потока

в нижнем бьефе и предложил зависимость для определения глубины размыва

$$t_M = K \left(\frac{5,65 q}{\sqrt{g d_K} \left(\frac{h_{нб}}{d_K} \right)^{\frac{1}{6}}} - 9 b_0 \right), \quad (11)$$

где K — коэффициент; $K = \frac{\sin \alpha}{1 - 0,215 \operatorname{ctg} \alpha}$;

d_K — действующий диаметр; $d_K = d_{90\%}$;

b_0 — ширина струи во входном сечении.

А. Г. Соловьева [18] в лаборатории ВНИИГ в течение 1957—1958 гг. проводила в большом объеме экспериментальные исследования на водосливных плотинах и, учитывая полученные данные, предложила расчетную формулу

$$t_{\max} = (0,10 + 0,45 \sqrt[4]{Fr}) \sqrt{Fr} \sqrt[4]{\frac{h_{нб}}{d}} h_0, \quad (12)$$

где $Fr = \frac{q^2}{gh_0^3}$,

h_0 — глубина воды на носке плотины.

Е. В. Плетнева [16], основываясь на разработанной Г. Н. Абрамовичем теории растекания струи, установила связь между осевой скоростью струи на дне воронки и допускаемой скоростью в русле и, принимая во внимание влияние аэрации потока, для определения глубины размыва, образуемой наклонно падающей аэрированной струей, рекомендует формулу

$$t_{Пл} = \frac{K_{\alpha^\circ}}{K_{90^\circ}} K_A \left(2,9 \sqrt[12]{\frac{q}{v_{h=1}}} - 4\Delta \right), \quad (13)$$

где $\frac{K_{\alpha^\circ}}{K_{90^\circ}}$ — корректив, зависящий от угла наклона струи (берется по Михалеву или Тлеукабылову);

K_A — коэффициент, зависящий от аэрации потока.

По Плетневой он равен

$$K_A = \left(\frac{v_0}{\sqrt{g\Delta}} \right)^{0,20};$$

здесь $v_0 = \sqrt{2gZ_0}$ — скорость в месте входа струи под уровень нижнего бьефа;

$\Delta = \frac{q}{v_0}$ — толщина струи там же;

$v_{h=1}$ — допускаемая скорость равномерного движения (по нормам) для данного грунта при глубине потока $h = 1$ м.

Н. В. Лаптурев [12] на основании проведенных экспериментальных исследований размыва грунта потоком, не содержащим наносов, предложил следующую формулу для расчета воронки размыва:

$$t_0 = 0,92\alpha \left[\frac{\alpha^\circ}{51} + 0,10 \right] \frac{K^{0,25} q^{0,82} Z^{0,27}}{g^{0,41} d^{0,50}}, \quad (14)$$

где $K = \frac{d}{d_{\max}}$;

$$d = \frac{\sum d_i P_i}{100};$$

$$\alpha^\circ = 1,62;$$

α° — наклон падающей струи к горизонту;
 g — ускорение силы тяжести ($9,81 \text{ м/сек}^2$).

В приведенных выше зависимостях подход к данному вопросу различен. Используя эти формулы в конкретных условиях, мы получили существенное расхождение между результатами подсчета и опытными данными, что наглядно отражено в табл. 3.

Воспользовавшись приведенными выше формулами, мы определили (рис. 2) изменение глубины размыва в зависимости от изменения погонного расхода воды в конце лотка консоли ($q = \frac{Q}{b}$).

Из табл. 3 видно, что расчетные глубины в части опытов получились несколько меньшими, чем наблюдаемые. С 1-го по 4-й опыт включительно расхождение составляет от -84 до -6% , с 9-го по 13-й — от $+31$ до $+84$, с 14-го по 18-й — от $-10,35$ до $+42\%$, а для опытов 21—24 и 27 от $-0,43$ до $+203$, для 25 и 26 от $+89$ до $+635\%$. В некоторых опытах, наоборот, расчетные глубины оказались несколько больше наблюдаемых. По нашему мнению, расчеты дают более значительные величины потому, что формулы А. Шоклича [15, 26] не учитывают влияния угла наклона падающей струи и аэрации потока. Введя поправки к формуле А. Шоклича, мы произвели дополнительные расчеты (табл. 4):

а) по учету угла наклона [22]

$$K_{\alpha^\circ} = \frac{4,25}{1 + 0,165 \operatorname{ctg} \alpha},$$

б) по учету аэрации [6]

$$A = 0,55 + 0,30 \frac{q}{Z_0},$$

в) по коэффициенту неоднородности размываемого материала на глубину размыва t [22]

$$n = \frac{d_{\text{кр}}}{d_{\text{ср}}} = \frac{d_{90\%}}{d_{50\%}},$$

где $d_{90\%}$ и $d_{50\%}$ подбираются из кривой гранулометрического состава грунта.

Как видно из табл. 4 и рис. 3, особенно большое значение имеют поправочные коэффициенты аэрации потока, угла наклона и коэффициент неоднородности размываемого материала. Эта поправка приближает расчетные значения t к фактическим, полученным в результате наблюдений. Недоучеты этих коэффициентов в дальнейшем не допустимы. К такому же выводу пришли и другие исследователи, например, И. А. Каменев [11] и Б. И. Студеничников [19].

Произведены расчеты также по четырем формулам Е. А. Замарина [9, 10]. Получены очень малые, явно заниженные глубины (см. табл. 3 и рис. 2). Поэтому применять формулы Замарина для случаев, подобных нашему, не целесообразно.

Формула Н. И. Теперина (см. табл. 3) дает преувеличение расчетных глубин против фактических примерно в два раза. Это обусловлено тем, что в ней не учитывается аэрация потока.

Для подтверждения необходимости учета аэрации потока нами произведены контрольные расчеты глубины размыва с введением коэффициента аэрации потока по Вызго. Результаты этих данных нанесены на график $q = f(t)^*$ (см. рис. 2).

* Расчеты по всем формулам показывают, что в опыте 9 глубина воронки размыва получена заведомо преувеличенной.

Таблица 3

Результаты обработки натуральных и теоретических данных

Номер опыта	$q, \text{м}^2/\text{сек}$	$t_{\text{опыт}}, \text{м}$	Шоклич		Замарин					
			$t_{\text{ш}}, \text{м}$	%	$t_1, \text{м}$	%	$t_2, \text{м}$	%	$t_3, \text{м}$	%
1	0,0515	0,33	0,21	-37	0,08	-74	0,04	-88	0,074	-78
2	0,136	0,64	0,36	-44	0,20	-68,6	0,10	-84,5	0,19	-70,5
3	0,212	0,81	0,47	-42	0,30	-63	0,15	-81,5	0,28	-65,5
4	0,308	0,91	0,58	-25,3	0,41	-55	0,21	-76,5	0,39	-57,1
5	0,054	0,66	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0,0268	0,56	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0,035	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0,088	0,78	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0,0203	0,50	0,66	+32,2	0,06	-88	0,03	-94	0,06	-89
10	0,0268	0,60	0,78	+31	0,07	-87,5	0,04	-94	0,07	-72
11	0,035	0,65	0,91	+41,8	0,09	-85	0,05	-92,6	0,08	-87,3
12	0,054	0,73	1,14	+56	0,14	-81,5	0,07	-91,7	0,12	-86
13	0,088	0,84	1,60	+84	0,22	-74,5	0,11	-87	0,18	-78
14	0,054	0,19	0,28	+42	0,07	-63,2	0,03	-31	0,07	-63
15	0,088	0,31	0,36	+15,1	0,11	-64,5	0,05	-84	0,11	-64,5
16	0,138	0,44	0,47	+5,7	0,17	-61,5	0,08	-82	0,17	-62,7
17	0,212	0,59	0,60	+1,7	0,25	-57,6	0,12	-79,6	0,24	-59
18	0,298	0,82	0,74	-10,3	0,33	-59,9	0,16	-80,5	0,33	-60
19	0,424	1,43	0,83	-42	0,48	-66,5	0,24	-83,5	0,47	-67
20	0,240	1,58	0,61	-67	0,28	-82,5	0,15	-90,5	0,27	-83
21	0,222	1,26	0,76	-60	0,18	-85,5	0,13	-89,5	0,12	-90,5
22	0,665	1,46	0,93	-37,6	0,54	-63,7	0,40	-73	0,40	-73
23	0,82	1,56	1,05	-32,6	0,67	-57	0,53	-66	0,56	-64
24	2	1,99	1,83	-8,05	1,50	-24,6	1,21	-39,2	1,14	-42,7
25	0,852	1,20	3,10	+158	1,25	+4,17	1,09	-9,15	0,90	-25
26	0,92	1,62	3,06	+89	1,35	-16,7	1,03	-36,4	0,97	-40
27	2,50	2,32	2,13	-8,20	1,89	-18,5	2,03	-12,5	1,51	-34,8

Примечание. В процентах указано расхождение между опытными и натурными данными.

Номер опыта	$q, \text{ м}^2/\text{сек}$	$t_{\text{опыт}}, \text{ м}$	Замарин		Теперин		Патрашев		Вызго	
			$t_1, \text{ м}$	%	$t_T, \text{ м}$	%	$t_{II}, \text{ м}$	%	$t_B, \text{ м}$	%
1	0,0515	0,33	0,049	-85	$\begin{cases} 0,47 & +42,5 \\ 0,26 & -20 \end{cases}$		0,29	-11,50	0,40	+19,4
2	0,136	0,64	0,13	-80	$\begin{cases} 0,60 & -6,25 \\ 0,35 & -45,3 \end{cases}$		0,48	-25	0,65	+1,09
3	0,212	0,81	0,19	-76,5	$\begin{cases} 0,64 & -26 \\ 0,38 & -52,5 \end{cases}$		0,60	-26	0,85	+4,31
4	0,308	0,91	0,22	-76	$\begin{cases} 0,69 & 24,2 \\ 0,43 & 41,7 \end{cases}$		0,73	-19,8	1,01	+11
5	0,054	0,66	—	—	—	—	—	—	0,69	+4,55
6	0,0268	0,56	—	—	—	—	—	—	0,54	-3,6
7	0,035	0,60	—	—	—	—	—	—	0,63	+5
8	0,088	0,78	—	—	—	—	—	—	0,90	+15,4
9	0,0203	0,50	0,03	-93	$\begin{cases} 0,56 & +12 \\ 0,31 & -37,6 \end{cases}$		0,68	+36,2	0,47	-6
10	0,0268	0,60	0,04	-92,8	$\begin{cases} 1,20 & +100 \\ 0,67 & +108 \end{cases}$		0,80	+34,2	0,52	-12,7
11	0,035	0,65	0,06	-91,5	$\begin{cases} 1,33 & +104 \\ 0,74 & +13,9 \end{cases}$		0,92	+43	0,62	-4
12	0,054	0,73	0,06	-89	$\begin{cases} 1,34 & +83,5 \\ 0,74 & +137 \end{cases}$		1,10	+51,3	0,74	+1,20
13	0,088	0,84	0,15	-82	$\begin{cases} 1,73 & +105 \\ 0,96 & +13,8 \end{cases}$		1,46	+73,5	0,89	+5,9
14	0,054	0,19	0,04	-78,5	$\begin{cases} 0,24 & +26,2 \\ 0,14 & -29 \end{cases}$		0,35	+83	0,41	+110
15	0,088	0,31	0,07	-79	$\begin{cases} 0,34 & +9,7 \\ 0,19 & -37,5 \end{cases}$		0,47	+49,5	0,52	+69
16	0,138	0,44	0,10	-78	$\begin{cases} 0,37 & -15 \\ 0,22 & -51 \end{cases}$		0,58	+30	0,65	+48,7
17	0,212	0,59	0,15	-75	$\begin{cases} 0,38 & -35,2 \\ 0,23 & -61,2 \end{cases}$		0,72	+21,4	0,83	+43
18	0,298	0,82	0,21	-74,5	$\begin{cases} 0,57 & -30,5 \\ 0,35 & -57,5 \end{cases}$		0,86	+4,90	0,99	+21,4
19	0,424	1,43	0,32	-77,5	$\begin{cases} 0,60 & -58,5 \\ 0,37 & 73,8 \end{cases}$		0,99	-30,7	1,46	+2,10
20	0,240	1,58	0,20	-87,5	$\begin{cases} 0,44 & -72,5 \\ 0,26 & -20,4 \end{cases}$		0,31	-80,5	1,12	-29
21	0,222	1,26	0,18	-85,7	$\begin{cases} 0,75 & -40,5 \\ 0,42 & -66,6 \end{cases}$		0,95	-34,6	1,31	+3,97
22	0,665	1,46	0,53	-64,5	$\begin{cases} 0,77 & -48,3 \\ 0,45 & -70 \end{cases}$		1,23	-17,4	2,35	+57,5
23	0,82	1,56	0,65	-58,5	$\begin{cases} 0,75 & -52 \\ 0,45 & -73,2 \end{cases}$		1,38	-11,5	2,66	+70,5
24	2	1,99	1,57	-21,1	$\begin{cases} 0,83 & -53,3 \\ 0,53 & -73,50 \end{cases}$		2,28	+14,5	4,41	+121,5
25	0,852	1,20	1,26	+5,0	$\begin{cases} 3,18 & +165 \\ 1,90 & +58,3 \end{cases}$		3,08	+157	2,70	+125
26	0,92	1,62	1,35	-16,7	$\begin{cases} 3,06 & +89 \\ 1,85 & +14,2 \end{cases}$		3,22	+99	2,84	+75,05
27	2,50	2,32	2,06	-11,2	$\begin{cases} 1,04^{***} & +67,6 \\ 0,68^{****} & +71 \end{cases}$		2,64	+13,8	5,17	123

*** Без учета аэрации потока. **** С учетом аэрации потока.

Номер опыта	q , м ² /сек	$t_{\text{опыт}}$, м	Смолянинов		Франке		Михалев	
			t_C , м	%	t_F , м	%	t_M , м	%
1	0,0515	0,33	-0,16	—	0,31 0,29	-7,26 -13,9	0,24	-2,73
2	0,136	0,64	0,09	-87	0,55 0,51	-14,10 -20,4	0,44	-31,4
3	0,212	0,81	0,28	-65,5	0,71 0,66	-12,4 -18,6	0,68	-16,1
4	0,308	0,91	0,45	-50,5	0,90 0,85	-0,55 -7,15	0,91	0,00
5	0,054	0,66	0,61	-7,6	—	—	—	—
6	0,0268	0,56	0,51	+12,1	—	—	—	—
7	0,035	0,60	0,55	+8,35	—	—	—	—
8	0,088	0,78	0,73	+6,40	—	—	—	—
9	0,0203	0,50	0,44	-11,8	1,44 1,34	+188 -168	—	—
10	0,0268	0,60	0,46	-22,3	1,70 1,58	+184 +163	—	—
11	0,035	0,65	0,51	-20,8	2,02 1,87	+210 +187	—	—
12	0,054	0,73	0,58	-20,2	2,6 2,42	+256 +232	—	—
13	0,088	0,84	0,72	-14,4	3,56 3,32	+324 +296	—	—
14	0,054	0,19	0,48	+148,5	0,42 0,39	+117,3 +100	0,33	+72,5
15	0,088	0,31	0,62	+98	0,57 0,54	+83,5 +72	0,46	+48
16	0,138	0,44	0,75	+70,5	0,74 0,69	+68 +57	0,64	+44,5
17	0,212	0,59	0,92	+58,6	0,98 0,92	+66 +55	1,22	-107
18	0,298	0,82	1,08	+31,7	1,24 1,16	+51,2 +41,5	1,23	-50
19	0,424	1,43	0,97	-32,2	1,41 1,04	-1,40 -2,72	1,53	+7,00
20	0,240	1,58	1,91	+20,8	1,08 1,00	-31,6 -36,7	1,18	-25,3
21	0,222	1,26	0,78	-38	1,71 1,64	+35,6 +30,20	1,04	-17,5
22	0,665	1,46	1,06	-28,8	2,14 2,00	+43,60 +34,20	2,26	+51,5
23	0,82	1,56	1,19	-23,7	2,42 2,26	+57,6 +44,80	2,47	+58,4
24	2	1,99	2,68	+34,7	4,65 4,33	+133,50 +117,50	5,41	+172
25	0,852	1,20	2,40	+105	8,80 8,25	+635 +586	8,50	+610
26	0,92	1,62	2,56	+59	9,15 8,52	+464 +425	9,22	+468
27	2,50	2,32	3,30	-42,3	5,75* 5,35**	+148 +131	7,05	+203

* По формуле П. Франке с учетом коэффициента Мюллера.

** По формуле П. Франке с учетом коэффициента Шалаша.

Номер опыта	q , м ² /сек	$t_{\text{опыт}}$, м	Соловьева		Плетнева		Лангурев		Объект
			$t_{\text{С}}$, м	%	$t_{\text{Пл}}$, м	%	$t_{\text{Л}}$, м	%	
1	0,0515	0,33	0,07	-79	0,32	+3,03	0,30	-8,50	Гишхона
2	0,136	0,64	0,18	-72	0,63	+1,56	0,64	0,00	
3	0,212	0,81	0,21	-74	0,82	+11,1	0,82	+4,20	
4	0,308	0,91	0,27	-70,5	1,05	+15,4	1,10	+22	
5	0,054	0,66	—	—	—	—	—	—	
6	0,0268	0,56	—	—	—	—	—	—	
7	0,035	0,60	—	—	—	—	—	—	
8	0,088	0,78	—	—	—	—	—	—	
9	0,0203	0,50	0,06	-89,5	0,34	-31,8	1,62	+224	
10	0,0268	0,60	0,08	-87,3	0,43	-26,8	1,76	+179	
11	0,035	0,65	0,10	-84	0,58	-10,7	2,13	+228	
12	0,054	0,73	0,13	-82	0,71	-2,30	2,66	+224	
13	0,088	0,84	0,27	-68	1,05	+24,8	3,10	+26,86	
14	0,054	0,19	0,10	-50,5	0,20	+3,62	0,31	+60,06	
15	0,088	0,31	0,19	-38,6	0,28	-9,99	0,38	+23,40	
16	0,138	0,44	0,22	-27	0,34	-22,8	0,57	+28,40	
17	0,212	0,59	0,26	-56,5	0,49	-16,9	0,79	+33,0	
18	0,298	0,82	0,35	-57,5	0,75	-8,53	1,10	+28	
19	0,424	1,43	0,51	-64,3	0,98	-31,4	2,02	+41	Гирван 1 и 3
20	0,240	1,58	0,89	-43,6	0,32	-80	1,53	-3,16	
21	0,222	1,26	0,79	-37,1	0,68	-46	1,86	+31,6	
22	0,665	1,46	0,64	-57	0,70	-53	2,36	+58,4	Заднан
23	0,82	1,56	0,78	-50,03	0,79	-49,4	2,70	+73,10	
24	2	1,99	1,74	-12,6	1,52	-23,6	5,20	+161	
25	0,852	1,20	1,95	+62,5	3,13	-165	11,20	+835	
26	0,92	1,62	2,04	+25,9	3,10	+91,5	11,80	630	
27	2,50	2,32	2,31	-0,43	1,73	-25,4	6,41	+176	



а — опыты 1—4: 1 — по Е. А. Замарину (t_0); 2 — Е. А. Замарину (t_0); 3 — А. Г. Соловьевой; 4 — Е. А. Замарину (t_0); 5 — Е. А. Замарину (t_0); 6 — Н. Т. Смольянинову; 7 — А. Шоклицу; 8 — Н. И. Теперину; 9 — А. Н. Патрашеву; 10 — П. Франке (с учетом коэффициента Шалаша); 11 — П. Франке (с учетом коэффициента Мюллера) 12 — М. А. Михалеву; 13 — опытные; 14 — по Е. В. Плетневой; 15 — М. С. Вызго; 16 — Н. В. Лаптуреву; 6 — опыты 5—8: 1 — по Н. Т. Смольянинову; 2 — опытные; 3 — по М. С. Вызго; 4 — опыты 9—13: 1 — по Е. А. Замарину (t_0); 2 — Е. А. Замарину (t_0); 3 — Е. А. Замарину (t_0); 4 — Е. А. Замарину; (t_0); 5 — А. Г. Соловьевой; 6 — Н. Т. Смольянинову; 7 — опытные; 8 — по М. С. Вызго; 9 — Е. В. Плетневой; 10 — А. Н. Патрашеву; 11 — А. Шоклицу; 12 — Н. И. Теперину; 13 — Н. В. Лаптуреву; 14 — П. Франке (с коэффициентом Шалаша); 15 — П. Франке (с коэффициентом Мюллера); 16 — опыты 14—18: 1 — по Е. А. Замарину (t_0); 2 — Е. А. Замарину (t_0 и t_0); 3 — Е. А. Замарину (t_0 и t_0); 4 — А. Г. Соловьевой, 5 — Н. И. Теперину; 6 — Е. В. Плетневой; 7 — А. Шоклицу; 8 — опытные; 9 — по А. Н. Патрашеву; 10 — М. С. Вызго; 11 — Н. В. Лаптуреву; 12 — Н. Т. Смольянинову; 13 — П. Франке (с коэффициентом Мюллера) 14 — П. Франке (с коэффициентом Шалаша) 15 — М. А. Михалеву; 6 — опыты 21—24 27: 1 — опытные; 2 — по Н. Т. Смольянинову; 3 — М. С. Вызго; 4 — П. Франке (с коэффициентом Шалаша) 5 — П. Франке (с коэффициентом Мюллера) 5 — П. Франке (с коэффициентом Мюллера) 6 — Н. В. Лаптуреву; 7 М. А. Михалеву; 8 — Н. И. Теперину; 9 — Е. А. Замарину (t_0); 10 — Е. В. Плетневой; 11 — А. Замарину (t_0); 12 — Е. А. Замарину (t_0); 13 — Е. А. Замарину (t_0); 14 — А. Шоклицу; 15 — А. Г. Соловьевой; 16 — опытные; 17 — по А. Н. Патрашеву.

Результаты обработки натуральных и теоретических данных с введением коэффициента поправок

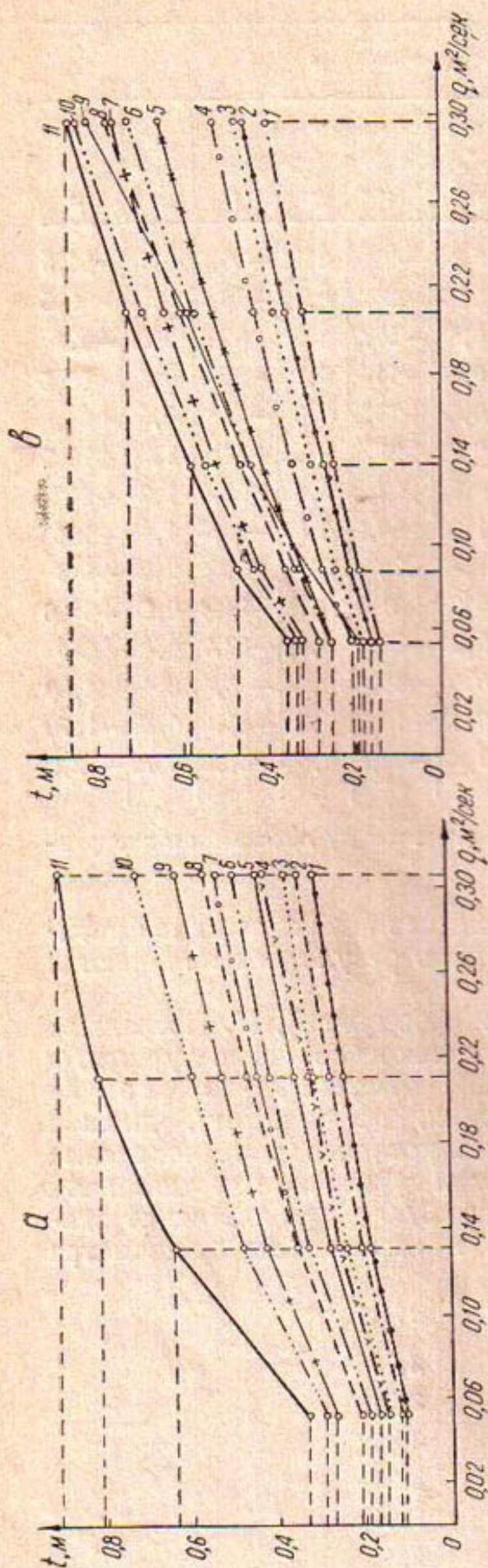
Номер опыта	Опытная глубина размыва, м	Погонный расход воды, м ³ /сек	По формуле Шоклича									
			$t_p, м$	%	$t_A, м$	%	$t_{K_{\alpha^0}}, м$	%	$t_{AK_{\alpha^0}}, м$	%	$t_{AK_{\alpha^0} \cdot n}, м$	%
1	0,33	0,0515	0,21	-37	0,12	-63,5	0,19	-42,5	0,11	-66,5	0,15	-54,5
2	0,64	0,136	0,36	-44	0,21	-67	0,33	-48,5	0,19	-70,5	0,26	-59,5
3	0,81	0,212	0,47	-42	0,28	-65,5	0,42	-48,2	0,25	-69	0,30	-57
4	0,91	0,308	0,58	-25	0,36	-60,5	0,51	-44	0,32	-65	0,44	-51,5
9	0,50	0,0203	0,66	+32	0,37	-25,8	0,64	+28,2	0,36	-28	0,93	+86
10	0,60	0,0268	0,78	+31	0,43	-27,4	0,72	+21,6	0,40	-33,4	1,06	+76,5
11	0,65	0,035	0,91	+42	0,51	-20,8	0,85	+32	0,48	-26,2	1,24	+91
12	0,73	0,054	1,14	+56	0,63	-13,3	1,02	+40,2	0,56	-23,3	1,49	+104
13	0,84	0,088	1,60	+84	0,86	-2,26	1,43	+70	0,79	-5,95	2,08	+148
14	0,19	0,054	0,28	+42	0,16	-15,8	0,25	+31,6	0,14	-26,4	0,25	+31,6
15	0,31	0,088	0,36	+15	0,21	-32,2	0,32	-32,3	0,19	-37,7	0,33	+64,5
16	0,44	0,138	0,47	+5,7	0,27	-38,6	0,42	-45,5	0,25	-43,3	0,44	0,00
17	0,59	0,212	0,60	+1,7	0,36	-39	0,53	-10,3	0,32	-45,8	0,58	-1,70
18	0,85	0,298	0,74	-10	0,46	-44	0,65	-20,8	0,40	-51,3	0,72	-12,2

Примечание. В процентах указано расхождение между опытными и натурными данными.

Как видим, учет аэрации потока для песка приближается к фактическим наблюдениям, а для остальных опытов результаты получаются преуменьшенными.

Расчетные значения t , полученные по формуле А. Н. Патрашева (табл. 3), в некоторых случаях были несколько больше натуральных, а в других — меньше. М. Д. Чертоусов [25] отмечает, что формула Патрашева „в обычных условиях практики, по-видимому, должна давать известный запас, предугадать степень которого, конечно, весьма трудно“. Кроме того, Чертоусов предложил уточнение к указанной формуле: вместо постоянного коэффициента 3,90 он рекомендует значения коэффициента для разных песков в зависимости от диаметра грунта:

$d, мм$	K	$d, мм$	K
0,50	4,25	8	3,75
1	4,24	9	3,60
2	4,22	10	3,45
3	4,17	11	3,25
4	4,17	12	3,05
5	4,05	13	2,8
6	3,97	14	2,55
7	3,85	15	2,25

Рис. 3. График $q = f(t)$:

а — опыты 1—4: 1 — по А. Шокличу (с учетом A и K_{α^0}); 2 — А. Шокличу (с учетом A); 3 — А. Н. Патрашеву (с учетом A и K_{α^0}); 4 — А. Шокличу (с учетом коэффициента A , K_{α^0} и p); 5 — А. Н. Патрашеву (с учетом A); 6 — А. Шокличу (с учетом K_{α^0}); 7 — А. Н. Патрашеву (с учетом A , K_{α^0} , p); 8 — А. Шокличу; 9 — А. Н. Патрашеву (с учетом K_{α^0}); 10 — А. Н. Патрашеву; 11 — опытные; 12 — опыты 9—13: 1 — по А. Шокличу (с учетом A , K_{α^0}); 2 — опытные; 3 — по А. Шокличу (с учетом A); 4 — А. Н. Патрашеву (с поправкой М. Д. Чертоусова и с учетом A); 5 — А. Шокличу (с учетом K_{α^0}); 6 — А. Н. Патрашеву (с поправкой М. Д. Чертоусова и с учетом K_{α^0}); 7 — А. Шокличу; 8 — А. Н. Патрашеву (с поправкой М. Д. Чертоусова); 9 — А. Шокличу (с учетом A , K_{α^0} и p); 10 — А. Н. Патрашеву (с учетом A и K_{α^0}); 11 — А. Н. Патрашеву (с учетом A); 12 — А. Н. Патрашеву (с поправкой М. Д. Чертоусова и с учетом A и K_{α^0}); 13 — опытные; 14 — по А. Н. Патрашеву (с учетом K_{α^0}); 15 — А. Н. Патрашеву; 16 — А. Н. Патрашеву (с учетом A , K_{α^0} и p); 17 — А. Н. Патрашеву (с поправкой М. Д. Чертоусова и с учетом A и K_{α^0}); 18 — опыты 14—18: 1 — по А. Шокличу (с учетом A и K_{α^0}); 2 — А. Шокличу (с учетом A); 3 — А. Н. Патрашеву (с учетом K_{α^0}); 4 — А. Шокличу (с учетом K_{α^0}); 5 — А. Шокличу (с учетом A , K_{α^0} и p); 6 — А. Шокличу (с учетом A , K_{α^0} и p); 7 — А. Н. Патрашеву (с учетом A , K_{α^0} и p); 8 — А. Шокличу (с учетом A , K_{α^0} и p); 9 — опытные; 10 — по А. Н. Патрашеву.

Если записать формулу Патрашева с поправкой Чертоусова в виде

$$t = K_{п-ч} \sqrt[3]{q \sqrt{Z_0}},$$

то значение коэффициента можно определить по зависимости (получено на основе табл. 5)

$$K_{п-ч} \approx 6,5 - 2,2 \sqrt[3]{d}.$$

В условиях описываемых нами исследований размыва песка $d_{90\%} = 0,50$ мм на Гишхона поправка Чертоусова увеличивает расчетную глубину в $\frac{4,25}{3,90} \approx 1,09$ раза, или примерно на 9%, т. е. расхождение расчетов с наблюдением становится еще больше.

В этой связи считаем уместным привести выписку из работы К. А. Амирова [1], производившего лабораторные опыты по размыву несвязных грунтов за водосливами с широким порогом. Амиров, сравнивая результаты своих опытов с расчетными по формулам Патрашева с поправкой Чертоусова, Вызго и Н. Т. Смольянинова, отмечает следующее:

- а) расчет по формуле Патрашева при коэффициенте $K = 3,9$ дает глубину на 24—42% больше по сравнению с наблюдаемой;
- б) расчет по той же формуле, но с поправкой по Чертоусову, — на 16—32%;
- в) расчет по формуле Вызго — на 2—12%;
- г) расчетная глубина по формуле Смольянинова, наоборот, меньше, чем фактически наблюдаемая, на 22—24%.

В табл. 5 приводятся данные расчетов по формуле Патрашева с нашей поправкой (аналогично тому, как это выше сделано для формулы Шоклича). В этом случае поправка приближает расчет к натуре (рис. 3).

Если, как советует М. Д. Чертоусов, вместо $K = 3,90$ ввести $K = 4,25$ (для $d = 0,50$ мм), то расчетная глубина будет еще ближе к фактической с отклонением от —18 до +4,75% (для опыта с 9 по 13).

При расчетах по формуле Вызго мы пользовались его рекомендациями [4] и по его данным, позднее им уточненным, строили график (рис. 4 а, б) изменения коэффициента K угла наклона струи $K = f(\alpha)$. Заметные уточнения относятся к зоне переменных режимов (смены поверхностного режима на донный и обратно), т. е. для диапазона углов наклона падающей струи 20° . М. С. Вызго [6] приводит уточняющие рекомендации для условий размыва прочных грунтов на основе опытов Смольянинова Н. Т. и Фроликовой Е. Я., результаты исследований которой [23, 24] показали, что в зоне $20^\circ < \alpha < 50^\circ$ коэффициент K в формуле Вызго с увеличением угла наклона струи увеличивается более резко, чем по рекомендации самого автора [6].

Вызго сделал следующие выводы:

1. При малых α° величина* $x = 0,8 - 1$;
2. При больших α° величина $x = 0,50 - 0,60$, принимая $x = 0,60$ для $40^\circ < \alpha < 70^\circ$;
3. В диапазоне $25 < \alpha^\circ < 50^\circ$ при расчете коэффициент K увеличивает угол β° за счет пульсации (рис. 4, кривая III) на 10° .

* Здесь $x = \frac{q_{6в}}{q_n}$, где $q_{6в}$ — расход большого водоворота;

q_n — то же низшего или поверхностного водоворота;
 $q_n = q_{6н} + q_{мв}$ — полный (общий) расход падающего меньшего водоворота (валец).

Таблица 5

Результаты обработки натуральных данных с поправками

Номер опыта	По формуле А. Н. Патрашева							
	$t_{K_{\alpha^0}}, \text{м}$	%	$t_{A_1}, \text{м}$	%	$t_{AK_{\alpha^0}}, \text{м}$	%	$t_{AK_{\alpha^0} \text{п}}, \text{м}$	%
1	0,27	-24,2	-0,17	-50,03	0,15	-54,5	0,21	-36,4
2	0,43	+3,6	0,28	-56,3	0,25	-61	0,35	-45,4
3	0,53	+2,10	0,36	-55,5	0,32	-60,5	0,45	-44,6
4	0,64	+11	0,45	-50,5	0,39	-57	0,55	-39,6
9	0,66	+31,2	0,38	-24	0,37	-26	0,96	+92
10	0,74	+25	0,44	-25,6	0,41	-31,7	1,05	+75
11	0,86	+33,5	0,48	-25,4	0,48	-26,2	1,26	+94
12	1,00	+37	0,55	-24,4	0,55	-24,6	1,45	+98,6
13	1,35	+60,5	0,81	-3,68	0,75	-10,7	1,96	+133
14	0,32	+68,5	0,20	+5,27	0,18	-5,27	0,33	+73,7
15	0,42	+35,6	0,27	-12,9	0,24	-22,6	0,43	+38,8
16	0,52	+18,2	0,34	-22,8	0,30	-31,8	0,55	+25
17	0,64	+8,5	0,43	-27,2	0,38	-35,6	0,69	+16,95
18	0,76	-7,33	0,53	-35,4	0,47	-42,7	0,85	+3,66

Номер опыта	с учетом поправки М. Д. Чертоусова									
	$t_{P_1}, \text{м}$	%	$t_A, \text{м}$	%	$t_{K_{\alpha^0}}, \text{м}$	%	$t_{AK_{\alpha^0}}, \text{м}$	%	$t_{AK_{\alpha^0} \text{п}}, \text{м}$	%
1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0,74	+48	0,41	-18	0,72	+44	0,40	-20	1,04	+108
10	0,87	+45	0,49	-18,4	0,81	+35	0,45	-25	1,18	+97
11	1,00	+54	0,56	-13,9	0,93	+43,2	0,52	-20	1,37	+111
12	1,20	+64,5	0,66	-9,6	1,09	+49,3	0,60	-18	1,58	+116
13	1,59	+89,5	0,88	+4,75	1,47	+75,3	0,81	-3,6	2,13	+154
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. В процентах указано расхождение между опытными и натурными данными.

Кривая 3 на рис. 4 относится к очень слабым грунтам (в нашем случае мелкий песок $d_{cp} = 0,29 \text{ мм}$). На кривой нанесены наши опытные точки, показывающие, что величина K для формулы Вызго несколько больше, чем по его таблицам. Возможно и здесь влияет

пульсация угла β° и угла α° , о чем в работах Вызго не говорится, вероятно, пульсирует и расход воды.

В данном случае расхождения между расчетом и наблюдением различны. Сравнения результатов показывают, что расчет по формуле Вызго больше отвечает фактическим величинам (см. рис. 2), чем других авторов. Вероятно, значения коэффициента K в его формуле установлены на основе натурных наблюдений по размывам за сооружениями в Средней Азии. Поскольку классификацию грунтов Вызго сделал без необходимой детализации, этот вопрос требует дальнейшего изучения. В статье [5] Вызго приводит график зависимости коэффициента размыва K от комплексной характеристики грунта при двух углах наклона динамической оси потока (20 и 90°). Некоторое развитие этого метода можно найти у А. Е. Тлеукабылова [22], не принимавшего однако влияния аэрации струи.

Формула Смольянинова в отличие от формулы Шоклича и Патрашева дает несколько меньшие глубины размыва, чем фактически наблюдаемые. Формулы Смольянинова и Франке не учитывали аэрацию потока и, как мы указывали выше, не согласуются с теорией явления. Поэтому результаты сопоставления с нашими данными дают при крупнозернистых грунтах заниженные, а при мелкозернистых — завышенные значения (рис. 5). В связи с этим формулу П. Франке в практических целях применять не следует.

В табл. 3 приводятся и данные расчетов по формулам М. А. Михалева и А. Г. Соловьевой. Поскольку в эти формулы введена глубина h_6 в русле нижнего бьефа в условиях плоской задачи, чему не отвечают условия наших опытов на консолях Гишхона, Заднан и Гирван 1 и 3, имеются значительные расхождения между опытными и натурными данными.

Формула Е. В. Плетневой (табл. 3) дает довольно хорошее совпадение с наблюдениями (исключение составляют опыты 13, 19, 20 и с 21-го по 27-й).

Таким образом, в большинстве случаев расчеты и наблюдения дают лучшие результаты при учете аэрации потока. К сожалению, детальному изучению влияния аэрации до сих пор посвящено очень мало исследований, и все известные рекомендации, в том числе Плетневой, опираются на показатели разработок Вызго, считающего их неполными и требующими уточнения.

Н. В. Лаптурев [12] считает, что для мелкозернистых грунтов ($d < 2$ мм) его формула дает несколько преуменьшенные результаты

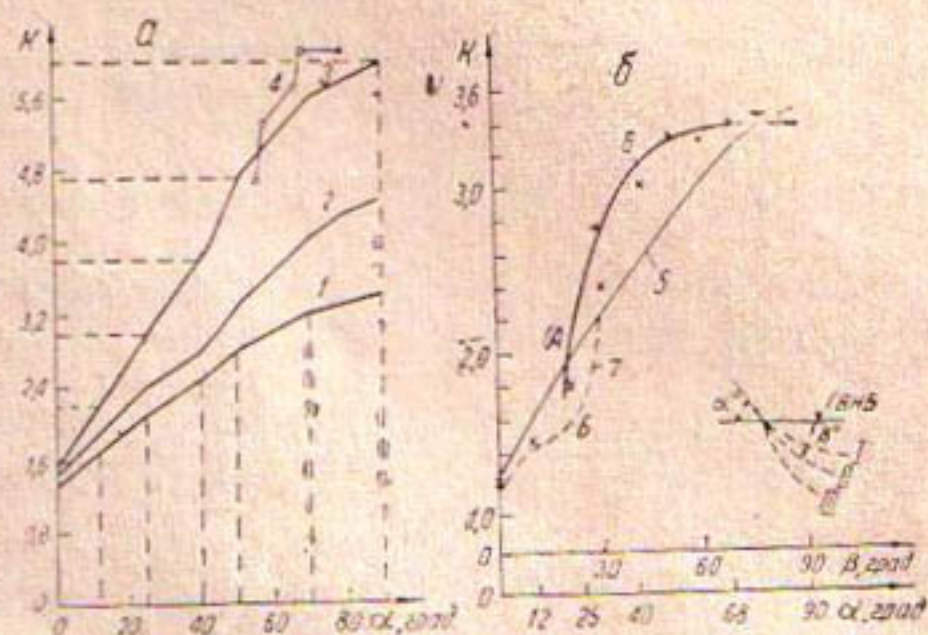


Рис. 4. Графики для определения коэффициента K по таблице М. С. Вызго (а) и с учетом пульсаций (б):

1 — все обычные прочные грунты и скала (после длительного размыва чистой водой или водой, содержащей мелкие наносы); 2 — слабые грунты (и плавун в тех же условиях); 3 — очень слабые грунты (легко взмучиваемые частицы песчаной пыли и ила); 4 — опытные кривые (данные автора); 5 — расчетная средняя кривая без учета пульсации; 6 — опытная по данным Е. Я. Фроликовой; 7 — с учетом пульсации; А — донный режим; Б — поверхностный режим; I — верхнее положение струи; II — среднее положение; III — нижнее положение струи, на которое нужно вести расчет.

(стр. 8), мы же выяснили, что его формула дает значения глубины размыва, превосходящие его теоретические данные в 3—4 раза (табл. 3, опыты с 9-го по 13-й). Для остальных случаев получены более или менее удовлетворительные результаты*.

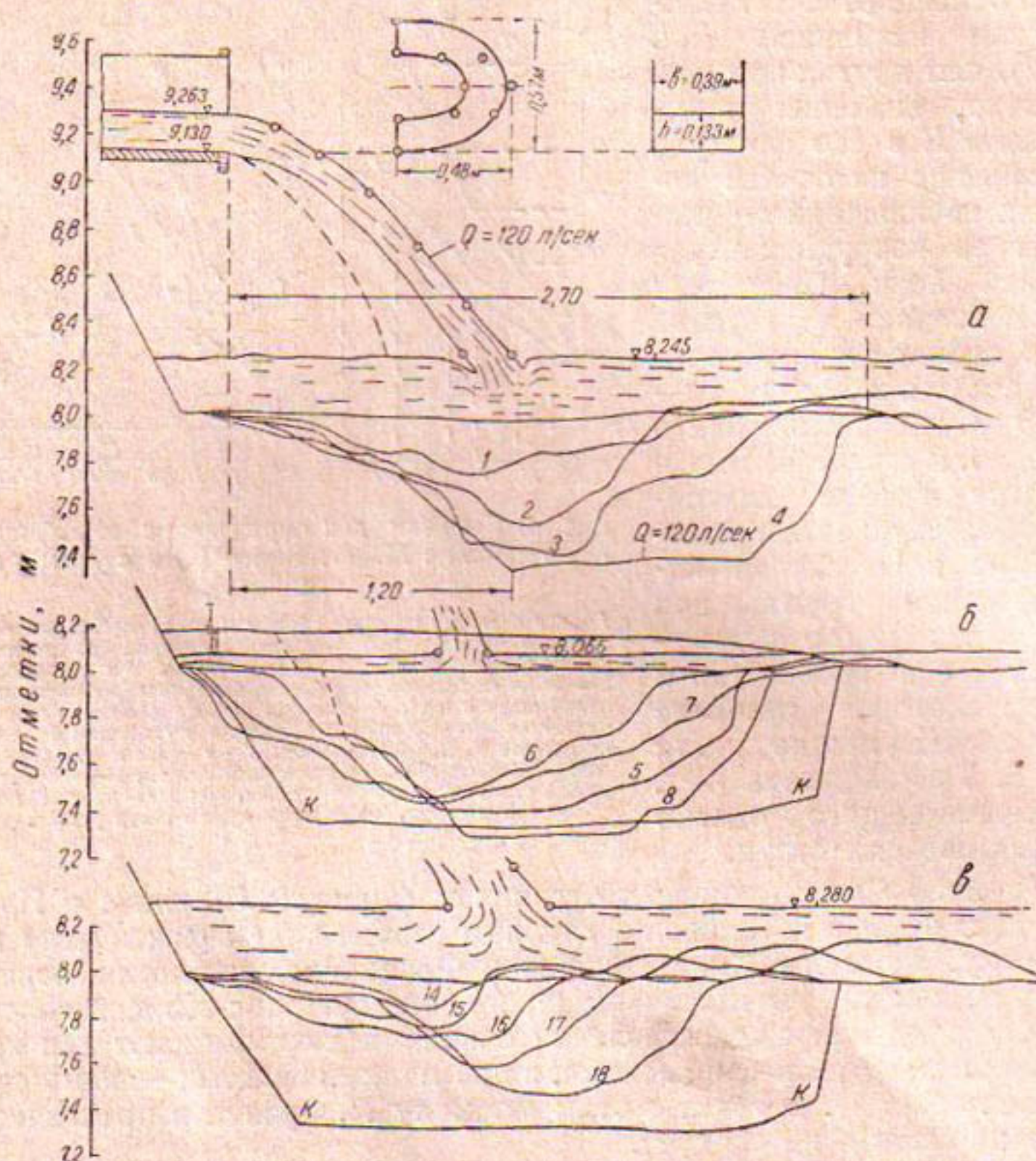


Рис. 5. Продольный разрез воронки размыва по данным исследований консольного перепада Гишхона:

a — естественный грунт; *б* — в котлован *К—К* насыпан лессовый суглинок; *в* — в котлован *К—К* насыпан крупный гравий; *I* — отметка котлована после засыпки грунта; *II* — отметка горизонта воды нижнего бьефа. Цифры к кривым обозначают номера опытов.

Производственные материалы показывают, что по каналу Гирван после постройки и сдачи в эксплуатацию консольных железобетонных перепадов были пропущены значительные расходы воды. Так, в августе 1962 г. Q был равен $3,63 \text{ м}^3/\text{сек}$ в течение примерно двух месяцев. В период наших исследований (в невегетационный период, так как иначе нельзя было изучить сооружение при постоянных расходах и естественных грунтах) расходы были значительно меньше указанного: при консоли Гирван 1 $Q = 1691 \text{ л/сек}$, а на Гирван 3 $Q = 960 \text{ л/сек}$. Это обстоятельство заставляет предполагать, что глубина t в размывтой

* Опыты 19, 20 и с 21-го по 27-й (консольные перепады Гирван 1 и 3, Задан) имеют индивидуальные особенности и по режиму работ и по конструкции сооружения. Это необходимо иметь в виду при сопоставлении.

раньше яме была больше, чем отвечающая расходам в период исследований, тем более, что в канале Гирван пропусклась достаточно чистая вода, без наносов. Если бы была уверенность, что к началу исследований воронки размыва за консольным перепадом на канале Гирван завалены наносами, тогда можно было бы результаты замеров использовать при анализах и сопоставлениях. Именно такое положение было на канале Задан (см. опыт 21).

ВЫВОДЫ

1. При анализе предложенных формул необходимо согласовать расчеты со структурой формулы и уточнить надежность натурных измерений.

2. Учет аэрации при расчетах совершенно необходим, так как требуется дальнейшее уточнение влияния аэрации на глубину местного размыва.

3. При размывах мелкозернистых песков, а также лессовидного суглинка за ямой размыва не образуется бара, как это наблюдается в случае размыва гравия и гальки.

4. Наибольшее приближение к фактическим размывам крупного галечника дали формулы Плетневой, Патрашева и Шоклича.

5. При расчетах размыва лессовидного суглинка и мелкого песка можно пользоваться формулами Вызго и Смольянинова.

6. В условиях сужающихся лотков консоли требуется разработка специальных формул расчета глубины размыва. Возможно, что в этом случае нужно привлечь теорию растекания асимметричной струи (например, по Г. А. Абрамовичу).

7. Формулы Вызго, Смольянинова, Лаптурева в условиях крупнозернистого галечника (например, за консолью Гишхона) дают преувеличенное значение глубины размыва.

ЛИТЕРАТУРА

1. Амиров К. А. О размыве грунтов падающей струей потока, В сб. „Вопросы водного хозяйства Казахстана“, изд. Казахского правления НТО сельского и лесного хозяйства и Казгоссельхоз института, Алма-Ата, 1960.
2. Вызго М. С. Уменьшение размывов и увеличение габаритов струи и глубин быстroteкущих потоков, „Гидротехническое строительство“, № 7, 1947.
3. Вызго М. С. Реферат и замечания по статьям А. Шоклича и П. Франке, „Вопросы гидротехники“, вып. 2, АН УзССР, Ташкент, 1961.
4. Вызго М. С. Процесс размыва грунта и предохранение плотин, „Изв. АН УзССР“, Ташкент, 1952, № 6.
5. Вызго М. С. Ответ на опубликованные отклики, „Гидротехническое строительство“, № 3, 1957.
6. Вызго М. С. Растекание и пульсация наклонной струи в созданной ею воронке размыва и зависимость $K = f(\beta^\circ, x, \lambda)$, „Вопросы гидротехники“, вып. 2, АН УзССР, Ташкент, 1961.
7. Егнazarов И. В. Наука о движении наносов, сопредельные науки и возможности экспериментирования, В сб. „Исследование и комплексное использование водных ресурсов“, АН СССР, М., 1960.
8. Замарин Е. А. Расчет консольных перепадов, „Социалистическое водопользование“, вып. 2, Ташкент, 1931.
9. Замарин Е. А. Гидротехнические сооружения, М., Сельхозгиз, 1940.
10. Замарин Е. А. Гидротехнические сооружения, М., Сельхозгиз, 1962.
11. Каменев И. А. Лабораторные исследования размывов русла за консольными перепадами, Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО, Сборник № 10, М., 1963.
12. Лаптурев И. В. О глубине заложения основания низового зуба плотин без рисбермы, „Народное хозяйство Киргизии“, № 9, 1962.
13. Михалев М. А. Определение глубины размыва нескального основания падающей струей, „Гидротехническое строительство“, № 9, 1960.

14. Набиев А. Н. Исследование размыва за консольным перепадом Гишхона, „Изв. АН УзССР“ серия техн. наук, Ташкент, 1963, № 5.
 15. Патрашев А. Н. Определение максимальной глубины размыва грунта, производимого ниспадающей струей, „Изв. ВНИИГ“, т. 21, 1937.
 16. Плетнева Е. В. Исследование влияния основных параметров потока на размыв несвязного грунта вертикально падающей струей, Автореферат диссертации, Институт энергетики АН КазССР, Алма-Ата, 1962.
 17. Смольянинов Н. Т. Влияние режима протекания потока и крупности наносов на местный размыв в нижнем бьефе сооружений, „Гидротехническое строительство“, № 4, 1951.
 18. Соловьева А. Г. О разрыве русла струей, отбрасываемой трамплином, Труды ВНИИГ, т. 68, 1961.
 19. Студеничников Б. И. Борьба с размывами и некоторые вопросы проектирования водосборных сооружений и схемы гидроузла, Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО, № 8, М., Госстройиздат, 1962.
 20. Тараймович И. И., Гидравлические исследования нижнего бьефа плотины, Труды Гидравлической лаборатории ВОДГЕО, № 2, М., Стройиздат, 1948.
 21. Теперин Н. И. Движение струи в массе той же жидкости, Труды САНИИРИ, вып. 10, 1935.
 22. Тлеукабылов А. Е. Применение теории размерности для вывода расчетной формулы глубины размыва в несвязных грунтах, „Вопросы гидротехники“, вып. 2, Ташкент, 1961.
 23. Фроликова Е. Я. Поверхностный и донный режимы сопряжения и размыв грунта наклонной струей, „Гидротехническое строительство“, № 6, 1957.
 24. Фроликова Е. Я. Влияние направления динамической оси потока на размыв грунта, ДАН УзССР, Ташкент, 1956, № 8.
 25. Чертоусов М. Д. Гидравлика (специальный курс), Госэнергоиздат, М.-Л., 1962.
 26. Schoklitsch A. Kalkbildung unter Überfallstrahlen, Wasserwirtschaft, Hett 24, 1932.
-

Ю. М. КУЗЬМИНОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ МЕСТНОГО РАЗМЫВА ЗА ТЮЯМУЮНСКИМ ГИДРОУЗЛОМ НА Р. АМУДАРЬЕ

В настоящей статье излагаются результаты исследований местного размыва за гидроузлом, нижний бьеф которого представлен мелкопесчаными грунтами, характерными для условий Амударьи.

Гидроузел имеет:

а) здание гидростанции совмещенного типа с тремя горизонтальными капсульными агрегатами и тремя поверхностными водосливными отверстиями шириной по 11 м;

б) водосбросную плотину с донными водосбросами—11 пролетов, ширина пролета 11 м;

в) левобережный водозабор двухъярусного типа с промывными донными галереями — 3 пролета шириной по 8 м;

г) водозабор правобережного канала, совмещенный с донным водосбросом, который используется под рыбоход гидравлического типа—1 пролет шириной 11 м;

д) земляную плотину и струенаправляющие пирсы (рис. 1).

Гидроузел рассчитан на пропуск максимального паводка $9450 \text{ м}^3/\text{сек}$ (повторяемость 0,1% с отметками Г. В. В. Б.=26,5 м и Г. В. Н. Б.=15,8 м); нормальный расчетный паводок $7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ (повторяемость 1% с отметками¹ Г. В. В. Б.=20 м и Г. В. Н. Б.=15,6 м); расчетные расходы $6000 \text{ м}^3/\text{сек}$ (отметки: Г. В. В. Б.=20 м и Г. В. Н. Б.=15,3 м) и $4000 \text{ м}^3/\text{сек}$ (отметки: Г. В. В. Б.=20 м и Г. В. Н. Б.=14,9).

При прогнозировании величины местного размыва необходимо моделировать натурный грунт для правильного пересчета модельных данных на натуру.

Наиболее сложно изготовление модели мелкопесчаных, скальных и связных грунтов. Поэтому, очевидно, до настоящего времени не разработана методика моделирования таких грунтов.

Поскольку нижний бьеф исследуемого гидроузла представлен мелкозернистыми песками ($d_{\text{ср}} = 0,13 \text{ мм}$), то рационально на размываемой модели применять непосредственно натурный песок или близкий к нему по составу, следуя указаниям Н. П. Зрелова [1, 2] или Н. Н. Суровой [3].

При методе Н. Н. Суровой масштабное соотношение глубин размыва зависит только от линейного (геометрического) масштаба

¹ Отметки условные.

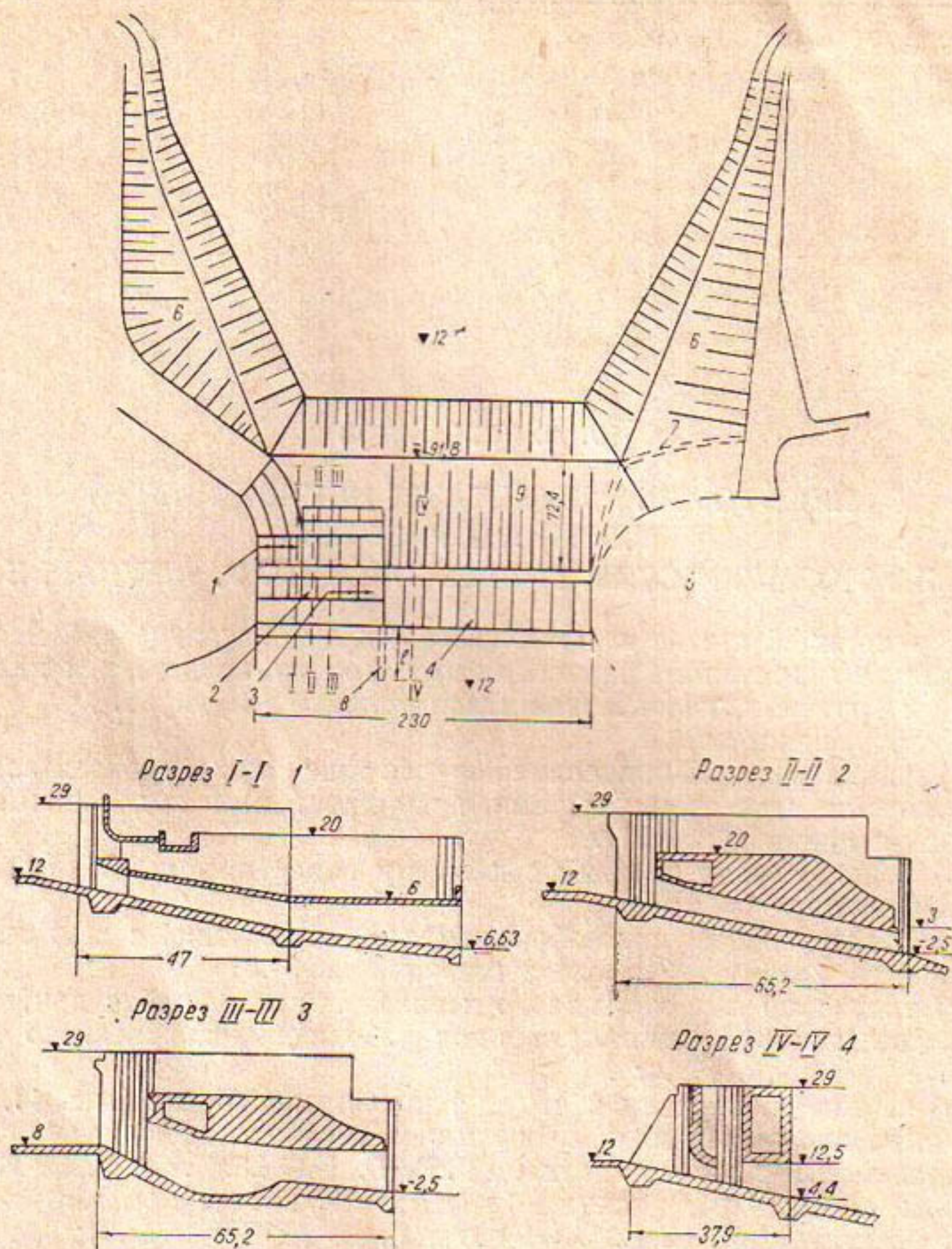


Рис. 1. Схема Тюмюнского гидроузла, план и разрезы сооружений: 1—левобережный водозабор; 2—рыбоход и правобережный водозабор; 3—здание ГЭС; 4—водосбросная плотина; 5—земляная плотина; 6—правый и левый струенаправляющие пирсы; 7—рекомендуемая сопрягающая стенка; 8—рекомендуемая раздельная стенка ($l = 1,5 \cdot h$ бычка); 9—водобой.

$$\frac{t_{\text{нат}}}{t_{\text{мод}}} = \frac{f(q_{\text{нат}}, H_{\text{нат}}, V_{\text{нат}}, h_{\text{нат}})}{f(q_{\text{мод}}, H_{\text{мод}}, V_{\text{мод}}, h_{\text{мод}})} = \alpha^{\varphi}$$

$$\text{и } t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \cdot \alpha^{\varphi}, \quad (1)$$

где φ — показатель степени > 1 .

Показатель φ зависит от конструкции сооружения и в каждом конкретном случае определяется по результатам исследований на двух моделях различных масштабов, т. е.

$$\varphi = \frac{\lg \alpha_t}{\lg \alpha_e},$$

где $\alpha_t = \frac{t_1}{t_2}$ и $\alpha_e = \frac{\alpha_2}{\alpha_1}$;

Таблица 1

Размер фракций, мм					Средний диаметр смеси, мм	$U_{\text{ср}}$, мм/сек	Объемный вес, г/см ³	Удельный вес, г/см ³
2—1	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	< 0,1				
0,05	0,19	29,89	50,61	19,26	0,21	40,23	1,43	2,56

t_1 — глубина размыва на модели с бóльшим масштабом;

t_2 — глубина размыва на модели с меньшим масштабом;

α_1 и α_2 — геометрические масштабы моделей.

Методика Н. П. Зрелова предусматривает исследование размывов на ряде плоских или полупространственных моделей (не менее трех), размеры которых определяются из соотношения

$$\frac{\alpha_2}{\alpha_1} = \frac{\alpha_3}{\alpha_2} = \dots = \frac{\alpha_n}{\alpha_{n-1}} = m = \text{const.}$$

По величинам максимальных размывов находится соотношение

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{T_2}{T_3} = \dots = \frac{T_{n-1}}{T_n} = \eta = \text{const.},$$

причем $\eta \geq m$.

Для случая $\eta = \text{const}$ масштабная поправка во всех интервалах к формуле Фруда будет иметь вид $\beta = \frac{\eta}{m}$, а экстраполирующее уравнение —

$$\begin{aligned} T_{\text{нат}} &= T_{\text{мод}} \cdot \eta^n, \\ \text{или } T_{\text{нат}} &= T_{\text{мод}} \cdot \beta^n \cdot m^n, \end{aligned} \quad (2)$$

где n — число интервалов от модели до натуры.

По формуле (2) пересчитываются модельные размывы на натуру (табл. 1).

Анализ указанных методов показал, что они принципиально и количественно схожи (см. табл. 3 в работе [3]). Однако более строгий метод Н. П. Зрелова уступает менее сложному и более экономичному методу Н. Н. Суровой с двумя моделями различных масштабов. Зрелов требует трех моделей, размеры которых выбираются не произвольно, а по геометрической прогрессии, а это не всегда возможно по техническим причинам.

Мы остановились на первом методе. Исследования проводились на пространственной размываемой модели в масштабе 1:150 с соблюдением условий динамического и геометрического подобия (рис. 2).

Водосливная часть модели — деревянная, покрыта масляной краской, остальные элементы гидроузла бетонные с цементным железнением поверхностей. Расходы воды, вертикальные и горизонтальные размеры, скорости течения потока и время определялись по Фрудру.

Методические опыты для установления показателя степени φ (см. формулу 1) проводились на двух деревянных полупространственных моделях водосбросной плотины, выполненных в масштабах 1:150 и 1:100, так как исследования на пространственной модели, с которой пересчитывались размывы на натуру, показали, что максимальный размыв происходит именно за водосбросной плотиной. В качестве размываемого материала на пространственной и полупространственных моделях применялся мелкозернистый песок, состав которого указан в табл. 1.

Изучениям местного размыва за гидроузлом предшествовали опыты по определению условий сопряжения и структуры потока в верхнем и нижнем бьефах, проводимые на пространственной и двух полупро-
странственных моделях.

Оценка условий сопряжения (съемка планов течения, эпюр распределения скоростей по глубине потока в характерных сечениях, фотографирование) проходила в условиях пропуска расходов $4000 \text{ м}^3/\text{сек}$, $6000 \text{ м}^3/\text{сек}$, $7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ и соответствующих им горизонтах верхнего и нижнего бьефов.

В соответствии с проектным заданием эти расходы распределялись по элементам гидроузла следующим образом: левобережный водозабор — $590 \text{ м}^3/\text{сек}$, рыбоход — $25 \text{ м}^3/\text{сек}$, ГЭС — $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ и оставшаяся часть каждого расхода — равномерно по отверстиям водосбросной плотины и донным водосбросам.

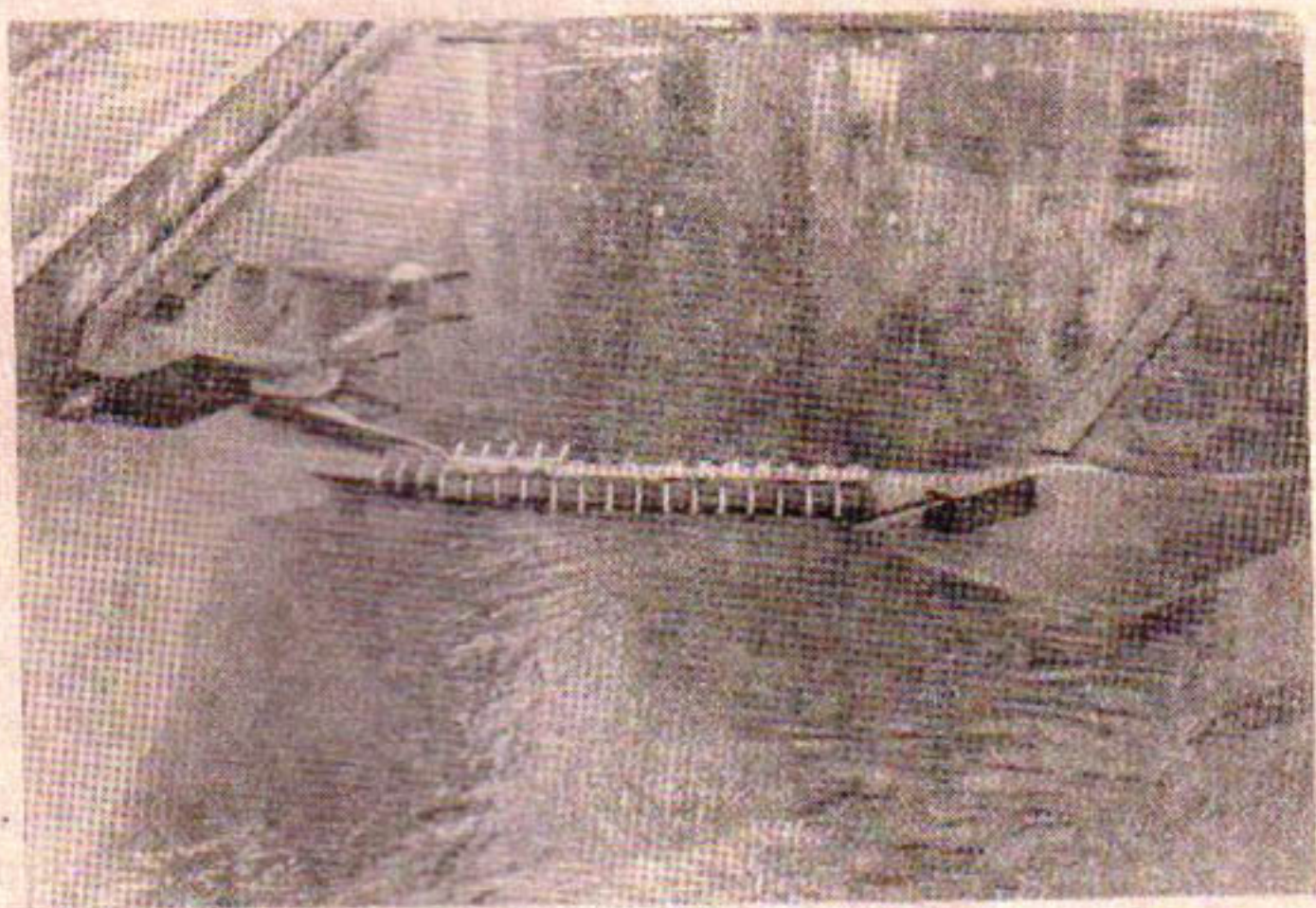


Рис. 2. Пространственная модель Тюмюньского гидроузла. Вид с верхнего бьефа.

Как показали результаты опытов, в верхнем бьефе наблюдался плавный подход потока к гидроузлу почти при всех исследованных режимах его работы и наличии водоворотных зон в нижнем бьефе, где структура потока была улучшена путем устройства раздельной стенки между зданием ГЭС и водосбросной плотиной и видоизменением сопрягающей стенки водосбросной плотины в месте соприкосновения с глухой (см. рис. 1).

Сопряжение потоков на водобое осуществлялось по типу затопленного гидравлического прыжка, что видно по характерным эпюрам скоростей, снятым в нижнем бьефе (рис. 3).

Средние скорости в характерных сечениях потока нижнего бьефа, замеренные в конце водобоя, были следующими (в пересчете на натуру): $v_{\text{ср макс}} = 3,5 \text{ м/сек}$ при $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $v_{\text{ср макс}} = 3,0 \text{ м/сек}$ при $Q = 4000 \text{ м}^3/\text{сек}$; в верхнем бьефе $v_{\text{ср макс}} = 4,3 \text{ м/сек}$ при $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $v_{\text{ср макс}} = 3,0 \text{ м/сек}$ при $Q = 4000 \text{ м}^3/\text{сек}$.

После выяснения условий сопряжения бьефов и внесения конструктивных изменений (устройство стенок) провели опыты на полупро-

пространственных моделях, которые показали следующие максимальные размывы:

$$t_2 = 21,0 \text{ см} \ (\alpha_2 = 150),$$

$$t_1 = 31,4 \text{ см} \ (\alpha_1 = 100).$$

Отсюда было получено значение показателя степени φ в формуле (1), равное 1,0 (рис. 4, табл. 2 и 3).

Таким образом, формула для пересчета данных с пространственной модели на натуру будет:

$$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \cdot \alpha = t_{\text{мод}} \cdot 150. \quad (3)$$

Как показывают результаты работ многих исследователей, показатель степени φ зависит от конструкции сооружения. Так, изучая размывы на аналогичных в конструктивном отношении моделях С. В. Избаш и Н. П. Зрелов получили приблизительно одинаковый результат: $\varphi_{\text{ср}} = 1,14$.

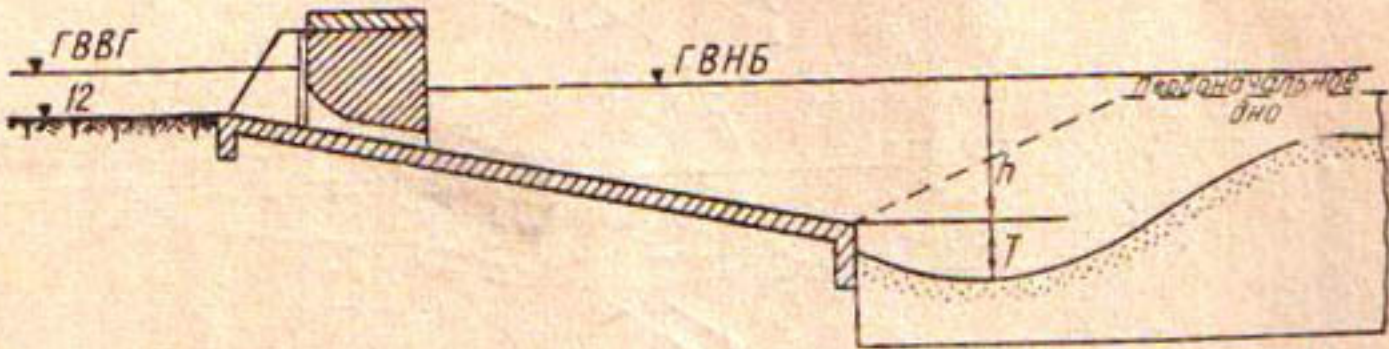


Рис. 4. Определение коэффициента φ для пересчета данных модели на натуру по опытам на полупространственных моделях.

Исследования Н. Н. Суровой, проведенные на других сооружениях, дали показатель степени $\varphi_{\text{ср}} = 1,22$.

Р. Бернс [4] на двух моделях разных масштабов (одна модель в 5 раз больше другой) при одном и том же размываемом материале

Таблица 2

Масштаб модели	Элемент	Погонный расход	Г.В.В.Б.	Г.В.Н.Б.
—	Натура	40 м³/сек	20 м	15,6 м
1 : 150	Модель	21,8 л/сек	80 см	77,1 см
1 : 100	Модель	40 л/сек	20 см	15,6 см

Таблица 3

Масштаб модели	T	h	$t = T + h$	$\varphi = \frac{\lg \frac{t_{100}}{t_{150}}}{\lg \frac{\alpha_2}{\alpha_1}}$
	см			
$\alpha = 100$	6,60	24,80	31,40	1
$\alpha = 150$	4,40	16,52	20,92	

(мелкозернистый песок $\alpha_{\text{ср}} = 0,25 \text{ мм}$) получил равные величины размывов в пересчете на один масштаб, т. е. $\varphi = 1,0$.

Е. Чимеми [5], определяя местный размыв на моделях 1:100 и 1:50 при различном фракционном составе размываемого материала, также получил для мелкозернистого песка $\alpha_{\text{ср}} = 0,20 \text{ мм}$ (закон линейного пересчета данных с одной модели на другую, т. е. $\varphi = 1$).

Наши исследования местного размыва на пространственной модели включали две серии опытов:

1. Определение местного размыва за водобоем гидроузла при расходах $4000 \text{ м}^3/\text{сек}$, $6000 \text{ м}^3/\text{сек}$, $7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ и соответствующих им горизонтах верхнего и нижнего бьефов.

2. Уменьшение местного размыва с помощью гасящих средств (опыты проводились при $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Результаты экспериментов первой серии показаны на рис. 5. В табл. 4 приведены модельные и пересчитанные на натуру максимальные размывы за гидроузлом.

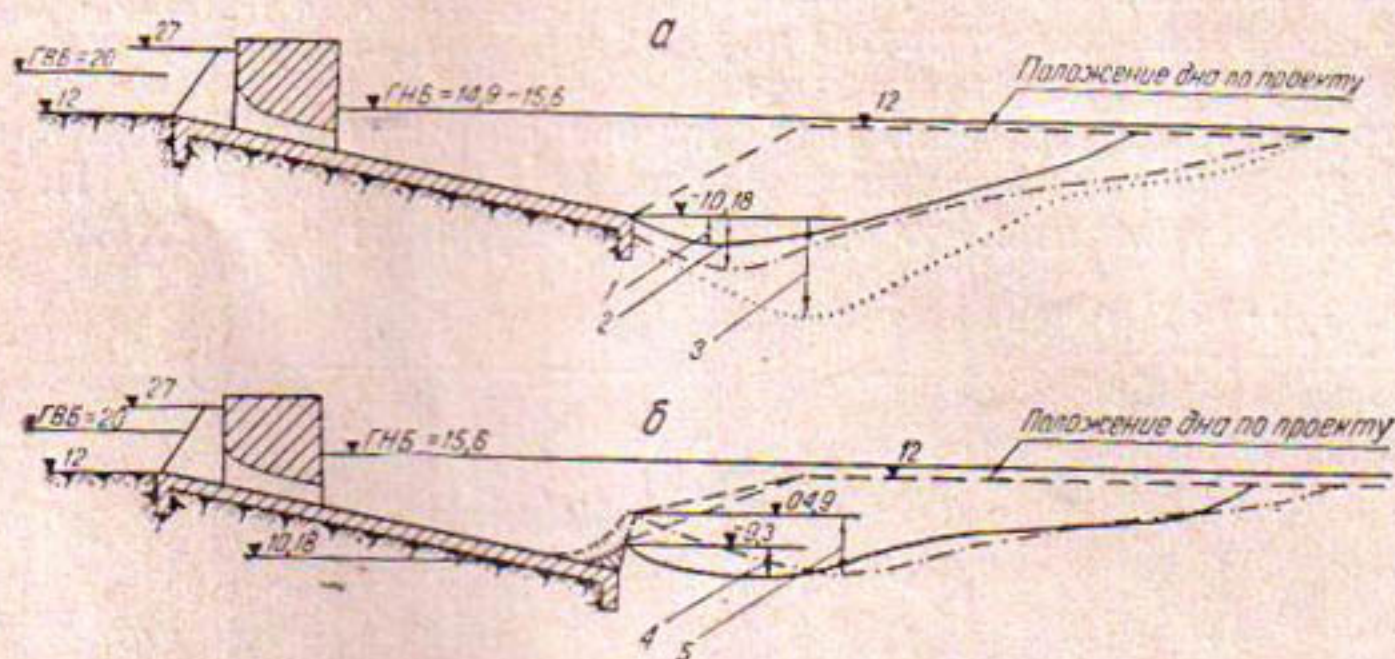


Рис. 5. Результаты опытов по размыву нижнего бьефа на пространственной модели:

а — опыты без гасителей; б — опыты с гасителем ($h_{\text{гас.мод}} = 4,7 \text{ см}$ и $h_{\text{гас.мод}} = 9,4 \text{ см}$);
1 — $T_p = 4,1 \text{ см}$, $Q = 4000 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2 — $T_p = 6,20 \text{ см}$, $Q = 6000 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3 — $T_p = 14,2 \text{ см}$, $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4 — $T_p = 8,2 \text{ см}$, $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5 — $T_p = 6 \text{ см}$, $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Максимальный размыв Н. Б. был получен при пропуске $Q = 7300 \text{ м}^3/\text{сек}$ и достиг величины $t = 25,6 \text{ м}$ ($T = 21,3 \text{ м}$).

Вторая серия опытов для изучения уменьшения местного размыва предусматривала применение гасителей. Процесс гашения, как известно, делится на два основных типа:

I — гашение энергии потока основано на его динамическом взаимодействии с гасителем. В этом случае применяются шашки, пирсы, водобойные стенки и т. д. Эти гасители обеспечивают главным образом равномерное распределение скоростей по вертикали;

II — гашение происходит за счет как динамического взаимодействия потока и гасителя, так и создания неравномерного распределения скоростей. Используют следующие гасители: ковшевые колодцы, криволинейные трамплины с расщепителями струй и т. д.

Учитывая конструкцию крепления нижнего бьефа изучаемого нами гидроузла (наклонный водобой) и значительные скорости в транзитной струе затопленного прыжка, мы остановились на втором типе гашения энергии с применением криволинейного трамплина, которым заканчивался водобой (рис. 6 и 7).

Результаты опытов по размывам Н. Б. на пространственной модели

Номер опыта	Расход воды		Горизонт воды				Отметка порога водобоя или носка гасителя		Максимальная глубина размыва (f)		Максимальная глубина размыва относительно порога воды или носка гасителя (T)	
			верхнего бьефа		нижнего бьефа							
	натуры, м³/сек	модели, л/сек	натуры, м	модели, см	натуры, см	модели, см	натуры, м	модели, см	модели, см	натуры, м	модели, см	натуры, м
1*	7300	26,49	20,0	80,0	15,60	77,10	4,90	69,90	11,10	16,70	8,20	12,30
2**	7300	26,49	20,0	80,0	15,60	77,10	—2,3	65,20	8,90	13,35	6,00	9,00
3	7300	26,49	20,0	80,0	15,60	77,10	—10,18	60,50	17,10	25,60	14,20	21,30
4	6000	21,77	20,0	80,0	15,30	76,90	—10,18	60,50	9,30	13,95	6,20	9,30
5	4000	14,52	20,0	80,0	14,90	76,60	—10,18	60,50	7,50	11,25	4,10	6,15

* Опыт с гасителем $h_{\text{гасит(мод)}} = 4,7$ см.

** Опыт с гасителем $h_{\text{гасит(мод)}} = 9,4$ см.

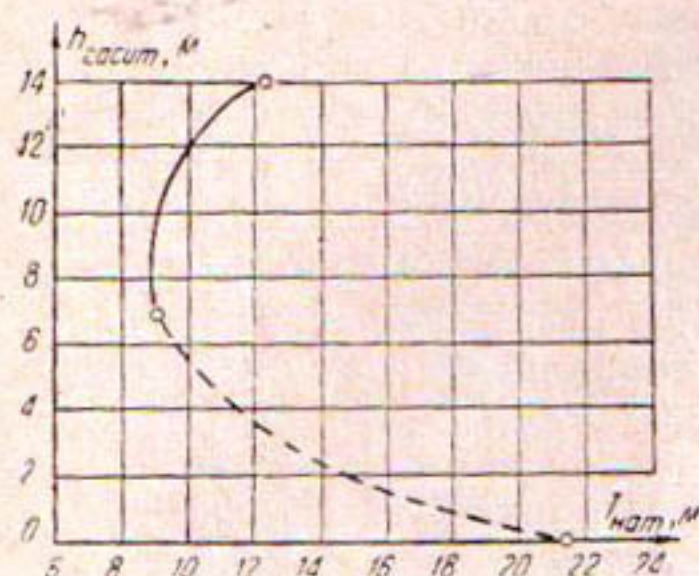


Рис. 6. График зависимости глубины максимального размыва от высоты гасителя.

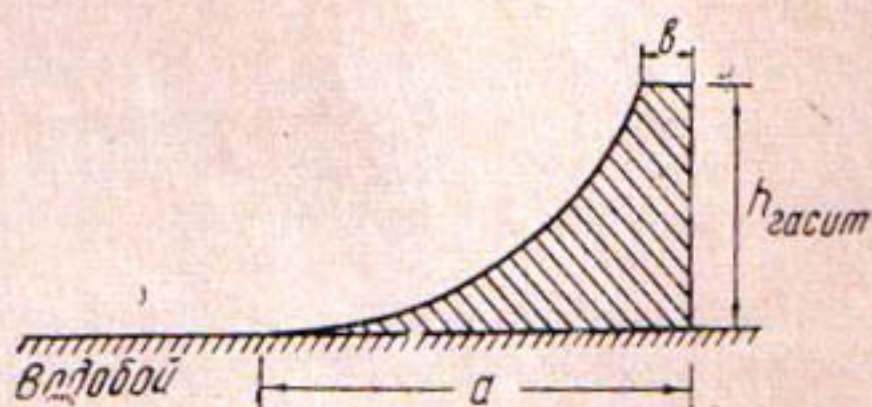


Рис. 7. Конструкция гасителя в нижнем бьефе пространственной модели $h_{\text{гас}} = 4,7$ см, $b = 1,5$ см, $a = 9$ см и $h_{\text{гас}} = 9,4$ см, $b = 1,5$ см, $a = 20$ см):

1—эпюра максимальных скоростей; 2—эпюра средних скоростей; 3—эпюра поверхностных скоростей; 4—эпюры распределения и скоростей по глубине потока.

Исследователи И. Гандольфо и Р. Котта установили, что при наклонном водобое и песчаном грунте нижнего бьефа гидроузла второй тип гашения более экономичен.

С криволинейным трамплином мы провели два опыта при расходе $Q = 7300$ м³/сек с $h_{\text{гасит}} = 9,4$ см и $h_{\text{гасит}} = 4,7$ см (рис. 4).

Размыв нижнего бьефа расходом $Q = 7300$ м³/сек с применением гасителя значительно уменьшается и, кроме того, характер размыва становится не опасным для водобоя, так как гаситель отбрасывает транзитную струю от сооружения.

На рис. 6 изображены кривые, показывающие зависимость максимальных глубин размыва от высоты гасителя и дающие возможность выбрать более экономичные его размеры. Например, при наличии гасителя высотой 3,7 м максимальная глубина T размыва уменьшается с 21,3 до 12 м; применение гасителя высотой 7,0 м так же эффективно и при сокращении проектной длины водобоя с 72,4 м до 55 — 60 м

ЛИТЕРАТУРА

1. З р е л о в Н. П. Метод экстраполяционного моделирования гидравлических процессов, Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО, М., 1957.
 2. З р е л о в Н. П. Метод экстраполяционного моделирования размывов в нижнем бьефе гидросооружений, В кн. „Русловые процессы и гидротехническое строительство“, Ташкент, 1957.
 3. С у р о в а Н. Н. К вопросу прогноза величины местного размыва за крупными гидроузлами на равнинных реках, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 6, АН УзССР, Ташкент, 1962.
 4. Б е р н с Р. (Burns R.) The protection of Dams and Sluices against Scour, „Journal of Civil Engineers“, 1938.
 5. Ч и м е м и Е. (Sheimemi E.) Sulla relazione che intercede fra gli scavi osservati nelle opre idrauliche originalle e nei modelli, „Energia elettrica“, No. 11, 1939.
-

К. Б. ДАДАБАЕВ

К ВОПРОСУ ПРОИЗВОДСТВА БЕРЕГОЗАЩИТНЫХ И ВЫПРАВИТЕЛЬНЫХ РАБОТ НА ПРЕДГОРНЫХ УЧАСТКАХ РЕК

В лаборатории водозаборов САНИИВПиГ в 1961—1962 гг. были проведены модельные гидравлические исследования комплекса сооружений по берегозащитным и регулировочным мероприятиям на р. Ангрене в районе г. Алмалыка.

Основой для исследования послужил проект института „Узгипроцветмет“, предусматривающий крепление берегов Ангрена продольными дамбами на участке более 10 км с использованием части существующих дамб на левом берегу и улучшение состояния подходов к двум мостовым переходам.

В данной статье рассмотрены некоторые итоги модельных исследований по изучению влияния свала потока на глубину размыва у основания берегозащитных дамб.

Исследуемый участок р. Ангрена расположен в предгорье, в зоне конуса выноса. Русло здесь неустойчивое, блуждающее в пойме шириной более 1 км, образует острова и отмели, рукава и протоки.

Поток обладает большой кинетичностью, протекание его характеризуется сбойностью. В местах сбоя вступают в движение все наносы, включая самые крупные частицы. Характерно, что места сбоя и свала непостоянны, непрерывно меняются, вследствие чего становится неустойчивым рельеф ложа. Кроме того, в период паводков поток имеет тенденцию сваливаться к левому берегу, имеющему низкие отметки.

Река здесь транспортирует незначительное количество взвешенных наносов. Донные наносы состоят из песка, гравия и булыжного камня с максимальным диаметром 160—200 мм. Расходы воды колеблются в пределах 10—1100 м³/сек. Средний уклон 0,008.

В целях изучения действия свала потока была построена полупространственная модель 1:50 натуральной величины с воспроизводством участка реки длиной около 400 м и продольная дамба у одного берега с напорным откосом $m = 2$. Русло создавалось размываемое из смоделированной смеси песка с максимальной крупностью $d = 5$ мм, определенной из условий

$$\frac{D_{\max}}{d_x} = \left(\frac{Q_m}{q} \right)^{\frac{2}{5}}.$$

Насыщение потока смесью определялось по формуле Я. А. Никитина

$$\rho = \frac{530 I^{2.2} (Q - Q_0)^2}{Q_0},$$

где $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Свал потока на дамбу осуществлялся под углами подхода $\alpha = 30, 50$ и 70° с подачей расходов воды, соответствующих натурным, — 100, 200, 300 и $400 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Длина подводящего лотка 2 м (100 м в натуре). Ширина его $b = 28 \text{ м}$ определялась по зависимостям С. Т. Алтунина

$$B_y = A \frac{Q^{0.5}}{I^{0.2}} \text{ и М. С. Вызго } B_y = 2,6 \sqrt[3]{\frac{Q}{VI}}.$$

Уклон и горизонты воды на модели поддерживались соответствующими изучаемому участку р. Ангрена (рис. 1). Ширина подводя-

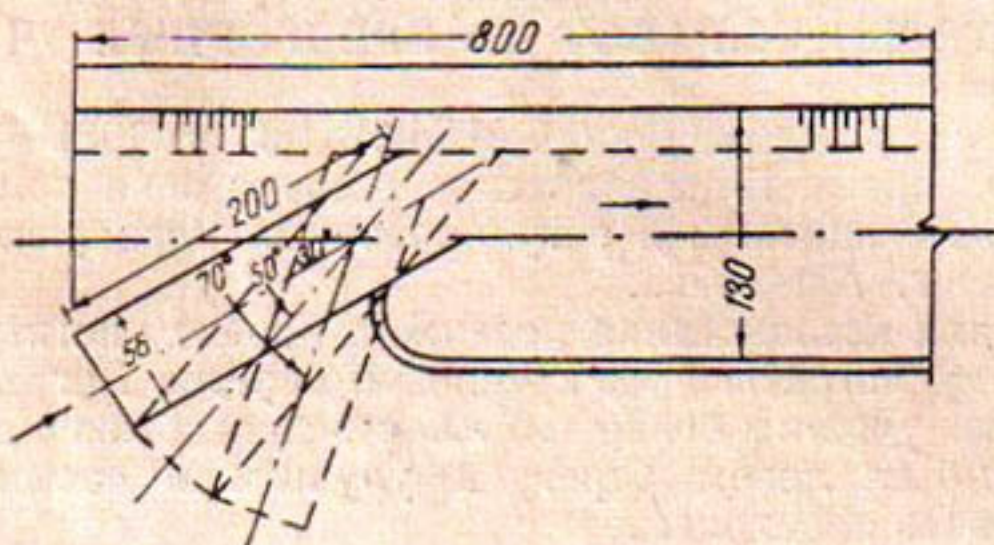


Рис. 1. Схема модельной установки (размеры указаны в сантиметрах).

щего русла была постоянной. Опыт с одним расходом при заданном угле свала продолжался до полной стабилизации воронки размыва (3—3,5 час.). Контрольные замеры производились через каждые 15—20 мин.

Конечные замеры максимальных глубин размыва в пересчете на натуру сведены в табл. 1.

Таблица 1

Глубина размыва в пересчете на натуру

Расход, m^3/sec		Осреднен- ная ско- рость в лотке, m/sec	Отметка		Глуби- на по- тока $h_{п}$	Глубина воронки размыва при			Примечания
Q	$\frac{Q}{b}$		горизонта воды	первоначального дна		$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 50^\circ$	$\alpha = 70^\circ$	
м									
100	3,6	1,65	63,40	61,70	1,70	0,80	1,25	1,35	Отметки гори- зонта воды и дна даны в ус- ловных едини- цах
200	7,2	2,90	63,90	61,70	2,20	3,25	3,80	4,20	
300	10,7	3,20	64,20	61,70	2,50	4,15	4,90	5,10	
400	14,3	3,40	64,50	61,70	2,80	4,45	5,70	6,20	

Из таблицы видно, что при расходах $Q = 400 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $\alpha = 30^\circ$ $h_p = 1,6 h_n$, а при $\alpha = 70^\circ$ $h_p = 2,2 h_n$.

На рис. 2 приведены поперечные профили в створе максимальной глубины размыва.

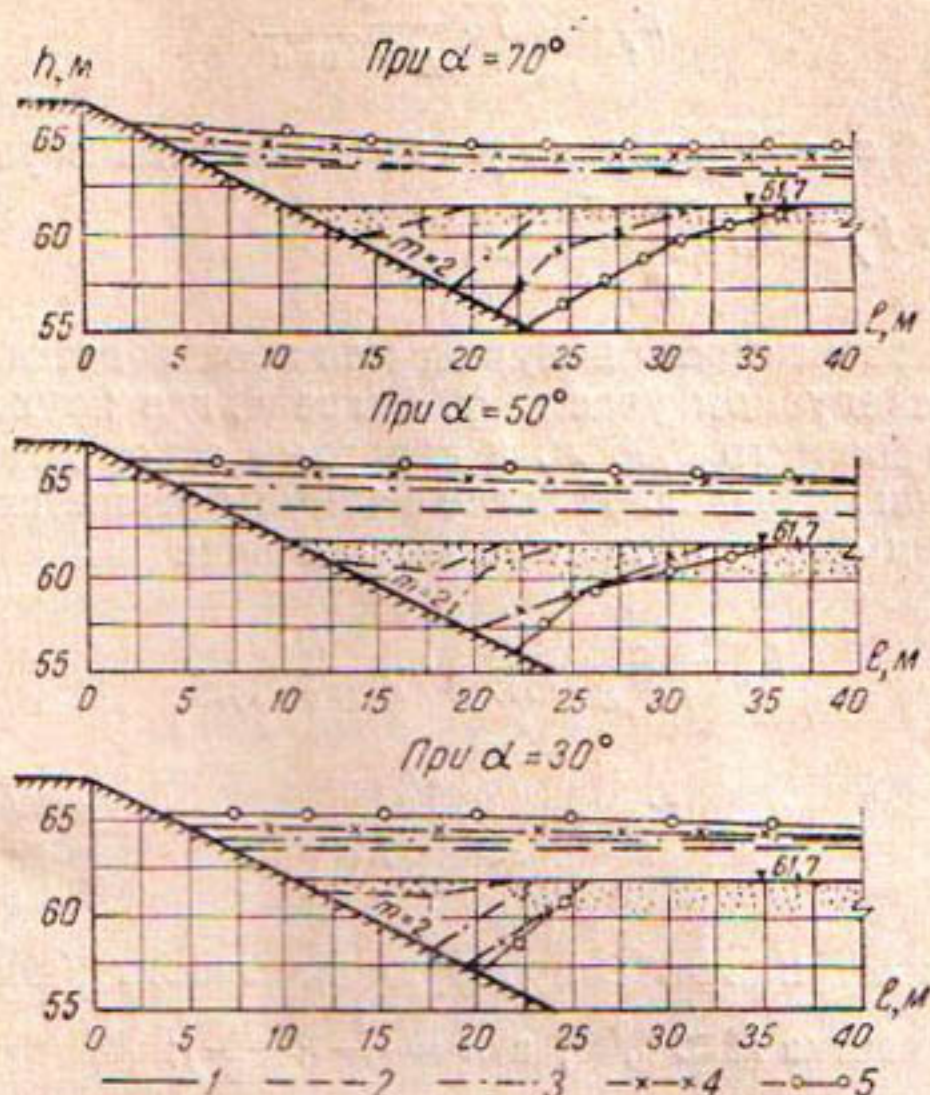


Рис. 2. Совмещенные поперечные профили створов с максимальными глубинами размывов:

1— первоначальное дно; 2— размыв при $\frac{Q}{b} = 3,6 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3— $\frac{Q}{b} = 7,2 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4— $\frac{Q}{b} = 10,7 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5— $\frac{Q}{b} = 14,3 \text{ м}^3/\text{сек}$.

В результате опытов получена зависимость глубины размыва у дамбы от кинетичности потока на подходе, а также от угла подхода и крупности донных наносов $h_p = f(v, \alpha, d, m)$ (рис. 3а).

Кривые связи $h_p = f(v)$ (рис. 3б) имеют математическое выраже-

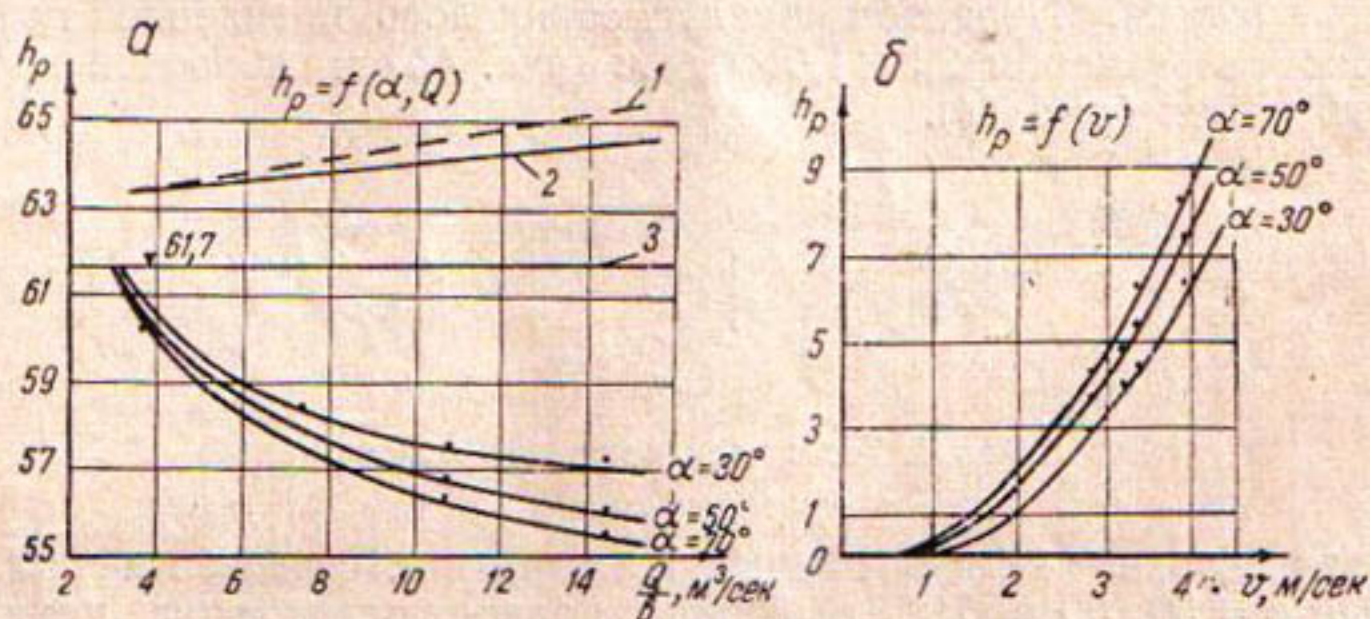


Рис. 3. Глубина размыва в зависимости от расхода, угла подхода (а) и подходной скорости потока (б):

1— линия набега; 2— горизонт воды в реке; 3— первоначальное дно.

ние $h_p = 0,38 v^2$ или $h_p = 7,5 \frac{v^2}{2g}$. Влияние угла подхода потока к дамбе α учитывается выражением $\sqrt{\cos \alpha}$.

Для кривых при $\alpha = 30^\circ$ и $\alpha = 50^\circ$ расчетная формула примет вид

$$h_p = 3,75 \frac{v^2}{g \sqrt{\cos \alpha}}.$$

Для кривой $\alpha = 70^\circ$ влияние угла учитывается выражением $\sqrt[3]{\cos \alpha}$; соответственно $h_p = 3,75 \frac{v_0^2}{g \sqrt[3]{\cos \alpha}}$.

Указанная зависимость получена для производства расчета глубины размыва на исследуемом участке р. Ангrena, где крупность отложений имела средний диаметр 0,05 м, а напорный откос дамбы $m = 2$.

При помощи приведенной выше формулы решается частная задача. Обобщенная формула должна быть в виде

$$h_p = K \frac{v_0^2}{g (\cos \alpha)^n} \cdot \frac{HI}{d_c (\sigma - 1) m} \quad (1)$$

или

$$h_p = K_1 \frac{v_0^4}{mg d_c (\sigma - 1) (\cos \alpha)^n}, \quad (1')$$

где

K и K_1 — коэффициенты пропорциональности (для исследуемого участка $K \approx 0,05$, а $n = \frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$);

h_p — глубина размыва, измеряемая от уровня среднего дна;
 v_0 — донная скорость потока.

Однако в потоках с большими скоростями и сравнительно незначительными глубинами, например на реках предгорных участков, донные скорости по величине мало отличаются от средних, поэтому при пользовании формулами (1) и (1') без большой погрешности можно принимать среднюю скорость.

Для полноты решения и пользования обобщенной формулой необходимо продолжить исследования при других значениях заложения откосов (m) и крупности наносов (d).

На той же модели изучалось действие некоторых типов креплений подошвы откоса. Проектом предусматривалось крепление тюфяками из габионов размером $2,0 \times 1,0 \times 0,5$ м (рис. 4а) и наброской крупного рваного камня (рис. 4б).

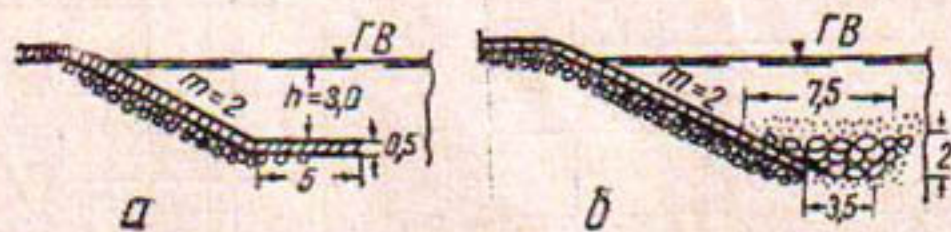


Рис. 4. Типы крепления низа откоса.

Свал потока, как и в предыдущих опытах, создавался при углах подхода $\alpha = 30, 50$ и 70° , а ширина подводящего лотка менялась в зависимости от пропускаемого расхода: при $Q = 100 \text{ м}^3/\text{сек}$ — $b = 28 \text{ м}$; при $Q = 200 \text{ м}^3/\text{сек}$ — $b = 35 \text{ м}$ и при $Q = 400 \text{ м}^3/\text{сек}$ — $b = 44 \text{ м}$ в пересчете на натуру.

Тюфяки из габионов имитировались на модели мешочками из канвы, уменьшенными линейно в 50, а по весу в 50^3 раз и наполненными песком $d = 5 - 6$ мм.

Рваный крупный камень моделировался гравием $d = 0,5 - 1,0$ см и укладывался слоем в 3—4 см при ширине 10 и 15 см (5 и 7,5 м в натуре).

Опыт продолжался до полной стабилизации размыва (5—6 час.). Замер размыва низа откоса и деформации креплений производился насухо после остановки модели. Результаты замеров в пересчете на натуру сведены в табл. 2.

Таблица 2

Глубина размыва низа откоса при наличии крепления

Расход, м³/сек		Отметка (условн.)		Шири- на кре- плений	$\alpha = 30^\circ$		$\alpha = 50^\circ$		$\alpha = 70^\circ$	
		дна	верха креп- лений		глубина размыва русла (h_p)	осадка крепле- ния (h_o)	глубина размыва русла (h_p)	осадка крепле- ния (h_o)	глубина размыва русла (h_p)	осадка крепле- ния (h_o)
Q	$\frac{Q}{b}$	м								

Тюфячное крепление

100	3,6	61,76	60,60	5,0	1,55	0,45	2,05	0,75	1,80	0,75
200	5,7	61,76	60,60	5,0	2,00	0,90	3,45	2,35	4,00	2,90
400	9,1	61,76	60,60	7,0	1,85	0,75	3,40	2,30	5,00	3,90

Крепление наброской из крупного камня

100	3,6	61,70	60,60	5,0	1,95	0,75	2,20	1,10	0,55	0
200	5,7	61,70	60,60	5,0	1,20	0,10	1,90	0,80	2,20	1,10
400	9,1	61,70	60,60	7,5	1,95	0,85	2,20	1,10	2,20	1,10

Опыты показали, что тюфячные крепления более чувствительны к размыву и осадке, чем наброски из крупного рваного камня. Это происходит вследствие выноса части грунта из-под свободного конца тюфяка восходящими токами винтообразного движения воды вдоль дамбы, образующегося во время свала потока на дамбу. Однако при привязке тюфяков к откосу по мере выноса грунта свободная сторона тюфяка прикрывает низ откоса и препятствует размыву дамбы.

Крепления же из крупного камня менее чувствительны к подмыву, но подвергаются частичной усадке, что должно быть учтено при использовании этих креплений.

М. П. МУХТАРОВ

УРАВНЕНИЕ УСТАНОВИВШЕГОСЯ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ АЭРИРОВАННЫХ ПОТОКОВ

Аэрированные потоки можно рассматривать как потоки, движущиеся с переменной массой; описываются они общим уравнением движения тела с переменной массой — уравнением Мещерского:

$$m \frac{dv}{dt} = F + (v_1 - v_2) \frac{dm}{dt}, \quad (1)$$

в котором, кроме известных обозначений, принимаем

v_1 — проекция скорости присоединяющегося тела;

v_2 — проекция скорости основного тела на направление движения.

Для описания движения аэрированных потоков введем характеризующие его понятия — концентрацию и удельный вес гидросмеси.

Концентрация в обычном понимании представляет собой отношение объема одного компонента к объему всей смеси. В данном случае имеем

$$f = \frac{Q'}{Q^*}, \quad (2)$$

где f — объемная концентрация воздуха;

Q' — расход воздуха;

Q^* — расход смеси.

Концентрация воды, очевидно, будет

$$1 - f = \frac{Q}{Q^*},$$

где Q — расход воды.

Удельный вес гидросмеси

$$\gamma^* = \frac{Q' \cdot \gamma' + Q \cdot \gamma}{Q^*} = \gamma' f + \gamma - \gamma f; \quad (3)$$

здесь γ^* , γ' , γ — соответственно удельные веса смеси, воздуха и воды. Вследствие малости члена, содержащего γ' , примем

$$\gamma^* = (1 - f) \gamma. \quad (4)$$

Выделим в потоке гидросмеси элементарный цилиндр (рис. 1) и составим для него уравнение динамического равновесия в форме (1).

Пусть у левого основания цилиндрика удельный вес — γ^* , тогда у правого он будет $\gamma^* + \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S$; $P - \frac{\partial P}{\partial S} \cdot \frac{\Delta S}{2}$ и $P + \frac{\partial P}{\partial S} \cdot \frac{\Delta S}{2}$ — гидроди-

наимические давления, у левого и правого оснований соответственно. Отсюда масса цилиндра выразится так:

$$m = \frac{\gamma^* + \gamma^* + \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S}{2g} \Delta S \cdot \Delta \omega = \frac{\gamma^*}{g} \Delta S \cdot \Delta \omega + \frac{1}{2} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \Delta S \cdot \Delta \omega. \quad (5)$$

Рассмотрим силы, действующие на выделенный элемент. К ним относятся:

а) сила тяжести

$$G = \frac{\gamma^* + \gamma^* + \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S}{2} \Delta S \cdot \Delta \omega \cdot \sin \alpha,$$

$$\sin \alpha = -\frac{\partial y}{\partial S};$$

отсюда

$$G = -\gamma^* \cdot \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{1}{2} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \cdot \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S}; \quad (6)$$

б) гидродинамическое давление

$$\Delta \omega \left(P - \frac{\partial P}{\partial S} \frac{\Delta S}{2} \right) - \left(P + \frac{\partial P}{\partial S} \frac{\Delta S}{2} \right) \Delta \omega = -\frac{\partial P}{\partial S} \Delta S \cdot \Delta \omega; \quad (7)$$

в) сила трения на боковую поверхность элемента

$$-\tau \chi \Delta S'. \quad (8)$$

Таким образом, сумма внешних сил равна

$$F = -\gamma^* \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{1}{2} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \cdot \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{\partial P}{\partial S} \Delta S \cdot \Delta \omega - \tau \chi \Delta S.$$

Пользуясь методом проф. Коновалова, член, учитывающий динамический эффект от присоединения массы, представим в виде

$$(v_1 - v_2) \frac{\gamma'}{g} \frac{dg}{dS} \Delta S. \quad (9)$$

Уравнение (1) после подстановки значений его членов из (5) (6), (7), (8) и (9) выразится так:

$$\frac{\gamma^*}{g} \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{2g} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \cdot \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial v}{\partial t} = -\gamma^* \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S} -$$

$$- \frac{1}{2} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \Delta S \cdot \Delta \omega \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{\partial P}{\partial S} \Delta S \Delta \omega - \tau \chi \Delta S + (v_2 - v) \frac{\gamma'}{g} \frac{dq}{dS} \Delta S. \quad (10)$$

Учитывая, что

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial S} v,$$

и считая движение установившимся ($\frac{\partial v}{\partial t} = 0$), уравнение (10) перепишем следующим образом:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial S} v + \frac{1}{2g} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \frac{\partial v}{\partial S} v = -\frac{\partial y}{\partial S} - \frac{1}{2} \frac{\partial \gamma^*}{\partial S} \Delta S \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{\partial P}{\gamma^*} - \frac{\tau \chi}{\gamma^* \Delta \omega} +$$

$$+ (v_1 - v) \frac{\gamma'}{g} \frac{dq'}{dS} \cdot \frac{1}{\Delta \omega}. \quad (11)$$

Наблюдения на существующих быстротоках показывают, что аэрация, возникнув на участке неравномерного движения потока, сначала возрастает. Это возрастание в дальнейшем, по-видимому, в связи с уменьшением ускорения самого потока, идет на убыль, и в конечном

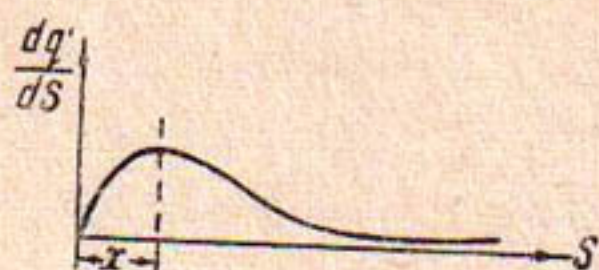


Рис. 2.

счете неравномерное движение потока в условиях аэрации переходит в равномерное. Очевидно, при равномерном движении устанавливается баланс между поступлением воздуха в поток и выходом из него. В связи с вышеизложенным весь процесс воздухомасывания грубо аппроксимируется выражением

$$\frac{\partial q'}{\partial S} = aS \cdot e^{cs},$$

графически изображаемым кривой на рис. 2.

Последний член уравнения (11) представляет собой произведение, в числе множимых которого имеем $\frac{dq'}{dS}$ — погонный расход воздуха, приходящийся на единицу длины, и $\frac{\gamma'}{g}$ — отношение удельного веса воздуха к ускорению силы тяжести. На начальном участке x (см. рис. 2) $\frac{dq'}{dS}$ в связи с интенсивным воздухомасыванием потока достигает больших величин, но при этом $\frac{\gamma'}{\gamma^*} \approx \frac{1}{800}$. На последующем же участке из-за большой воздухомасивности потока отношение $\frac{\gamma'}{\gamma^*}$ возрастает, но из-за достижения потоком предела своей транспортирующей способности $\frac{dq'}{dS}$ будет стремиться к нулю. Отсюда можно заключить, что на всем протяжении воздухомасывания процесс присоединения воздуха очень слабо отразится на динамических параметрах водного потока. Это заключение позволяет упростить уравнение (11) путем отбрасывания его последнего члена.

Продифференцировав выражение (4) по S и подставив в уравнение (11) значения γ^* и $\frac{d\gamma^*}{dS}$, получим

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial S} v + \frac{\partial P}{\partial S} \cdot \frac{1}{(1-f)\gamma} + \frac{\partial y}{\partial S} - \frac{1}{2} \frac{\partial f}{\partial S} \gamma \cdot \Delta S \left(\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial S} v + \frac{\partial y}{\partial S} \right) + \frac{dh_{\text{нот}}}{dS} = 0.$$

После несложных преобразований для открытых призматических русел имеем

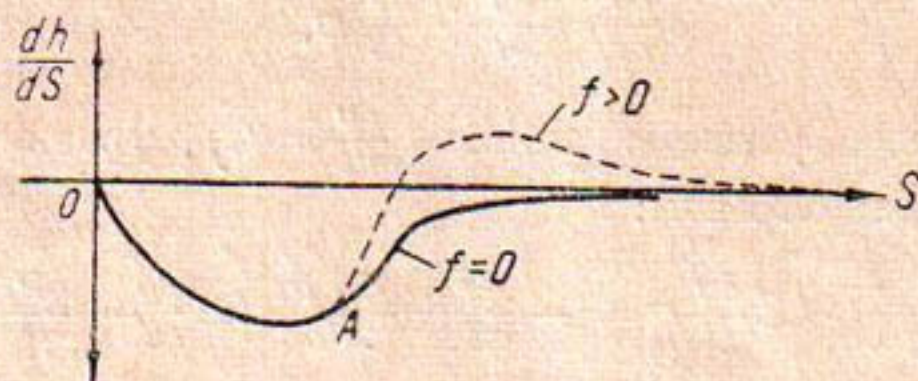


Рис. 3.

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i - \frac{Q^{*2}}{c^2 R \omega^{*2}} - \frac{df}{dS} S' \frac{i}{2(1-f)}}{\frac{1}{1-f} - \frac{Q^{*2} B}{g \omega^{*3}} + \frac{Q^{*2} B}{g \omega^{*3}} \frac{df}{dS} S \frac{1}{2(1-f)}}. \quad (12)$$

Нетрудно заметить, что при $f = 0$ полученное выражение обращается в обычное уравнение неравномерного движения водного потока

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i - \frac{Q^2}{c^2 R \omega^2}}{1 - \frac{Q^2 B}{g \omega^3}}.$$

Проанализировать уравнение (12) при $f > 0$, не зная действительного вида функции $\frac{df}{dS} = f(S)$ и зависимости потерь энергии по длине от воздухонасыщения, вообще говоря, трудно. Но если учесть изложенные выше замечания относительно характера процесса воздухонасыщения вдоль пути ($\frac{dq'}{dS} = f(S)$) и принять коэффициент Шези не зависящим от воздухонасыщения, то можно предположить, что на начальном участке x в связи с большими величинами $\frac{df}{dS}$ числитель уравнения, бывший до возникновения аэрации с положительным знаком, будет быстро уменьшаться. Достигнув нуля, числитель уравнения начнет возрастать уже с отрицательным знаком. При этом $\frac{dh}{dS}$ больше нуля (знаменатель уравнения на всем протяжении пути будет отрицательным), и в русле будет наблюдаться кривая подпора, аналогичная кривой подпора типа c .

Учитывая, что $\frac{df}{dS}$, пройдя максимум, в дальнейшем начнет убывать и в конечном счете обратится в нуль, можно предположить, что поток перейдет в равномерный режим, причем сечение, где $\frac{dh}{dS}$ обратится в нуль, должно находиться ниже того сечения, где $i \approx i_0$. Весь этот процесс изображается зависимостью на рис. 3. (А—сечение, где возникает аэрация).

ЛИТЕРАТУРА

1. Маккавеев В. М. и Коновалов И. М., Гидравлика, Речиздат, 1940.

[В. А. БАРАНОВ], В. М. ПИКУЛИН

ОБЛЕГЧЕННЫЙ РАСЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА С ЗАДАННОЙ ТОЧНОСТЬЮ¹

Современное развитие отечественной ирригации характеризуется применением закрытых водораспределительных сетей; некоторые из них уже построены, а многие находятся в процессе проектирования.

Распространение закрытых распределителей заставляет пересмотреть применявшиеся ранее упрощенные способы анализа работы всей системы и гидравлического удара, в частности, но расчет должен быть достаточно прост и нагляден и не приводить к громоздким утомительным вычислениям.

В настоящее время для расчета гидравлического удара разработаны графический, аналитический и графоаналитический методы, наибольшее распространение получил последний из них.

Уточненный графоаналитический метод основан на совместном графическом решении следующих уравнений:

а) прямой линии ударной характеристики трубопровода

$$x = \tau_0 - \frac{\zeta_n}{\mu} - \frac{2}{\mu} \sum_{i=1}^{n-1} \zeta_i \quad (1)$$

б) семейства парабол, характеризующих истечение из трубопровода при разных открытиях затвора

$$x = \tau_n \sqrt{1 + \zeta_n} \quad (2)$$

где $\zeta = \frac{H - H_0}{H_0}$ — относительное повышение напора при гидравлическом ударе;

$\tau = \frac{Q}{Q_0}$ — условное относительное открытие трубопровода;

$\mu = \frac{av_0}{gH_0}$ — постоянная величина для данного трубопровода.

Существующий до недавнего времени метод решения этих уравнений [1] заключался в нахождении точек пересечения системы параллельных прямых по уравнению (1) с соответствующими параболой (2) для каждой фазы удара (рис. 1 а).

¹ Работа выполнена по заданию института Средазгипроводхлопок.

Точность таких графических решений в значительной степени зависела от тщательности построения сетки парабол, которая должна быть достаточно частой и иметь довольно большие размеры. Построение сетки представляет собой кропотливую работу, снижающую достоинство этого метода.

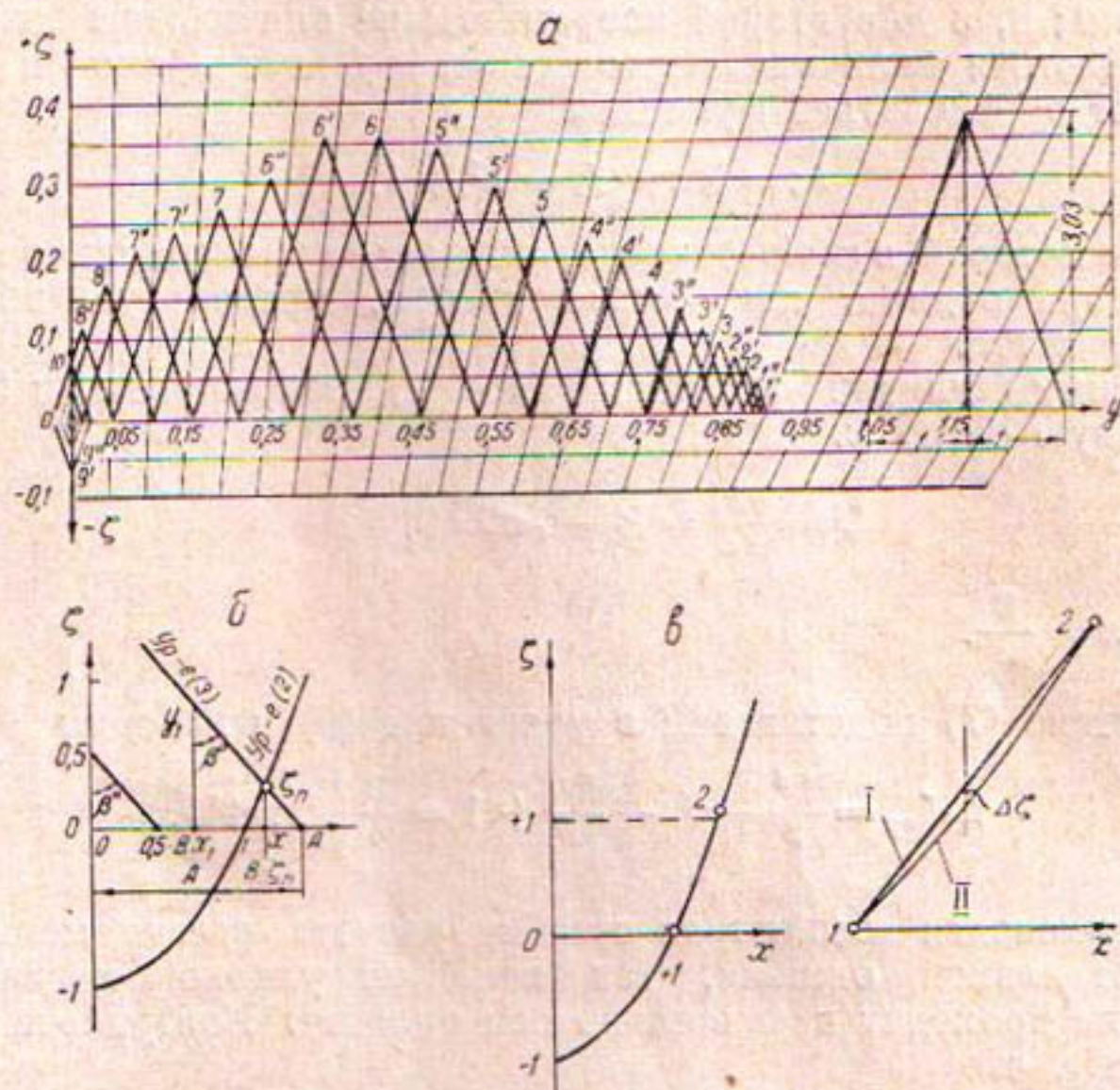


Рис. 1. Расчет гидравлического удара:

a—методом А. Е. Жмудь; *б*—методом В. А. Баранова; *в*—облегченным методом:
I—прямая по уравнению (5); II—парабола по уравнению (3).

Опубликованный в 1959 г. метод В. А. Баранова [2] не требует построения сетки парабол, а сводится к определению пересечений одной параболы

$$X = \sqrt{1 + \zeta_n} \quad (3)$$

с целым рядом прямых, имеющих разные угловые коэффициенты

$$X = \frac{\tau_0}{\tau_n} - \frac{2}{\mu\tau_n} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \tau_i - \frac{1}{\mu\tau_n} \cdot \tau_n. \quad (4)$$

В результате расчет упрощается, а точность его увеличивается (рис. 1 б). Оба метода следует считать уточненными. Уточнение заключается в учете влияния колебания напора перед задвижкой на скорость истечения жидкости.

Для решения некоторых практических задач по расчету только положительного удара есть возможность еще больше упростить расчеты, почти не снижая их точности. Ниже предлагается метод, который значительно облегчает расчет положительного удара и дает возможность выполнить его специалистам средней квалификации.

Учитывая, что на небольших участках, в зоне положительных

значений коэффициента ζ , парабола мало отличается от прямой, заменим параболу прямой, уравнение которой в общем виде будет

$$\zeta = Bx - A - x^2 + 1. \quad (5)$$

Эта прямая проходит через две точки параболы: первая с координатами 1; 0, а для второй координаты не определены (рис. 18).

Абсолютная величина расхождения ординат прямой и параболы ($\Delta\zeta$) будет определяться функцией

$$\Delta\zeta = Bx - A - x^2 + 1, \quad (6)$$

максимум которой, в свою очередь, определяет максимальное значение расхождения ординат или, иначе говоря, предельную абсолютную ошибку расчета.

Максимум данной функции находим, приравнивая к 0 первую производную ее по x .

$$\zeta' = \frac{d\Delta\zeta}{dx} = B - 2x = 0, \quad (7)$$

откуда $x = \frac{B}{2}$.

Значение (7) подставляем в уравнение (6) и находим

$$\Delta\zeta_{\text{пр}} = \frac{B^2}{2} - A - \frac{B^2}{4} + 1 = \frac{B^2}{4} - A + 1. \quad (8)$$

Максимальная абсолютная ошибка расчета всегда меньше величины предельной ошибки, так как луч ударной характеристики никогда не проходит параллельно оси ординат. Контрольные расчеты показывают, что

$$\Delta\zeta_{\text{макс}} < \frac{2}{3}\Delta\zeta_{\text{пр}}. \quad (9)$$

Чем больше ордината точки 2, тем больше величина максимальной абсолютной ошибки и меньше точность расчета.

Примем точку 2 с координатами (1,41; 1,0) считая, что максимальное превышение давления в каждой фазе, за исключением последней, не будет больше первоначального гидростатического напора.

Прямая, проходящая через две точки с координатами (1,0) и (1,41; 1), представляется уравнением

$$\begin{vmatrix} 1,41 - 1,0 & 1,0 - 0 \\ x - 1,0 & y - 0 \end{vmatrix} = 0 \quad (10)$$

или

$$0,41y - x + 1 = 0,$$

откуда

$$y = \frac{1}{0,41}x - \frac{1}{0,41}.$$

В этом случае максимальная абсолютная ошибка расчета составит не больше

$$\Delta\zeta_{\text{макс}} \approx \frac{2}{3} \left(\frac{1}{0,41^2 \cdot 4} - \frac{1}{0,41} + 1 \right) = 0,032.$$

В отличие от уточненного расчета, решение задачи сейчас заключается в совместном решении уравнений двух прямых линий

$$X = \frac{\tau_0}{\tau_n} - \frac{2}{\mu\tau_n} \cdot \sum_n^{n-1} \zeta - \frac{1}{\mu\tau_n} \zeta_n \quad (11)$$

и

$$x = 0,41y + 1. \quad (12)$$

Решая совместно эти уравнения, находим, что относительное повышение напора для каждой фазы удара определяется непосредственно из выражения

$$\zeta_n = \frac{a-1}{b+0,41}, \quad (13)$$

где условно

$$a = \frac{\tau_0}{\tau_n} - \frac{2}{\mu\tau_n} \cdot \sum_1^{n-1} \zeta;$$

$$b = \frac{1}{\mu\tau_n}.$$

Если относительное открытие трубопровода в конце последней фазы равно нулю, то относительное повышение напора определяется по формуле (6) в работе [2].

$$\zeta_m = \mu\tau_0 - 2 \sum_1^{n-1} \zeta. \quad (14)$$

Подготовительные расчеты гидравлического удара выполняем обычным способом.

1. Так как закрытые распределительные сети строятся в основном из асбоцементных труб, скорость распространения ударной волны определяем по формуле

$$a = \frac{1425\beta}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \frac{D}{\delta} \varphi}}, \quad (15)$$

где β — коэффициент, учитывающий влияние резиновых колец на стыках труб;

φ — коэффициент, учитывающий влияние толщины оболочки.

Величина коэффициента (β) не известна и в дальнейшем должна быть определена экспериментально. Временно примем ее равной 0,9*.

Коэффициент вычисляем в зависимости от коэффициента Пуассона и величины отношения $\frac{\delta}{D}$ по таблице в работе [3].

Для облегчения расчета нами подсчитаны следующие значения скорости распространения ударной волны (a) для асбоцементных труб стандартных размеров:

* По данным испытаний трубопровода, проводимых в Московском Университете, для труб диаметром 50 мм и толщины стенок 11 мм коэффициент определен равным 0,583. Так как в данном случае размеры труб соответственно в 7—17 раз больше, этот коэффициент принят равным 0,9. При использовании асбоцементных труб диаметром более 500 мм, соединяющихся с помощью муфт под зачеканку, коэффициент β следует принимать равным 1.

$D, \text{ мм}$	$a, \text{ м/сек}$	$D, \text{ м}$	$a, \text{ м/сек}$
0,279	782	0,546	826
0,322	766	0,672	804
0,456	814	0,864	801
0,960	792		

2. Назначаем время закрытия задвижки по данным натурных исследований САНИИВПиГ

Диаметр задвижки, мм	Число движений руками	Время закрытия, сек.
250	60—100	40—100
300	30—120	60—120
350	100—150	70—140
400	120—180	90—170

3. Задаемся законом закрытия задвижки. Будем считать этот закон линейным по времени. Определяем относительное закрытие задвижки в конце фазы и соответствующее ему значение коэффициента сопротивления задвижки в зависимости от степени открытия:*

$\frac{d-h}{d}$	ξ	$\frac{d-h}{d}$	ξ
0,125	0,07	0,85	70
0,25	0,26	0,875	97,8
0,375	0,81	0,9	134
0,5	2,06	0,925	157,5
0,625	5,52	0,95	290
0,75	17,0	0,975	367

4. Время закрытия (T_0) округляем до целого числа фаз и устанавливаем закон закрытия трубопровода по времени методом, изложенным в работе [2].

5. Определяем относительное повышение напора по уравнению (13) и строим график изменения напора по фазам в процессе удара.

Расчет гидравлического удара по формуле (13) детально показан на примере, взятом из книги А. Е. Жмудь [1] на стр. 69 и пересчитанном нами по изложенному выше методу.

* Промежуточные значения ξ при $\frac{d-h}{d} > 0,875$ можно приближенно определить по выведенной нами формуле

$$\xi = \frac{450}{\frac{d-h}{d}^{-11,45}}.$$

Пример. Представленный на рис. 2 напорный трубопровод имеет по всей длине одинаковое сечение и толщину стенок.

Основные данные трубопровода:

1) полная длина $L = 290$ м;
 2) диаметр в свету — $D = 2400$ мм и соответствующая площадь поперечного сечения — $F = 4,52$ м²;

3) напор у регулирующего органа — $H_0 = 125$ м;

4) расход воды через регулирующий орган при напоре $H_0 = 125$ м и максимальном открытии — $Q_0 = 17,4$ м³/сек.

При данном расходе, для которого относительное открытие регулирующего органа примем за единицу, скорость воды в трубопроводе равна

$$v = \frac{Q_{\max}}{F} = \frac{17,4}{4,52} = 3,85 \text{ м/сек},$$

скорость распространения ударной волны —

$$a = 967 \text{ м/сек},$$

ударная характеристика трубопровода —

$$\mu = \frac{967 \cdot 3,85}{9,81 \cdot 125} = 3,03,$$

время фазы удара —

$$t_{\phi} = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 290}{967} = 0,6 \text{ сек.}$$

Процесс закрытия регулирующего органа задан графически согласно рис. 3.

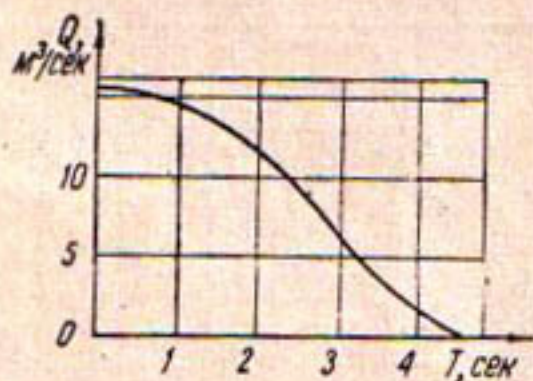


Рис. 3. Кривая изменения расхода при постоянном напоре $H_0 = 125$ м от времени T .

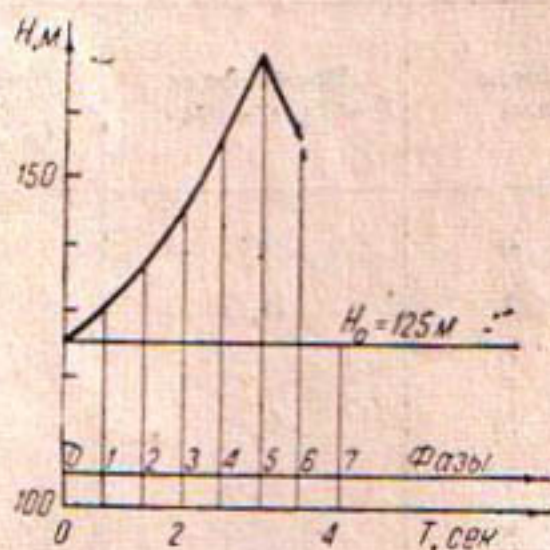


Рис. 4. Изменение напора H в зависимости от времени T при гидравлическом ударе.

Условные относительные открытия трубопровода соответственно в каждый момент времени равны

$$\tau_n = \frac{Q}{Q_{\max}} = \frac{Q}{17,4}.$$

Таблица 1

Расчет гидравлического удара по уравнению (13) облегченным способом с заданной точностью 3%

Номер фазы (n)	$T = t_{\text{ф}} \cdot n$, сек.	τ_n	$\frac{\tau_0}{\tau_n}$	ν	$\nu \cdot \zeta_n - 1 = k$	$\frac{\tau_0}{\tau_n} - k = a$	$a - 1$	$0,41 + \nu$	ζ	$\sum_{i=1}^{n-1} \zeta_i$	$\sum_{i=1}^{n-1} \zeta_i - \zeta_n$	Примечания
0	0,00	0,9	1,0	0,367	0	1	0	0,777	0	0	0	$\mu = 3,03$
1	0,6	0,868	1,04	0,380	0	1,4	0,04	0,79	0,05	0,05	0,1	$\frac{1}{\mu} = 0,33$
2	1,2	0,803	1,12	0,412	0,0412	1,079	0,079	0,822	0,096	0,146	0,292	$\mu = 0,9$
3	1,8	0,700	1,286	0,472	0,138	1,148	0,148	0,882	0,167	0,313	0,626	
4	2,4	0,549	1,64	0,62	0,377	1,263	0,263	1,012	0,260	0,573	1,143	
5	3,0	0,349	2,58	0,945	1,083	1,497	0,497	1,355	0,366	0,939	1,878	
6	3,6	0,172	5,23	1,915	3,59	1,64	0,64	2,325	0,276	1,214	2,428	
7	4,2	0,042	21,4	7,86	19,05	2,34	1,34	8,26	0,163	1,489	2,978	
8	4,8	0,000	—	—	—	—	—	—	0,251	—	—	

Все дальнейшие расчеты выполнены по предлагаемому методу и сведены в табл. 1 по данным которой заполняем табл. 2 и, определив изменения напора, строим график (рис. 4), который показывает, что максимальное давление достигает величины 170,2 м к концу 5-й фазы удара, т. е. через 3 сек. после начала регулирования.

Таблица 2

Изменение напора в зависимости от времени фазы

Номер фазы	Время фазы $T = t_{\text{ф}} \cdot n$, сек.	Относительное повышение напора $\zeta_n = \frac{H - H_0}{H_0}$	Повышение напора $\Delta H = H - H_0$, м	Напор $H = H_0 + \Delta H$, м
0	0	0	0	125
1	0,6	0,05	6,25	131,25
2	1,2	0,096	12	137
3	1,8	0,167	20,9	145,9
4	2,4	0,260	32,5	157,5
5	3,0	0,36	45,2	170,2
6	3,6	0,275	34,4	159,4
7	4,2	0,163	20,4	145,4
8	4,8	-0,251	-30,4	94,6

Сравним относительные повышения напора ζ_2 , определенные способами расчета:

Фаза удара	По данным А. Е. Жмудь	По нашим расчетам
0	0	0
1	0,044	0,05
2	0,095	0,096
3	0,161	0,167
4	0,259	0,260
5	0,362	0,366
6	0,271	0,275
7	0,163	0,173
8	-0,251	-0,03

В зоне положительных ζ максимальная ошибка расчета не превышает 1%, что значительно меньше ранее определенной максимальной абсолютной ошибки. При переходе к отрицательным ζ , расхождения резко возрастают.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жмудь А. Е. Гидравлический удар в гидротурбинных установках, Госэнергоиздат, М. — Л., 1953.
2. Баранов В. А. Об уточненном расчете гидравлического удара в напорных трубопроводах, Труды САНИИРИ, вып. 102, 1959.
3. Мостков М. А. и Башкиров А. А. Расчеты гидравлического удара, Госэнергоиздат, М., 1952.
4. Баранов В. А. Выравнивание давлений в напорных трубопроводах ирригационных систем с помощью воздушных колпаков, Вопросы гидротехники, вып. 5, Изд-во АН УзССР, 1962.

В. А. БАРАНОВ, В. М. ПИКУЛИН

ОБ УПРОЩЕННОМ СПОСОБЕ РАСЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА¹

В современной литературе указывается два способа определения максимального повышения давления при гидравлическом ударе.

1. Можно задаваться линейным по времени изменением скорости воды в трубопроводе, т. е. линейным по времени закрытием трубопровода (задача Мишо). Тогда максимальное повышение напора находится по формуле

$$\Delta H = \frac{2Lv_0}{gT}, \quad (1)$$

где L — длина трубопровода;

v_0 — начальная скорость воды в трубопроводе;

T — время закрытия регулирующего органа.

Закон закрытия регулирующего органа получится в этом случае каким угодно.

2. Можно задаваться линейным по времени закрытием регулирующего органа (задача Аллиеви). Здесь задача отыскания максимального повышения напора значительно усложняется и сводится к решению ряда цепных уравнений для каждой фазы удара

$$\tau_n \sqrt{1 + \zeta_n} = \tau_0 - \frac{\zeta_n}{\mu} - \frac{2}{\mu} \sum_1^{n-1} \zeta, \quad (2)$$

где $\zeta = \frac{H - H_0}{H_0}$ — относительное повышение напора при гидравлическом ударе;

$\tau = \frac{Q}{Q_0}$ — условное относительное открытие трубопровода;

$\mu = \frac{av_0}{gH_0}$ — постоянная величина для данного трубопровода.

Необходимо отметить, что предположение Мишо, принятое ради простоты формул, приводит к логическому абсурду, так как для того, чтобы удовлетворить линейному закону закрытия трубопровода, надо в ряде случаев задать такое движение регулирующего органа, которое в практике довольно трудно осуществить [1].

¹ Работа выполнена по заданию института Средазгипроводхлопок.

В. А. Анисимов и Г. М. Зюликов [2], ссылаясь на работу К. А. Михайлова и А. И. Богомолова [3], рекомендуют упрощенный способ нахождения максимального повышения напора в трубопроводе при гидравлическом ударе по формуле

$$\Delta H = \frac{av_0}{g} \cdot \frac{t_\phi}{T} \quad (3)$$

Выражение (3) — это видоизмененная формула Мишо, которая получается после подстановки в (3) значения времени фазы $t_\phi = \frac{2L}{a}$, где a — скорость распространения ударной волны.

Ссылка на предел применимости данной формулы ни один из авторов не делает, в результате чего создается впечатление об ее универсальности, независимо от закона закрытия задвижки. Покажем на примере, к каким результатам это может привести.

Пример. Исходные данные (за исключением длины трубопровода) примем из типового проекта закрытой распределительной сети, выполненного Средазгипроводхлопом в 1963 г.:

диаметр трубопровода $D = 0,322$ м;

длина его $L = 7000$ м;

коэффициент сопротивления при полном открытии $K = 473$;

расход при нормальном режиме работы $Q_0 = 0,195$ м³/сек;

скорость течения жидкости $v_0 = 2,39$ м/сек;

статический напор $H_0 = 18$ м;

диаметр задвижки $d = 200$ мм;

время закрытия $T_3 = 70$ сек.

Для этих исходных данных определяем время фазы

$$t_\phi = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 7000}{766} = 18,25 \text{ сек.}$$

и повышение напора, вычисленное упрощенным способом по уравнению (3),

$$\Delta H = \frac{2 \cdot 7000 \cdot 2,39}{9,81 \cdot 70} = 48,9 \text{ м.}$$

Для проверки найденного выше максимального повышения напора при расчете по уточненному методу [3] находим ударную характеристику трубопровода

$$\mu = \frac{av_0}{gH_0} = \frac{766 \cdot 2,39}{9,81 \cdot 18} = 10,4;$$

число фаз за время закрытия задвижки —

$$m = \frac{T_3}{t_\phi} = \frac{70}{18,25} = 3,83 \approx 4;$$

расчетное время закрытия —

$$T = 4 \cdot 18,25 = 72,8 \approx 73 \text{ сек.};$$

коэффициент сопротивления задвижки в процессе закрытия —

$$K_{\text{зад}} = \frac{h_{w\text{зад}}}{Q^2} = \xi \frac{16}{\pi^2 \cdot d^4 \cdot 2g} = 52 \xi,$$

где ξ — коэффициент сопротивления задвижки, зависящий от степени открытия $\frac{d-h}{d}$.

Сначала зададимся линейным по времени законом закрытия задвижки и определенное при этом максимальное повышение напора сравним с величиной, найденной по формуле (3). Расчет проводим способом, изложенным в работе [4].

Полученный в результате закон закрытия трубопровода показан на рис. 1а. По найденным из табл. 1 значениям относительного от-

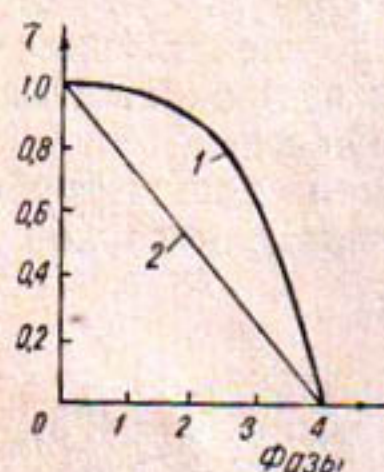


Рис. 1. Характер закрытия трубопровода:
1 — при линейном по времени закрытии задвижки; 2 — линейный закон закрытия трубопровода.

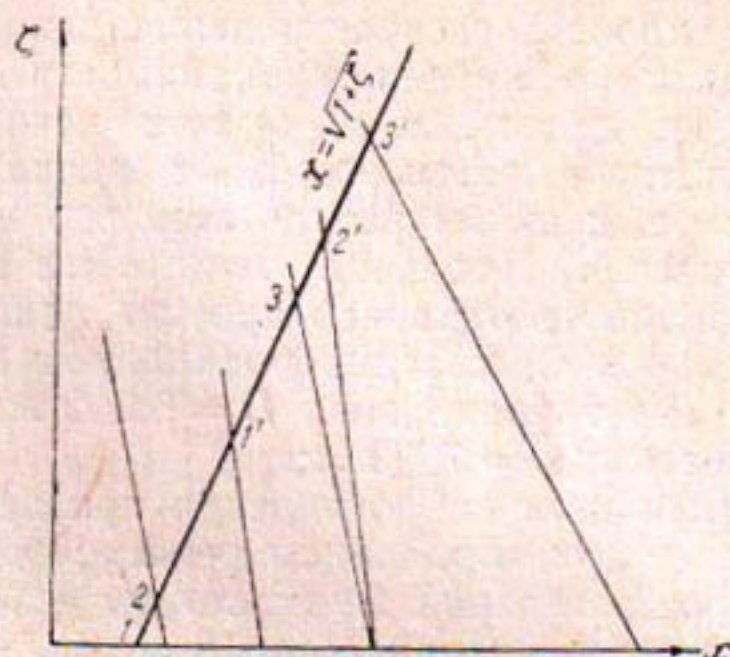


Рис. 2. Определение величины относительного повышения напора (ζ) по методу В. А. Баранова.

крытия трубопровода (τ_n) дальнейший расчет производим по табл. 2 и рис. 2.

Таблица показывает, что относительное повышение напора к концу 4-й фазы будет равно $\zeta = \frac{H - H_0}{H_0} = 9,13$, или $\Delta H = 9,13 \times 18 = 164$ м, что в $\frac{164}{48,9} = 3,5$ раза больше, чем та же величина, определенная по формуле (3).

Таблица 1

Расчет закрытия трубопровода

Номер фаз	$\frac{d-h}{d}$	ξ	$K_{\text{зад}}$	K'_*	Q	τ_n
0	0	0	0	473	0,195	1
1	1/4	0,26	13,5	486,5	0,192	0,985
2	2/4	2,06	107	580	0,176	0,903
3	3/4	17,0	883	1356	0,115	0,580
4	1	—	—	—	0	0

* Переменный коэффициент характеристики задвижки в процессе ее закрытия $K'_i = K - K_{\text{зад}0} + K_{\text{зад}i}$, где $K_{\text{зад}0}$ — коэффициент характеристики трубопровода для начальной фазы (в нашем случае равен 0).

Теперь зададимся линейным по времени законом закрытия трубопровода. Зная изменение относительного открытия трубопровода (τ_n) по фазам (рис. 1б), определяем максимальное повышение напора для линейного закрытия трубопровода.

Таблица 2

Расчет гидравлического удара различными способами

Номер фазы	τ_n	$\frac{1}{\mu \tau_n}$	y_1	x_1	y_2	x_2	ζ	$\sum \zeta$	$2\sum \zeta$
Уточненный									
0	1,0	—	—	—	—	—	—	0	0
1	0,75	0,133	1	1,25	0	1,38	0,67	0,67	1,34
2	0,5	0,192	1	1,55	0	1,74	1,25	1,92	3,84
3	0,25	0,384	1	2,12	0	2,56	1,92	3,84	7,68
4	0,00	—	—	—	—	—	2,72	—	—
Проверочный [4]									
0	1	—	—	—	—	—	0	0	—
1	0,985	0,0976	1	0,916	0	1,01	0,0	0	—
2	0,903	0,106	1	0,996	0	1,1	0,17	0,17	—
3	0,590	0,163	1	1,48	0	1,73	1,1	1,27	—
4	0	—	—	—	—	—	9,13	—	—

Таким образом, максимальное относительное повышение напора (ζ) к концу 4-й фазы равно

$$\frac{H - H_0}{H} = 2,72,$$

или

$$\Delta H = 2,72 \times 18 = 49 \text{ м},$$

что совпадает с величиной повышения напора, определенной упрощенным способом.

Для определения закона закрытия задвижки, производим расчет по табл. 1 в обратном порядке (табл. 3). Закон закрытия задвижки показан на рис. 3.

Следовательно, пользоваться формулой Мишо нужно весьма осторожно и только тогда, когда полученный в результате расчета закон закрытия задвижки можно практически осуществить. Расчет по формуле Мишо никак нельзя назвать упрощенным способом расчета. Это точный способ, применимый лишь при определенных предпосылках.

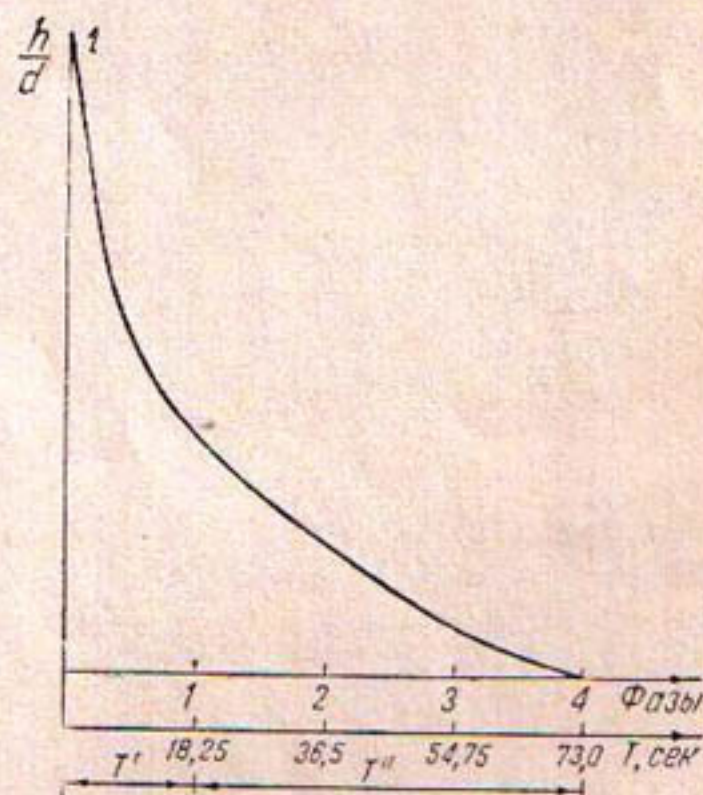


Рис. 3. Закон движения задвижки при линейном по времени закрытии трубопровода.

Расчет необходимого процесса закрытия задвижки

Номер фазы	τ_n	Q	K'	K_2	ξ	$\frac{d-h}{d}$	$\frac{h}{d}$
0	1	0,195	473	0	0	0	1
1	0,75	0,146	844	371	7,15	0,643	0,357
2	0,5	0,0975	1900	1427	27,5	0,782	0,218
3	0,25	0,0486	7650	7177	137,9	0,91	0,09
4	0,00	0	—	—	—	1,0	0,0

ЛИТЕРАТУРА

1. Морозов А. А., Фогт Ф. Ф. Трубопроводы гидроэлектрических установок, М., 1934.
2. Анисимов В. А. и Зюликов Г. М. Проектирование и расчет закрытых оросительных систем, М., 1960.
3. Михайлов К. А. и Богомоллов А. И. Гидравлика, гидрология, гидрометрия, М., Изд-во дор.-тех. литературы, 1950.
4. Баранов В. А. Об уточненном расчете гидравлического удара в напорных трубопроводах, Труды САННИРИ, вып. 102, Ташкент, 1959.

А. Г. ЕРЕМЕНКОВ

О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ В ТРУБЕ ШНУРОВОГО ВОДОПОДЪЕМНИКА

В настоящее время шнуровые водоподъемники с направляющей трубой применяются для подъема воды из скважин на пастбищах Узбекской ССР. Действие этих водоподъемников основано на принципе подъема жидкости бесконечным шнуром, движущимся вверх внутри трубы, нижний конец которой опущен под уровень воды в колодце.

Для изучения явлений, происходящих при подъеме воды в направляющей трубе водоподъемника нами были поставлены опыты с измерением скоростей потока.

Внутреннее пространство трубы в ее поперечном сечении представляет собой прямоугольник, большая сторона которого равна 110, меньшая — 38 мм. Рабочий орган водоподъемника — прорезиненная лента (11 × 100 мм в поперечном сечении) разделяет трубу на две полости, создавая два симметричных потока (рис. 1). Внутренняя поверхность стальной направляющей трубы слегка покрыта коррозией со средней высотой выступов шероховатости 0,2 мм. На поверхности ленты нанесена искусственная шероховатость в виде поперечных канавок глубиной 1,5 мм и шагом между ними 4 мм. Угол между откосами канавки равен 75°. Труба длиной 7,5 м нижним концом заглублена под уровень воды в колодце на 1,35 м.

На расстоянии 4 м от нижнего конца трубы установлена скоростная трубка, имеющая соотношение размеров трубки Прандтля [1]. Скоростная трубка перемещалась с помощью винтового механизма, положение ее в потоке определялось по линейке с нониусом с точностью до 0,1 мм.

Скорости движения жидкости измерялись по толщине потока (линии, перпендикулярной к плоскости ленты), по середине его живого сечения. Отношение ширины живого сечения к толщине $\frac{110 \text{ мм}}{13,5 \text{ мм}} \approx 8$ позволяет считать поток плоским.

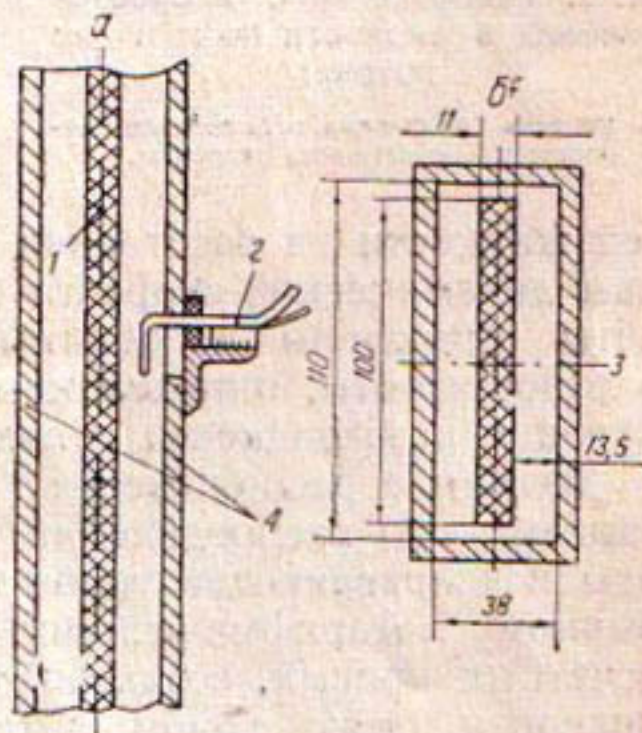


Рис. 1. Продольное (а) и поперечное (б) сечения направляющей трубы:

1 — лента; 2 — скоростная трубка; 3 — линия перемещения скоростной трубки; 4 — стенки трубы.

Измерения осредненных скоростей в потоке проводились при пяти значениях скорости движения ленты, равных 5,90; 6,91; 8,0; 8,75 и 9,88 м/сек. Опытные значения осредненных скоростей движения жидкости нанесены на график (рис. 2.)

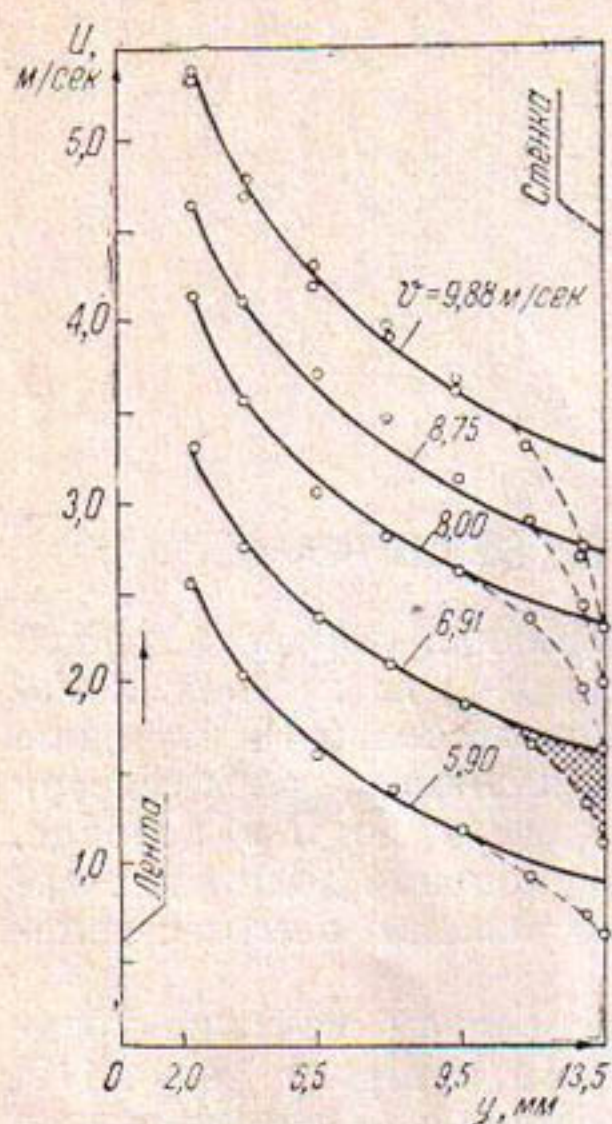


Рис. 2. Распределение скоростей движения в жидкости по толщине потока:

U — местная продольная осредненная скорость; y — расстояние от ленты.

стей жидкости на расстоянии $y_1 = 2$ мм от поверхности ленты. Величины динамической скорости (U_*) при различных скоростях движения ленты вычислены по опытным значениям гидравлических потерь и полезной работы, определенным из баланса мощности водоподъемника. Значение коэффициента χ получено равным 0,42.

Взаимное расположение расчетных кривых и опытных точек показывает, что распределение скоростей в плоском потоке при подъеме воды в направляющей трубе на большем участке кривой подчиняется обычному логарифмическому закону. Опытные точки отклоняются от расчетных кривых, создавая перегибы (пунктирные кривые) в зоне, близкой к стенке трубы. Отношение разности площадей опытной и расчетных эпюр распределения скоростей (на рис. 2 заштриховано) к площади опытной эпюры не превышает 1,5% и с увеличением средней скорости потока уменьшается.

С увеличением скорости движения ленты очертания экспериментальных кривых (пунктирные линии) распределения скоростей вблизи стенки трубы изменяются аналогично кривым скоростей у стенки напорного трубопровода при увеличении пропускаемого в нем расхода. Тормозящее влияние стенки возрастает с увеличением расхода, а значение градиента скорости у стенки трубы увеличивается. И, наоборот, с уменьшением скорости движения ленты влияние стенки трубы уменьшается.

Сплошными кривыми линиями изображены эпюры осредненных скоростей по толщине потока, вычисленные по известному логарифмическому закону распределения скоростей в турбулентном потоке вблизи твердой стенки

$$U \approx U_1 - \frac{U_*}{\chi} \ln \frac{y}{y_1}, \quad (1)$$

где U — абсолютная скорость движения жидкости поднимаемой лентой;
 U_1 — абсолютная скорость движения жидкости на расстоянии y_1 от поверхности ленты;

χ — коэффициент пропорциональности;

y — расстояние от поверхности ленты;

$U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$ — динамическая скорость или скорость, соответствующая касательному напряжению на поверхности ленты;

τ — касательное напряжение на поверхности ленты;

ρ — плотность жидкости.

Начальные координаты кривых скоростей взяты равными опытным значениям осредненных продольных скоростей

При малых скоростях движения ленты через прозрачную вставку в стене направляющей трубы наблюдались обратные токи жидкости у стенки трубы. С дальнейшим уменьшением скорости ленты вода не заполняла всего сечения трубы, а двигалась по ленте небольшим слоем.

По визуальным наблюдениям начало процесса подъема воды можно представить следующим образом.

Над поверхностью уровня воды в колодце, вокруг движущейся вверх ленты, образуется конический столб жидкости, сечение которого по высоте уменьшается (за счет обратных течений), постепенно переходя в сечение установившегося потока на ленте.

Жидкость, стекающая с конуса формирования, повышает уровень воды в трубе по сравнению с уровнем в колодце и образует обратные течения вблизи стенок направляющей трубы. При равенстве расходов нисходящего и восходящего течений (не учитывая расхода потока жидкости уносимого лентой) превышение уровня воды в трубе над уровнем в колодце остается постоянным. Превышение уровня равно потерям на трение нисходящего потока о жидкость восходящего и стенки трубы

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{H_3 + \Delta H}{h} \cdot \frac{U_{\text{ср. н}}^2}{2g}, \quad (2)$$

где ΔH — превышение уровня воды в трубе над уровнем в колодце;

λ — суммарный коэффициент трения;

H_3 — заглубление направляющей трубы под динамический уровень воды в колодце;

h — условная толщина нисходящего потока, равная расстоянию от стенки трубы до плоскости, в которой осредненная продольная скорость движения частиц жидкости равна нулю;

$U_{\text{ср. н}}$ — средняя скорость нисходящего потока жидкости;

g — ускорение силы тяжести.

Представим эту формулу в виде

$$U_{\text{ср. н}} = \sqrt{\frac{2gh}{\lambda} \cdot \frac{\Delta H}{H_3 + \Delta H}}. \quad (3)$$

Из уравнения видно, что расход нисходящего потока для каждого постоянного значения величины $\frac{\Delta H}{H_3 + \Delta H}$ определяется его толщиной h и суммарным коэффициентом сопротивления λ .

С увеличением скорости движения ленты эпюра скоростей будет менять свою форму, увеличивая зону положительных скоростей восходящего потока, тем самым уменьшая толщину нисходящего течения и его расход. Наступит момент, когда расход восходящего потока станет больше нисходящего. При этой скорости движения ленты избыток расхода будет непрерывно повышать уровень воды в трубе. Жидкость постепенно заполнит всю трубу и начнет переливаться в приемный кожух водоподъемника.

При условии заполнения водой направляющей трубы по всей длине приведенное выше уравнение примет вид

$$U_{\text{ср. н}} = \sqrt{\frac{2gh}{\lambda} \cdot \frac{H}{H_3 + H}} = \sqrt{\frac{2gh}{\lambda} \left(1 - \frac{H_3}{L}\right)}, \quad (4)$$

где H — высота подъема воды;

L — длина направляющей трубы $L = H + H_3$.

Уравнение показывает, что с увеличением отношения заглубления к длине направляющей трубы средняя скорость нисходящего потока снижается. Следовательно, заполнение трубы начнется при меньших скоростях движения ленты. Учитывая это, можно было предположить, что по аналогичной зависимости от отношения заглубления к длине трубы повышается расход восходящего потока, поднимаемого лентой, а следовательно, и производительность водоподъемника. Опытная проверка такого предположения была проведена на экспериментальной водоподъемной установке (рис. 3), смонтированной на скважине.

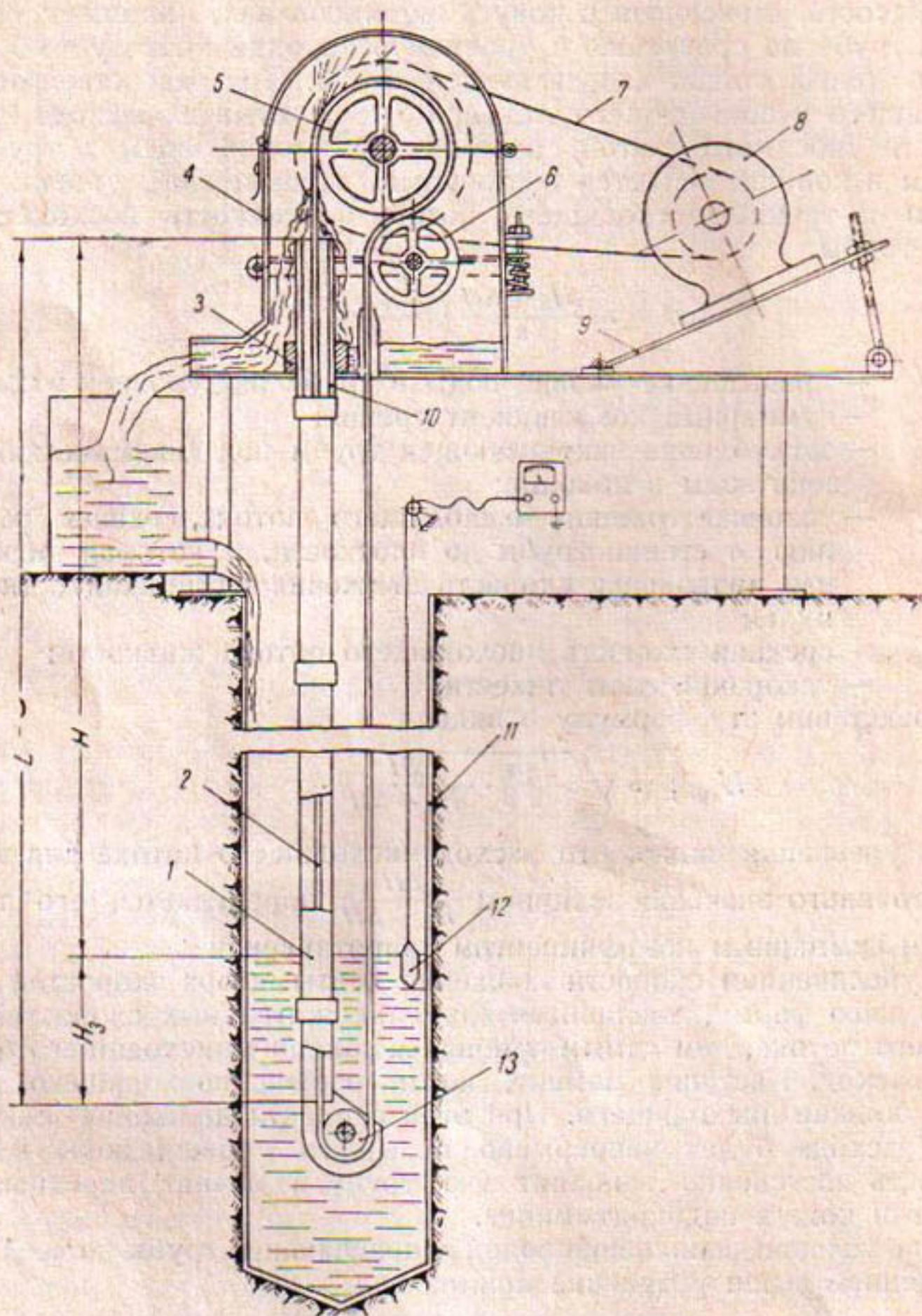


Рис. 3. Схема водоподъемной установки.

Водоподъемник состоит из верхнего водосборного корпуса с рамой (наземная часть) 4, рабочего органа 2, направляющей трубы 1 и нижнего натяжного узла 13, расположенного в скважине 11. Рабо-

чий орган в виде бесконечной гибкой ленты в верхней своей части огибает ведущий барабан 5 и направляющий ролик 6, а в нижней — ролик натяжного узла водоподъемника. Восходящая ветвь ленты проходит внутри водоподъемной (направляющей) трубы, нисходящая — в пространстве между водоподъемной и обсадной трубами.

При вращении гайки 3 винт 10 опускается. Вследствие этого, подвешенная к винту направляющая труба с нижним натяжным роликом движется вниз, создавая натяжение рабочего органа. Нижний конец направляющей трубы опущен по динамический уровень воды в скважине. Вращающийся ведущий барабан приводит в движение ленту.

Жидкость увлекается восходящей ветвью ленты, поднимается вверх внутри направляющей трубы и затем изливается в приемный кожух водоподъемника. Направляющая труба общей длиной 40,4 м составлена из отдельных секций стальных газовых труб диаметром 1½ дюйма. Рабочий орган — прорезиненная лента сечением 11 × 32 мм с шероховатостью поверхности в виде поперечных канав глубиной 1,5 мм.

Водоподъемник приводится в действие электродвигателем 8, с помощью клиноременной передачи 7. Натяжение клиновых ремней регулируется поворотом плиты 9 под электродвигатель вокруг ее оси вращения. Водоподъемник смонтирован на скважине, внутренняя полость которой изолирована от притока грунтовых вод. Это обстоятельство позволило устанавливать желаемый динамический уровень воды в скважине при работе водоподъемника по замкнутому циклу движения воды: скважина — водоподъемник — скважина. Глубина скважины — 50 м.

По положению динамического уровня воды в скважине определялись величина заглубления направляющей трубы и высота подъема воды (сумма значений заглубления трубы и высоты подъема жидкости составляет длину трубы). Поддерживая постоянный заданный динамический уровень воды в скважине, проводили серию опытов, определяя зависимость производительности водоподъемника от скорости движения ленты. Затем повышали динамический уровень, подавая некоторое количество воды из водопроводной сети в скважину. Сохраняя постоянной новую ступень динамического уровня, проводили следующую серию опытов. Испытания проведены при 6 положениях динамического уровня воды в скважине. Каждую серию опытов осуществляли в основном при 5 значениях скорости движения ленты в пределах от 4 до 9 м/сек.

Скорость движения ленты вычисляли по времени десяти ее полных оборотов. Производительность измеряли объемным способом. Положение динамического уровня в скважине определяли электрическим уровнемером 12.

Результаты опытов показаны на рис. 4. Из графика видно, что при различных заглублениях H_3 зависимость производительности Q от скорости движения ленты v выражается в виде семейства прямых линий, параллельных между собой.

Если на графике продолжить прямые линии $Q = f(v)$ до пересечения их с осью v , то можно определить начальные скорости (v_0) движения ленты, выше которых условно начинается подача воды полным сечением трубы.

На рис. 5 показана аналитическая зависимость

$$v_0 = a \sqrt{1 - \frac{H_3}{L}}, \quad (5)$$

где a — коэффициент пропорциональности.

Точками показана зависимость $v_0 = \varphi \left(\frac{H_3}{L} \right)$, определенная из опытного графика (рис. 4).

Так как зависимость $Q = f(v)$ представляет собой прямую линию, то ее можно представить в виде

$$Q = c (v - v_0); \quad (6)$$

здесь Q — производительность;
 c — константа, определяемая по опытным данным графика рис. 4;
 v — скорость движения ленты;
 v_0 — начальная скорость движения ленты, определяемая по уравнению (5).

Из формул (5) и (6) следует,

что при $\frac{H_3}{L} = 1$, $v_0 = 0$, Q принимает наибольшее значение.

На рис. 5 нанесена кривая $Q = \psi \left(\frac{H_3}{L} \right)$, вычисленная по формуле (6) и опытные точки, взятые

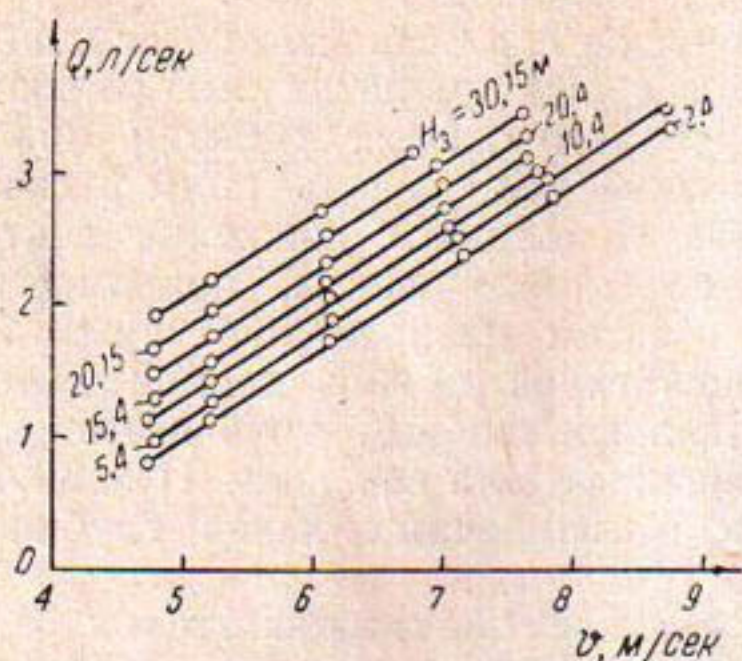


Рис. 4. Зависимость производительности от скорости движения ленты при различных заглублениях трубы:

Q — производительность; v — скорость движения ленты.

из графика рис. 4 при скорости ленты 6 м/сек.

Расположение экспериментальных точек около расчетных кривых можно считать вполне удовлетворительным во всем диапазоне опытов, то есть до $\frac{H_3}{L} = 0,75$. При эксплуатации водоподъемника это отношение всегда меньше указанной цифры.

Графики (рис. 5) подтверждают характер зависимостей и сделанный выше вывод о том, что с увеличением отношения заглубления к длине трубы ее заполнение начинается при меньших скоростях ленты и производительность водоподъемника возрастает. Испытания водоподъемника с направляющими трубами другой длины дали аналогичные результаты.

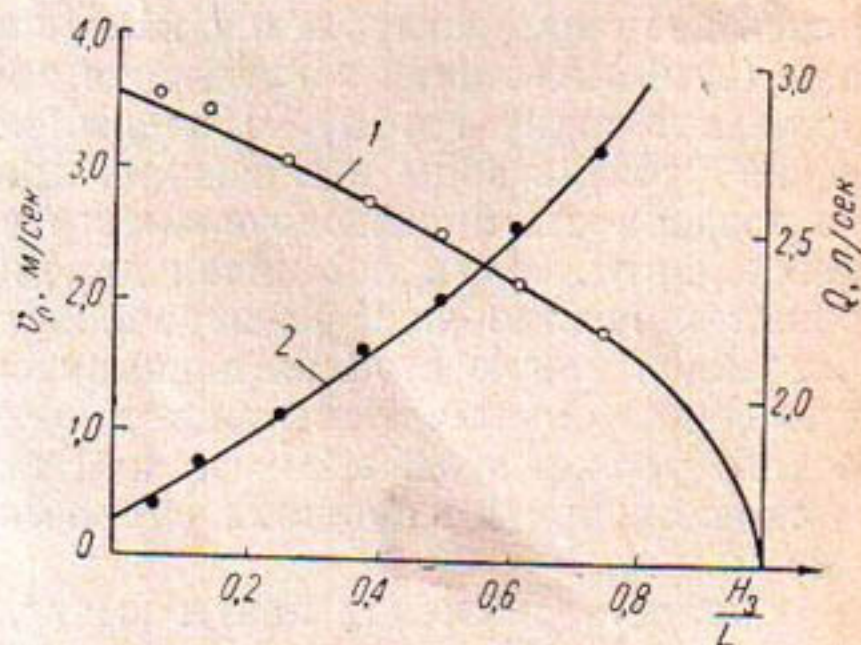


Рис. 5. Зависимость начальной скорости и производительности от отношения заглубления к длине трубы:

$$1 - v_0 = \varphi \left(\frac{H_3}{L} \right); 2 - Q = \psi \frac{H_3}{L}.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Шиллеров Б. А. Трубка Пито, Труды ГЭИ, Энергоиздат, М.-Л., № 1, 1933.

СОДЕРЖАНИЕ

А. А. Кадыров. К расчету пропускной способности составных водосливных отверстий	5
Л. А. Валентини, Т. И. Дерлятка. О теории косого гидравлического прыжка и его практическом применении	12
Л. А. Машкович. Определение формы и размеров саморегулирующих трапецеидальных водосливов	19
А. Набиев. Размыв различных грунтов за консольными перепадами в натуральных условиях	23
Ю. М. Кузьминов. Некоторые результаты исследований местного размыва за Тюямуюнским гидроузлом на р. Амударье	43
К. Б. Дадабаев. К вопросу производства берегозащитных и выправительных работ на предгорных участках рек	51
М. П. Мухтаров. Уравнение установившегося неравномерного движения аэрированных потоков	56
В. А. Баранов , В. М. Пикулин. Облегченный расчет гидравлического удара с заданной точностью	60
В. А. Баранов , В. М. Пикулин. Об упрощенном способе расчета гидравлического удара	68
А. Г. Еременков. О движении жидкости в трубе шнурового водоподъемника	73

Коллектив

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ, ВЫП. 23

Редактор *С. С. Мельникова*

Технический редактор *З. П. Горьковая*

Корректор *А. И. Арзуманова*

Р04908. Сдано в набор 5/1 1965 г. Подписано к печати 24/VII-1965 г. Формат
70 × 108¹/₁₆ 2,5 бум. л. Печ. л. 5,0. Уч. изд. л. 6,2 Изд. № 1219. Тираж 650
Цена 52 к.

Типография Объединенного издательства ЦК КП Узбекистана
Заказ 2819. Ташкент — 1965 г.
Адрес Изд-ва: Гоголя, 70.