МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

Ордена Трудового Красного Знамени Среднеазиатский Научно-Исследовательский институт ирригации им. В. Д. ЖУРИНА
„САНИИРИ“

ТРУДЫ САНИИРИ

Выпуск 128

(Гидравлика, гидротехнические сооружения)

ТАШКЕНТ—1971

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР

Ордена Трудового Красного Знамени Среднеазиатский Научно-Исследовательский институт ирригации им. В. Д. ЖУРИНА
„САНИИРИ"

ТРУДЫ САНИИРИ

Выпуск 128

(Гидравлика, гидротехнические сооружения)

ТАШКЕНТ—1971

УДК 626.01

В сборнике приводятся результаты натурных наблюдений за ветровым волнением на водохранилищах Средней Азии; освещаются вопросы борьбы с заилением; описывается конструкция разработанного САНИИРИ прибора для регистрации ветровых волн; освещается опыт эксплуатации волнообразователя; исследуется режим водохранилищ; технология и механизация возведения плотины из крупнообломочных грунтов.

Книга предназначена для научных работников, инженеров-проектировщиков, строителей и работников эксплуатации водохозяйственных объектов.

Редакционная коллегия

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

М.Л.ДЗЮБАЛТОВСКАЯ, Е.Я.ФРОЛИКОВА

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ОПЫТНОГО ПОЛИГОНА КРЕПЛЕНИЙ ПЛОТИНЫ ТАШКЕНТСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Один из крупных вопросов при проектировании водохранилищных плотин - выбор защитных креплений, предохраняющих земляное тело плотины от разрушения ветровой волной. Стоимость их часто составляет значительную долю стоимости самого земляного сооружения. Между тем практика эксплуатации водохранилищ показывает, что часто они не вполне надежны и разрушаются под воздействием ветровых волн. Известны значительные разрушения креплений на Каттакурганском, Кайраккумском, Тедженском и других водохранилищах. Такое положение с креплениями напорных откосов водохранилищных земляных плотин объясняется в основном тем, что, с одной стороны, существующие методы расчета креплений на заданную волновую нагрузку еще не имеют должного обоснования, разноречивы в оценке параметров крепления (толщины покрытия, размеров камней, плит и т.п.), с другой, - недоработаны сами конструкции креплений, не обеспечивающие устойчивости против волнового воздействия.

Большое значение имеет качество строительных работ - в отдельных случаях одна из основных причин разрушения крепления.

Учитывая важность проблемы создания рациональных типов креплений, экспертно-технический отдел Главводхоза МСХ СССР в 1957 г. при рассмотрении проекта Тюябугузского (ныне Ташкентского) водохранилища вынес решение о строительстве на этой плотине опытного полигона для испытания в натурных условиях новых типов креплений. Испытания на этом полигоне должны были сочетаться с лабораторными исследованиями в волновых лотках лаборатории волновых процессов САНИИРИ. Полигон был построен в 1961 г. В данной статье подводятся итоги исследований, проведенных на нем

в 1961-1964 гг. работниками лаборатории волновых процессов САНИИРИ.

Краткая характеристика водохранилища и плотины

Ташкентское водохранилище расположено в пойме р.Ангрен. Плотина построена в узком месте поймы у так называемого бугра Тюябугуз. При нормально подпертом горизонте воды (▼ 35,0 м) образуется водоем с объемом 250 млн.м^3 и зеркалом водной поверхности 16 км^2, длиной 11 км, шириной 1-2,5 км. Чаша водохранилища в плане имеет неправильную форму: на протяжении первых 6,5 км вверх от плотины она вытянута в юго-восточном направлении, а дальше круто поворачивается на северо-восток, благодаря чему эта часть не участвует в формировании волн, направленных в сторону плотины.

В русловой части перед плотиной глубина воды достигает 33 м. В состав сооружений водохранилища входят: земляная плотина, правобережный водовыпуск со сбросом и головной регулятор левобережного магистрального канала.

Длина земляной плотины 2,5 км, максимальная высота 36,5 м, отметка гребня - 36,5 м. Тело плотины состоит из уплотненного суглинистого ядра, пригруженного с обеих сторон гравелисто-песчаными призмами с откосом $m = 3$.

Напорный откос на ▼ 20,88 м имеет горизонтальную берму шириной 4 м, а на отметке 36,0 м заканчивается железобетонным вертикальным парапетом высотой 1,5 м. На участке напорного откоса плотины от ПК 17+94 до ПК 19+90 выше бермы построен опытный полигон креплений. Напорный откос выше бермы (за исключением полигона) закреплен в основном монолитными железобетонными плитами размером 200x200x20 см, а ниже бермы монолитными бетонными плитами размером 600x600x15 см, 200x200x30 см и сборными железобетонными плитами 200x200x15 см, 200x200x20 см. Все эти плиты уложены непосредственно на грунт плотины без подготовки. В 1961 г. в процессе заполнения чаши произошло оползание

грунта вместе с плитами в русловой части плотины, поэтому в дальнейших работах плиты связывали друг с другом путем пропуска через них железных стержней диаметром 20 мм.

Характеристика опытного полигона

Опытный полигон построен таким образом, что позволяет производить смену типов креплений без угрозы устойчивости плотины. Он представляет собой железобетонное корыто длиной 197 м, шириной по откосу 40 м и глубиной 3 м. Стенки выполнены в виде железобетонных подпорных стенок. Корыто по длине разделено такими же стенками на восемь секций шириной 24,5 м каждая; дно его внутри секций закреплено монолитными железобетонными плитами 200х200х20 см, уложенными прямо на грунт плотины. Шесть секций полигона засыпаны грунтом плотины (гравийно-песчаная смесь), а два - суглинком. Грунт при укладке укатывали. Каждая секция имеет свое крепление. В процессе строительства в связи с затяжкой сроков работ принятые в проекте крепления опытного полигона были в значительной степени изменены (табл.I).

Как видим, на полигоне уложены три основных вида плит: монолитные бетонные, монолитные железобетонные и сборные железобетонные с вариацией толщины, оснований и подготовки.

План опытного полигона и вид в поперечном разрезе дан на рис.I.

Оборудование опытного полигона и состав наблюдений

Для проведения наблюдений за состоянием креплений, уложенных на опытном полигоне, и изучения факторов, влияющих на их устойчивость, опытный полигон был оснащен специальной аппаратурой.

I. Анеморумбограф М-I2, установленный на гребне плотины против УI секции, предназначен для суточной фиксации скорости и направления действующих ветров (фиксировал сред-

Характеристика креплений откоса

Запроектировано

номер	плиты	размер, м	подготовка	грунт
I	Сборные железобетонные двутавровые	0,65x0,9x0,I	Гравийная, t= 30 см	Галечник
II	Сборные железобетонные с отверстиями	2,0x2,0x0,I	На одной половине секции гравий, на другой минеральная вата	Суглинок
III	Сборные железобетонные	2,0x2,0x0,I	Гравийная, t= 30 см	Галечник
IУ	Монолитные бетонные	2,0x2,0x0,I5	Гравийная, t= 30 см	Суглинок
У	Монолитное крепление из горячего асфальтобетона, t = I5 см	-	Без подготовки	"
УI	То же	-	То же	Галечник
УП	Монолитное крепление из холодного асфальтобетона, t = I5 см	-	"	Суглинок
УШ	Сборные железобетонные	I,0xI,0x0,I	Гравийная, t= 30 см	"

Примечание. t - толщина слоя.

опытного полигона Таблица I

Уложено			
плит	размер, м	подготовка	грунт
Монолитные бетонные	2,0x2,0x0,2	Без подготовки	Гравийно-песчаный
Монолитные железобетонные	2,0x2,0x0,I	То же	То же
Сборные железобетонные	2,0x2,0x0,I5	"	"
Монолитные бетонные	2,0x2,0x0,I	"	"
Сборные железобетонные	2,0x2,0x0,I	Гравийная подготовка t =30 см	"
Сборные железобетонные	I,0xI,0x0,I	То же	"
Монолитные бетонные	2,0x2,0x0,I	Без подготовки	Суглинок
"	2,0x2,0x0,2	То же	"

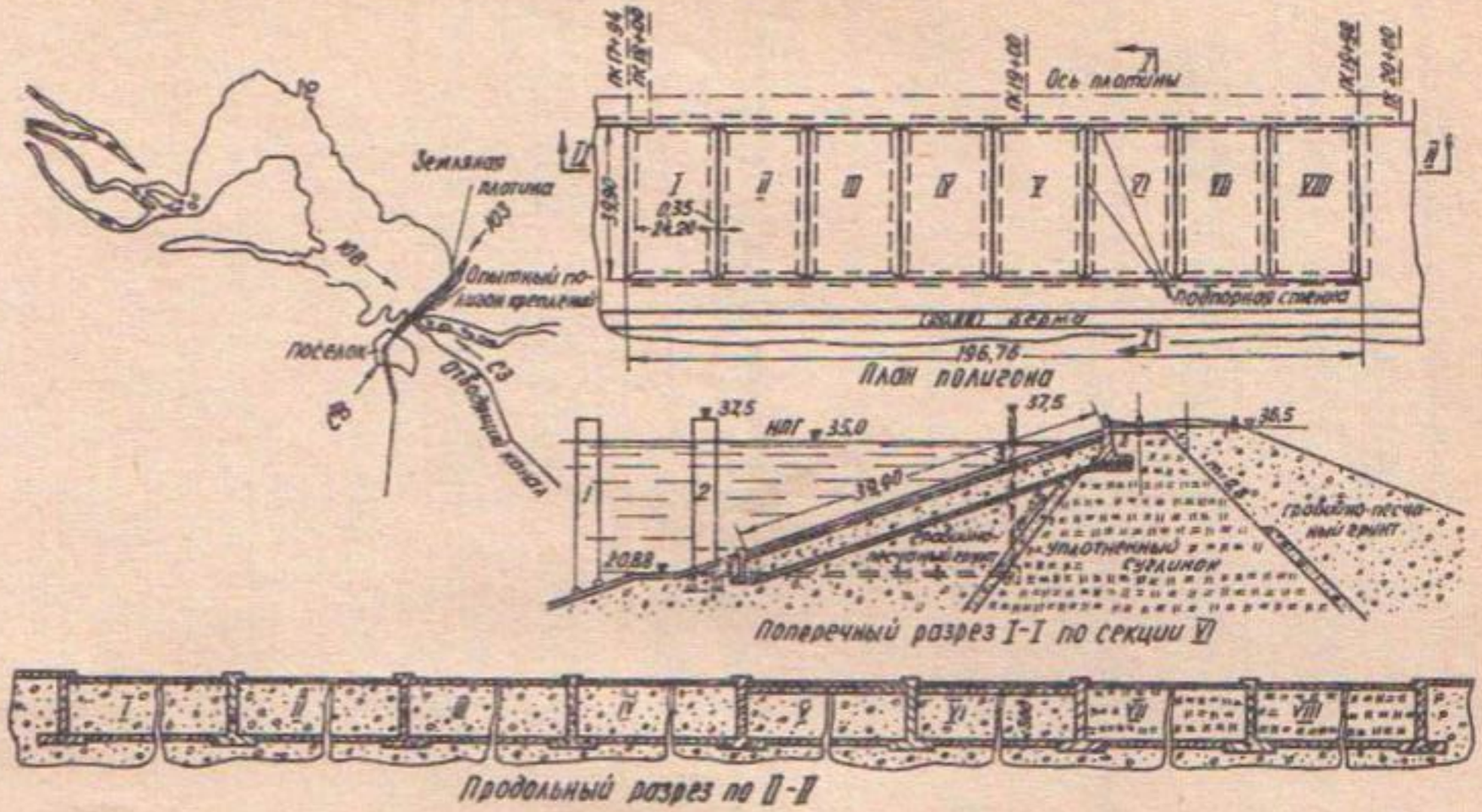


Рис.I. Опытный полигон креплений на плотине Ташкентского водохранилища: I- плавучий волнограф (337 м от парапета); 2- стационарный волнограф (43 м от парапета); 3- стальная труба для самописца уровня воды "Валдай"; I-УI- гравийно-песчаный грунт, УП, УШ - суглинок.

нюю скорость ветра за 10 мин. на высоте 8 м над поверхностью гребня).

2. Реостатные электроволнографы: плавучий трехвеховый, установленный в 330-350 м от плотины, стационарный одновеховый, жестко закрепленный на специальной мачте, поставленной на берме откоса (в 43 м от гребня), и передвижной (береговой) одновеховый, регистрирующий высоту волны непосредственно у откоса. Плавучий волнограф определял все элементы ветровых волн (высоту, период, скорость, длину) на подходе к плотине, а стационарный - высоту и период волн перед полигоном. Показания волнографов записывались осциллографом МПО-2. Специальное устройство позволяло вести суточную запись волнения (высоты) и кратковременные записи (развернутые осциллограммы) всех элементов волн.

3. Датчики пульсации давлений для регистрации волновых и взвешивающих давлений на плиты.

В УІ секции полигона, где уложены железобетонные плиты размером 100х100х10 см, в плитах среднего ряда установили по шесть закладных стаканов, предназначенных для установки в них во время исследований парных индукционных датчиков для записи давлений на плиты. Концы кабеля от этих датчиков вывели на гребень к пульту управления, смонтированному в вагончике, постоянно установленному около УІ секции на гребне плотины. Здесь же сконцентрировали всю записывающую аппаратуру.

4. Самописец "Валдай" для регистрации уровня воды в водохранилище поставили в вертикальной трубе, нижний конец которой соединили с горизонтальной трубой, уложенной на уровне бермы.

5. Приборы для измерения температуры воздуха (самописец метеорологического термографа, установленный в специальной будке), воды, барометрического давления, влажности воздуха и др.

6. Осадочные марки на шести створах, разбитых по длине напорного откоса плотины, по 4-6 марок в каждом створе. Нивелировку производили каждый год после опорожнения. Осадку плит опытного полигона проверяли ежегодной нивелировкой двух рядов плит в каждой секции.

Кроме того, на каждую плиту завели инвентаризационные карточки, в которые записывали первоначальное состояние плиты с замером швов, трещин и других повреждений. После опорожнения водохранилища записи сверяли с состоянием плит в натуре.

Наблюдения за состоянием плит вели с 1961 по 1965 г.

Режим уровня водохранилища

Отметка нормально-подпорного горизонта в водохранилище - 36,0 м. На рис.2 показано колебание горизонтов воды в чаше водохранилища за первые годы эксплуатации (1961-1964 гг.). В 1963 г. водохранилище было заполнено до ▼ 34,6 м, а в 1964 - до ▼ 35,0 м. Продолжительность поддерживания высоких горизонтов около 3месяцев. Все эти годы (за исключением 1961 г.) полигон в летнее время (апрель-август) находился под водой, а в 1964 г. нижние ряды плит даже осенью не были открыты для осмотра.

Ветровой и волновой режим водохранилища

Наиболее опасны для плотины ветры восточного, юго-восточного и южного румбов, создающие волнение, направленное в сторону плотины. Из них наиболее сильный юго-восточный ветер, действующий вдоль водохранилища по наибольшей длине разгона волны. Ветры восточного и южного румбов дуют под углом к плотине, и волнение, создаваемое ими, значительно слабее. Наиболее сильные - ветры противоположных направлений - юго-восточного и северо-западного как по частоте действия, так и по скорости ветра.

В табл.2 приведены данные, показывающие относительную долю ветров восточного, юго-восточного и южного румбов,

Повторяемость ветра по скоростям, % к общему числу наблюдений данного направления

Таблица 2

Направление ветра	Повторяемость скоростей ветра, % от общего числа случаев действия ветра, м/сек														Продолжительность действия ветра, % от общей продолжит. ветров всех направлений
	I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2	I3	I4	
За период с 27.У по 3I.УШ-I962 г.															
Восточное	0,8	I2,3	I2,3	27,9	20,5	I3,I	9,0	3,3	0,8	-	-	-	-	-	9,I
Юго-восточное	0,3	6,8	I6,0	24,0	23,4	I5,7	9,5	3,4	0,6	0,3	-	-	-	-	24,9
Южное	0,6	I2,4	24,7	24,I	I8,5	8,0	7,4	3,I	I,2	-	-	-	-	-	I2,I
За период с I3.IУ по 8.УШ-I963 г.															
Восточное	9,3	I5,I	I8,9	I7,2	I3,0	5,9	7,6	2,9	3,4	2,5	I,7	I,3	0,8	0,4	I3,5
Юго-восточное	4,9	8,9	II,8	I4,0	20,3	I3,6	9,9	4,9	4,7	3,3	I,9	I,2	0,4	0,2	29,2
Южное	8,2	I8,2	20,3	I4,3	I7,6	9,9	7,7	2,2	I,I	-	-	-	0,9	-	I0,3
За период с I8.IУ по I3.УП-I964 г.															
Восточное	23,4	I6,6	I5,7	I2,4	I3,5	9,4	5,3	3,3	0,5	0,5	-	-	-	-	23,8
Юго-восточное	22,I	I2,7	I5,7	I7,6	I3,0	II,I	4,2	2,0	0,7	0,7	-	0,3	-	-	I8,5
Южное	35,5	I9,6	I8,7	II,3	6,5	6,6	I,9	0,9	-	-	-	-	-	-	6,4

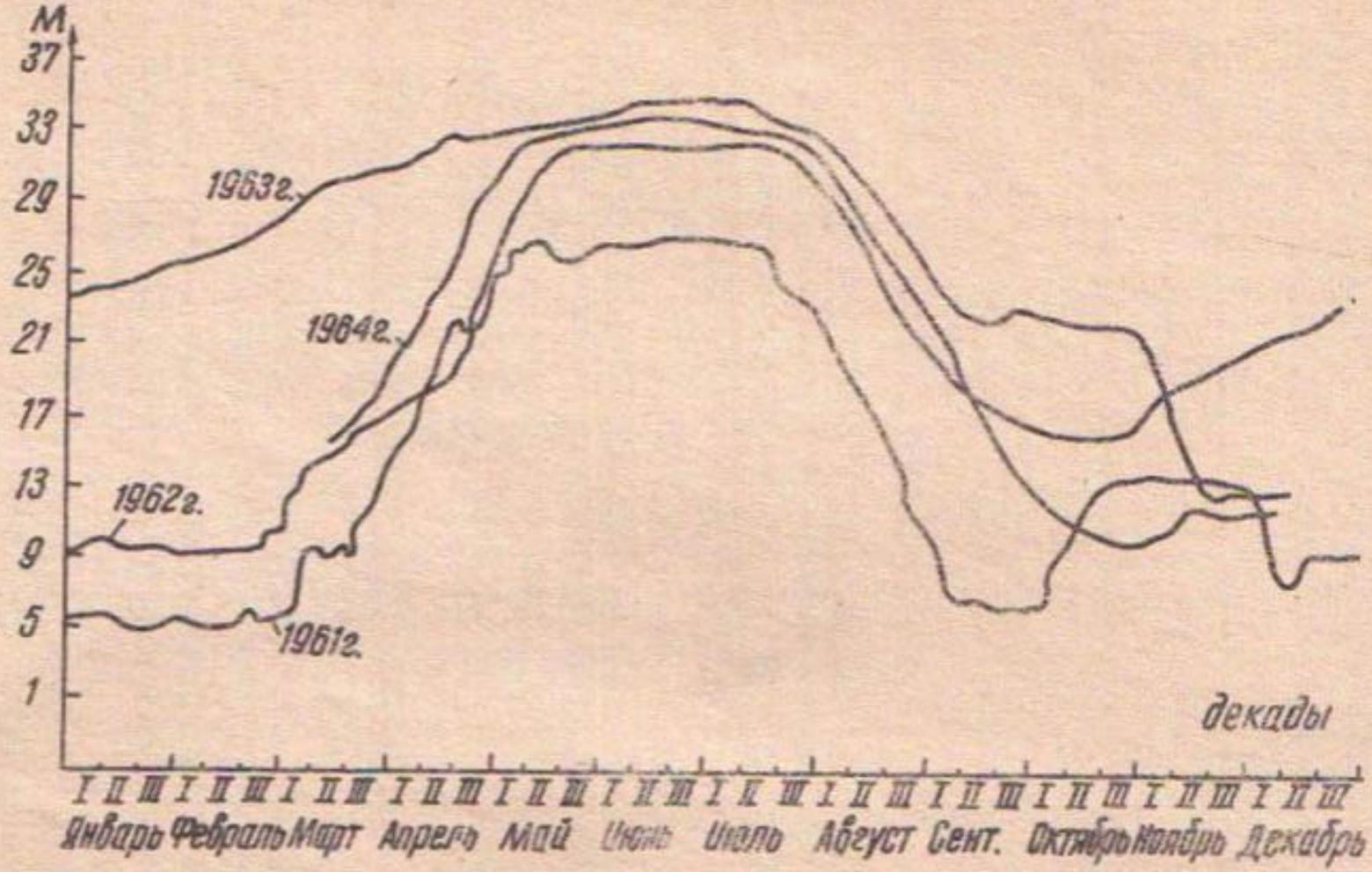


Рис.2.Колебания горизонтов воды в чаше Ташкентского водохранилища(1961-1964гг).

действующих на плотину, от общего количества случаев действия ветров всех направлений. Цифры показывают, что примерно половина числа случаев действия ветров в районе водохранилища приходится на эти направления (восточное, юго-восточное, южное). В основном это ветры со скоростью 3–5 м/сек (в 1962 г. – 60–67%, в 1963 – 46–52%, 1964 – 36–49%), реже со скоростью 6–10 м/сек (от 18 до 30%).

Ветры со скоростью > 10 м/сек вообще очень редки. В 1962 и 1964 гг. их не было, в 1963 г. повторяемость их составляла ~ 4% от всех случаев действия ветров этих направлений. Следовательно, реальный ветровой режим водохранилища довольно слабый, такие скорости ветра, безусловно, не могли создать существенное волнение в чаше Ташкентского водохранилища.

Данные табл.3 характеризуют ветровое волнение Ташкентского водохранилища по периодам наблюдений. В 1962 г. доля волн с высотой до 40 см составляла 50%, в 1963 – 76, в 1964 – 74. Волны высотой больше 50 см были очень редки (в 1962 г. – 20%, в 1963 – 10, 1964 – 5). Максимальная замеренная волна в 1962 г. была равна 60 см, в 1963 – 70 см и в 1964 – 73 см (при юго-восточном ветре 10,5 м/сек).

Таким образом, Ташкентское водохранилище можно отнести к числу водохранилищ со слабым ветровым волнением.

Оценка состояния креплений плотины опытного полигона

В процессе укладки креплений на напорном откосе плотины уложенные плиты тщательно осматривали и все дефекты записывали в инвентаризационные карточки. Наибольшее количество дефектов имели сборные железобетонные плиты на откосе плотины ниже бермы и в Ш, У, УІ секциях опытного полигона. Наиболее распространенные дефекты: плиты с отколотыми углами (до 30х50 см), глубокими трещинами, со сколотым бетоном в углах, в местах соединительных петель (даже с обнаженной арматурой), вывороченными металлическими петлями, от

Таблица 3

Повторяемость высот волн 1%-ной обеспеченности восточно-юго-восточно-южного румба, %

Время наблюдений	Высота волн, см										Максимальная волна, см	Направление
	20	21-25	26-30	31-35	36-40	41-45	46-50	51-55	56-60	61-65		
С 27.УI по 31.УШ-1962 г.	0,0	10,0	30,0	0,0	10,0	20,0	10,0	10,0	10,0	0,0	60	Южное, юго-восточное
С 13.IУ по 8.УШ-1963 г.	0,0	31,0	19,0	16,0	10,0	10,0	4,0	7,0	2,0	1,0	70	Восточное, юго-восточное
С 24.IУ по 27.УI-1964 г.	11,0	5,0	16,0	16,0	26,0	21,0	0,0	0,0	0,0	5,0	73	Восточное, юго-восточное

которых веером расходятся мелкие и глубокие трещины по всей плите и т.п.

Из 6030 обследованных плит 32% имели дефект из-за невысокого качества изготовления, транспортировки и укладки. Количество плит с серьезными повреждениями составляет по плотине I5%, а на опытном полигоне - 26% (табл.4). Кроме того, в плитах имелись неглубокие поверхностные трещины строительного характера (на плотине I6%, на полигоне II%), большие зазоры в швах - до 40-50 мм. Основной дефект монолитных (бетонных и железобетонных) плит - мелкие поверхностные трещины, образовавшиеся в процессе затвердевания бетона.

За годы эксплуатации водохранилища (I96I-I964 гг.) в состоянии самих плит существенных изменений не произошло. Наблюдавшиеся деформации, главным образом расстройство швов и вынос грунта, искривление плоскости откоса, образование пустот и т.п. связаны с осадочными деформациями самой насыпи откоса.

Осадочные деформации напорного откоса плотины (I960-I964 гг.)

Водохранилище заполняли по мере возведения плотины. Во время первого заполнения в марте I960 г. произошел крупный оползень откоса слева от правобережного водовыпуска, захвативший участок длиной около 40 м. Вместе с грунтом оползли бетонные монолитные плиты размером 200x200x30 см.

В июле при наполовину заполненном водохранилище произошел второй, более крупный оползень, охвативший участок откоса длиной ~5 м, а по высоте - от подошвы плотины до бермы между водовыпуском и сбросом. Здесь плиты просели на глубину до 3 м. Места разрушений были очищены и заделаны. В месте второго обрушения в гравийно-песчаной призме обнаружена суглинистая с примесью ила и строительного мусора прослойка примерно метровой толщины, которая, очевидно, и явилась причиной оползания откоса.

Таблица 4

Виды деформации сборных железобетонных плит при укладке их на откосе плотины Ташкентского водохранилища

Место укладки плит	Размеры плит, см	Количество плит	Плиты								Всего дефектных плит	
			со сколотыми или отколотыми углами		со сколотым бетоном у соединительных петель		с глубокими трещинами		с мелкими трещинами			
			шт.	%	шт.	%	шт.	%	шт.	%	шт.	%
Откос ниже бермы	200x200x20	3II0	68	2,2	246	7,9	I25	4,0	5I5	I6,6	954	30,7
Откос ниже бермы	200x200xI5	I590	3I	2,0	I76	II,0	52	3,3	225	I4,I	484	30,4
Секция Ш опытного полигона	200x200xI5	228	9	3,9	2	0,9	37	I6,2	43	I8,8	9I	39,8
Секция У опытного полигона	200x200xI0	228	II	4,8	44	I9,3	2I	9,2	7	3,I	83	36,4
Секция УI опытного полигона	I00xI00xI0	874	I04	II,9	22	2,5	92	I0,5	97	II,I	3I5	36,0
Итого		6030	223	3,6	490	8,I	327	5,4	887	I4,7	I927	32,0

Таблица 5

Осадка креплений напорного откоса плотины, см

Период	ПК 7+49	ПК 8+95	ПК I4+93	ПК I7+23	ПК 2I+94	ПК 23+70
С 24.XI-I960 по I8.X-I964 г.	-	-	20,2	I9,5	32,I	-
С I4.XI-I96I по I8.X-I964 г.	-	-	I2.0-24,0	I4,0-25,6	25,4	-
С I6.X-I962 по I8.X-I964 г.	5,5-I0,3	5,9-8,9	9,2	I0,2-I2,9	I3,5-2I,6	2I,6

Во время последующих заполнений водой чаши водохранилища осадка грунта верхнего клина плотины продолжалась, причем очень неравномерно, особенно на русловом участке от ПК I7+75 до ПК I9+00.

При укладке монолитных плит прямо на месте они плотно прилегают друг к другу, поэтому теряют гибкость, не могут оседать следом за грунтом, заклиниваются, образуя под собой пустоты. Значительная деформация поверхности откоса появилась на берме. Края плит бермы, прилегающие к верхней части откоса, опустились, а к нижней - приподнялись и заклинили плиты нижнего ряда. Разница в положении краев плит бермы (по высоте) достигала здесь I0-I5 см. Образовавшиеся под внешним краем бермы уже с первого года эксплуатации пустоты заделывали, но недостаточно качественно, поэтому глубина просадки в I963 г. местами достигла 30 см. Размеры пустот разные и, по-видимому, связаны с качеством укладки грунта на берме.

На участках откоса ниже бермы, закрепленных сборными железобетонными плитами, поверхность также деформирована отдельными небольшими понижениями, ложбинами, свидетельствующими о неравномерной осадке грунта. На откосе выше бермы (вне полигона), укрепленном главным образом железобетонными монолитными плитами, дефектов в самих плитах и просадок грунта под ними не обнаружено, но поверхность откоса местами пестрит вертикальными уступами высотой 2-4 см.

Нивелировка осадочных марок по откосу показала, что осадка грунта напорного откоса плотины продолжается и проходит неравномерно (табл.5). Максимум осадки приходится на русловую часть плотины и составляет за 4 года 32 см (марка 29), в том числе только за I962-I964 гг.-2I,6 см.

Состояние крепления опытного полигона и характеристика осадочных явлений

На рис.3 показано, как изменилась средняя величина осадки креплений опытного полигона в разрезе каждой секции за период с I4.IУ-I96I г. по 20.X-1964 г. Наиболее неравномерная осадка произошла в первый период - с I4.IУ-I96I г. по I9.X-I96I г., причем максимальная - в секциях IУ-УШ, особенно в УI, т.е. в секциях, расположенных в русловой части плотины. В последующие годы величина осадки по всем секциям примерно одинаковая, но сохраняется общая картина первого периода. Наибольшая осадка в УI секции за 4 года составила около 40 см, наименьшая в I и П секциях - около 28-29 см.

Осадка креплений неравномерна и по ширине откоса опытного полигона, что видно из рис.4, где в левой части показана осадка первых II плит (счет идет от бермы к гребню плотины) каждой секции за 3,5 года (с I4.IУ-I96I г. по I8.X-1964 г.), а в правой - осадка остальных 9 плит за три года. Из рис.4 видно, что примерно 40% всей осадки за 3,5 года произошло в первый период с I4.IУ-I96I г. по I9.X-I96I г., что подтверждается: правая часть - верхняя часть плотины, возведенная примерно на полгода позже, дает меньшую осадку, чем нижние ряды плит. Но максимальная осадка приходится на те же секции IУ-УI, возрастая по величине к гребню плотины.

На опытном полигоне за период четырехлетней эксплуатации разрушений плит или каких-лило значительных деформаций не наблюдалось. Несколько деформировалась сама поверхность откоса, появились уступы между плитами, заклинивания плит в части, примыкающей к парапету, с образованием небольших пустот, некоторое смещение плит вниз с раскрытием швов.

В секциях I-П, где уложены бетонные и железобетонные монолитные плиты, указанные деформации не отмечаются. Плиты Ш секции (сборные железобетонные) в удовлетворительном состоянии, пустот под ними нет несмотря на то, что здесь в

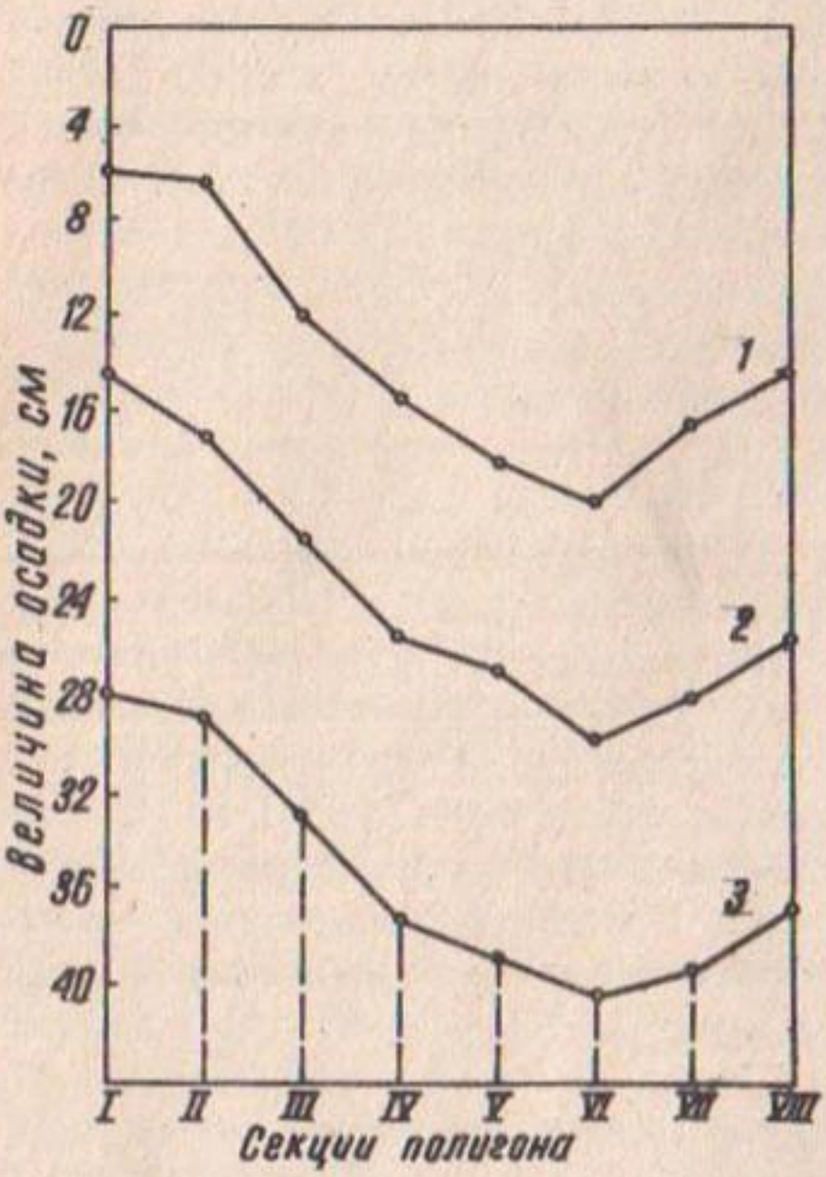


Рис.3.График изменения средней величины осадки креплений по секциям опытного полигона на плотине Ташкентского водохранилища:I-с I4.IУ-6Iг. по I9.X-6Iг.;2-с 20.X-6Iг. по I6.X-62г.; 3-с I6.X-62г. по I8.X-64г.

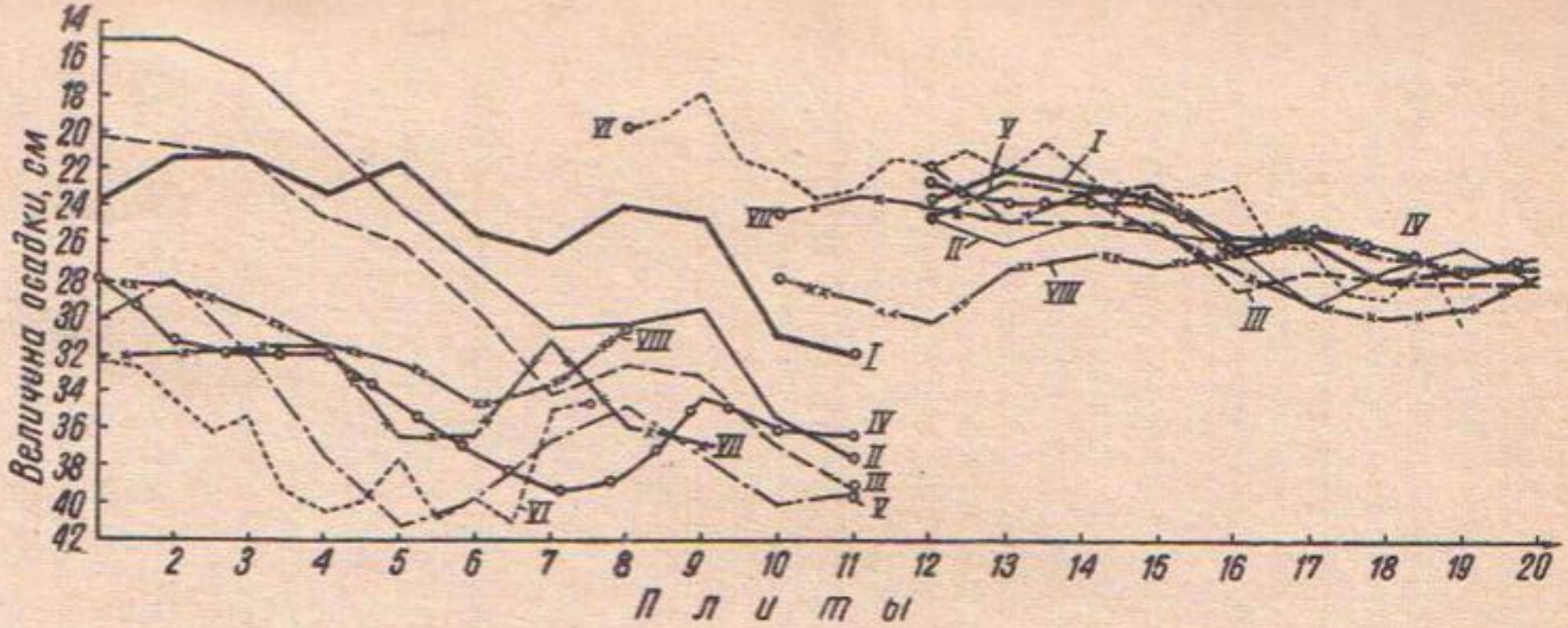


Рис.4.Осадка плит опытного полигона плотины Ташкентского водохранилища за период с I4.IУ I96Iг. по I8.X I964г.(осредненные данные по первому и шестому ряду плит каждой секции);I-УШ-секции.

период строительства во всех I2 рядах между плитами остались не залитыми битумной мастикой места соединения плит друг с другом (вырезы в плите, где выступающие металлические петли соединяются). Выноса грунта через эти отверстия не было. Во всех остальных секциях деформация откоса не отмечена. В IУ секции I7, I8 и I9 плиты всех I2 рядов просели по-разному, между ними образовались вертикальные уступы в I-3 см.

В У секции во всех I2 рядах между плитами 9 и I0 наблюдался вынос грунта через незакрытые штрабы, в результате чего вокруг них возникли пустоты диаметром 40-60 см и глубиной до I5 см. В 4 ряду этой секции между плитами I5 и I6 смыта волной битумная мастика, а под плитой I7 появилась пустота глубиной до 40 см. Пустоты отмечены и в верхней части этой секции под плитами I9 и 20 во всех I2 рядах, о чем свидетельствуют глухие звуки шагов при ходьбе по этим плитам. Размеры их определить не удалось, так как плиты плотно пригнаны друг к другу, а штрабы хорошо залиты битумной мастикой.

В УI секции в верхней части откоса под плитами 35, 36, 37, особенно во 2-5-м рядах, также образовались пустоты (на том же уровне, что и в У секции) глубиной до 20-22 см.

Крепление в УП секции выполнено из монолитных бетонных плит с прокладкой между ними двух слоев толя, который на стыке углов разрушается волной, и образуются небольшие отверстия (3 - 4 см). Под плитами I8 и I9 почти во всех рядах обнаружены пустоты величиной I0-20 см. В этой секции образовалось много уступов высотой 2-6 см, местами идущих поперек откоса сверху донизу.

В УШ секции пустот под плитами не обнаружено, но между плитами I0 - I2 видны уступы величиной 3-8 см.

Таким образом, деформация откоса плотины на опытном полигоне в виде образования пустот под плитами, уступов между ними наблюдается только в IУ-УШ секциях, где в основ-

ном сосредоточены максимальные осадки грунта насыпи полигона. Уступы между плитами образовались только в монолитном бетонном покрытии, плиты которого не связаны между собой арматурой и более свободно (в известных пределах) могут смещаться в вертикальном направлении. Пустоты под ними, если и есть, то незначительные из-за большой осадки грунта. Основная причина появления пустот в верхней части секции У, УI и УП - заклинивание верхних плит парапетом, плиты не следуют за осадкой грунта и отрываются от насыпи.

Вымыв грунта из-под плит через отверстия у соединительных петель наблюдается реже и по размеру пока незначителен. При большем волнении эти очаги разрушения подготовки (или основания) будут прогрессировать.

Выводы

I. Для зоны водохранилища характерно действие ветров с большей частотой, но непродолжительных и незначительных по скорости. Ветры с $W \geqslant 10$ м/сек мало повторяются (в 1962 и 1964 гг. их не было, а в 1963 г. их повторяемость составила 4% от всех случаев действия ветров). Скоростей с $W > 15$ м/сек за период наблюдений не отмечено.

2. Небольшие скорости ветра в зоне водохранилища (при максимальной длине разгона 6 км) обусловили слабый волновой режим водохранилища. Наиболее часто повторялись волны с высотами, не превышающими 40-50 см. Максимальная высота - 74 см. Повторяемость таких волн очень незначительна.

3. Слабый волновой режим водохранилища очень благоприятно отразился на состоянии всех типов креплений, уложенных как на плотине, так и на опытном полигоне. Существенных деформаций от воздействия ветровых волн на крепления откоса не отмечено. Лишь местами в районе незакрытых отверстий для скрепления плит друг с другом обнаружен вынос грунта.

Устойчивость крепления подтвердили лабораторные исследования в большом волновом лотке. Крепление УI секции опытного полигона (железобетонные плиты 100х100х10 см) при воздей-

ствии на него волн высотой 60 см сохраняло устойчивость, а при высоте I,0 м начался усиленный вынос грунта из-под плит, и крепление было нарушено. Следовательно, при более сильном волновом режиме можно ожидать появления деформации креплений.

4. Обнаруженные деформации креплений на плотине и опытном полигоне (уступы, заклинивание плит с образованием пустот под ними, подвижка плит с расширением швов и т.п.) - результат неравномерных осадочных явлений на плотине. Процесс этот еще продолжается. Максимальная осадка креплений на плотине за весь период 32 см, а на участке опытного полигона 40, наибольшая в русловой части, в секциях У-УП.

Дефекты в состоянии плит - результат невысокого качества строительных работ (по изготовлению, транспортировке, укладке). Процент плит с дефектами от общего количества сборных плит достаточно высок - 32.

5. Применяемые типы креплений должны быть более гибкими, чтобы плиты могли равномерно оседать вместе с грунтом. От сборных железобетонных плит с отверстиями следует отказаться, так как битумная мастика при вибрации плит (при $h \geq$ I,0 м) быстро вылетает и через открытые отверстия выносится грунт. Для водохранилищ с небольшим волнением (в пределах 50 - 60 см) земляное полотно из суглинков можно защищать монолитными железобетонными плитами 200x200xI0 (секция УП), связанными арматурой и уложенными непосредственно на грунт.

6. Учитывая изложенное, надо признать, что плотина Ташкентского водохранилища для устройства опытного полигона выбрана неудачно. Его следует организовать на другом водохранилище с более сильным волновым режимом, который ускорит процесс исследования новых креплений.

Е.Я.ФРОЛИКОВА

К РАСЧЕТУ ВЕТРОВОГО ВОЛНЕНИЯ В МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ СРЕДНЕЙ АЗИИ

В Средней Азии с каждым годом увеличивается число вводимых в действие водохранилищ. Обычно они располагаются в долинах рек, где часты сильные ветры, создающие значительное волнение на поверхности водоемов. Ветровое волнение усложняет эксплуатацию водохранилищ и является основной причиной разрушения земляных плотин, дамб обвалования и берегов.

Объемы разрушения защитных креплений напорных откосов плотин бывают велики. Так, на Каттакурганском водохранилище в отдельные годы разрушения каменного крепления достигали 10-12 тыс.$м^2$ (при стоимости восстановительного ремонта около 100 тыс.руб.). В 1960 г. почти полностью разрушено фашинное крепление правой дамбы и плотины I Тедженского водохранилища. Приведенные примеры не единичны.Одна из основных причин разрушения - недоучет волновых факторов. Как правило, для прогноза ветрового волнения используют данные наблюдений за ветром ближайших метеорологических станций, часто удаленных на десятки километров.

Знание параметров ветровых волн необходимо для расчета крепления на вероятную волновую нагрузку. Правильная оценка ожидаемого волнения - гарантия надежности эксплуатации проектируемых сооружений. Завышение расчетной высоты ветровой волны может привести к чрезмерному неоправданному удорожанию сооружений, занижение - вызвать большие расходы на ремонт и даже разрушение самого сооружения.

Основной вопрос при определении волновых нагрузок для расчета устойчивости сооружения на волновое воздействие - правильный выбор расчетных формул, реально отражающих условия формирования волн в проектируемом водохранилище.

Большинство существующих в Средней Азии водохранилищ относится к числу относительно малых с объемами аккумулируемой в них воды до 200–250 млн.м^3, реже 500–900 (таб.I). Водохранилищ с большим объемом пока мало.

Площадь водоемов не превышает 40–65 км^2 (чаще меньше). Сама чаша вытянута вдоль реки, при этом длина зеркала составляет 3–25 км (только Кайраккумское имеет длину 60 км). Акватория сильно изрезана небольшими заливами. Значительная площадь водохранилища мелководна, и только в русловой части (вблизи плотины) наблюдаются большие глубины. Поэтому естественно было ожидать, что формирование ветровых волн в стесненных водоемах будет происходить несколько иначе, чем в крупных водохранилищах. Предстояло решить вопрос о правильности применения к таким водохранилищам существующих методов расчета прогноза ветрового волнения, так как рекомендуемые методы и расчетные формулы (ГОСТ, технические условия и другие источники) для определения элементов ветровых волн в основном выведены по материалам наблюдений на морях, озерах и крупных водохранилищах.

Предварительные полуинструментальные исследования 1956–1958 гг. /I/ на Тедженском, Каттакурганском водохранилищах и озерах Келифского Узбоя (Часкак) показали, что ветровое волнение, возникающее в условиях таких малых водохранилищ, в значительной степени ослаблено и волновые параметры, вычисленные по наиболее распространенным в инженерных расчетах формулам (А.П.Браславского, В.Г.Андреянова, Н.А.Лабзовского и др.), получаются сильно завышенными (I,5–2 раза) против измеренных в натуре, особенно в расчетном диапазоне ветра.

По предварительным данным исследований выявлена необходимость организации специальных наблюдений для выяснения характера формирования волнового поля и его закономерностей в малых водохранилищах. Такие наблюдения проводились в 1961–1965 гг. на Ташкентском море, Каттакурганском и Южносурханском водохранилищах специальными приборами,

Таблица I

Краткие данные по некоторым водохранилищам Средней Азии

Водохранилище	Объем чаши, млн.м³	Площадь зеркала, км²	Глубина перед плотиной (в месте исследования), м	Ширина зеркала, км	Протяженность водохранилища, км
Каттакурганское	662	64,5	26	4	I3
Ташкепринское	I65	39,0	I9	I-I,6	25
Тедженское I	I50	35,6	I7	2,5-4	I6
Тедженское II	I80	45,0	I8,5	2,5-3,5	I5
Сарыязинское	263	46,0	22,5	2	20
Учкызылское	I60	I0,0	37,0	2,5-4	5,2
Рудасайское	I3	3,6	8	I-2	2,5
Ташкентское	250	I6,0	33	I-3	II
Кайраккумское	4I60	5I3,0	28	8-20	55
Южносурханское	800	64,8	24	2-6	I9,5
Уртатокойское	I00	5,7	54	I-2,5	5,0
Чимкурганское	450	49,2	29	2,5-5	I2,5

исключающими субъективные особенности наблюдателя. В 1956-1958 гг. таких приборов не было, и исследования осуществлялись наблюдателем по обычной волномерной вехе с помощью бинокля. Суточные записи ветра и волнения способствовали более правильному подходу к оценке фазы волнения.

Мы рассматриваем ветровое волнение, развивающееся в условиях глубокой воды, т.е. когда дно водоема не влияет на формирование волнового поля.

Вопросы трансформации ветровых волн в прибрежной мелководной зоне освещены в работах Е.Я.Фроликовой /2/ и М.С.Кожевниковой /3/.

Методика исследований

В процессе исследований измеряли длину разгона волны (Д), глубину воды (H) в водохранилище, скорость ветра (W), а также элементы ветровых волн. Длину разгона определяли по кривой $D = f(H)$, глубину - по водомерным устройствам в чаше водохранилища; скорость ветра устанавливали стандартным анеморумбографом М-12, который дает суточную запись направлений и скоростей ветра (среднюю за 10 мин).

Элементы ветровых волн регистрировали с помощью специальных волнографов, разработанных и изготовленных в лаборатории САНИИРИ. Применяли плавучие одно- и трехвеховые реостатные волнографы, установленные на плаву в 300-350 м от плотины на основном направлении ветра, действующего вдоль водохранилища по линии максимальных глубин воды. Обрабатывали только данные по ветру и волнам, соответствующие этому направлению.

Основная часть волнографа - волномерный датчик, который крепится на обычной плавучей волномерной вехе. Он представляет собой штангу (длина 3 м) из изоляционного материала, внутри которой запрессованы малогабаритные высокоомные сопротивления. Одни концы сопротивлений соединены между собой, другие выведены к контактам, расположенным по длине штанги

датчика на расстоянии ≈ 5 см (для сохранения линейной зависимости эти расстояния неодинаковы) друг от друга. Датчик крепится к вехе так, что половина контактов при отсутствии ветра остается под водой. При ветре число омываемых контактов меняется в такт с волнением и, следовательно, изменяется общее электрическое сопротивление датчика. С помощью изолированного провода, уложенного по дну водохранилища, он последовательно соединен с миллиамперметром и шлейфовым осциллографом, которые находятся на берегу. Напряжение по всей схеме стабилизированно.

При изменении сопротивления датчика во время волнения меняется и сила тока в цепи, что фиксируется осциллографом. Для записи применяется осциллограф типа МПО-2, у которого удалено матовое стекло и на его место установлена фотонасадка с часовым барабаном, делающим один оборот за сутки. Это приспособление обеспечивает непрерывную суточную запись высоты волны. Волнограф из трех датчиков, смонтированных по углам треугольной металлической фермы, может измерять все элементы волны. Регистрирующее устройство, кроме того, позволяет в случае необходимости (при протяжке фотоленты со скоростью 2 или 4 мм/сек) производить развернутые записи 100 и более последовательно идущих волн. Отметчик времени на развернутой осциллограмме, помимо высот волн, фиксирует и их период. Более подробно конструкция и расчет волнографа приводятся в статье Л.А.Гехтера /4/.

Суточная осциллограмма дает представление о развитии процесса волнения в целом - от начала возникновения до его затухания. Развернутые осциллограммы характеризуют размеры (h, τ) каждой волны, последовательно прошедшей через волнограф за период записи, т.е. они позволяют определить спектр волн в тот или иной момент формирования волнового поля.

Волнограммы обрабатывали по методике, разработанной в ГГИ /5/.

Характеристика волнового поля

Волновое поле, возникающее на поверхности водохранилища под воздействием ветра, - сложное явление, зависящее от многих факторов. Постоянно пульсирующий воздушный поток как по направлению, так и по величине скорости в ограниченных водоемах создает сложное трехмерное волновое поле. Здесь нет ясно выраженной линии фронта движения волн, единства в форме и величине их, а также четко выраженных рядов гребней волн, движущихся к берегу, какие находятся вблизи приглубых берегов. Поверхность водохранилища представляется в виде холмов и ложбин, разнообразных по форме и величине, вытянутых в общем по направлению распространения волн и существенно меняющихся во времени и пространстве. Сложное трехмерное волнение, которое на первый взгляд кажется хаотическим скоплением волн, может быть, однако, разложено на отдельные системы волн со своими характерными параметрами.

Благодаря большому разнообразию в размерах волн, располагающихся в рассматриваемый момент в том или ином пункте водоема, волновое поле характеризуется волнами определенной категории, чаще всего волной, высота которой соответствует 1%-ной обеспеченности (близка к наибольшей из 100 подряд наблюденных волн в одной точке).

Обобщение результатов натурных исследований 1961-1965 гг., проведенных на Ташкентском, Каттакурганском, Южносурханском и Кайраккумском водохранилищах, дает возможность сделать некоторые выводы о волновом поле малых водохранилищ (в условиях глубокой воды).

Формирование волнового поля под влиянием ветра в малых водохранилищах

Исследования ветрового волнения в малых водохранилищах подтвердили первые наши предположения /1/ и показали, что формирование волн здесь несколько иное, чем в крупных водохранилищах, озерах и морях.

Возрастание волнения в морях и крупных водохранилищах сильно отстает от возрастания скорости ветра. Необходимо время, чтобы после достижения ветром максимума установилось волнение по величине, отвечающее этому значению скорости ветра. Так, по данным П.К.Божич /6/, продолжительность образования волнения, соответствующего величине действующего ветра, на европейских водохранилищах с высотой волн 0,4; 0,8; I,2 м составляет соответственно 7; I3; 20 час., а продолжительность затухания тех же волн - 4; 8; I2 час.

На рис.I приведены графики развития ветра и вызванного им волнения на Каттакурганском (V =662 млн.м^3, D = 9-II км), Южносурханском (V = 350 млн.м^3, D = II км по состоянию на I964 г.), Ташкентском (V = 250 млн.м^3, D = 6 км) и Кайраккумском (V =4,I6 млрд.м^3, D = 45-50 км) водохранилищах.

Исследования на одном из крупных водохранилищ - Кайраккумском - показали, что волнение в нем развивается несколько быстрее, чем указано П.К.Божич /6/. На первоначальную раскачку воды уходит 4-7 час.; чем выше скорость ветра, тем этот период короче. При нарастании ветра от 5 до I0 м/сек и действии его вдоль чаши, сильное волнение у наветренного берега (плотины) ощущается через 5-6 час. Период сокращается, если ветер быстро нарастает; в этом случае также быстро нарастает и волнение. На рис.I,а приведен график развития волнения за I9-20 октября I963 г. Здесь четко проявляются три пика в развитии ветра и соответственно три изгиба кривой волнения. Причем первый пик ветра (I3 час., I9 октября) со скоростью II-I3 м/сек за 3 часа (после достижения максимума) смог нагнать волны по высоте такие же, как третий пик (I0 час., 20 октября), со скоростью не более 9 м/сек. Второй пик ветра после первого неполного спада почти не внес никаких изменений, лишь поддержал стихающее волнение. Разница во времени между максимумами скорости ветра и волнениями при волнах до I м составляет I,5-2,5 час., при больших высотах волн - до 4 час.

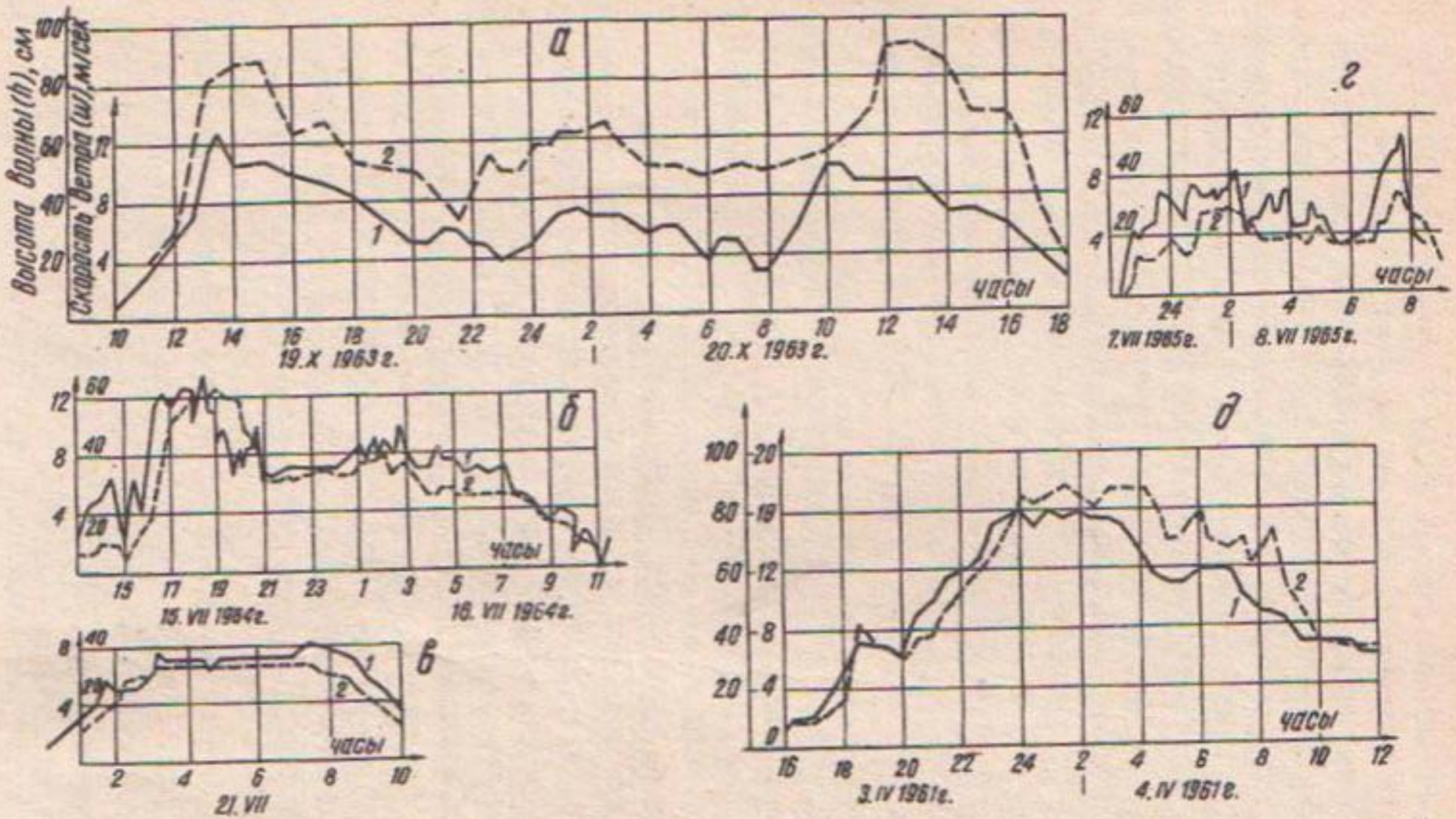


Рис.I.Хронологические графики развития ветра и вызванного им волнения на водохранилищах:а-Кайраккумском;б,в-Южносурханском;г-Ташкентском;д-Каттакурганском;I-развитие ветра;2-развитие волнения (волны I%-ной обеспеченности).

На более мелких водохранилищах (Каттакурганское, Южносурханское, Ташкентское) волнение быстро возникает и также затухает при спаде ветра. Временные пульсации ветра (по скорости) продолжительностью 30-50 мин. неизбежно отражаются на волновом поле, более кратковременные (5-15 мин.) сказываются только в малых водоемах типа Ташкентского.

На Каттакурганском водохранилище (по объему в 6,5 раз меньше Кайраккумского) ветровое волнение следует с небольшим запозданием (15-40 мин.) за развитием ветра. Это же наблюдается и на других малых водохранилищах. Разница во времени между максимальными значениями скорости действующего ветра и вызванного им волнения не превышает 1-1,5 час.; на Ташкентском и Южносурханском (первое в 17 раз, второе в 12 раз меньше Кайраккумского) она еще меньше (до 30-50 мин.). Чем быстрее развивается ветер и скорость его больше, тем разница меньше.

При развившемся волнении отдельные усиления ветра с продолжительностью действия более 20-30 мин. вызывают усиление волнения, причем в этом случае разница во времени между W_{max} и V_{max} еще меньше - 15-30 мин. Это влияние тем сильнее, чем выше скорость ветра. При W = = 4-5 м/сек усиление ветра на 0,5-1 м/сек почти не отражается на волновом поле. Отмечено, что в первоначальный момент резко усиливающиеся ветры за период меньше одного часа не всегда могут вызвать волнение, равное по величине действующей скорости ветра.

Исследования на Кайраккумском и Южносурханском водохранилищах помогли выяснить влияние продолжительности действия ветра с одинаковой скоростью на рост волнения (на этих объектах ветры действуют продолжительное время - 1-3 суток и более).

Установлено, что в условиях относительно большого и малого водохранилищ продолжительность действия ветра имеет значение только в начальный момент (рис.1). Рост волнения

после достижения максимума, соответствующего действующей скорости ветра, прекращается, несмотря на продолжающееся действие ветра. Это дает возможность при составлении прогноза волнения не учитывать продолжительности действия ветра.

Достигает ли волнение полного развития в стесненных условиях малых водохранилищ в соответствии с действующей скоростью ветра? Дж.Дербишайр /7/ приводит минимальные значения разгона волны и наименьшую продолжительность действия ветра различной скорости, необходимые для того, чтобы при данной скорости ветра волнение достигло полного развития.

Волнение может достигнуть максимума при ветрах в 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 и 10 баллов только в условиях действия их соответственно 2,4; 6,6; 9,0; 14,0; 23,0; 34,0; 52,0 и 69,0 час. при разгонах в 18; 75; 130; 240; 520; 930; 1780 и 2630 км. Из этих данных следует, что в малых водохранилищах только при $W \leq 5$ м/сек ветровое волнение достигает полного развития.

Некоторые исследователи отмечают, что только в океанах благодаря большим пространствам и обширным барическим системам ветровое волнение достигает максимума, соответствующего данной скорости ветра. Реже это наблюдается в морях. Другие в качестве параметра, характеризующего степень развития волнения, принимают величину β (так называемый "возраст волнения", равный отношению фазовой скорости волн к скорости действующего ветра).

При достаточно большой длине глубоководного водоема для установившегося волнения Л.В.Титов /9/ рекомендует принимать $\beta = 0,75 - 0,80$.

Е.Ф.Семенов /10/, проводивший наблюдения на Цимлянском водохранилище, которое в десятки раз больше многих среднеазиатских водохранилищ и в шесть раз больше Кайракумского, пишет: "При установившемся волнении величина β обнаруживает четкую зависимость от скорости ветра в момент наблюдения за волнением. С увеличением скорости ветра от 5

до I4 м/сек при прочих равных условиях величина β уменьшается от 0,8 до значения 0,3 соответственно...

Ветровое волнение на водохранилище развивается по типу обширного глубоководного водоема только при скорости ветра менее 5 м/сек, а при большей скорости ветра это развитие протекает в стесненных условиях, причем степень стеснения тем большая, чем меньшее значение на водохранилище при данном разгоне и скорости ветра достигает величина β. Такие условия создаются в результате воздействия на волнение глубин по длине разгона и малой величины последнего".

Сказанное подтверждает наше предположение /I/ о том, что в малых среднеазиатских водохранилищах благодаря их небольшим размерам, изрезанности акваторий, наличию больших мелководных площадей создаются стесненные условия для развития волнения, так как большая часть энергии возникающих волн теряется при воздействии на них ложа водоема. Указанные условия, а также сильный ветровой режим при небольших длинах разгона волны обусловливают в малых водохранилищах своеобразное формирование ветровых волн, отличное от образования волн в крупных водоемах, озерах, морях.

Спектр волнового поля

Волновое поле, формирующееся на поверхности водохранилищ под воздействием ветра, представляет совокупность трехмерных волн, различных по форме и величине, изменяющихся во времени и пространстве.

Волнение труднее других элементов гидрологического режима водохранилищ поддается точной количественной оценке, так как оно находится под влиянием значительного числа факторов, которые нередко действуют в противоположных направлениях и учесть их не всегда удается.

Многие исследователи рассматривают ветровое волнение, как варьирующее явление, и для его оценки, наряду с другими методами, принимают математическую статистику.

Изучая ветровое волнение в районах, примыкающих к плотине, мы считали, что в пределах такой ограниченной площади условия волнообразования неизменны. Распределение волн по всей акватории не исследовали. На основании данных развернутых осциллограмм, воспроизводящих запись целых серий волн, построены кривые обеспеченности высот и других элементов, что позволило оценить процент обеспеченности любой волны в данной системе волн на какой-то определенной стадии развития волнения.

Из кривых обеспеченности высот волн видно, что в каждой серии, записанной в тот или иной момент развития волнения, наблюдается большое разнообразие волн по высоте, длине, периодам, чередующихся без какой-либо системы.

С изменением скорости ветра состав серии волн изменяется не только в пространстве, но и во времени (рис.2). Кривые I-2 (рис.2,а) соответствуют стадии нарастания волнения, кривая 3 - фазе установившегося волнения и 4 - начавшемуся быстрому спаду вследствие снижения скорости ветра.

На рис.2,б кривые I-2 соответствуют фазе нарастания волнения, 3-4 - установившемуся движению и 5 - начальному периоду спада ветра.

Таким образом, с увеличением или уменьшением скорости ветра состав серии волн изменяется главным образом за счет появления или исчезновения крупных волн. Это также подтверждается графиком (рис.2,в): кривая состава волн меняет свое положение только на участке волн редкой повторяемости ($\frac{h_{1\%}}{h_{20\%}} > 1{,}5$), а количество волн с обеспеченностью > 20-30% постоянно.

Повышение скорости ветра обусловливает появление отдельных более крупных волн на общем фоне трехмерного волнения (в виде отдельных больших валов), которые при спаде ветра исчезают в первую очередь. С увеличением скорости ветра состав серий волн более неоднороден, и величина $\frac{h_{1\%}}{h_{20\%}}$ сильно возрастает. При любом волнении это разнообра-

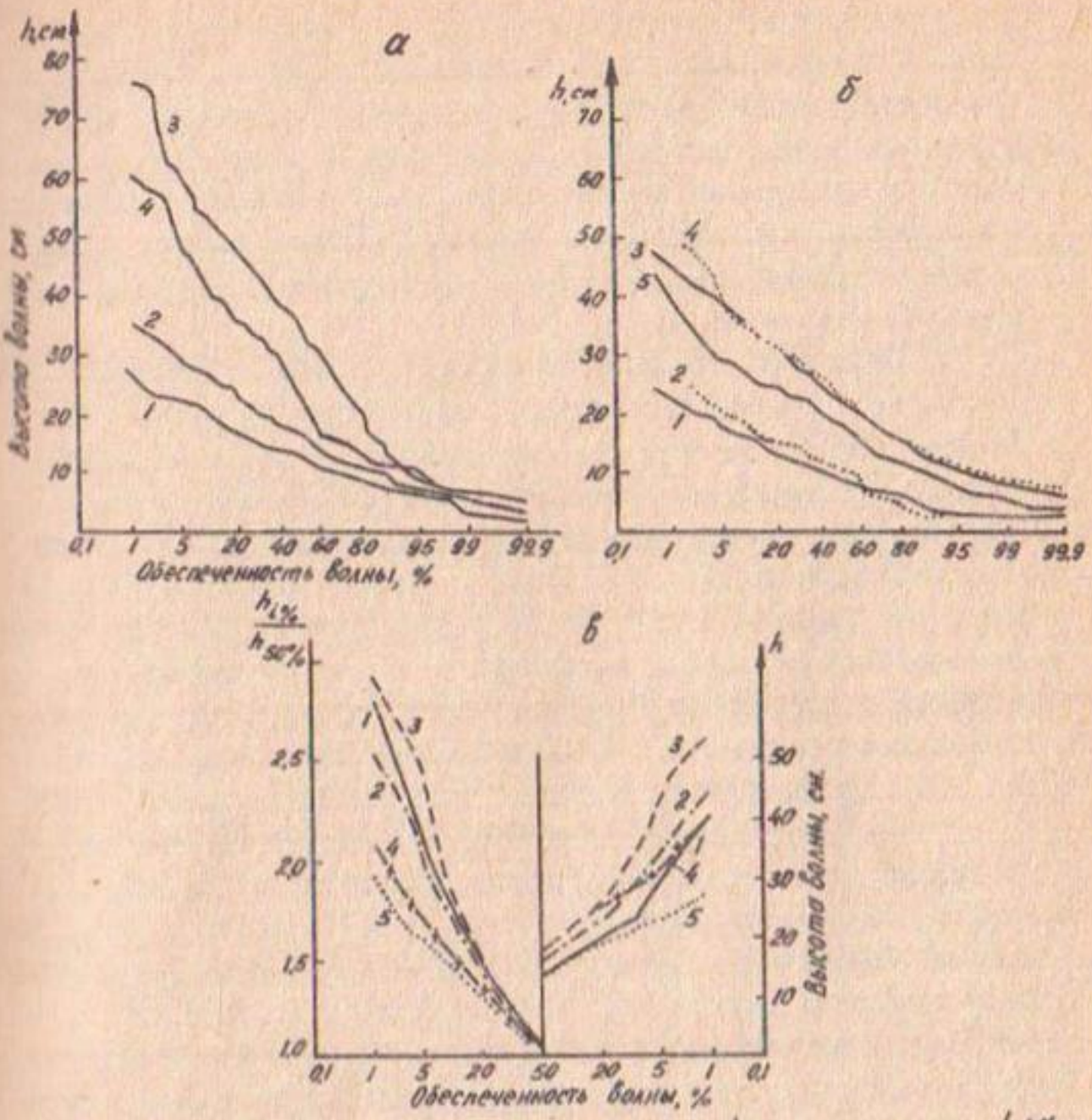


Рис.2. Изменение состава волн по высоте (h) и отношению $\frac{h_{1\%}}{h_{50\%}}$ (где $h_{50\%}$-высота волны 50%-ной обеспеченности) в процессе развития ветра и волнения на водохранилищах. Для Каттакурганского (а): I- состав серии волн на I8 час.20 мин. 3 апреля при W =5 м/сек; 2- то же на 20 час, W =7; 3- то же на 7 час. 45 мин.4 апреля при W =I5; 4- то же на 8 час.45 мин. при W =I0 м/сек. Для Ташкентского (б): I- состав серии волн на I7 час.I6 мин. 29 мая I963 г. при W =9 м/сек; 2- то же на 7 час.47 мин. 30 мая при W =I0 м/сек; 3- то же на 8 час.20 мин. при W =I2; 4- то же на I0 час.03 мин. при W =I3; 5- то же на II час. 30 мин. при W =I0 м/сек. Для Ташкентского (в): I- состав серии волн на I9 час.I8 мин.27 мая I963 г. при W =6 м/сек; 2- то же на 20 час,37 мин. при W =I2; 3- то же на 20 час.43 мин. при W =I2; 4- то же на 23 час.23 мин. при W =9; 5- то же на 5 час.28 мин. 28 мая при W =8 м/сек.

зие в составе волн сохраняется (от I м до 5–I0 см). При большей продолжительности действия ветра одной скорости кривые обеспеченности высот волн располагаются близко друг к другу, что свидетельствует о некоторой устойчивости состава волн при установившемся волнении. Этим также подтверждается вывод о том, что время, как фактор развития волнения, существенно влияет только в начальный период до момента достижения максимума.

Сложность волнового поля сказывается не только в наличии одновременно движущихся волн, разных по высоте, периодам, длинам, но и в том, что даже одинаковые по высоте волны имеют различные периоды и длины. На Южносурханском водохранилище волнам высотой 20–50 см соответствуют диапазоны периодов от I,4 до 3,6 сек., причем, наибольший удельный вес в группах с h до 35 см приходится на волны с периодом I,8 и 2,3 сек.; в группах с $h > 35$ см соответственно на волны с I,8, 2,3 и 2,7 сек.; зато группа с $h > 45$ см уже не имеет волн с τ = I,8 сек. Количество волн с τ =I,4 – 3,6 сек. примерно равномерно во всех группах высот.

Подобная картина наблюдается и на Ташкентском водохранилище (рис.3). Каждой группе одинаковых по высоте волн соответствует свой спектр периодов – от 0,7 до 3,5 сек., причем, чем крупнее волны, тем количество в них волн с малыми периодами уменьшается. Так, в группе с h =4I–50 см нет волн с периодом $\tau <$ I,5 сек., а с h = 5I–60 см – с $\tau <$ I,8 сек. С возрастанием волнения увеличивается количество крупных волн с большими периодами, т.е. неоднородность волнового поля (состав волн по периодам) несколько уменьшается. Появляются волны более пологие, а крутые исчезают. Из графика (рис.3,а), снятого 25–26 мая на Ташкентском водохранилище, видно, что с возрастанием скорости ветра от 6 до I2 м/сек τ 50% (период 50%-ной обеспеченности) увеличивается от I,48 до 2,I0 сек. При больших скоростях ветра волны становятся более пологими, с большими значениями периодов (правая часть графика), но процесс этот неравномерен и, как показывает левая часть этого графика, в значи-

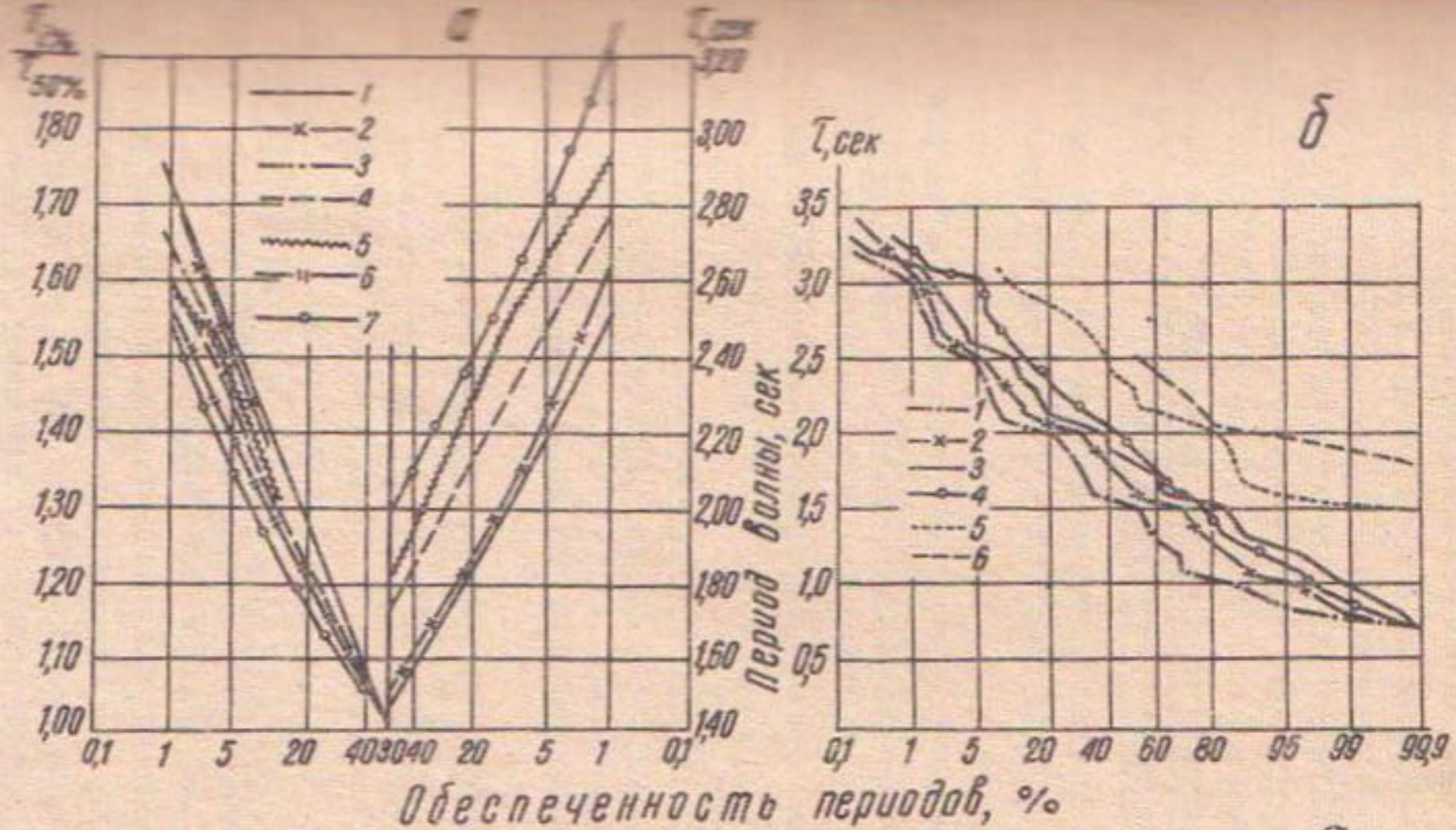


Рис.3.а-изменение состава серий волн по периодам (τ) и отношению $\frac{\tau_{1\%}}{\tau_{50\%}}$ в зависимости от скорости ветра (τ 50%-период волны 50%-ной обеспеченности): I- W =6м/сек и τ 50%=I,48; 2-при W=7 и τ 50%=I,52; 3- W=8 и τ 50%=I,67 ; 4- W =9м/сек. τ 50%=I,74; 5- W =I0 и τ 50% =I,8I; 6- W =II и τ 50% =I,84; 7- W =I2м/сек и τ 50%=2,I0;
б-кривые обеспеченности периодов по группам волн одинаковой высоты: I-группа с высотами волн h до I0см; 2- h =II-20; 3- h =2I-30; 4- h =3I-40; 5-4I-50; 6- h =5I-60см.

тельно большей степени уполаживаются крупные волны, имеющие периоды с обеспеченностью ≤ 10-20%. С уменьшением скорости ветра на этом участке кривой исчезают волны с большими периодами.

Аналогичный процесс происходит и по третьему параметру - длине волны (λ).

Коэффициенты взаимосвязи высот волн различной обеспеченности

В результате многолетних наблюдений над волнением накоплен большой материал, позволяющий сделать некоторые выводы.

Средние значения $\frac{h_{i\%}}{h_{1\%}}$ и $\frac{\tau_{i\%}}{\tau_{1\%}}$ вычислены по данным 136 серий волн (не менее 100 волн в каждой), соответствующих установившемуся волнению (табл.2).

На основании полученных данных по высоте волны известной обеспеченности можно перейти к волне искомой обеспеченности, используя связи

$$h_{i\%} = \beta h_{1\%} \quad \text{или} \quad h_{1\%} = \alpha h_{i\%} \qquad (1)$$

(α и β известны из табл.2). Так же определяется период волны:

$$\left.\begin{aligned} \tau_{3\%} &= 0{,}92 \cdot \tau_{1\%};\ \tau_{5\%} = 0{,}87 \cdot \tau_{1\%};\ \tau_{10\%} = 0{,}81 \cdot \tau_{1\%};\\ \tau_{25\%} &= 0{,}66 \cdot \tau_{1\%};\ \tau_{50\%} = 0{,}59 \cdot \tau_{1\%};\end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

Связь между высотой и периодом волны 1%-ной обеспеченности

Математическим путем по известным теоретическим зависимостям, выведенным для двухмерных трахоидальных волн, невозможно выяснить соотношения между h и τ, так как первая не связана зависимостями с длиной и периодом волны. Однако

результаты натурных наблюдений над волнением указывают на наличие связи между средней высотой волны и средним периодом.

Мы попытались установить эмпирическую зависимость между высотой и ее периодом, имеющих 1%-ную обеспеченность.

По материалам развернутых осциллограмм, записанных на стадии установившегося волнения на Ташкентском водохранилище, построена кривая (рис.4,I), изображающая связи $h_{1\%}$ и $\tau_{1\%}$ в виде

$$h_{1\%} = 0{,}54 g \tau^2_{1\%} . \qquad (3)$$

Кривая I отвечает данным натуры Ташкентского и Южносурханского водохранилищ. Точки же Кайраккумского водохранилища находятся значительно выше кривой I и больше удовлетворяют уравнению кривой II, имеющей вид

$$h_{1\%} = 0{,}52 g \tau^2_{1\%} . \qquad (4)$$

Следовательно, на Кайраккумском (более крупном) водохранилище волны более пологие, чем в малых водоемах. Оба уравнения связи (3) и (4) могут служить для приближенной оценки одного из двух рассматриваемых параметров.

Длина и крутизна волн

Связь между высотой волны и ее длиной изучали только на Ташкентском водохранилище по плавучему трехвеховому реостатному волнографу, укрепленному на треугольной металлической раме. Длину волны определяли по соотношению $\lambda = c\tau$.

По синхронным показаниям трех волнографов, записанных осциллографом на одну пленку, вычисляли скорость распространения волны (c) согласно методике ГГИ, изложенной в работе Е.М.Селюк /5/.

Обрабатывали не всю записанную серию волн, а лишь участки записи с ясно выраженными волнами без вторичных об-

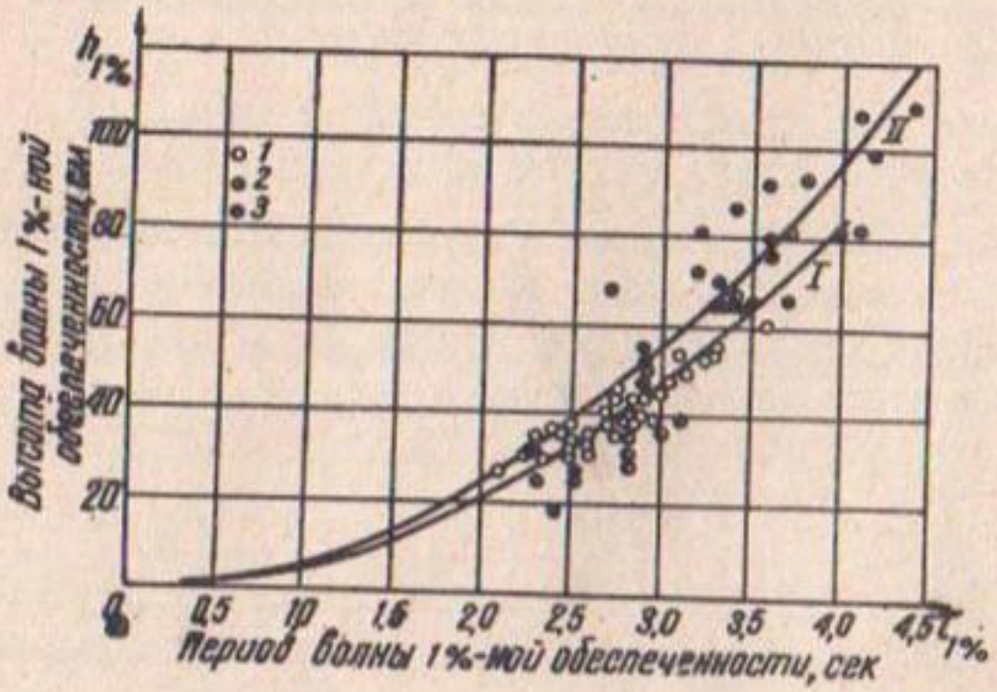


Рис.4.Кривые связи между высотой и периодом волны 1%-ной обеспеченности.Данные натуры:1-по Каттакурганскому;2-Южносурханскому;3-Кайраккумскому водохранилищам.Кривые:I-для Ташкентского водохранилища; II-для Кайраккумского.

Таблица 2

Коэффициенты связи параметров (h, τ) волн
1%-ной обеспеченности с другими волнами данной системы

Водохранилище	Год	Использованное число серий волн	Средние значения различной обеспеченности волн $\frac{hi\%}{h,\%}$					$\frac{\tau i\%}{\tau,1\%}$				
			3	5	10	25	50	3	5	10	25	50
Ташкентское	1961-1963	67	0,86	0,80	0,71	0,51	0,43	0,92	0,88	0,82	-	0,62
Южносурханское	1964	21	0,87	0,81	0,71	0,57	0,43	0,90	0,83	0,77	0,66	0,51
Каттакурганское	1961	6	0,88	0,82	0,73	0,59	0,45					
	1962	21	0,87	0,81	0,72	0,60	0,47					
Кайраккумское	1963	21	0,85	0,78	0,71	0,54	0,43					
Средневзвешенное значение												
β	-		0,87	0,81	0,71	0,57	0,44					
α	-		1,15	1,24	1,40	1,75	2,30					

Таблица 3

Повторяемость величины $\frac{1}{\lambda}$ для разных значений высоты волны на Ташкентском вод хранилище (1964 г.)

Высота волны, см	Число случаев отмеченной крутизны волны																Всего
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21–25	26–30	31–36	
74					I													I
67			I															I
62	I																	I
57		I																I
51–46						2												2
45–41				3	I	I		I	I	I								8
40–36				2	-	3	3	I		I	2	I	I	I	I			I6
35–31					2	3	3	I	4		I	I		I	2			I8
30–26						2	3	3	2	I	2	2	-	4	I0	3	1	33
25–21												I	I	4	I9	6	4	35
20–16														2	I7	I6	I2	47

разований. Всего обработано 163 волны. Для каждой волны вычисляли $c, \mathcal{L}$ и $\lambda = \frac{h}{\mathcal{L}}$. Результаты разнесены по группам одинаковых волн (табл.3) и показывают, что в натурных условиях наблюдается разнообразие длины и крутизны волны. Крутизна колеблется в очень широких пределах - от 1/7 (для крупных волн) до 1/36 (для мелких). Даже в одинаковых по высоте волнах отмечается разная крутизна склонов: для

$$h = 74\text{–}50 \text{ см имеем } \lambda = \frac{1}{7} : \frac{1}{11};$$

$$h = 31\text{–}50 \text{ см } \lambda = \frac{1}{10} : \frac{1}{22}; \quad (5)$$

$$h > 30 \text{ см } \lambda = \frac{1}{12} : \frac{1}{36}.$$

В ТУСН 92-60 /11/ рекомендуется для крупных водохранилищ принимать значение крутизны волны λ в пределах $\frac{1}{10} - \frac{1}{15}$.

Как видно из табл.3, в рекомендуемом диапазоне находится все волны с $h > 50$ см, 87% волн с $h = 41\text{–}45$ см, 56% с $h = 36\text{–}40$ см, 72% с $h = 31\text{–}35$ см, а волн с $h = 26\text{–}30$ см только 30%. Остальные волны длиннее и, следовательно, более пологие. Самые крупные волны из замеренных на Ташкентском водохранилище имели $\frac{1}{\lambda} = 7\text{–}9$.

Установить связь между h и $\mathcal{L}$ не удалось. Для этого необходима специальная аппаратура. При использовании же существующей аппаратуры методика ГГИ /5/ в условиях трехмерного волнения должна быть пересмотрена.

Зависимость высоты волны от волнообразующих факторов в условиях глубокой воды

Основной вопрос исследований волнового режима в малых водохранилищах - установление зависимости высоты образующейся волны от основных параметров: скорости ветра и продолжительности его действия, длины разгона волны и глубины водоема.

Изучение волнового режима в малых водохранилищах Средней Азии началось еще в 1956–1957 гг. Первыми объектами наблюдения были Тедженское и Каттакурганское водохранилища и озеро Часкак на трассе Каракумского канала. Уже первые данные показали необходимость выявления закономерностей формирования ветровых волн в малых водохранилищах. В результате исследований 1956–1959 гг. получена зависимость вида

$$h_{1\%} = 0{,}22 W_{10} \cdot \sqrt{D}, \qquad (6)$$

где $h_{1\%}$ – высота волны 1%-ной обеспеченности, м;
W_{10} – скорость ветра на высоте 10 м над водной поверхностью, м/сек;
D – разгон волны, км.

Формула (6) была рекомендована для водохранилищ с $D \leq 8$ км. В дальнейших исследованиях с помощью специальной измерительной аппаратуры предстояло проверить применимость этой формулы на других объектах и определить пределы возможности ее использования. Наблюдения проводили в условиях глубокой воды, высоту волны определяли для района плотины. При этом по линии формирования волны соблюдалось условие – $H > \frac{\lambda}{2}$.

По суточным осциллограммам можно правильно оценить фазу волнения. Во внимание принимались только волны, соответствующие установившемуся волнению.

При обработке принималась скорость ветра на высоте 10 м над водной поверхностью. Учитывали также искажение воздушного потока при обтекании им гребня плотины (анеморумбограф устанавливали с наветренной стороны).

При определении разгона волны отсекали участки, по конфигурации не участвующие в формировании волнового потока – узкие заливчики шириной < 500 м, протоки и т.п.

Места установки волнографов выбирали с таким расче-

том, чтобы исключить возможные местные влияния рельефа, течения, явлений дифракции волн и т.д.

Исследованиями 1961-1964 гг. на Ташкентском, Каттакурганском и Южносурханском водохранилищах полностью подтверждена полученная ранее зависимость (6), изображенная на графике (рис.5) в виде кривой I.

На рис.5,в кривая I дана в сопоставлении с другими аналогичными, построенными по наиболее распространенным формулам по расчету параметров ветровых волн (А.П.Браславского, Н.А.Лабзовского, В.Г.Андреянова и ТУСН 92-60).

График показывает, что все натурные точки лежат значительно ниже этих кривых, особенно в расчетном диапазоне ветра (15-30 м/сек).

При скорости ветра 20 м/сек высоты волн завышаются по Андреянову в 2 раза, Браславскому в 1,7, по Лабзовскому и ТУСН 92-60 в 1,5, а при $W > 20$ м/сек разница еще большая.

По нашему мнению, методы расчета А.П.Браславского, В.Г.Андреянова, Н.А.Лабзовского и графики ТУСН 92-60 не применимы для составления прогноза волнения на новых водохранилищах в условиях Средней Азии, где длина разгона волн незначительна.

Верность рекомендуемой нами формулы (6) подтверждается наблюдениями на других водохранилищах. Так, на рис.3,а представлены результаты изучений 1962 г. на Каттакурганском водохранилище (кривая I соответствует ветру юго-западного направления, при котором D = 9 км; кривая I′ - юго-восточного направления при D = 7 км), а на рис.5,б - на Ташкентском водохранилище (1962-1964 гг.).

Формула (6) подтверждена и на Южносурханском водохранилище (опыты 1964 г. при D = 11 км).

По ряду технических трудностей формула (6) оставалась не проверенной на водохранилищах с разгонами волны D =20-25 км.

Считаем, что формула (6) может быть применена для определения высоты ветровой волны в малых водохранилищах с разгонами волны до $D \leq 15$ км.

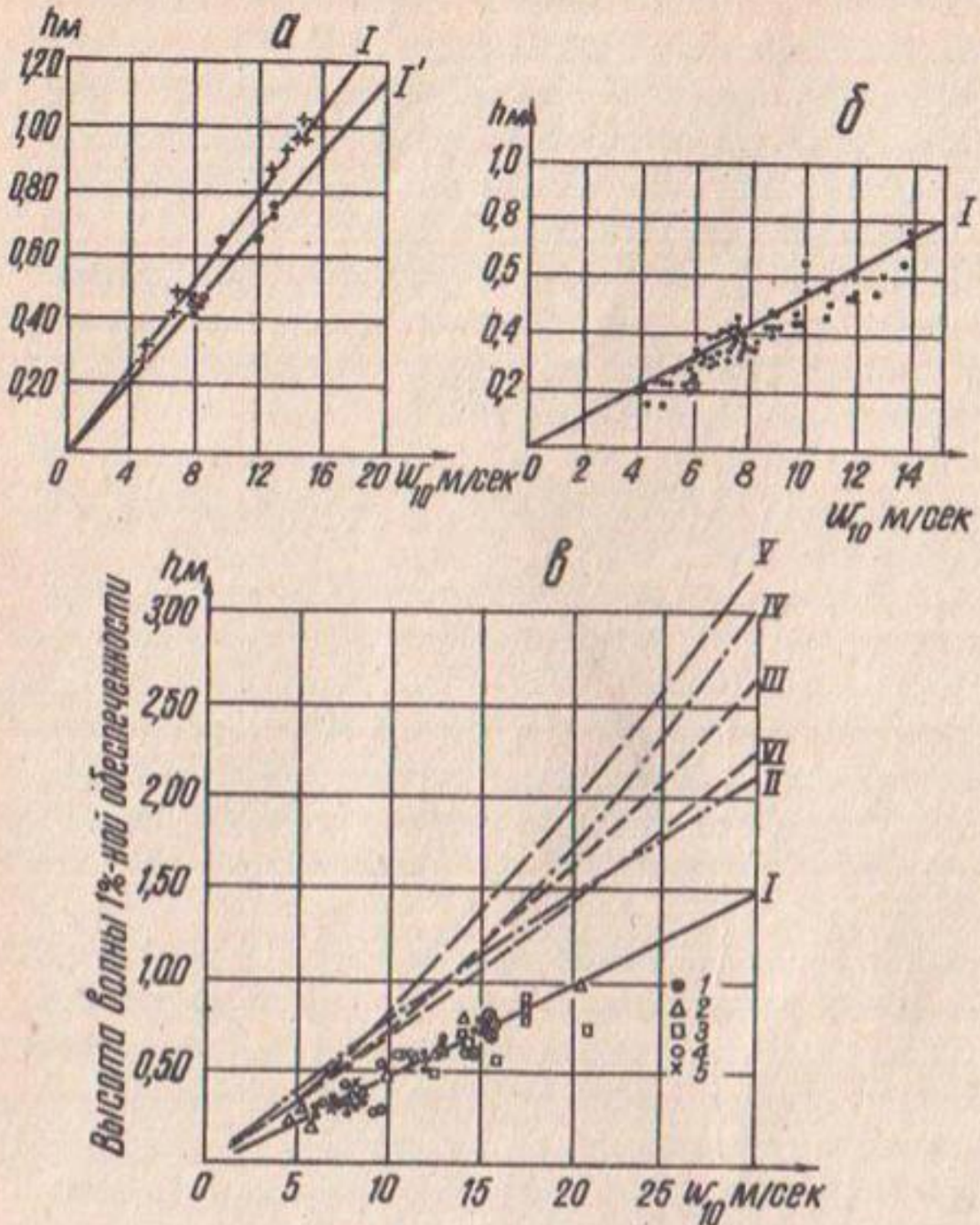


Рис.5. Зависимость $h_{1\%} = f(W_{10}, D)$:а-для Каттакурганского водохранилища (I-при юго-западном направлении ветра и длине разгона D =9км; I'-то же при юго-восточном направлении и D =7км);б-для Такентского водохранилища(D =6км); в-обобщенная зависимость $h = f(W)$ для D =5км.Расчетные кривые:I-по формуле,рекомендуемой САНИИРИ;II-по Лабзовскому;III-IУ-по Браславскому (III-для $H < 0,5\,\mathcal{L}$,IУ-для $H > 0,5$) У-по Андриянову;УI-ТУСН 92-60.Данные натурных наблюдений: I-3на Каттакурганском водохранилище (1-по данным волнографов,2-по максимально-минимальным вехам,3-по станции УГМС); 4-на Тедженском водохранилище;5-на озере Часкак.

Мы установили, что в условиях малых, ограниченных водоемов ветровое волнение развивается в стесненных условиях. Несмотря на большую продолжительность действия ветра, волны не достигают полного развития, и волнение, в отличие от волнения на крупных водохранилищах, озерах и морях, значительно ослаблено. Поэтому расчетные высоты волн, вычисленные по наиболее распространенным формулам, сильно завышены (в I,5–2,0 раза и более); волнение в таких водохранилищах может быть охарактеризовано уравнениями (I), (2), (3), (5), (6).

ЛИТЕРАТУРА

I. Никитин И.К., Фроликова Е.Я. Зависимость высоты ветровой волны от скорости ветра по натурным наблюдениям на среднеазиатских водохранилищах, Труды САНИИРИ, вып.99, Ташкент, I959.

2. Фроликова Е.Я. Исследование и расчет ветровых волн в мелководной прибойной зоне, "Вопросы гидротехники", вып.I2, Ташкент, Изд-во АН УзССР, I963.

3. Кожевникова М.С. Трансформация ветровой волны в прибойной зоне Кайраккумского водохранилища, Печатается в настоящем сборнике.

4. Гехтер Л.А. Волномер-волнограф с реостатным датчиком, "Вопросы гидротехники", вып.I2, Ташкент, Изд-во АН УзССР, I963.

5. Селюк Е.М. Исследования, расчеты и прогнозы ветрового волнения на водохранилищах, Л., Гидрометеоиздат, I96I.

6. Божич П.К. Производство волновых наблюдений и исследований, М., Речиздат, I948.

7. Дербишайр Дж. Дальнейшие исследования ветрового волнения, Сб. "Ветровые волны", М., Изд-во иностр.лит., I962.

8. Пирсон В., Нейман Г., Джемс Р. Развитие и прогноз ветровых волн, Сб."Ветровые волны", М., Изд-во иностр.лит., 1962.
9. Титов Л.Ф. Основные проблемы в изучении ветровых волн и пути их решения, Труды океанографической комиссии, т.IX, М., Изд-во АН СССР, 1960.
10. Семенов Е.Ф. Особенности ветрового волнения на Цимлянском водохранилище, Труды океанографической комиссии, т.IX, М., Изд-во АН СССР, 1960.
11. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега СН 92-60, М., Изд-во литературы по строительству, архитектуре и стройматериалам, 1960.

Е.Я.ФРОЛИКОВА, М.С.КОЖЕВНИКОВА, И.В.ОСАДЧАЯ

РЕЖИМ РАБОТЫ ВОДОХРАНИЛИЩ - ОСНОВНОЕ ЗВЕНО БОРЬБЫ С ЗАИЛЕНИЕМ

Реки Средней Азии несут большое количество твердых наносов, которые, осаждаясь в чаше водохранилища, заиляют ее. Процесс этот происходит интенсивно и в отдельных случаях быстро выводит водохранилище из строя. Примеров заиления очень много.

К сожалению, на большинстве действующих водохранилищ не ведется наблюдений за процессом заиления чаши, объемы заиления неизвестны, а эксплуатационная служба на многих объектах при определении запасов воды пользуется только проектными кривыми $V = f(H)$.

Борьбе с заилением водохранилищ до сих пор не уделяется должного внимания ни при разработке проекта, ни в процессе эксплуатации. Бытует мнение, что построить новое водохранилище дешевле, чем очищать действующее.

Добиться полного освобождения водохранилищ от наносов почти невозможно, но ослабить этот процесс, уменьшить количество оседаемых в чаше наносов и тем самым продлить срок службы водохранилищ можно. Режим работы (порядок наполнения и сработки) водохранилища влияет на его заиление. Проанализируем его для ряда действующих водохранилищ.

На рис.I представлены графики работы Тедженского водохранилища в первые годы эксплуатации (1951-1957 гг.). На всех графиках даны три кривые: расходы реки Теджен[I] у гидропоста Пуль-и-Хатум, сбросы воды через водоспуск и колебания горизонтов воды в водохранилище. Проектный объем водохранилища при НПГ равен 150 млн.м^3. Водохранилище наполнялось с момента появления стока воды в реке - в ноябре-декабре. Задолго до наступления паводков горизонт воды

[I] Особенность реки Теджен - прекращение в июне-июле стока воды до ноября-декабря.

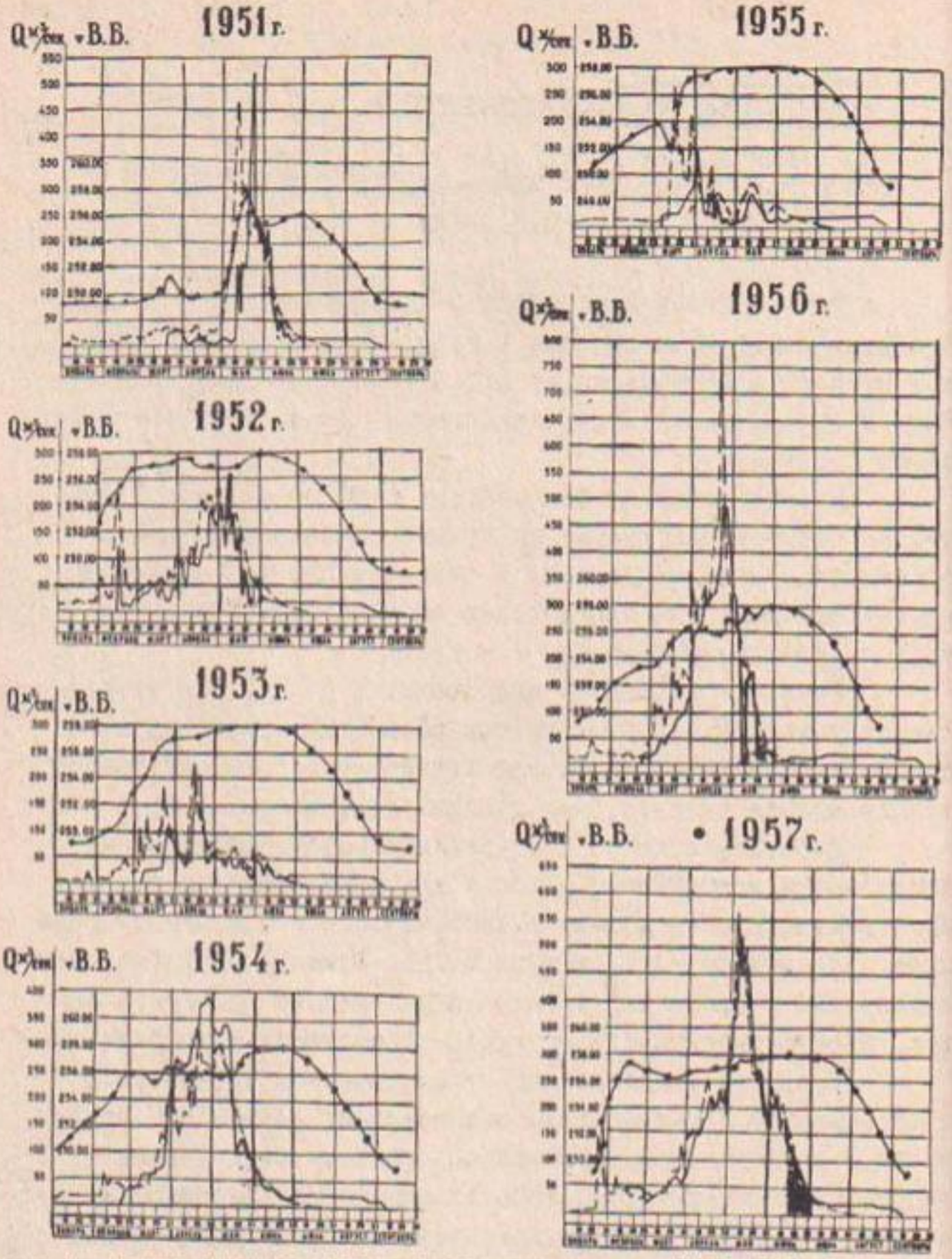


Рис.I. Режим Тедженского водохранилища за 1951-1957гг.:
— — — расходы р.Теджен по посту Пуль-и-Хатум;
——— расходы водовыпуска Тедженского водохранилища;
•—•—• горизонт воды Тедженского водохранилища.

в чаше достигал высоких отметок, оставался резерв высоты до НПГ не более I-2 м. Выпуск воды из водохранилища производился только при заполнении чаши до этих высоких отметок и до марта вода в низовье реки не подавалась. Пропуск паводков осуществлялся транзитом через заполненное водохранилище, вследствие чего все наносы, влекомые рекой, оседали в чаше водохранилища. Средняя мутность воды, выходящей из водохранилища в период паводка, составляла приблизительно 0,I7 кг/м^3. Практически из водохранилища выходила осветленная вода.

Водохранилище, предназначенное для борьбы с паводками, губительно отражающимися на низовьях реки, почти не трансформировало паводковые расходы. Продолжительное (с февраля-марта по июнь) задерживание воды в водохранилище при высоких отметках наполнения благоприятствовало не только полному оседанию наносов в чаше, но и способствовало большим потерям воды.

Водохранилище в заполненном виде простояло

в I952 г.	- I45 дн.	в I956 г.	- I04 дн.
I953	- II6	I957	- I78
I954	- I44	I958	- 248
I955	- II5		

Этот порядок работы водохранилища был обусловлен инструкцией по эксплуатации Тедженского водохранилища, утвержденной Главводхозом СССР в I952 г. В результате такого режима наполнения и сработки водохранилища в первые 7 лет эксплуатации объем чаши водохранилища сократился на 40%,т.е.темпы заиления в два раза превысили проектные.

Если сравнить количество воды, аккумулированной в чаше водохранилища за тот же период, с потерянной емкостью чаши, то получается, что каждые I35 млн.м^3 сбереженной воды вызывали потерю I млн.м^3 полезной емкости чаши.

За этот период произошло резкое повышение поверхности поймы, а кривая подпора переместилась по реке вверх на 8-I0 км (I956 г.) за счет отложения большого количества

наносов в верхней части водохранилища. Резкий подъем горизонта воды в зоне подпора привел к затоплению прилегающих территорий, поэтому пришлось наращивать дамбы обвалования. Изменение естественного режима твердого и жидкого стоков реки привело к тому, что за 7 лет эксплуатации водохранилища размеры деформации русла (выше и ниже водохранилища) превысили все ранее наблюденные по аналогичным рекам Средней Азии.

В результате продолжительного сброса больших паводковых расходов осветленной воды в 1950-1957 гг. русло реки на участке от водохранилища до плотины Карры-Бент, расположенной на 70 км ниже его, на длине 50-52 км сильно углубилось и вызвало снижение горизонта воды в нижнем бьефе водоспускного сооружения водохранилища на 5,6 м по сравнению с бытовым. Такой быстрый и значительный размыв русла в нижнем бьефе, особенно в непосредственной близости к сооружению, привел к катастрофическому состоянию водоспуска. Были проведены крупные работы по ликвидации аварий в 1954-1955 гг., а после аварий 1956 г. осуществлено строительство дополнительной ступени перепада с железобетонным водобойным колодцем.

Специальные проработки показали, что относительная регулирующая емкость Тедженского водохранилища не велика и только для лет, имеющих сток, близкий к стоку 50% обеспеченности (1955 г.), она составляет 22-32%. Емкость водохранилища вполне перекрывается излишними паводковыми водами, поэтому не было необходимости начинать заполнение чаши с ноября-декабря, т.е. с момента появления воды в реке.

Для всех лет заполнение водохранилища обеспечивалось перед паводком,и только для 1955 г. (год 50%-ной обеспеченности) оно заполнялось на всем протяжении паводка.

Сроки заполнения чаши (с учетом подачи воды на орошение) показаны на графиках (рис.1).

Если бы водохранилище заполнялось на спаде паводка, то объем заиления за рассматриваемый период составил бы

только 13 млн.м^3, т.е. в 5 раз меньше существующего.

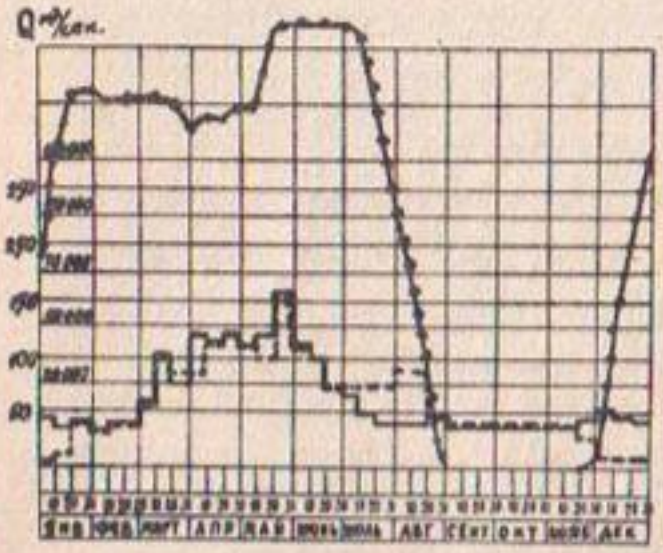
Такой порядок работы целесообразен и для многих других водохранилищ, например Мургабского каскада. На рис.2,3,а и 3,б изображены гидрографы Ташкепринского, Иолотанского, Колхоз-Бентского водохранилищ. Для них паводок также почти без трансформации пропускается через заполненные водохранилища. Все наносы, влекомые рекой Мургаб (плюс наносы р.Кушка), оседают в верхнем Ташкепринском водохранилище, осветленный поток, выходя из него, по пути насыщается наносами, и они вновь оседают ниже по реке в Колхоз-Бентском водохранилище. После заиления последнего наносы стали поступать в Иолотанское водохранилище, непосредственно примыкающее к Колхоз-Бентскому.

Гиндукушские береговые наливные водохранилища практически не заиляются, так как они заполняются осветленной водой из подпертого бьефа Гиндукушской плотины (плотина бывшего речного водохранилища, заиленного в 1913 г.), расположенной ниже Иолотанской плотины.

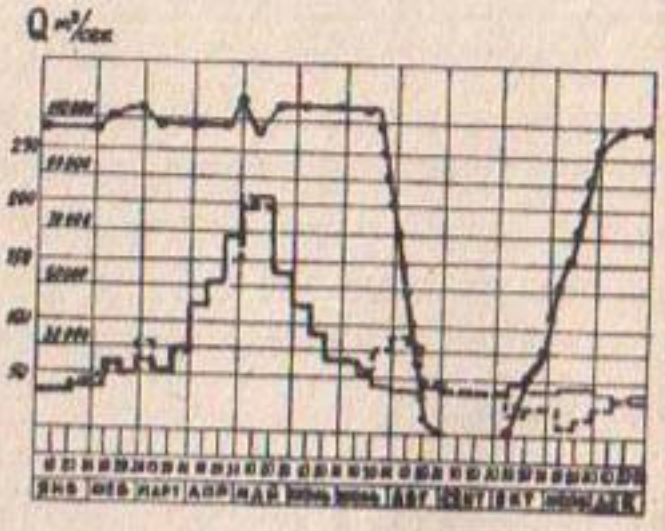
Мы изучали работу Мургабских водохранилищ за 1941-1958 гг., т.е. до ввода в действие нового Сарыязинского водохранилища, когда регулирующая емкость существующих пяти водохранилищ составляла 11-16% от расчетного года 50%-ной обеспеченности. Общим для всех лет является то, что все водохранилища, даже Колхоз-Бентское, теряющее в своей чаше очень большое количество воды, заполняются с октября-ноября; в конце февраля запасы воды достигают возможного максимума (по емкости); в марте производится небольшая сработка запасов, восстанавливаемых в апреле, в период прохождения паводка и, наконец, в июле начинается окончательная сработка запасов воды. Принятая схема обеспечивает заполнение всех водохранилищ в любых случаях, кроме катастрофически маловодного года.

Анализ фактических гидрографов в увязке с планом водопотребления (как ранее было сделано для Тедженского водохранилища) показал, что водохранилища можно было напол-

1945 г.



1952 г.



1956 г.

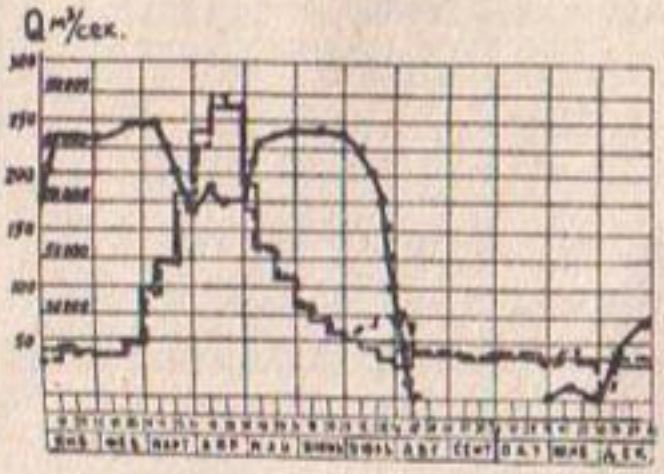


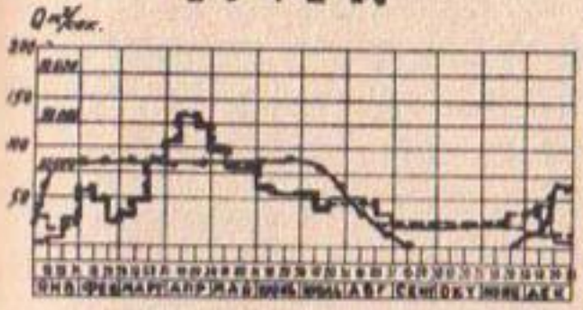
Рис.2. Гидрограф Ташкепринского водохранилища:

– – – – расход р. Мургаб по Н.Б. плотины;

——— расход р.Мургаб выше водохранилища;

•–•–•–• наполнение водохранилища.

1942 г.



1956 г.

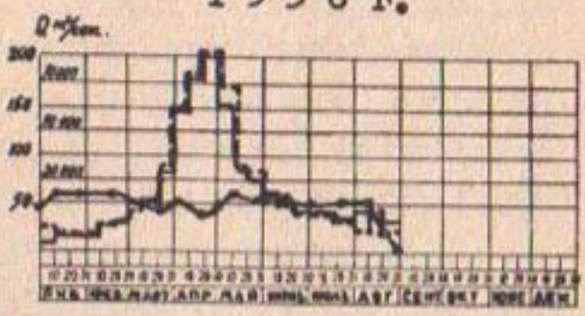


Рис.3,а.Гидрографы Иолотанского водохранилища:
– – – расход р.Мургаб по Н.Б. плотины;
——— расход через Иолотанское плотину;
•—•—• наполнение водохранилища.

1957 г.

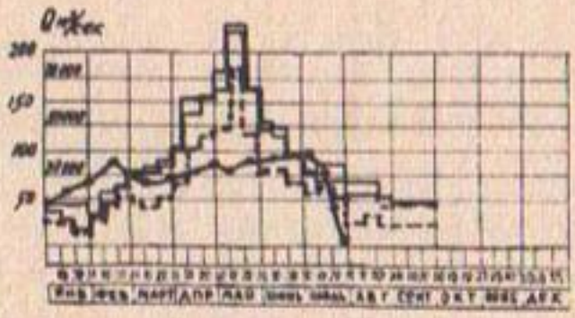


Рис.3,б. Гидрографы Колхоз-Бентского водохранилища:
– – – расходы по Н.Б. плотины;
•—•—• наполнение водохранилища;
——— расходы по узлу Колхоз-Бент;
——— расходы р.Мургаб по г/п Кызыклы -Бент.

нять в два такта: зимой (для ранних поливов) и на спаде паводка.В таблице приведены данные за 1956 и 1957 гг., свидетельствующие о том, что паводок прошел через почти заполненные водохранилища без трансформации расходов. Из-за отсутствия свободных емкостей чаш, при полном напряжении ирригационных систем, за пределы орошаемой территории сброшено 74% (1956 г.) и 50% (1957 г.) стока реки за вегетационный период, который в 3 раза превышает имеющуюся емкость водохранилища. В результате такого хозяйствования наиболее экономичное верхнее Ташкепринское водохранилище потеряло за 2 года 22 млн.м^3 своей емкости, или ~ 15% от проектной мощности.

Такой порядок работы водохранилищ Мургабского каскада не мог не отразиться на состоянии его сооружений. Систематический продолжительный сброс осветленной воды через водоспускные сооружения способствовал развитию общего и местного размыва русла ниже сооружений. Для ликвидации последствий размыва было построено второе сопрягающее сооружение на Гиндукушской плотине (1953 г.) и реконструированы нижние бьефы Иолотанской и Ташкепринской плотин.

За первые 17 лет эксплуатации (с 1941 г.) Ташкепринское водохранилище потеряло 74% своей емкости, т.е. 114 из 174 млн.м^3.

Колхоз-Бентское водохранилище (первоначальный объем 76,0 млн.м^3) заилилось полностью к 1928 г., затем в 1941 г. плотина была наращена вторично и емкость доведена до 54,6 млн.м^3. Даже находясь под прикрытием Ташкепринского водохранилища, оно к 1958 г. снова потеряло 32%, или 17,3 млн.м^3 емкости. При этом надо иметь в виду, что в маловодные годы оно вообще не заполнялось.

Усиленное заиление Ташкепринского водохранилища, особенно в верхней части, создало тяжелые мелиоративные условия в зоне выклинивания кривой подпора, которая продвинулась вверх (при НПГ) до 10 км. Для защиты от затопления населенных пунктов потребовалась постройка оградительных дамб.

Таблица

Показатель	Ед. изм.	1956г.	1957г.
Расчетный сток реки Мургаб по г/п Тахта-Базар 50%-ной обеспеченности	млн.м^3	1642	1622
в том числе за вегетационный период	"	795,6	802,1
Фактический сток реки Мургаб	"	1966,4	2279,7
в том числе за вегетационный период	"	878,1	1302,1
План наполнения водохранилищ	"	196,2	177,0
Запасы воды на 20.П	"	191,4	177,0
Сработано в марте	"	40,0	97,0
Резервная емкость перед паводком	"	46,0	97,0
в том числе в Ташкепринском водохранилище	"	31,0	48,0
Сброс воды за период паводка всего,	"	654,0	631,0
в том числе по Джарскому сбросу	"	404,0	252,0
по внутрисистемному сбросу	"	201,0	205,0
подано на орошение сверх плана	"	49,0	174,0
Начало расходования запасов воды		25.УI	3.УП
Потери воды (по данным балансовой гидрометрии)			
а) от Кызыклы-Бента до Колхоз-Бентского водохранилища ($V_{бод}$ = 44 млн.м^3)	млн.м^3	60,2	65,8
б) в Йолотанском водохранилище ($V_{бод}$ =24,5 млн.м^3)	"	24,9	-
в) в Гиндукушских водохранилищах ($V_{бод}$ =32,7 млн.м^3)	"	19,3	33,8
Потери емкости Ташкепринского водохранилища вследствие заиления	"	10,0	12,0
Гибель посевов вследствие затопления	га	134	-

Таким образом, для рассмотренной группы водохранилищ сезонного регулирования небольшой по сравнению со стоком регулирующей емкостью вполне возможен пропуск паводка, насыщенного наносами, через опорожненную чашу водохранилища и заполнение емкости на спаде высокой волны паводка. Как известно, пик мутности опережает пик жидкого стока, поэтому очень важно через опорожненную чашу пропустить начальную волну паводка. При достаточной достоверности гидрометрических прогнозов о предполагаемых расходах паводка для таких водохранилищ как, например, Тедженское можно рекомендовать следующую схему режима наполнения:

I) для лет ~ 50%-ной обеспеченности наполнение следует начинать с наступлением высоких расходов паводка;

2) для лет, сток которых превышает водоносность года 50%-ной обеспеченности в I,5-2 раза и более, наполнять чашу следует на спаде высоких расходов паводка; при этом в нижний бьеф пройдут не только наносы, влекомые рекой, но и часть ранее отложившихся в нем;

3) в маловодные годы водохранилище должно наполняться с появлением свободного стока воды в реке.

К марту обычно прогнозы на весенне-летний период уточняются, и собранные в чаше гарантийные зимние запасы воды при благоприятных прогнозах должны срабатываться, чтобы к подходу паводка чаша была свободна. Выдерживание оптимальных режимов регулирования возможно только при хорошо поставленной гидрометслужбе. Такие схемы регулирования стока в водохранилищах должны быть разработаны в проекте с учетом особенностей каждого из них для лет различной водообеспеченности. Точность гидрологических прогнозов особенно важна для водохранилищ, емкость которых позволяет полностью зарегулировать сток среднего года. В этом случае борьба с заилением может быть организована в годы повышенной водообеспеченности (более 50% или 75%).

С вводом в эксплуатацию в 1959 г. Сарыязинского водохранилища (V =263 млн.м^3) емкость Мургабского каскада увеличилась до 400 млн.м^3, что позволило зарегулировать

весь свободный сток для года 50%-ной обеспеченности. Отсутствие свободной воды в год средней обеспеченности не позволяет освобождать водохранилища перед заполнением, поэтому встает вопрос, как защитить от заиления новое наиболее эффективное водохранилище.

Нами разработана схема регулирования режима Мургабских водохранилищ для лет различной водообеспеченности (рис.4). В основу ее заложены следующие основные принципы:

I) защита Сарыязинского водохранилища от заиления путем наполнения его в период максимальной мутности в реке через заполненное Ташкепринское водохранилище. Только в маловодные годы наносы будут откладываться в Сарыязинском водохранилище, но эти объемы не будут велики;

2) сокращение до возможного минимума продолжительности задержания воды в малых водохранилищах, где потери воды очень велики и часто превышают фактически получаемый в результате аккумуляции объем;

3) учет совместной работы двух верхних водохранилищ (Ташкепринского и Сарыязинского), так как максимальный горизонт последнего затапливает порог Ташкепринского водохранилища на I,I м;

4) соблюдение определенного порядка заполнения: сначала глубоких водохранилищ, имеющих меньшие потери, потом мелких, менее эффективных. Сработка их производится в обратном порядке;

5) использование Иолотанского водохранилища как резерва для быстрого маневрирования водоподачи;

6) создание излишков воды в осенне-зимний период для проведения осенне-зимних запасных и промывных поливов (чего не делают на Мургабе, Теджене, из-за боязни не наполнить водохранилище).

Качественные гидропрогнозы позволят в многоводные годы, если не совсем освобождать чашу водохранилищ от воды, то пропускать паводковые расходы при сниженных горизонтах в чаше, что позволит обеспечить некоторый вынос наносов за пределы Сарыязинского водохранилища.

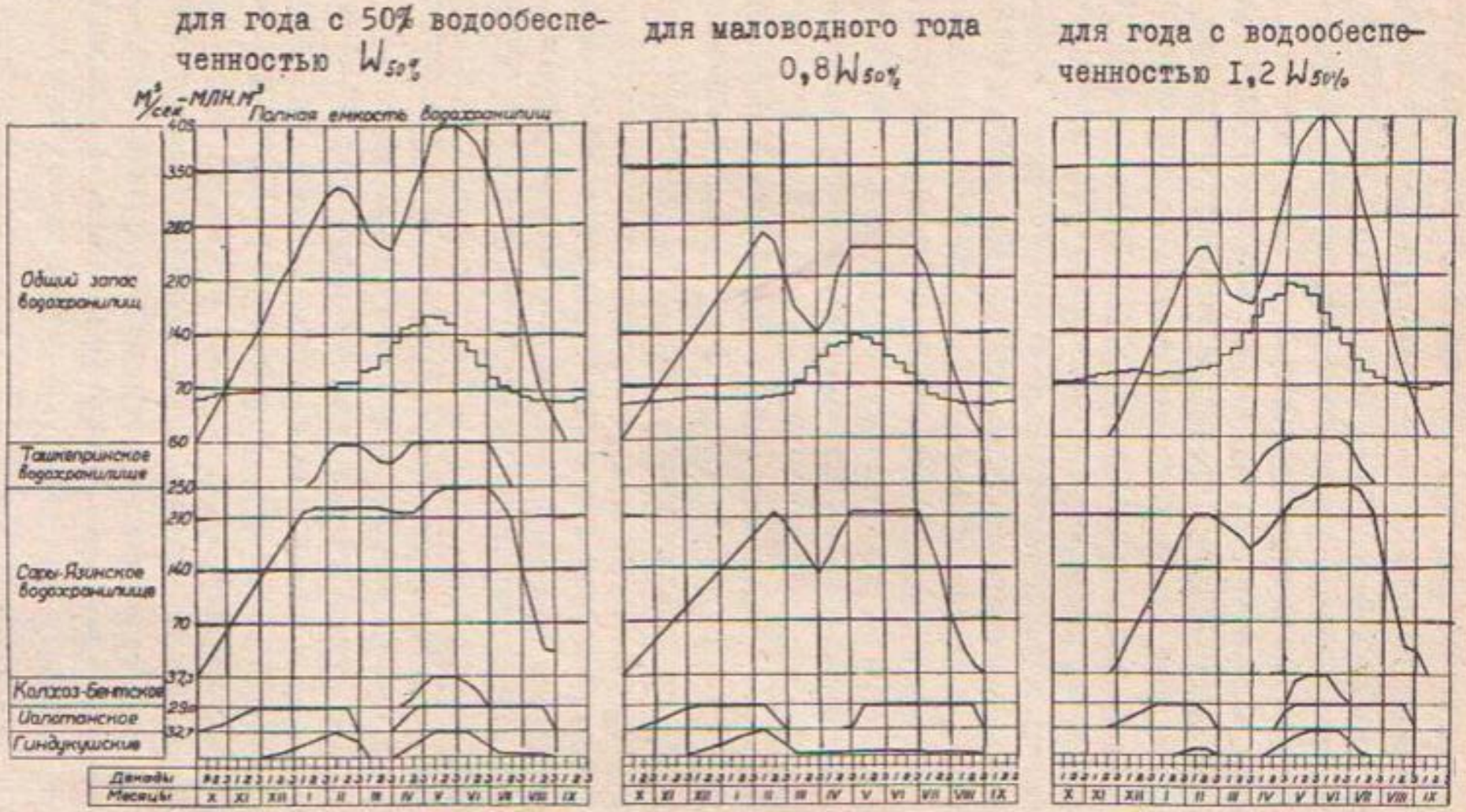


Рис.4. Порядок наполнения и сработки Мургабских водохранилищ.

К сожалению, эксплуатационники работают по раз установленному порядку, хотя зачастую практикуемые методы ошибочны. В частности это касается и органов водного хозяйства, управляющих режимами Мургабских водохранилищ. Схема, приведенная на рис.4, положена в основу разработанных инструкций по эксплуатации Мургабского каскада. Однако Управление руководствуется старыми инструкциями. На рис.5 приведен фактический режим работы Мургабских водохранилищ за 1963–1965 гг. К наполнению приступают по-прежнему с осени, вода также продолжительное время задерживается в чашах, паводок проходит через заполненные водохранилища и, как видно из графика расходов по гидропосту Тахта-Базар, с некоторой сдвижкой во времени повторяется по Сарыязинскому гидропосту, расположенному в нижнем бьефе водохранилища.

Ташкепринское водохранилище либо наполняется на спаде паводка, при заполненном полностью Сарыязинском, либо вообще не заполняется, как в 1965–1966 гг., из-за чего все наносы остаются в чаше нового наиболее эффективного водохранилища. В 1959–1966 г., по данным Мургабского бассейнового УОС, Сарыязинское водохранилище заилилось на 13 млн.м^3, а Ташкепринское – на 22 млн.м^3 (определенных по средне-годовой мутности). Фактические объемы заиления не известны, но очевидно, они больше, чем считают МБУОС. Верхняя часть Сарыязинского водохранилища, непосредственно примыкающая к плотине Ташкепринского водохранилища, полностью заилилась и заросла камышом более чем на 4,5 км.

Режимы работы водохранилищ, практикуемые на Теджене и Мургабских водохранилищах, применяются и на других водохранилищах Средней Азии.

На рис.6 представлен график работы Чимкурганского (с объемом 500 млн.м^3) водохранилища на р.Кашкадарья за 1964 год, на котором видно, что кривая расходов реки по гидропосту Чиракчи (выше водохранилища) слегка в измененном виде повторяется в кривой расходов водоспуска.

Такие примеры можно привести и по другим водохранилищам. Практикуемый порядок работы водохранилищ обеспечи-

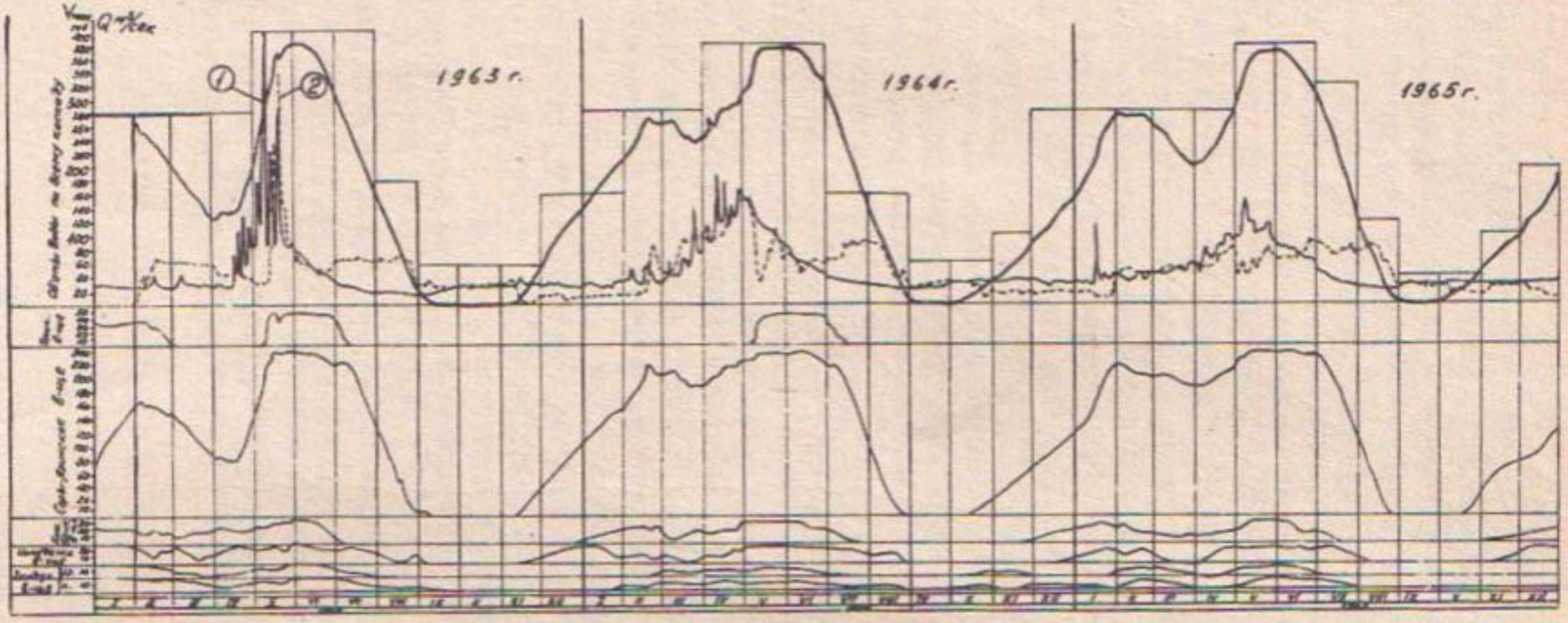


Рис. 5. Фактический режим работы Мургабских водохранилищ за 1963–1965г г.

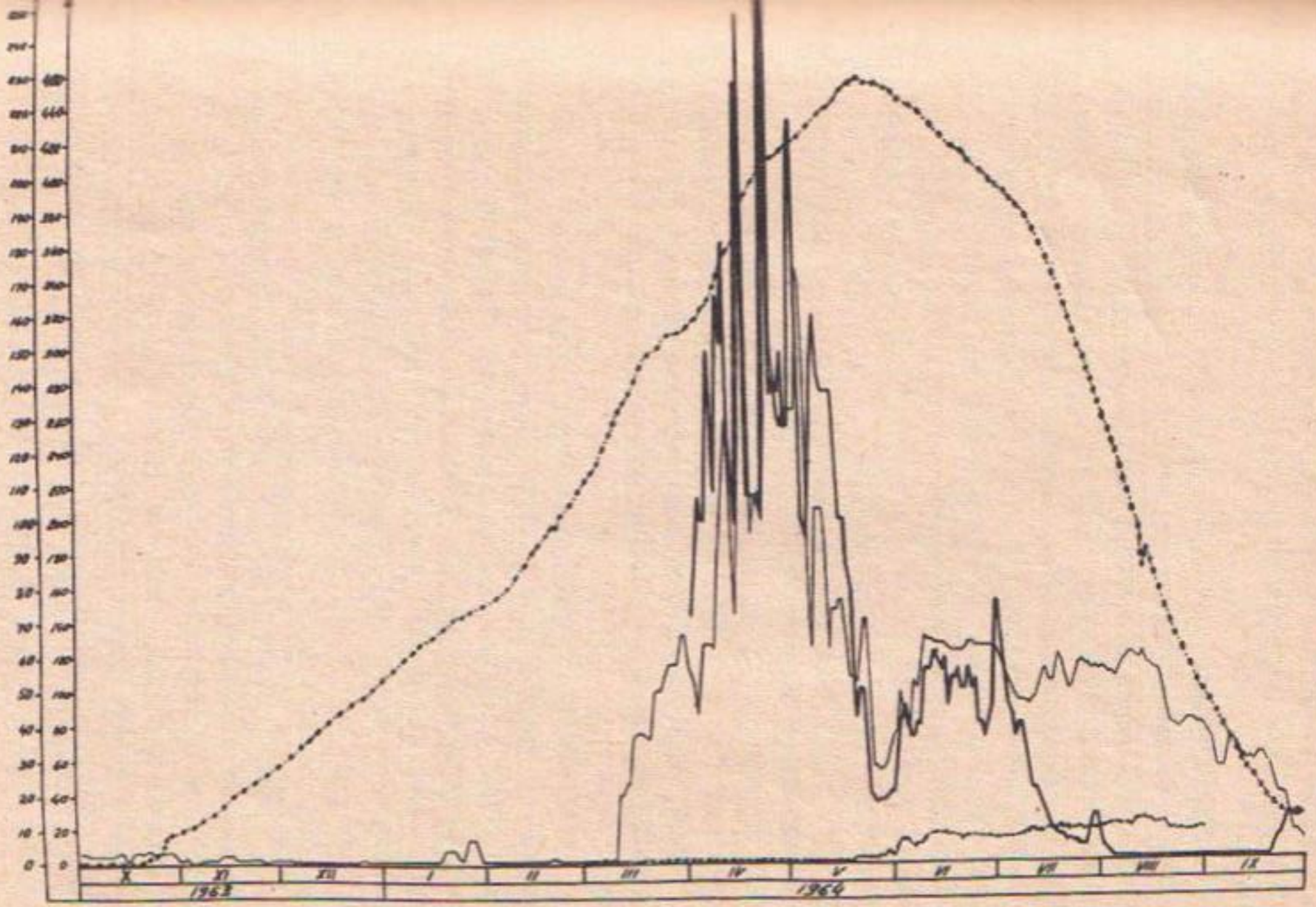


Рис.6.Движение воды через Чимкурганское водохранилище за 1963-1964гг.: ——— расход р.Кашкадарья г/п Чиракчи; ——— расход водоспуска водохранилища; -•-•- объемы заполнения чаши водохранилища; - - - забор магистральных каналов из водоспуска.

вает не только полное заполнение чаши до необходимых отметок, что очень важно для эксплуатационного штата, но и ускоряет заиление водохранилища, тем самым сокращая срок его службы.

Очень тяжело бороться с заилением комплексных водохранилищ, предназначенных для ирригации, энергетики и других отраслей народного хозяйства. Необходимость обеспечить заданный объем выработки электроэнергии вынуждает поддерживать в чаше водохранилища высокие горизонты воды, близкие к НПГ, почти круглый год. Паводок, проходя через заполненную чашу, оставляет в ней все наносы, влекомые водой. Поэтому такие водохранилища быстро заиляются. Пропуск нетрансформированного паводка в нижний бьеф наносит большой материальный ущерб в низовьях рек.

На рис.7 представлен график работы Кайраккумского водохранилища с объемом 4,16 млрд.м^3 за 1960 и 1963 гг. В 1960 г. паводок проходил через чашу при горизонте воды ниже НПГ на 2,5 м, в 1963 г. - при НПГ. Кривая расходов воды через гидроузел почти копирует кривую расходов по гидропосту Ак-Джар, расположенному перед входом в водохранилище.

Максимальный горизонт сработки воды в 1960 г. не превышал 3 м (от НПГ), а в 1963 - 4 м. Заиление по сравнению с общей емкостью еще не велико, по данным Кайраккумской обсерватории, за 1958-1965 гг. в чаше водохранилища отложилось 422 млн.м^3 наносов, но сама зона распространения наносов велика - они продвинулись к плотине за этот же период на 15 км при длине чаши 60 км, и эта часть практически выключилась.

Очевидно, в целях сохранения таких водохранилищ существующий режим работы должен быть коренным образом пересмотрен. Для многоводных лет, имеющих большой холостой сброс через гидроузел, чаша водохранилища перед паводком должна либо опорожняться полностью, либо пропускать паводок при сниженных горизонтах. График работы ГЭС должен

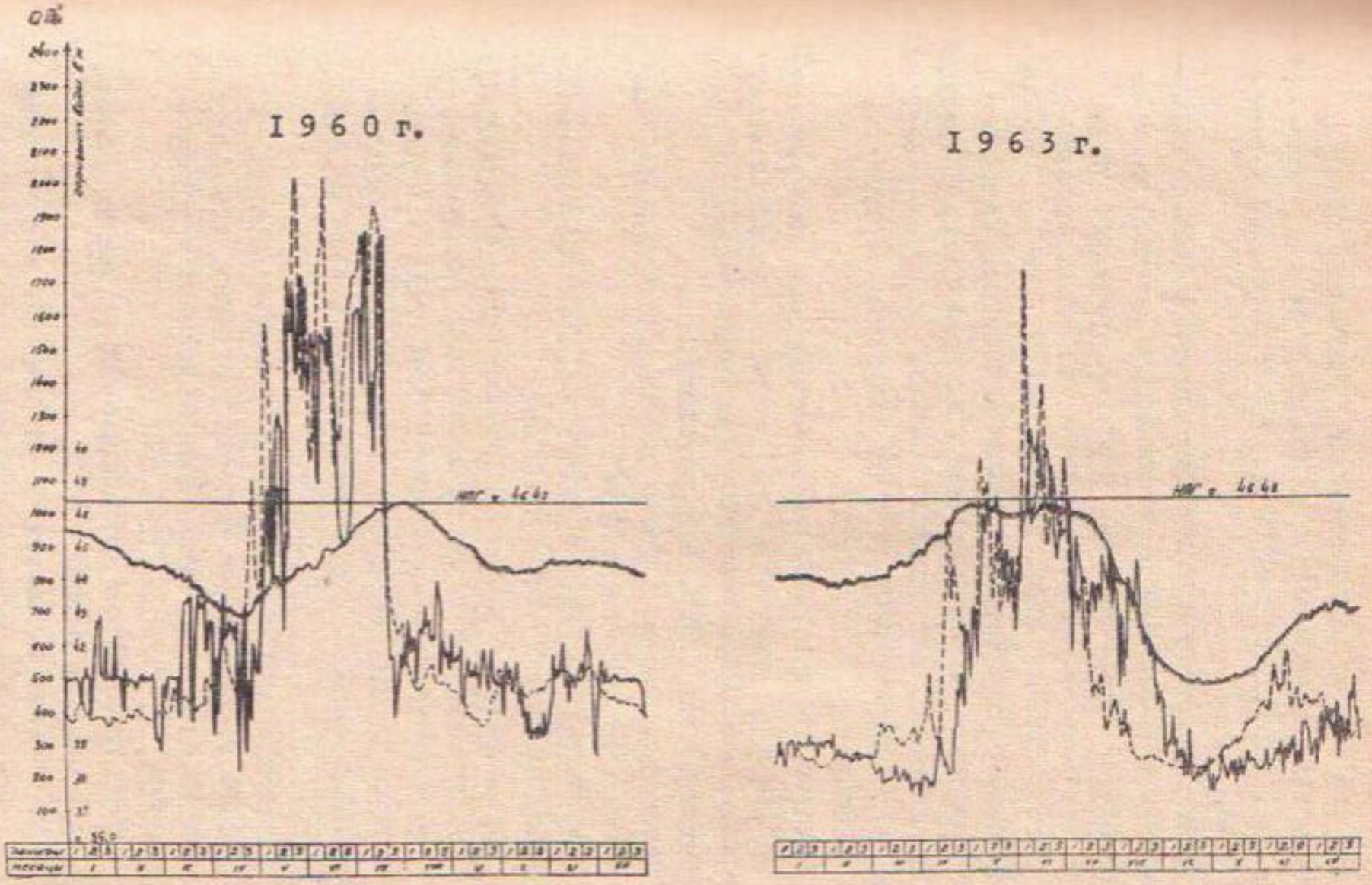


Рис.7. Фактический режим работы Кайраккумского водохранилища:

— — — расходы по г/п Ак-Джар;

——— расходы по г/п "Дружба";

горизонты воды в чаше водохранилища.

учитывать это важное обстоятельство, наносящее большой ущерб состоянию водохранилища и предусматривать в этот период меньшую выработку электроэнергии в сочетании с ремонтом станций.

Этим мероприятием будет достигнуто не только снижение заиления и промыв ранее отложившихся наносов, но и защита территорий, расположенных ниже водохранилища от затопления высокими паводками, а также разгрузка гидроузла.

Таким образом, можно сделать вывод, что для водохранилищ сезонного регулирования режим работы водохранилища является основным звеном в борьбе с их заилением. Правильно рассчитанный режим, исходящий из условий водообеспеченности года, может в значительной степени сократить поступление наносов в чашу.

Пропуск паводка через опорожненную чашу или при сниженных до минимума горизонтов воды в ней - наилучший метод предотвратить заиление, уменьшить поступление наносов и тем самым продлить срок службы водохранилища.

Правильно выбранный режим работы водохранилища, или целого каскада их должен обеспечить:

а) выполнение государственного плана по созданию запаса воды, выработки электроэнергии;

б) нормальную работу гидротехнических сооружений;

в) минимальный объем заиления чаши водохранилища;

г) транспортировку в нижний бьеф наносов, приносимых рекой до начала наполнения водохранилища, и возможность промывки наносов, ранее отложившихся в чаше водохранилища;

д) сокращение до возможного минимума периода, во время которого водохранилище заполнено с целью уменьшения потерь воды из чаши и улучшения фильтрационной устойчивости сооружений;

е) предотвращение затопления и подтопления земель, прилегающих к водохранилищу.

Такой порядок наполнения и опорожнения водохранилищ должен быть обязательным для органов эксплуатации. Коррек-

ция осуществляется в зависимости от водоносности года без нарушения основных положений схемы.

Борьба с заилением должна вестись и с помощью специальных конструктивных решений, обеспечивающих осаждение наносов или промывку их, особенно для водохранилищ многолетнего регулирования.

Порог водоспуска следует делать на уровне бытового дна реки, что поможет производить не только промывки, но и транспортировать наносы, влекомые по дну водохранилища. При сбросе паводковых вод необходимо использовать свойства тяжелого потока жидкости. Сбросы целесообразно устраивать в виде донных труб большой пропускной способности (вместо поверхностных), что дает возможность при пропуске больших расходов в паводок создать донное течение, насыщенное наносами.

Нужно устраивать при входе в чашу специальные сооружения, перехватывающие наносы и отводящие их от водохранилища с малыми затратами воды в нижний бьеф или в места, предусмотренные для складирования.

Целесообразно устраивать отводные каналы или паводковые сбросы для транспортирования наиболее насыщенных наносами паводковых вод в нижний бьеф в обход водохранилища или за пределы орошаемой зоны.

Следует устраивать регулирующие, направляющие системы с целью создания условий - либо для отложения наносов в определенных местах с последующей механической очисткой их или в отсекаемых мелководных частях водохранилища для последующего использования этих площадей в сельском хозяйстве; либо для передвижения наносов, отложившихся в верхней части водохранилища, ближе к сооружению для промывки их при сниженных горизонтах.

Регулирование потока следует начинать с верховьев и по мере сработки горизонтов воды в чаше водохранилища двигаться к сооружению. При спаде горизонтов река в отложениях прорабатывает себе русло и может служить жидким транспортером для искусственно обрушившихся берегов.

Наряду со способами уменьшения заиления водохранилищ настала пора проводить коренные работы в местах, где образуются наносы. Следует разработать и провести мероприятия по задержанию наносов в верховьях реки до водохранилища путем ослабления эрозионных процессов в водосборном бассейне самого источника, закрывать вынос наносов из боковых речек, саев противоэрозионными насаждениями, делать посадки-фильтры в оврагах и балках; устраивать на источнике невысокие каменные запруды для улавливания донных наносов или же создавать простые недорогие маневренные водохранилища на боковых притоках, саях. Кроме того, целесообразно сооружать крупные водохранилища непосредственно в горной местности перед выходом на равнины, сочетая их с маневренными водохранилищами на боковых притоках. Это наиболее рациональная схема расположения водохранилищ с учетом уменьшения их заиления и получения наибольшего эффекта в использовании водных ресурсов.

Особо стоит вопрос о наливных водохранилищах, расположенных либо в стороне от реки, либо внутри системы на каналах. Эти водохранилища наиболее эффективны как в смысле сохранения воды, так и заиления. Меньшая их заиляемость подтверждается опытом эксплуатации существующих наливных водохранилищ. Так, два береговых Гиндукушских водохранилища на р.Мургаб суммарной емкостью 41,9 млн.м^3 за 25 лет (1912-1937 гг.) заилились всего на 3,6 млн.м^3, тогда как русловое Гиндукушское (объем 15 млн.м^3), расположенное непосредственно в русле реки, полностью заилилось за 13 лет.

Через наливное Каттакурганское водохранилище (V=662 млн.м^3) с 1941 по 1965 гг., т.е. за 25 лет пропущено 11658 млн.м^3 воды, и оно заилилось только на 25 млн.м^3. Методы борьбы с заилением в наливных водохранилищах должны быть в основном предусмотрены в проекте.

Если водохранилище расположено внутри системы каналов, то должен быть совершенно исключен транзит всех расходов через чашу водохранилища путем устройства обводного канала. Использование чаши водохранилища как водного трак-

та для транспортировки оросительной воды (Учкызылское водохранилище Сурхандарьинской области УзССР, Гиндукушские в ТуркмССР) приводит к преждевременному выходу из строя сооружений из-за размыва нижнего бьефа и самого водохранилища из-за заиления. Такие водохранилища должны включаться в сеть только при необходимости наполнения и сработки его запасов. Строительство подводящего и отводящего каналов или обводного русла для системных водохранилищ безусловно выгоднее, чем преждевременный вывод из строя водохранилища.

Наливные водохранилища, расположенные вне русла реки (например, Каттакурганское), наиболее эффективны как в смысле борьбы с заилением, так и использования водных ресурсов. Здесь пропускная способность подводящего канала должна обеспечить забор осветленной воды из источника в сжатые сроки. Однако в работе Каттакурганского водохранилища имеются недостатки, способствующие его быстрейшему заилению. Из-за задержки осенне-зимних промывных поливов засоленных земель почти ежегодно в феврале-марте производится не предусмотренная планом сработка накопленных запасов. Иногда ее объемы велики, и вновь заполнить водохранилище удается только в паводок, в период прохождения мутной воды. Объемы очистки в подводящем канале в отдельные годы достигали 180-200 тыс.м^3. Крупные наносы оседали в канале, а мелкие-проносились в водохранилище. После бетонирования канала основная масса наносов стала поступать в водохранилище.

Другим серьезным недостатком является использование водохранилища как водного тракта. Бывают такие периоды, когда вода, забранная из реки, прогоняется по подводящему каналу и чаше, а затем через отводящий канал сбрасывается в реку. Если в первые годы эксплуатации это объяснялось трудностью регулирования на временном сбросе в р.Карадарья, то сейчас, когда построен Дам-Ходжинский инженерный узел, такой режим необъясним.

В 1961 г. через пост № 4 из водохранилища выпущено 758 млн.м^3, в том числе:

за счет сработки запасов - 689,

за счет холостого прогона - 69.

В 1962 г. из водохранилища выпущено - 746, в том числе:

из запаса водохранилища - 517;

за счет холостого прогона - 229.

Это мероприятие вредно, так как вместе с водой, вхолостую прогоняемой через тракт, в чашу попадают наносы.

Выводы

1. Организация борьбы с заилением водохранилищ должна занять одно из важных мест как при разработке проекта, так и в процессе эксплуатации. Практика управления режимом водохранилищ часто способствует быстрому заилению их и выходу из строя.

2. Борьба с заилением водохранилищ должна быть предусмотрена в самом проекте и в схемах управления режимом водохранилища. Методы борьбы должны включать в себя активные мероприятия, направленные на сокращение до минимума объема поступления наносов в чашу водохранилища.

М.С.КОЖЕВНИКОВА

ТРАНСФОРМАЦИЯ ВЕТРОВОЙ ВОЛНЫ В ПРИБОЙНОЙ ЗОНЕ КАЙРАККУМСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Изменение высоты волны при ее движении в сторону уменьшающихся глубин

Большинство водохранилищ Средней Азии окаймлено дамбами обвалования, подступы к которым прикрыты мелководными участками. Ветровая волна, сформировавшаяся в глубоководной части водоема, при подходе к берегу очень сильно трансформируется. Она изменяет не только внешнюю форму, но и внутреннюю структуру и к дамбам приходит уже в той или иной степени ослабленной.

Вся прибрежная полоса глубокого водоема делится на четыре зоны.

Первая - глубоководная с $H > \frac{L}{2}$ (H - глубина, L - длина волны), волнение трехмерное, дно практически не влияет на размеры и форму волны.

Вторая - мелководная с $\frac{L}{2} > H > H_{кр}$, трехмерные волны под влиянием дна преобразуются в двухмерные.

Третья - зона прибойных волн с $H \leq H_{кр}$. Здесь в области критических глубин ($H \sim H_{кр}$), при которых крутизна волны достигает предельной величины, происходит опрокидывание гребня волны с образованием буруна.

Процесс обрушения волны сопровождается большой потерей энергии на трение о дно и турбулентность потока. С уменьшением глубин плотность энергии потока волны возрастает и при каком-то критическом значении происходит забурунивание и разрушение волны. Прибойная волна, продолжая двигаться к берегу, периодически забурунивается. При этом наряду с колебательным движением частиц воды появляется поступательное в сторону берега.

Четвертая - приурезовая, в которой волна окончательно разрушается и прибойный поток накатывается на берег.

При расчете дамб обвалования необходимо знать параметры подходящих к ним трансформированных волн. Имеется много рекомендаций по расчету трансформации волн, но они не только различны, но и противоречивы. Самая малоизученная - прибойная зона, знание законов которой обязательно для определения параметров трансформированных волн при подходе их к дамбам. Поэтому лабораторией волновых процессов САНИИРИ в 1959 г. начаты натурные исследования по трансформации ветровой волны в прибрежной мелководной зоне Кайраккумского водохранилища. Результаты трехлетних периодических наблюдений опубликованы в статье Е.Я.Фроликовой "Исследование и расчет ветровых волн в мелководной прибрежной зоне" /3/.

Наблюдения по волномерному створу (длина 2,5-2,8 км) показали, что процесс трансформации волн на наклонном прибрежном участке водохранилища (исследовали мелководный участок с i = 0,005-0,010) происходит по определенному закону. Кривая, огибающая вершины гребней волн при движении глубоководной волны в сторону убывающих глубин (к берегу), представляет собой кривую второго порядка

$$y^2 = a\left(\frac{h_0}{2}\right)^2 \frac{x}{L_0}, \qquad (I)$$

причем

$$y = \frac{h_i}{2}; \quad y_{max} = \frac{h_0}{2}; \quad x_{max} = \frac{L_0}{a},$$

где h_0, L_0 - высота и длина глубоководной волны (на расстоянии x_{max} от берега), м;

h_i - высота волны по длине наклонного участка, изменяющаяся с глубиной воды, м;

x - расстояние от уреза воды до рассматриваемой точки, м;

a - коэффициент, зависящий от уклона дна, шероховатости прибрежного участка и от величины исходной волны h_0 (в данном случае a = 0.010-0,022).

В этих исследованиях трансформация волн в прибойной зоне недолно освещена из-за недостатков конструкций. применяемых максимально-минимальных вех, и конечные высоты волн непосредственно у берега были приняты условно.Поэтому задача дальнейших исследований заключалась в изучении закономерностей процесса трансформации волн в прибойной зоне после ее первого обрушения и до выката волны на откос (при разных уклонах этой зоны) с применением современной электронной аппаратуры. Для этого в 1963 г. на правом берегу Кайраккумского водохранилища установлен волномерный створ, состоящий из шести электроконтактных датчиков-волномеров, одного реостатного датчика, производящего круглосуточную запись волнения, и нескольких максимально-минимальных вех, установленных на глубокой воде (для контроля). Профиль волномерного створа в прибрежной прибойной зоне дан на рис.I,б.

Наблюдения, как и результаты предыдущих исследований, показали, что на пологих уклонах (в данном случае i =0,004) волна трансформируется слабо, но, когда она вступает на участок с $i > 0{,}01$, этот процесс усиливается, особенно резко при $i > 0{,}05$. Изменение состава серий волн, записанных по длине волномерного створа при последовательном прохождении волнами установленных волномерных датчиков, приведено на рис.I,а. Состав серий волн дан в виде кривых обеспеченности. Чем ближе волны подходят к берегу, тем он более однороден. На рис.I,б показано изменение по длине створа высоты волн 1,-5,-10,-25- и 50%-ной обеспеченности. Наибольшей трансформации подвергаются более крупные волны. Волны с обеспеченностью $p > 50\%$ могут проходить даже без изменения высоты.

Волны высотой h_0 =I,00-I,60 м (по датчику 9 в 900 м от берега) при прохождении волномерного створа разрушаются, высота их в 100 м от берега становится равна примерно половине первоначальной, т.е. $(0{,}40\text{-}0{,}50)\,h_0$, а в трех метрах от уреза - всего $(0{,}20\text{-}0{,}25)\,h_0$. Волны высотой h_0 =0,75-I,0 м уменьшаются соответственно до $(0{,}50\text{-}0{,}65)\,h_0$ и до $(0{,}25\text{-}0{,}35)\,h_0$.

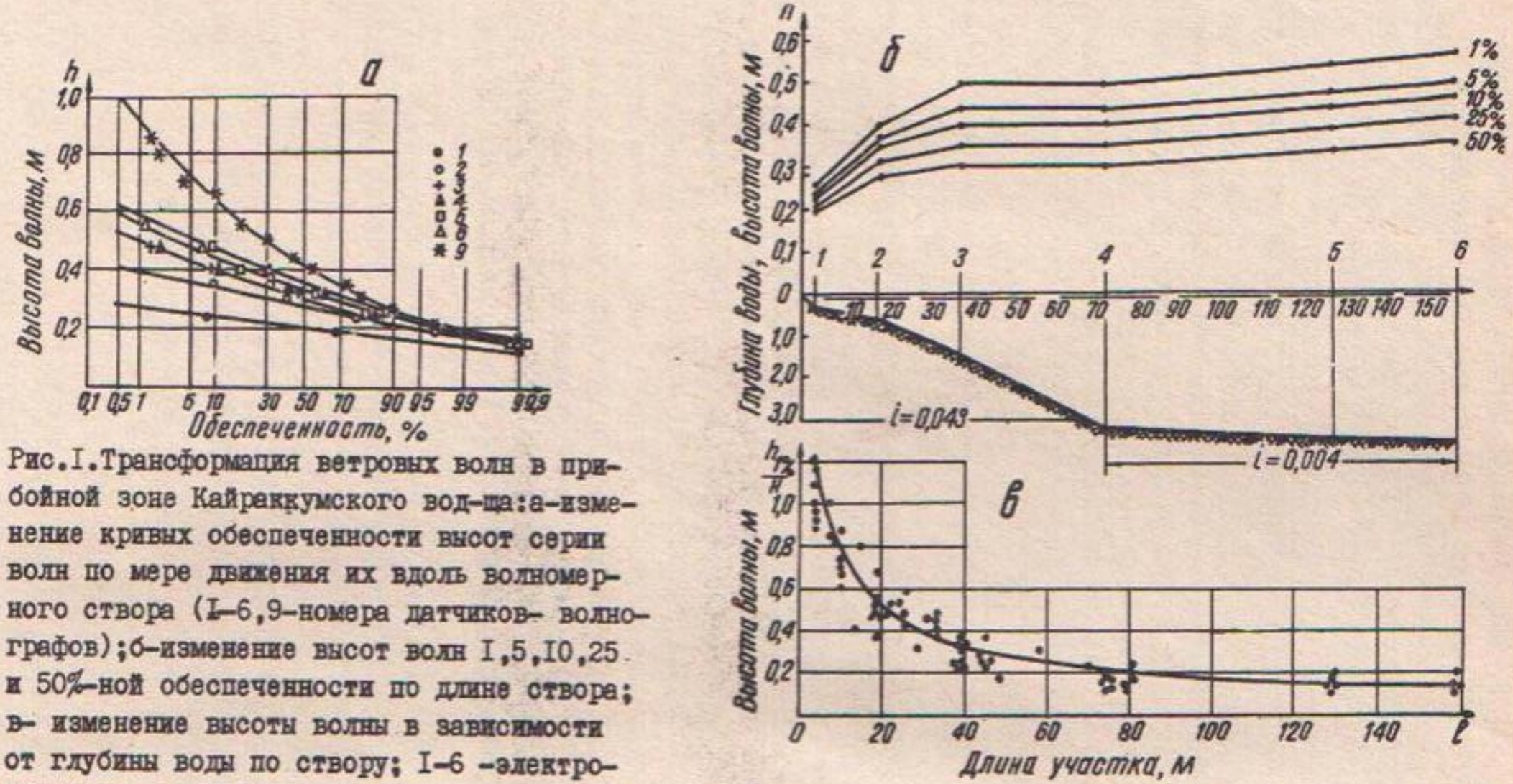


Рис.I.Трансформация ветровых волн в прибойной зоне Кайраккумского вод-ща:а-изменение кривых обеспеченности высот серии волн по мере движения их вдоль волномерного створа (I–6,9-номера датчиков- волнографов);б-изменение высот волн I,5,I0,25 и 50%-ной обеспеченности по длине створа; в- изменение высоты волны в зависимости от глубины воды по створу; I–6 -электроконтактные датчики.

Трансформация волн, безусловно, связана с глубиной воды: чем меньше глубина при движении волны к берегу, тем более возрастает плотность энергии потока, но вместе с тем в еще большей степени возрастают потери энергии волны на преодоление различных сопротивлений (дна, турбулентности, встречного движения и т.д.). В этом случае развитие волнения определяется двумя противоположно действующими факторами: возбуждающим действием ветра и затормаживающим действием дна, которое тем больше, чем меньше глубина воды.

На рис.I,в дана кривая зависимости высоты трансформированной волны от глубины воды в пределах береговой зоны. Кривая построена математическим путем по материалам, полученным в результате обработки записей всех серий волн по волномерному створу Кайраккумского водохранилища. Этот график,как и предыдущие,показывает, что величина $\frac{h_i}{H}$ (h_i -высота волны в местах установки волномерных датчиков в линии створа) резко увеличивается в зоне с уклоном дна, равным 0,04-0,05.

Так, на расстоянии от I50 до 80 м от уреза воды высота волны равна (0,I5-0,20)H, от 80 до 25 м - в пределах (0,20-0,40)H и на последних 25 м до берега она резко уменьшается (0,40-I,0)H, в 3 м от уреза воды высота волны уже равна глубине (в данном случае не учитывали нагон воды во время волнения, поэтому при некоторых замерах высота волны получена несколько большая, чем глубина воды).

Выше указывалось, что при выводе уравнения (I) значения высот волн в прибойной зоне взяты условно из-за сомнительности полученных данных по максимально-минимальным вехам в зоне малых глубин ($H < 2$-3 м).

Исследования 1963 г. подтвердили правильность предположений о невозможности применения максимально-минимальных волномерных вех в зоне малых глубин. Результаты этих исследований показали, что уравнение (I) в прибойной зоне, в зоне глубин менее 3 м, в береговой полосе шириной до I00 м дает значения высоты волны, заниженные на 30-50%

(при i =0,05) и что в точке уреза воды $h_{ур} \neq 0$ (при выводе уравнения (I) было условно принято $h_{ур}$ =0).

Методами математической статистики по натурным данным исследований I963 г. для прибойной зоны получено уравнение кривой следующего вида:

$$h' = h_0 \cdot a \sqrt[3]{\frac{x'}{L_0}} \; ; \quad x' = x + \ell_{нак} \, , \qquad (2)$$

где h' - высота трансформированной волны на расстоянии x от уреза воды, м;

h_0, L_0 - высота и длина глубоководной волны, м;

x - длина приурезного участка с глубинами $H < 3$ м;

$\ell_{нак}$ - длина наката волны на откос, м;

a - коэффициент трансформации, зависящий от многих факторов (уклона, шероховатости, глубин, глубоководной высоты волны, берегового течения и др.), при $i \approx 0{,}05$ коэффициент трансформации $a \approx 0{,}330$.

На рис.2 полученная кривая уравнения (2) сопоставляется с данными натуры. Программой последующих исследований предусмотрено изучение трансформации волны в прибойной зоне с более крутыми уклонами дна.

Материалы натурных наблюдений за трансформацией волны мы сопоставили с расчетными данными по методу, изложенному в ТУ СН-92-60. Взяли три серии волн с высотами I,I0; I,02; 0,75 м (на глубокой воде), длинами соответственно I3,2; I2,3; 9 м и периодами для h =I,02 м T = 3,6 сек., для h =0,75 м T =3,4 сек.; уклон дна i =0,0I (рис.3).

Произведен также расчет по Андреянову для высоты глубоководной волны, равной I,I0 м. Расчетные и построенные по материалам натурных наблюдений кривые показаны на рис.3. Расхождение натурных материалов с расчетами, рекомендуемыми ТУ СН-92-60 и Андреяновым, очень велико, особенно в области с $\frac{H}{L_0} < 0{,}40$. По ТУ, высота волны при движении к берегу изменяется незначительно, в области глубин от $\frac{H}{L_0}$ = 0,5 до $\frac{H}{L_0}$ = 0,I, всего на I0-I5%, а на глубине

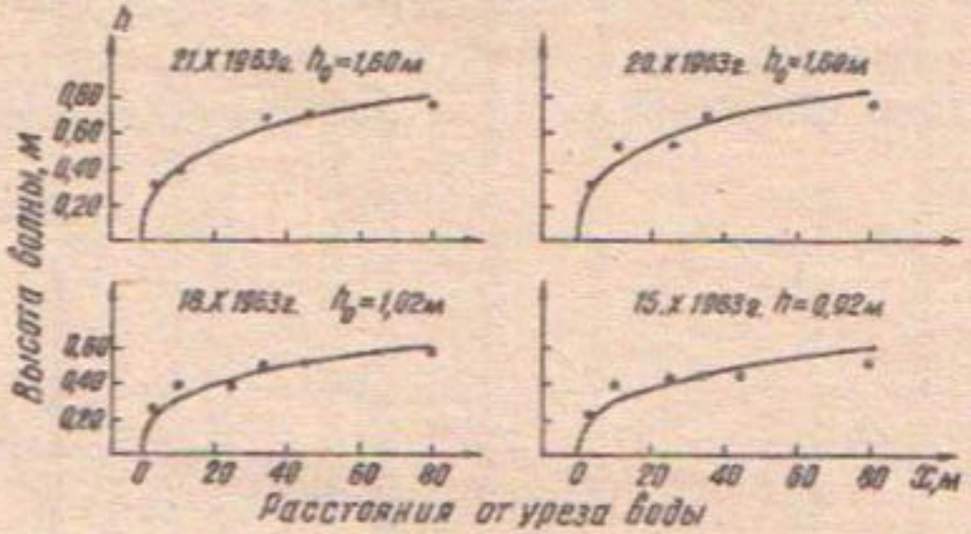


Рис.2.Сопоставление кривой трансформации волн в прибойной зоне,вычисленной по уравнению (2), с натурными данными Кайраккумского водохранилища.

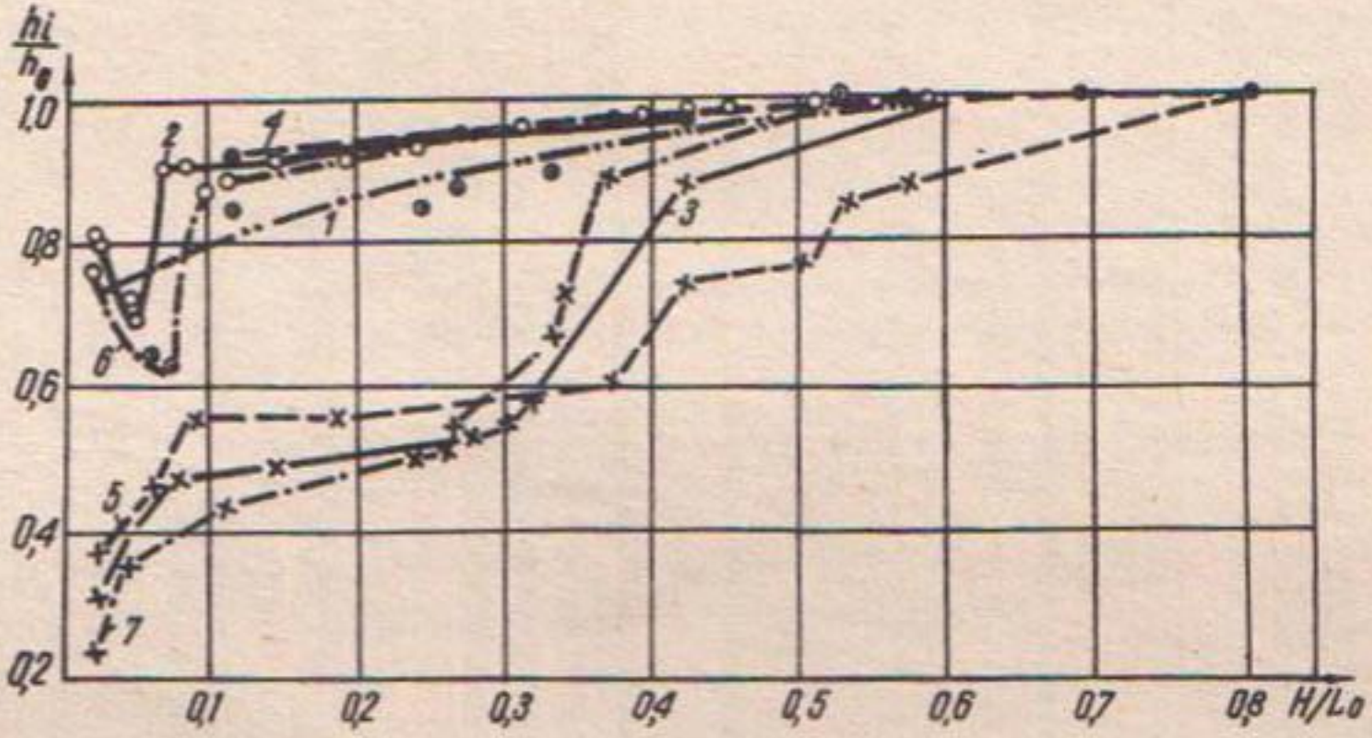


Рис.3.Сопоставление данных натурных наблюдений за трансформацией волны в прибрежной мелководной зоне Кайраккумского водохранилища с расчетными данными по Андреянову и ТУ СН-92-60 (i_{φ} =0,01): I- расчетная кривая,построенная по Андреянову;2,4,6 - по ТУ СН-92-60; 3,5,7 - натурные данные; исходные параметры: для кривых I,6,7 h_0 = I,Iм, L_0 =I3,2м; для кривых 2,3 соответственно 0,75 и 9,0; для 4,5 - I,02 и I2,3.

$H = (0,10-0,05)L_0$ она вначале разрушается и теряет до 30-40% высоты (от глубоководной), а затем опять увеличивается и достигает (70-80%) h_0.

По расчету Андреянова, высота волны при движении к берегу уменьшается лишь на 30%. По натурным наблюдениям, волна при подходе к берегу (в 3 м от уреза воды на глубине $H = 0,02L_0$) составляет $(0,25-0,35)h_0$, по приведенным расчетам $h = (0,70-0,80)h_0$; несомненно, это очень большое расхождение рекомендуемых норм с натурными данными.

Кривые, построенные по материалам натурных исследований, показывают два характерных обрушения волны: первое в диапазоне глубин $H = (0,4-0,3)L_0$, высота волны уменьшается до $(0,60-0,50)h_0$; второе - на глубинах $H < 0,10L_0$ высота волны спадает до $(0,25-0,35)h_0$. Места обрушений зависят от высоты глубоководной волны, глубины и уклонов прибрежных участков.

На основании материалов настоящих и предыдущих исследований (1959-1962 гг.), можно сказать, что при более крутых уклонах дна будет наблюдаться одно обрушение, а при более пологих - несколько.

Изменение периода волн при трансформации их в прибойной зоне

При обработке волнограмм получены кривые обеспеченности периодов волн по всему волномерному створу при установившемся волнении.

По кривым обеспеченности, построенным на клетчатке Хазена, определены периоды 1-, 5,- 10,- 50%-ной обеспеченности для каждой серии волн по всем датчикам-волномерам. Получены коэффициенты перехода от периодов 1%-ной обеспеченности к любому другому проценту обеспеченности:

$$\tau_{5\%} = 0,89\,\tau_{1\%}$$
$$\tau_{10\%} = 0,83\,\tau_{1\%}$$
$$\tau_{25\%} = 0,74\,\tau_{1\%}$$
$$\tau_{50\%} = 0,63\,\tau_{1\%}$$

На рис.4 показано изменение кривых обеспеченности периодов серии замеренных волн на Кайраккумском водохранилище при прохождении волны вдоль волномерного створа к берегу. Несмотря на трансформацию высот волн, на уменьшение их высоты, состав серии волн по периодам почти не изменяется на всем протяжении волномерного створа; колебания ординат составляют всего 0,4–0,6 сек. Некоторое исключение составляет кривая, полученная по датчику-волномеру I, расположенному вблизи уреза воды: здесь период волн несколько увеличивается, но это увеличение незначительно – в пределах 3–I0% (рис.4,а). Следовательно, период волны при движении ее в сторону уменьшающихся глубин можно считать постоянным.

Для условий глубокой воды Кайраккумского водохранилища нами определена связь периода волны I%-ной обеспеченности с высотой волны I%-ной обеспеченности по материалам натурных наблюдений. Она выражается уравнением

$$h_{1\%} = 0{,}62\, g T^{2}_{1\%} \qquad (4)$$

Таким образом, зная высоту волны на глубокой воде, можно определить период волны любого процента обеспеченности при помощи уравнений (3) и (4). При расчете трансформации ветровой волны период волн считаем практически постоянной величиной.

Выводы

Изменение высоты волны при ее движении в сторону уменьшающихся глубин на участках с уклонами дна 0,005–0,0I происходит по кривой, параболе П степени, выраженной уравнением (I).

Трансформация волны в прибойной зоне, имеющей уклон дна 0,04–0,05, происходит так, что удовлетворяется уравнение (2).

Период волны при движении ее в сторону уменьшающихся глубин практически не изменяется.

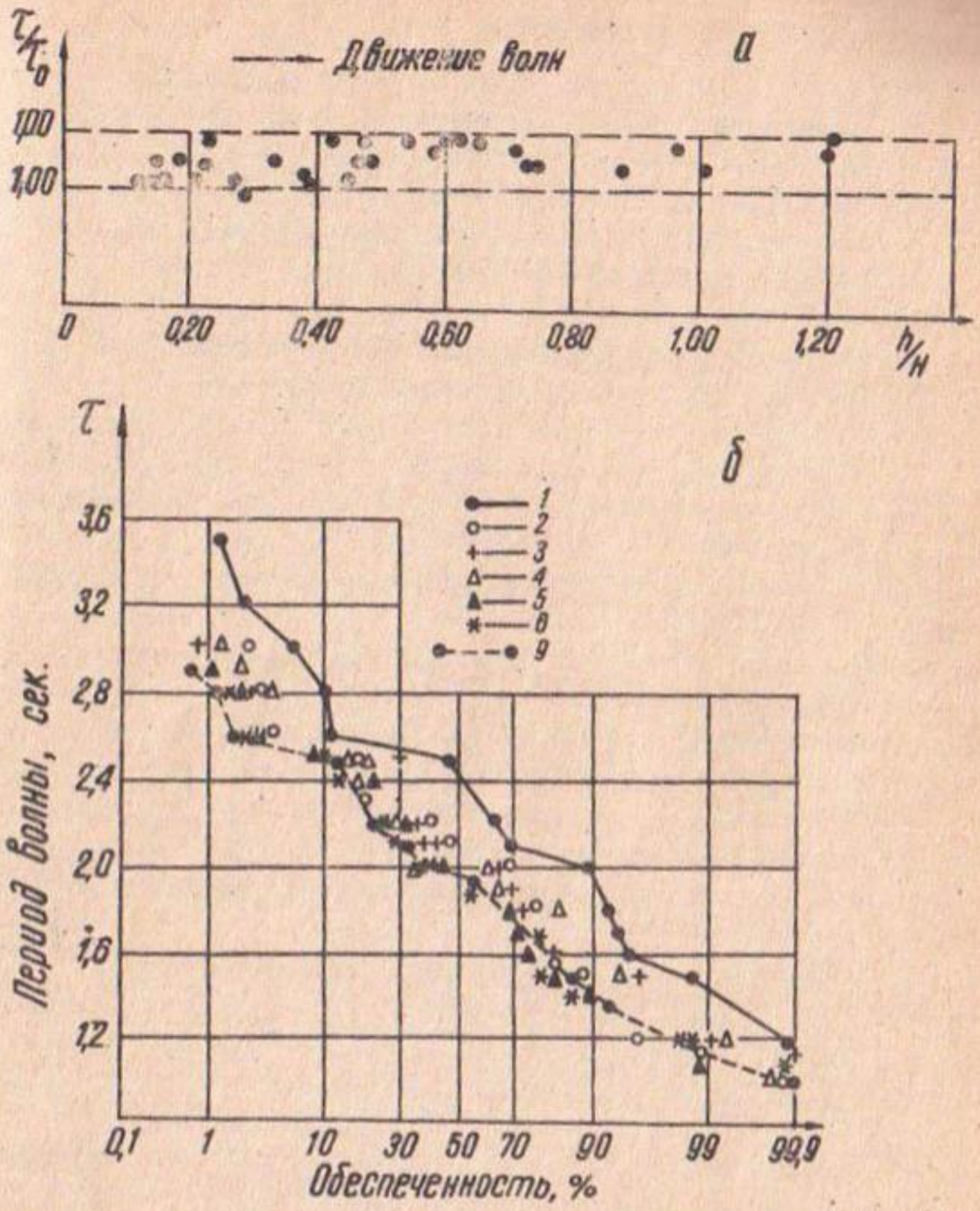


Рис.4. Изменение периодов волн при их движении в сторону уменьшающихся глубин на Кайраккумском водохранилище: а– изменение τ/τ_0 с увеличением h/H (τ_0 – период глубоководной волны; h –высота волны; H –глубина воды; б– изменение кривых обеспеченностей периодов волн по мере движения волн к берегу (I–6,9 – номера датчиков-волнографов).

ЛИТЕРАТУРА

I. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега СН-92-60, М., Изд-во лит-ры по строит.и архит.,1960.

2. Андреянов В.Г. Проект технических условий и норм расчета по определению элементов ветровой волны озеровидных водоемов, М.-Л., Госстройиздат, 1939.

3. Фроликова Е.Я. Исследование и расчет ветровых волн в мелководной прибрежной зоне, "Вопросы гидротехники", вып.12, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.

Л.А.ГЕХТЕР

ВОЛНОГРАФ С РЕОСТАТНЫМ ДАТЧИКОМ, ПИТАЕМЫЙ ОТ АККУМУЛЯТОРНОЙ БАТАРЕИ

При исследовании волновых явлений в водохранилищах часто необходимо устанавливать волнограф в пункте, не обеспеченном электроэнергией. Кроме того, в пунктах, обеспеченных электроэнергией, во время штормовых ветров случаются обрывы электросети. Поэтому мы разработали и изготовили волномер-волнограф с реостатным датчиком, питаемый от аккумуляторной батареи, являющийся видоизменением описанного ранее прибора[I].

Прибор состоит из приемника, на котором смонтированы клеммы $K_1 \div K_4$, тумблеры T_1 и T_2, постоянные резисторы R_1 и R_2 (R_1 равно внутреннему сопротивлению вибратора осциллографа; R_2 - сопротивлению стрелочного указателя), а также переменный проволочный резистор $R_б$ ($R_{б\,max}$ = 200÷300 ом) при помощи которого устанавливается нужное значение величины сопротивления схемы $R_{сх}$ (рисунок).

К пульту приемника (к клеммам K_2) подключается вибратор осциллографа (ал), стрелочный указатель ($У_с$ к клеммам K_3), аккумуляторная батарея ($Б$ к клеммам K_1) и провода, идущие от датчика (к клеммам K_4).

В качестве осциллографа применяется МПО-2 с фотонасадкой и отметчиком времени П-104. Осциллограф должен быть укомплектован мотором постоянного тока.

Конструкция реостатного датчика в основном прежняя, но для обеспечения линейности тарировочной характеристики расстояния между контактами делаются непостоянными.

Рассмотрим подробнее принцип действия прибора. По закону Ома находим, что ток, протекающий по измерительной

I "Вопросы гидротехники", вып. 12, Ташкент, Изд-во "Наука" УзССР, 1963.

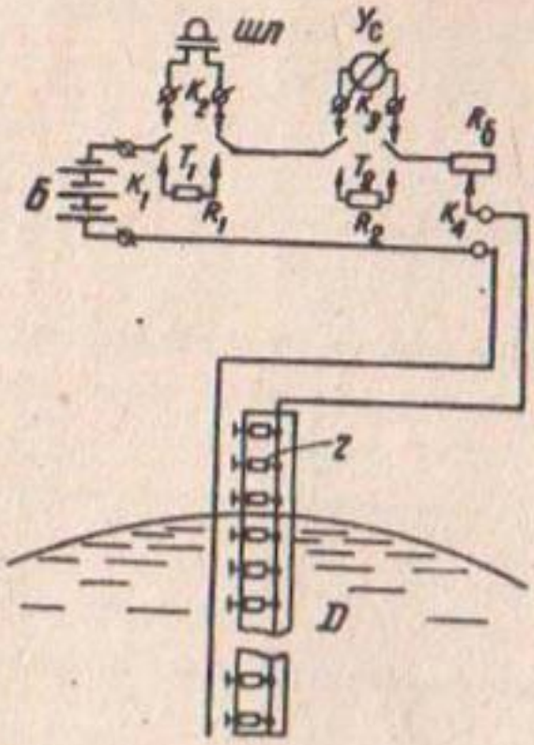


Рис.I.Электрическая схема волномера-волнографа с реостатным датчиком на батарейном питании.

цепи, определяется соотношением $I_{изм} = U \frac{n}{n R_{вх} + r_з}$,

где U - напряжение, создаваемое источником питания;

n - число залитых водой контактов;

$R_{вх}$ - сопротивление соединительных проводов и измерительной схемы;

$r_з$ - элементарное сопротивление датчика.

Обозначим $h_з$ расстояние в условных единицах от нижнего конца датчика до соответствующего n контакта. Задавшись требованием, чтобы сила тока $I_{изм}$, протекающего через измеритель, линейно зависела от глубины погру-

жения датчика, получаем систему уравнений:

$$\begin{cases} I_{изм} = U \dfrac{n}{nR_{сх} + r_э} h_n k, \\ I_{изм.max} = U \dfrac{N}{NR_{сх} + r_э} HK, \end{cases}$$

где K – коэффициент, характеризующий тангенс угла наклона тарировочной прямой;

N – число контактов на всей длине датчика;

H – длина тела датчика.

Из второго уравнения системы получаем

$$K = \frac{U}{H} \frac{N}{NR_{сх} + r_э}.$$

Подставив это выражение в первое

$$U \frac{n}{nR_{сх} + r_э} = \frac{U h_n}{H} \frac{N}{NR_{сх} + r_э},$$ находим

$$h_n = \frac{H(NR_{сх} + r_э)}{N} \frac{n}{nR_{сх} + r_э}.$$

Опираясь на полученное соотношение, вычисляем расстояния h_n от нижней кромки датчика до соответствующих контактов для разных случаев. Например, если элементарное сопротивление $r_э$ = 68 км, сопротивление схемы $R_{сх}$ = 300 ом, число контактов на теле датчика N =50 шт., длина датчика 100 условных единиц, то расстояния до его контактов будут равны значениям, приведенным в таблице. Чувствительность датчика в этом случае будет не ниже 2,43% от верхнего предела измерения.

В случае необходимости приемники волнографов описываемого типа группируются в многоканальные, которые укомплектовываются одним стрелочным указателем.

Налаживание прибора сводится к подбору необходимого числа элементов в аккумуляторной батарее в зависимости от чувствительности применяемого вибратора осциллографа, а также шунта к стрелочному указателю; установке нужного значения величины сопротивления схемы при помощи резистора $R_б$; тарировке прибора.

При длительном пребывании датчика волномера-волнографа в воде на нем откладывается ил и развивается микрофлора.

В связи с этим ухудшаются изоляционные и водоотталкивающие свойства его изоляционных вкладышей, что влечет к искажению в записи подошвы волны. Поэтому в процессе эксплуатации прибора необходимо один-два раза в неделю заменять или чистить датчики. Для измерения волнения в замусоренных водоемах датчик прибора следует ограждать сеткой.

Волномер-волнограф с реостатным датчиком и батарейным питанием успешно применялся в 1963-1964 гг. волновой лабораторией САНИИРИ для натурных наблюдений на Ташкентском море.

Таблица

Номер контакта (начиная снизу)	Расстояние до контакта от низа датчика, h_n	Номер контакта (начиная снизу)	Расстояние до контакта от низа датчика, h_n	Номер контакта (начиная снизу)	Расстояние до контакта от низа датчика, h_n
I	2,43	I8	40,7	35	74,I
2	4,84	I9	42,8	36	75,8
3	7,25	20	45,0	37	77,5
4	9,6	2I	47,0	38	79,4
5	II,94	22	49,0	39	8I,2
6	I4,27	23	5I,0	40	82,9
7	I6,6	24	53,0	4I	84,8
8	I8,9	25	55,0	42	86,4
9	2I,I	26	57,0	43	88,3
I0	23,4	27	59,0	44	89,9
II	25,6	28	60,9	45	9I,6
I2	27,8	29	63,0	46	93,4
I3	30,0	30	64,6	47	95,I
I4	32,3	3I	66,6	48	96,9
I5	34,4	32	68,6	49	98,4
I6	36,5	33	70,4	50	I00
I7	38,6	34	72,I		

Л.А.ГЕХТЕР

ВОЛНОМЕР-ВОЛНОГРАФ С РЕЛЕЙНО-РЕОСТАТНЫМ ДАТЧИКОМ

Известны приборы с реостатными датчиками, позволяющие записывать на светочувствительном материале форму серий волн и процесс развития волнения /I,2/. Однако такая запись с использованием обычных фотоматериалов дает возможность судить о развитии волнения только после проявления волнограмм, а не во время шторма. Наблюдателю же зачастую необходимо следить за развитием шторма. Кроме того, водяная пленка, остающаяся на поверхности загрязненного реостатного датчика, вызывает погрешность в измерениях.

В связи с этим в отделе водохранилищ САНИИРИ был разработан прибор, позволяющий устранить указанные недостатки за счет введения в схему реостатного датчика однообмоточных электромагнитных реле с одной парой переключаемых контактов, каждое из которых снабжено тремя полупроводниковыми диодами, а также путем введения в схему прибора часового переключателя и самопишущего миллиамперметра (рис.I).

Датчик I представляет собой стержень из изоляционного гидрофобного материала. Вдоль стержня, высотой несколько более максимально возможной высоты волны H, на определенных расстояниях друг от друга установлены контакты K_n, число которых в каждом отдельном случае определяется заданной чувствительностью прибора, по формуле $\xi \approx \frac{2H}{N}$, где N - число контактов. Более точно чувствительность датчика определяется по соотношению

$$\xi = \frac{2R_N(NR_{ск}+2)}{N(R_{ск}+2)}.$$

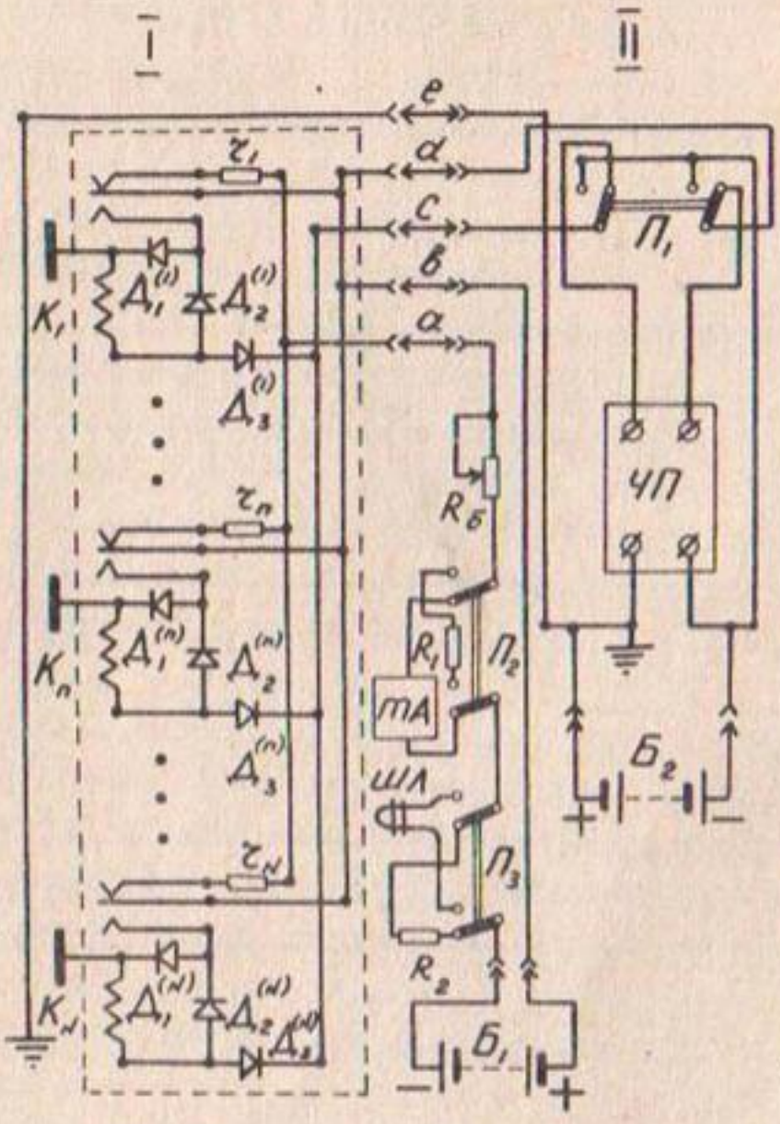


Рис.I.Электрическая схема релейного волномера-волнографа:
I-датчик; II-приемное устройство.

Каждый контакт соединен изолированным проводником с однообмоточным электромагнитным реле, имеющим одну пару переключаемых контактов, а также диоды $Д_1^{(n)}, Д_2^{(n)}, Д_3^{(n)}$ и элементарный резистор $r_n = r$.

Приемное устройство П состоит из самопишущего миллиамперметра mA; шлейфового осциллографа $шЛ$; балластного резистора $R_б$; часового переключателя $чП$; источников электропитания $Б_1$ и $Б_2$ и сблокированного переключателя $П_1 - П_2 - П_3$, соединенных соответствующей схемой. Датчик I и приемное устройство П соединены между собой дистанционно четырехжильным кабелем (a, b, c, d) и заземленным проводом (e).

Наблюдения и регистрация волнового режима водоема с помощью предлагаемого прибора осуществляются следующим образом. В заранее выбранной точке в вертикальном положении устанавливается датчик с таким расчетом, чтобы половина его длины находилась под водой. Для установки датчика могут быть использованы свая или заякоренная веха. Одновременно на незначительном расстоянии от датчика (в пределах 10 см) помещается заземленный электрод, в качестве которого может быть применена та же свая либо корпус вехи. Приемное устройство П располагают на берегу в помещении и соединяют с датчиком.

Предлагаемый прибор позволяет регистрировать формы волнения и максимальные значения волновых горизонтов (гребней и подошв волн) за последовательные интервалы времени (рис.2). Каждая из указанных операций выполняется следующим образом. Из схемы (см.рис.I) видно, что величина тока в измерительной цепи, состоящей из шлейфа осциллографа $шЛ$, самопишущего миллиамперметра mA, балластного резистора $R_б$, элементарных резисторов r_n, образующих реостат, нормально замкнутых контактов реле датчика и источника тока $Б_1$, определяется соотношением

$$\gamma = \frac{U_n}{r + nR_{сх}},$$

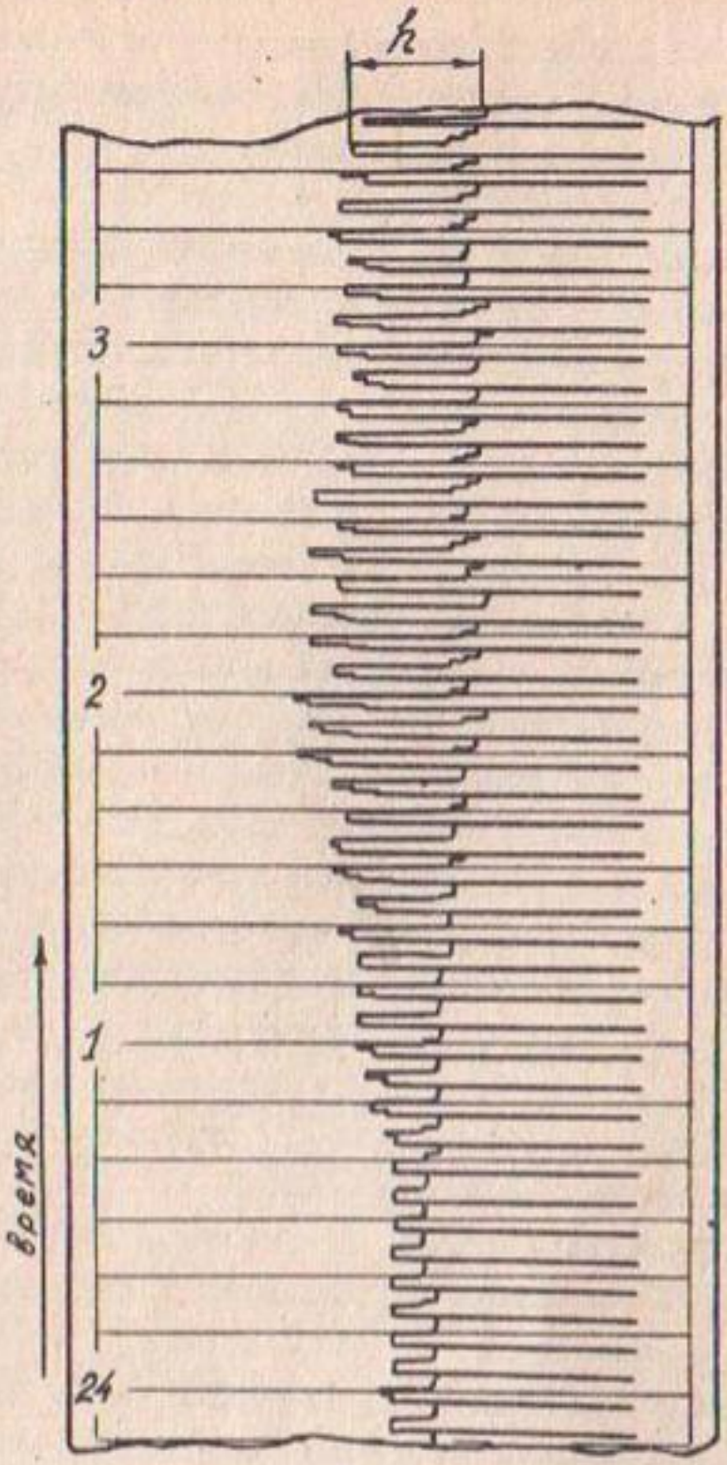


Рис.2.Фрагмент волнограммы,характеризующей максимальные значения волновых горизонтов за последовательные интервалы времени.

где n – число пропускающих ток нормально замкнутых контактов реле, т.е. n равно числу реле, управляющие обмотки которых обесточены, или, другими словами, n – это число контактов на стержне датчика, находящихся в данный момент над поверхностью воды;

R_{ex} – суммарное сопротивление соединительных проводов, измерительных приборов mA и $шл$ источника электропитания и балластного резистора $R_б$;

U – электродвижущая сила источника питания

$$П_1 - П_2 - П_3 .$$

Чтобы при переключении $П_1 - П_2 - П_3$ сопротивление R_{ex} оставалось неизменным, в схему включены резисторы R_1, R_2 ; значение одного из них (R_1) равно внутреннему сопротивлению самопишущего миллиамперметра, а другого (R_2) – внутреннему сопротивлению шлейфа осциллографа.

Для того, чтобы величина тока, протекающего по измерительной цепи, линейно зависила от длины участка датчика, на котором расположены контакты датчика, соответствующие обесточенным управляющим обмоткам реле, расстояния от контактов до верхнего края датчика должны удовлетворять соотношению

$$l_n = \frac{l_N(NR_{ex}+r)}{N} \cdot \frac{n}{nR_{ex}+r} ,$$

где l_n – расстояние от верха датчика до соответствующего n контакта;

l_N – расстояние от верхнего края датчика до последнего N контакта.

Длина датчика H на 0,5 – 2 см больше ℓ_N .

После монтажа всей аппаратуры на месте исследования или наблюдения при помощи балластного резистора $R_б$ сопротивление схемы доводится до величины, принятой при проектировании. Для записи формы волнения переключатели $П_1 - П_2 - П_3$ переводятся в положение, противоположное обозначенному на схеме. В этом случае число n пропускающих ток нормально замкнутых контактов реле будет равно числу неомываемых в данный момент водой контактов датчика. Незначительный ток, попадающий на управляющие обмотки реле по мокрому телу датчика, не достаточен для их срабатывания. Таким образом устраняется погрешность измерения, связанная со смачиваемостью датчика.

При положении переключателей $П_1 - П_2 - П_3$ (рис.3) прибор регистрирует максимальные значения волновых горизонтов. Работа прибора при этом имеет цикличный характер. Время цикла определяется часовым переключателем. Каждый цикл состоит из четырех тактов.

Такт I. Провода c , d и e подключены к положительному полюсу источника питания (батареи $Б_2$). При этом все управляющие обмотки реле обесточены и самопишущий миллиамперметр записывает максимальный ток, проверяя тем самым исправность измерительной цепи и состояние батареи $Б_1$. Продолжительность этого такта составляет I–5% времени всего цикла.

Такт П. Провода e и d подключены к положительному полюсу батареи $Б_2$, провод c – к отрицательному, в связи с чем диоды $Д_1^{(n)}$ и $Д_3^{(n)}$ открыты, а диоды $Д_2^{(n)}$ закрыты. В этом случае самоблокируются реле, которым соответствуют контакты датчика, хотя бы кратковременно омытые водой. Самопишущий миллиамперметр записывает максимальную высоту верха волн. Продолжительность этого такта составляет приблизительно 45% времени полного цикла.

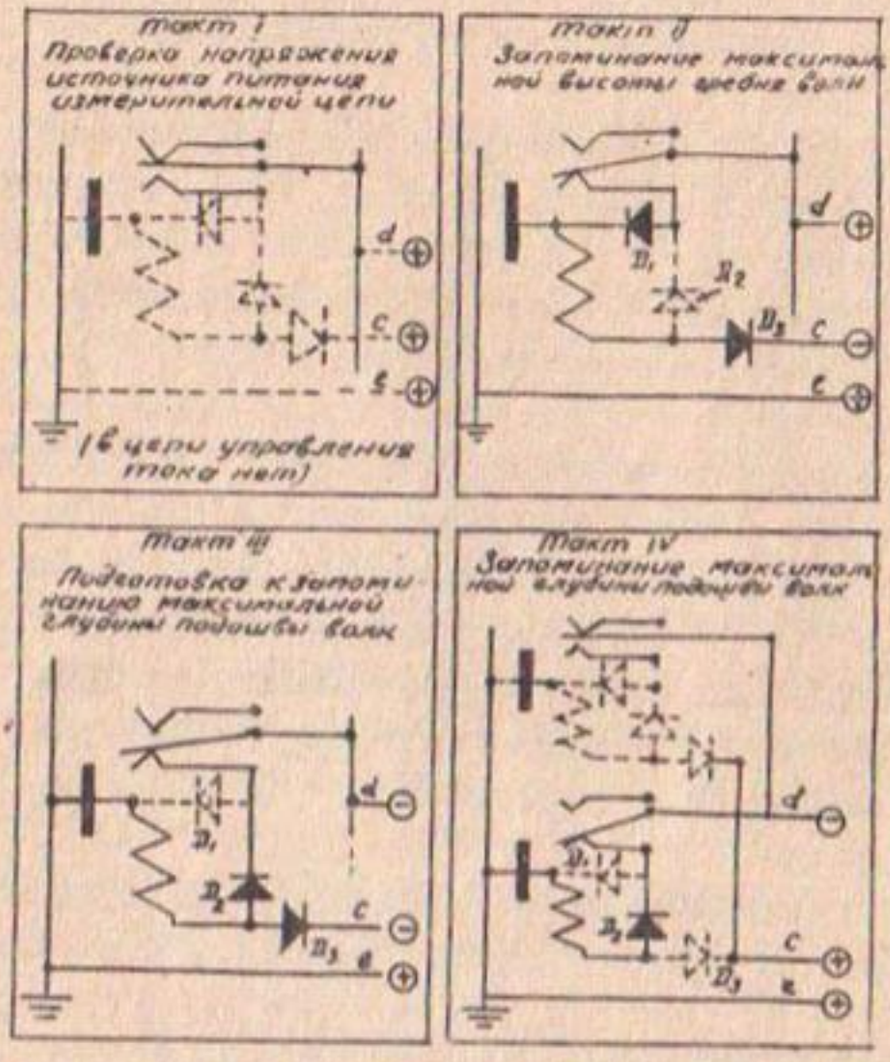


Рис.3.Пути протекания управляющего тока по элементарной ячейке датчика.

Такт Ш. Провод e подключен к положительному полюсу батареи $Б_2$, провода c и d – к отрицательному, в связи с чем диоды $Д_2^{(n)}$ и $Д_3^{(n)}$ открыты, а диод $Д_1^{(n)}$ закрыт. При этом управляющий ток проходит только по обмоткам тех реле, которым соответствуют контакты датчика, омываемые в данный момент водой. Этот такт служит подготовкой к следующему, и на него приходится 1–5% времени полного цикла.

Такт IУ. Часовой переключатель переключает провод c с отрицательного полюса батареи $Б_2$ на положительный, оставляя провод d подключенным к отрицательному, а e – к положительному; в связи с этим закрываются также диоды $Д_3^{(n)}$, остаются открытыми только диоды $Д_2^{(n)}$. В этом случае управляющий ток протекает по обмоткам реле, которым соответствуют контакты датчика, все время находящиеся под водой. Если контакт датчика осушится, то управляющая цепь соответствующего реле разрывается, контакт реле перебрасывается, и при последующем омывании водой контакта датчика цепь управления остается разомкнутой. Во время этого такта (длительностью примерно 45% времени полного цикла) самопишущий миллиамперметр регистрирует максимальную глубину подошвы волн.

Описанный прибор успешно применялся в 1967–1968 гг. при изучении волновых явлений на Чардаринском водохранилище.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гехтер Л.А. Волномер-волнограф с реостатным датчиком, "Вопросы гидротехники", вып.12, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.
2. Гехтер Л.А. Волномер-волнограф с реостатным датчиком, питаемый от аккумуляторной батареи, Ташкент, 1970.

Б.И.БЕЛЕСКОВ, С.И.КЕБЕРЛЕ

ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОЛНООБРАЗОВАТЕЛЯ БОЛЬШОГО ВОЛНОВОГО ЛОТКА САНИИРИ

создании лаборатории волновых процессов САНИИРИ
 гг. построили и сдали в эксплуатацию большой волновой лоток размерами $B \times H \times L = 4{,}0 \times 4{,}0 \times 80$ м.

Для получения волн высотой $h_6 \approx 1$ м был применен новый тип волнообразователя пневматического действия конструкции И.К.Никитина (рис.1 и 2).

Волнообразователь состоит из двух электромоторов (А-92-4 по 100 квт с $n = 1450$ об/мин), приводящих в действие два вентилятора АВ-1 (с общим расходом воздуха $Q = 14{,}0$ м^3/сек), из которых воздух через переключатель (цилиндр с вращающейся на продольной оси заслонкой) поступает попеременно то в волновую камеру (колокол), то наружу. В момент, когда воздух из вентилятора выпускается наружу, всасывающий трубопровод вентилятора соединяется с волновой камерой. Периодическая подача воздуха и отсасывание его вызывают колебательные движения воды в камере, которые под забральной стенкой передаются наружу в лоток, вызывая волны, распространяющиеся вдоль него. На всасывающих трубопроводах вентиляторов для изменения высоты волн имеются регулирующие дроссели типа жалюзи, каждый из которых состоит из четырех поворотных заслонок. Рукояткой, общим поводком и рычагами поворачивают одновременно все заслонки на один и тот же угол. Частота волн изменяется в зависимости от скорости вращения заслонки переключателя направления воздуха.

Так как длина волны определяется ее периодом, то необходимую длину волны можно получить, управляя скоростью вращения заслонки. Достигается это реостатом в цепи мотора постоянного тока, приводящего в движение заслонку. Кроме того в системе переключателя направления воздуха для изменения его оборотов имеется ременная передача с набором

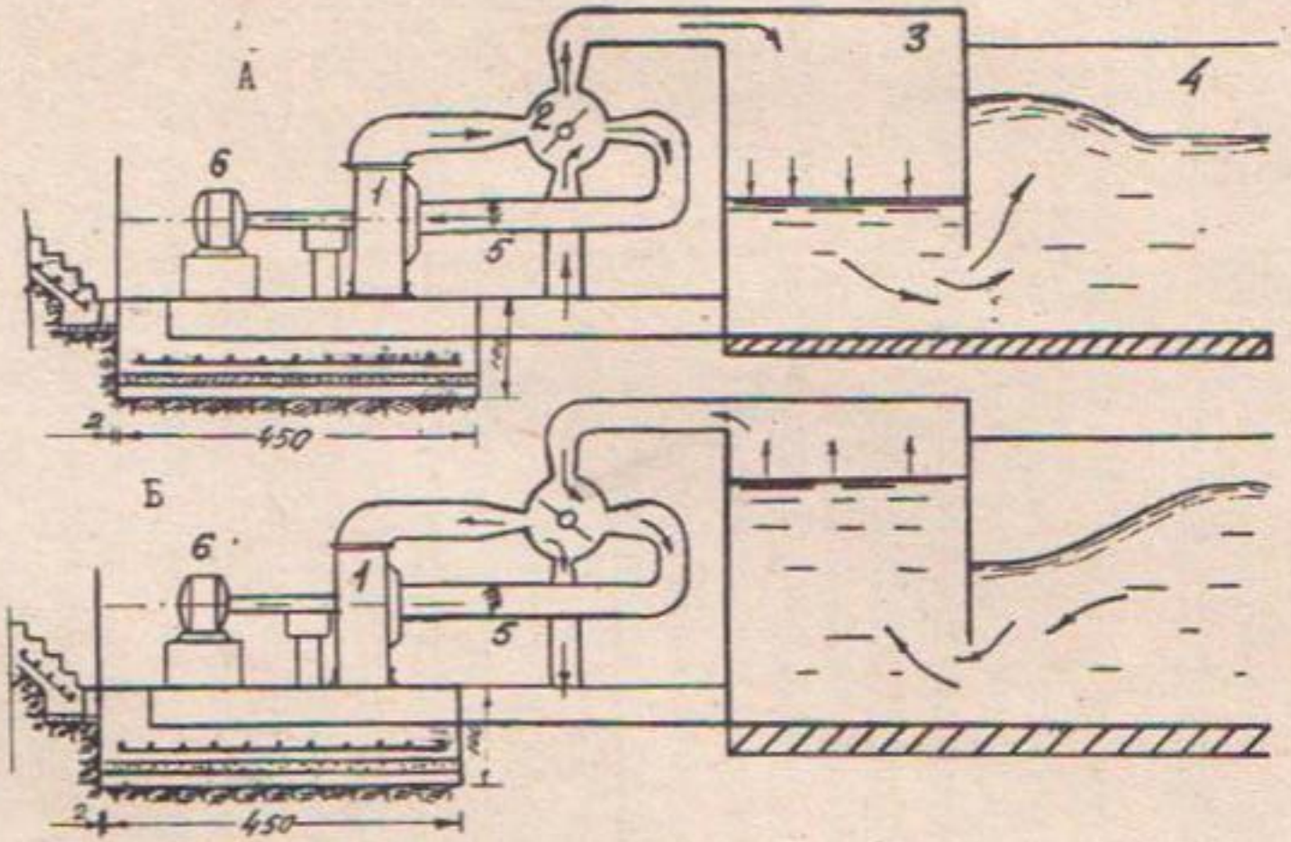


Рис.I.Схема работы волнообразователя пневматического действия.

А -нагнетание воздуха в камеру волнообразователя:I-вентилятор;2-переключатель;3-камера;4-лоток;5-дроссельная заслонка;6-электромотор.

Б -высасывание воздуха из камеры волнообразователя.

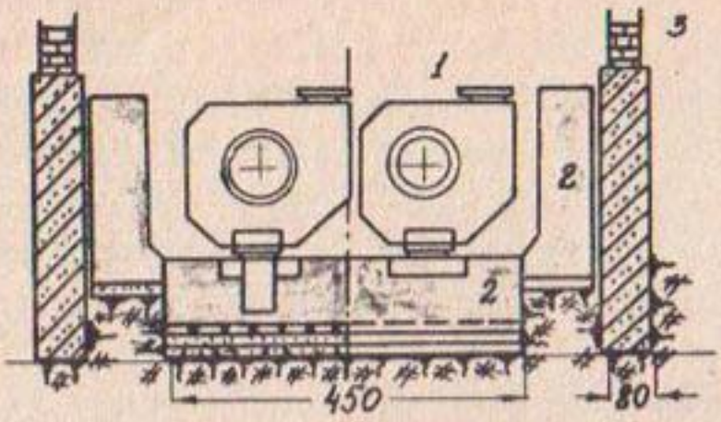


Рис.2.Расположение вентиляторов по отношению к стенам здания машинного зала (вид со стороны электромоторов): I-вентилятор;2-бетонный блок;3-стена машинного зала.

шкивов разного диаметра.

Учитывая, что с помощью реостата можно изменять обороты заслонки в два раза, достаточно регулировать период волн лишь с его помощью. Действительно, длину волн в лотке во время экспериментов устанавливали от 8 до 20 м, так как более длинные волны имеют относительную длину больше I6 ($\lambda = \frac{\alpha}{h} = \frac{20}{1,25} = 16$), что не характерно для водохранилищ.

Волны короче 8 м получить в лотке невозможно. Для получения длины волн в указанном диапазоне достаточно изменить их период в пределах от 2,3 до 3,6 сек (изменение меньше, чем в два раза).

Ввод в работу волнообразователя[I] дал возможность провести в лотке ряд исследований креплений земляных откосов при волновом воздействии на них. Наблюдения за волнообразователем уже во время пуско-наладочных работ, а затем при эксплуатации выявили некоторые его недостатки. При этом пришлось усилить фундаменты моторов, что уменьшило их вибрацию и заметно увеличило к.п.д. волнообразователя.

Мощность моторов для получения волн высотой более I м

оказалась мала. Для устранения этого недостатка были приобретены два электромотора по 160 квт, и в ближайшее время ими будут заменены эксплуатируемые в настоящее время моторы по 100 квт. При этом пневматический волнообразователь остается более экономичным, чем распространенные типы. Так, согласно расчетам для тех же условий волнообразователь в виде качающейся стенки требует установки двух моторов по 325 квт каждый.

К.п.д. пневматического волнообразователя следует считать равным около 10-12%, что примерно в два раза выше, чем у обычно применяемых систем

$$\text{к.п.д.} = \frac{\gamma h^2 c b}{g 102 N} 100\% = \frac{\gamma h^2 b \sqrt{gx}}{g 102 N \sqrt{2\pi}} 100\% = \frac{1000 \cdot 1{,}25^2 \cdot 4 \sqrt{9{,}81 \cdot 16}}{9{,}102 \cdot 320 \sqrt{2 \cdot 3{,}14}} 100\% \approx 12\%,$$

---

[1] Изв.АН УзССР, 1968, № 2.

где γ – объемный вес воды;

h – высота волны;

b – ширина лотка;

$c = \sqrt{\frac{gx}{2\pi}}$ – скорость волны;

x – длина волны;

N – мощность моторов.

До 1969 г. недостаточная мощность моторов не вызывала у нас больших затруднений, так как опыты не были длительными: испытание модели откоса ограничивалось 1-2 час. Если до 1966 г. волнообразователь проработал около 20 час., с 1966 по 1968 гг. – около 25, то уже опыты, проведенные только в течение 1969 г., продолжались больше 60 час. Перегрев моторов заставлял растягивать сроки проведения экспериментов.

В последних опытах обнаружилась существенная ошибка, допущенная при строительстве машинного зала волнообразователя, – фундаменты моторов не были достаточно изолированы от фундамента здания. Произошло это при следующих обстоятельствах.

Работал только один мотор волнообразователя при закрытой задвижке и заторможенном роторе второго мотора. На 45-й минуте была замечена повышенная вибрация и постороннее позвякивание в общем шуме, издаваемом волнообразователем. Минуты через три появилось периодическое усиление шума и возрастающая вибрация здания. Через 10-15 сек электромотор был выключен. При этом вибрация здания достигла такой величины, какая наблюдается при 5-6 баллах землетрясения. В данном случае наблюдалось явление резонанса, которое могло быть опасным для здания из-за того, что фундаменты электромоторов с вентиляторами были отделены от фундамента здания лишь толевой прокладкой.

Причина, вызвавшая резонанс, была установлена позже, когда явление повторилось снова при попытке пустить тот же, а затем и второй мотор.

При тщательном осмотре дроссельного регулятора одного из вентиляторов было обнаружено, что лопнул и вылетел шплинт, соединяющий одну из заслонок с поворачивающим ее рычагом. Оказавшись свободной в проходящем потоке воздуха она начинала вибрировать, вызывая резонанс.

При пуске второго вентилятора с исправным дроссельным регулятором явление резонанса все равно наблюдалось, так как оба вентилятора обслуживают общую волновую камеру и при работе одного из них в другом возникает противоток воздуха.

На основании опыта эксплуатации волнообразователя волнового лотка можно сделать следующие выводы.

1. Пневматический волнообразователь - более экономичен. К.п.д. его можно считать равным 10-12%, что в два раза выше, чем у обычных конструкций. Поэтому следует рекомендовать его применение для лотков, рассчитанных на потребление значительных мощностей (для получения волн высотой h = 0,5-2,0 м).

2. Установка необходимых параметров волн (высота, длина, период) в лотке с пневматическим волнообразователем осуществляется без особых затруднений. Высота волн с

достаточной степенью точности достигается нужным открытием заслонок на воздуховодах вентиляторов. Кроме этого при получении волн ниже $h_в$ = 0,8 м включали в работу лишь один из вентиляторов и только для более высоких волн – оба.

Так же просто регулируется частота и длина волн с помощью реостата в цепи постоянного тока мотора, вращающего заслонку переключателя направления воздуха. Недостаток конструкции волнообразователя – ограничение в получении коротких волн.

Существенным моментом является возможность изменять параметры волн в процессе работы волнообразователя, не останавливая его.

3. Учитывая, что для получения в лотке волн около I м высотой приходится иметь дело с большими мощностями, необходимо строго придерживаться всех правил установки и обслуживания применяемого оборудования.

Так, неправильное изготовление фундаментов моторов волнообразователя САНИИРИ без достаточной изоляции их от фундамента здания (промежуток между ними должен быть не менее 0,5 м с заполнением его материалом, плохо передающим вибрации) и допущение некоторых других недостатков (коротких болтов в креплении вентиляторов и электромоторов к фундаменту) требует устранения их для создания безопасных условий эксплуатации лотка.

Еще одним недостатком, допущенным при проектировании лотка, является то, что машинный зал лотка оказался в непосредственной близости от других рабочих помещений. Шум, создаваемый механизмами большой мощности, вреден и вызывает затруднения при проведении других работ отдела, что вынуждает переносить опыты в лотке в нерабочее время.

С.С.МАРКОВА

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ РУСЛОВЫХ ФОРМИРОВАНИЙ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ ОТВЕРСТИЙ СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Возведение низко- и средненапорных гидроузлов на реках горно-предгорной зоны и создание подпора значительно нарушает естественные условия протекания потока в них. А именно, в верхних бьефах этих сооружений происходит резкое уменьшение скоростей течения и выпадение наносов. Отложения наносов перед сооружением вызывают дополнительное повышение горизонта воды в верхних бьефах и, как следствие, выход ее из берегов и затопление прибрежных территорий.

Наряду с этим, отложения наносов вызывают стеснение потока и сбойные течения перед отверстиями сбросных сооружений, нарушают условия подхода воды к отверстиям, что сопровождается появлением дополнительных сопротивлений движению и уменьшением пропускной способности сбросных отверстий. Эти нарушения выводят из строя на длительное время водозаборные узлы, а следовательно, оросительные системы.

Анализ гидрографов рек горно-предгорной зоны, сток которых интенсивно используется на орошение, свидетельствует, что забор воды в каналы требует поддержания в подпертых бьефах водозаборных сооружений нормальных подпертых уровней (НПУ) почти в течение всего вегетационного периода, за который в верхнем бьефе в результате отложений наносов живое сечение подводящего русла по сравнению с проектными условиями (рис.I, табл.I) сокращается на 20-40%, на криволинейных подводящих руслах создаются несимметричные условия подхода потока к отверстиям сброса. На представленной на рис.2 схеме Гиссарской плотины, например, видно, что с правой стороны на протяжении 300 м русло над расчетным дном завалено наносами слоем более 2 м и, наоборот, у левого берега еще до строительства плотины русло заглубилось в среднем на I м ниже дна. От места слияния р.Варзоб с р.Лючоб поток

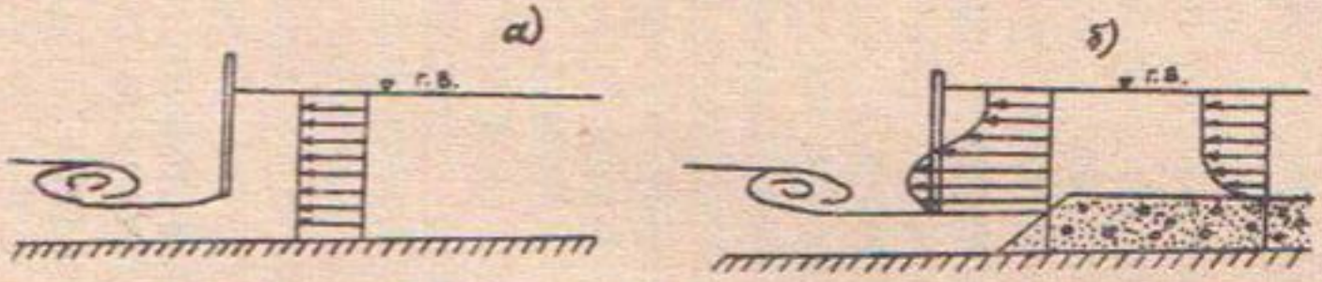


Рис.I.Расчетная схема для определения пропускной способности сбросных отверстий (а) и фактические условия перед этими отверстиями при сформировавшейся призме отложений донных наносов (б).

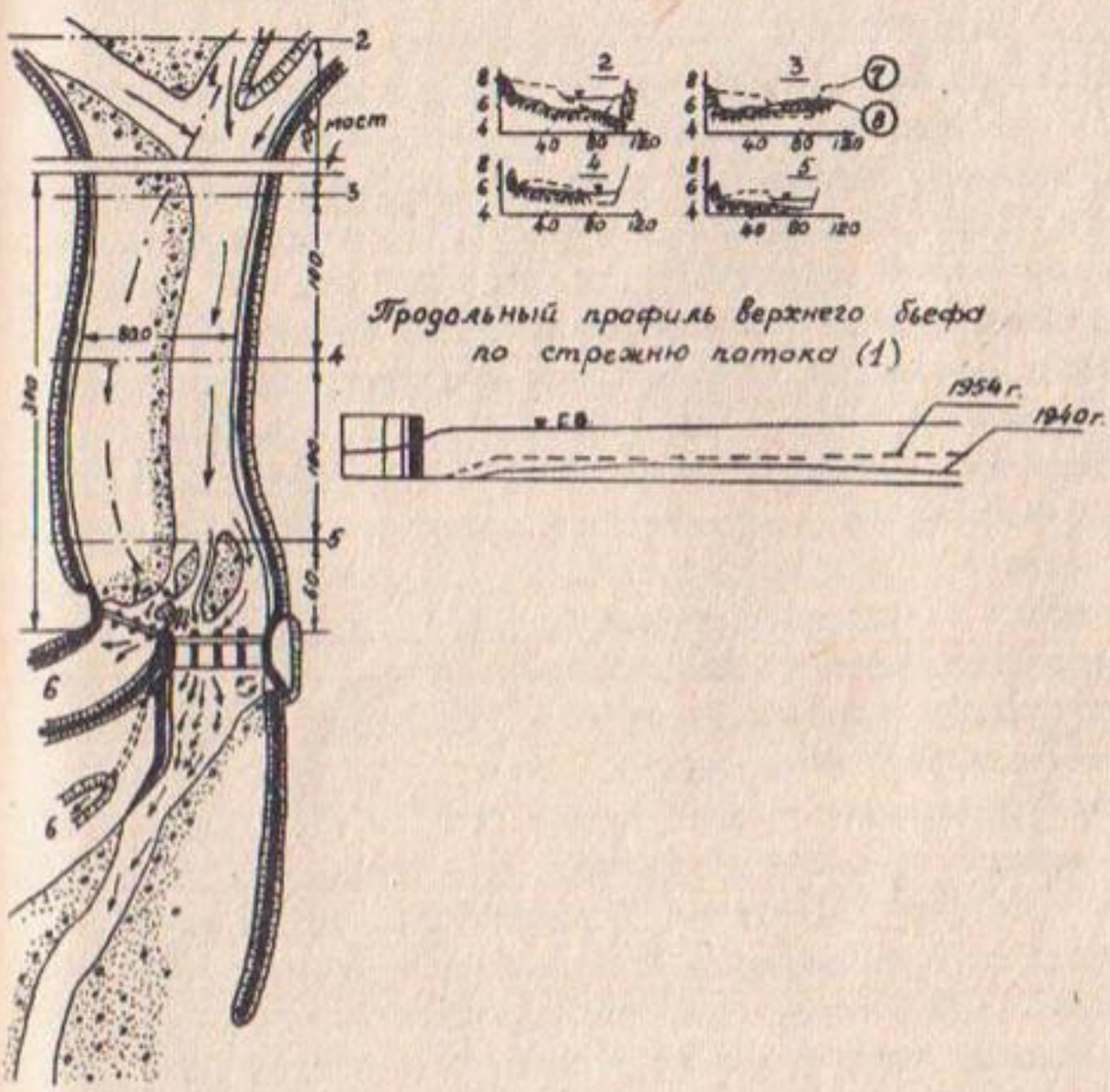


Рис.2.Русловой участок Гиссарской плотины (р.Дюшамбинка):
I-предполагаемое по проекту положение оси потока;
2-5-поперечные створы;6-каналы; 7-поперечные профили подводящего русла по съемке 1954г (---);8-по съемке 1940г.(-).

следует вдоль левой дамбы до створа плотины, т.е. в направлении, противоположном проектному предположению, создавая здесь большие глубины и скорости; все четыре отверстия сброса, таким образом, работают в совершенно различных условиях сжатия и углов подхода потока к пролетам сброса. Указанные ненормальные условия протекания потока и работы сооружений на ряде узлов сохраняются в течение нескольких лет, незначительно изменяясь в периоды обычных паводков. При медленно нарастающих паводках (на реках ледникового питания) чаще всего увеличение расходов в реке постепенно изменяет размеры и форму призмы отложений наносов перед отверстиями сбросов, смывая и уполаживая наносные скопления, поэтому сбросы при максимальных расходах работают в условиях, близких к расчетным. Иное положение складывается на водозаборах, построенных на реках с паводками дождевого и снегового питания - резкие пики повышения расходов, увеличивающиеся в течение I-3 часов на I00-300% и более, входят в пределы заваленного несимметричного подводящего русла, кратковременность их не позволяет потоку углубить и расширить русло в наносных скоплениях предыдущих лет до размеров, соответствующих этим расходам. Следствием этого является резкое нарастание уровней воды и переполнение верхнего бьефа, ведущее за собой разрушения, о которых говорилось выше.

На ряде гидроузлов (Газалкентском на р.Чирчик, Гиссарском на р.Дюшамбинке, Ак-Буринском на р.Ак-Бура), подпертые бьефы которых были занесены наносами, в разные годы наблюдались значительные дополнительные подъемы уровней воды, сопровождавшиеся быстрым нарастанием и прохождением кратковременных катастрофических паводковых расходов.

В таблице I даны характеристики работы некоторых гидроузлов.

Как видно из этой таблицы, фактические условия работы этих сооружений значительно отличаются от принятых в проекте. Это происходит в основном из-за того, что призма отложений наносов перед сооружением, как было сказано уже

Таблица I

№ п.п	Наименование узлов	Годы строительства	Годы наблюдений	Уклон русла реки	Расходы реки средн. $м^3/сек$	Расходы реки макс. $м^3/сек$	Характеристика состояния занесения подводящего русла
I	2	3	4	5	6	7	8
I	Водозаборное сооружение Хитрау ГЭС на канале Даргом	I935	I937	0,00I	65	250	В начальный момент прохождения паводка уклон поверхности воды на подводящем участке i =0,005. В результате пятикратного увеличения уклона вода переливалась через быки сооружения. У поп. 4 образовалась гряда, которая постепенно увеличивалась по высоте и приближалась к сооружению. В конце прохождения паводка, i =0,003, т.е. до начального уклона не восстановился. Необходимо увеличение отметок дамб левого и правого берегов соответственно i=0,005 (см.рис.3)
2	Сары-Курганский головной узел сооружений на р.Сох	I947	I947	0,0092	60	I57	Характеристика гряды H=2,5-3,0 м. $H_{гр.ср.}$=0,46 м. $H_{гр.мак.}$=I,8 м. (см.рис.4) За вегетационный период до места начала сужения русло равномерно заилено по всей ширине.
			I949		55	2I4	Характеристика гряды H=3,5-4,0 м. $H_{гр.ср.}$=0,6I м. $H_{гр.мак.}$=I,95 м. (см.рис.4)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Водозаборный узел на р.Ак-Бура	1964	1967	0,0085	20,7	215	Компоновка узла основана на принципе одностороннего водозабора с использованием эффекта поперечной циркуляции в криволинейном подводящем русле. На вогнутом (левом) берегу расположен водоприемник. На правый берег вода подается по двухочковой трубе. Наносами, поступающими в правобережный регулятор, завалило отверстие сброса слоем 2,5 м. Уклон в занесенном канале 0,003 (по проекту 0,006)

Примечание. Приведенные в таблице сооружения построены на участках рек с крупностью наносных отложений, доходящей до 50–80 см. Флютбеты сбросных отверстий этих сооружений имеют поднятые пороги, не допускающие подтопления их с нижнего бьефа (такие конструкции применяются в целях повышения транспортирующей способности отводящих русел).

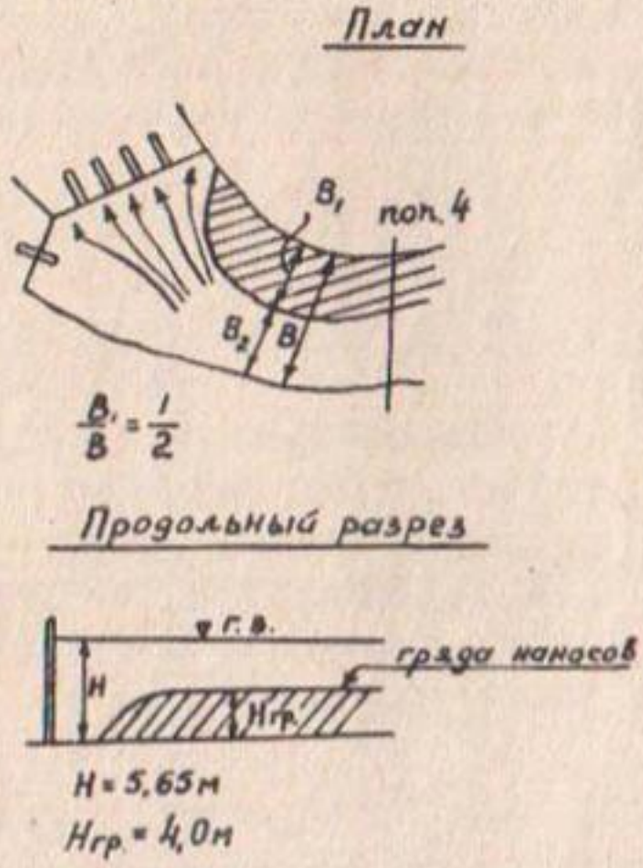


Рис.3.Русловой участок водозаборного сооружения Хиврау ГЭС.

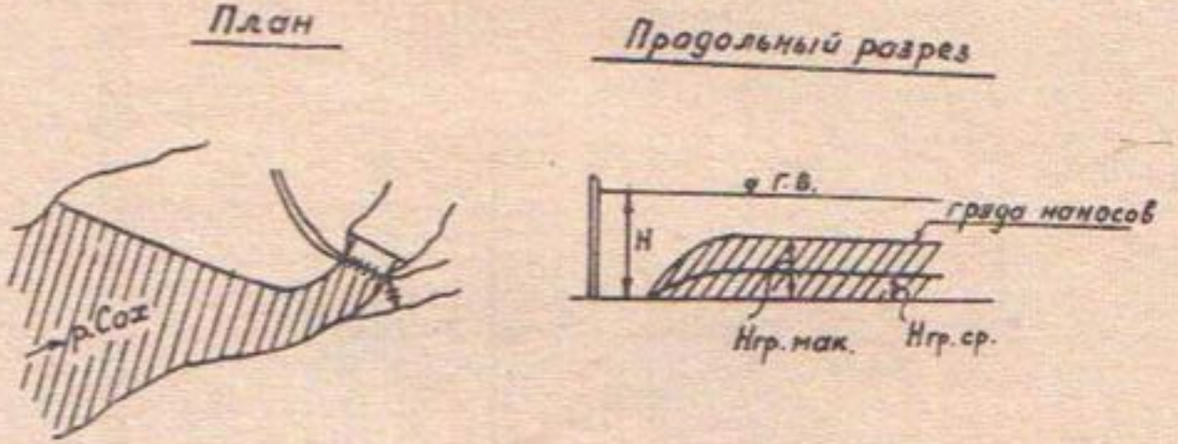


Рис.4.Русловой участок Сары-Курганского головного узла.

выше, изменяет условия подхода потока к фронту сбросных отверстий, сужает живое сечение потока и влечет за собой дополнительные сопротивления движению и тем самым уменьшает пропускную способность отверстий. Поэтому обычная формула пропускной способности для водослива с широким порогом $Q = mB_c\sqrt{2g}H_0^{3/2}$, по которой проектировщики определяют размеры отверстий сооружений, не может быть принята за расчетную при занесенных верхних бьефах. В этих случаях пропускную способность отверстий мы предлагаем определять по следующей формуле

$$Q = m_z \cdot \sigma_f \cdot \sigma_н \cdot \sigma_п \cdot \sigma_{пр} \cdot \sigma_{ш.п} \cdot \sigma_x \cdot B_c\sqrt{2g}\,H_0^{3/2},$$

где m_z – приведенный коэффициент расхода (при $\sigma_f = \sigma_н = \sigma_п = 1$);

σ_f – коэффициент формы передней грани бычка;

$\sigma_н$ – коэффициент полноты напора;

$\sigma_п$ – коэффициент затопления;

$\sigma_{пр}$ – коэффициент формы призмы (высоты откоса призмы);

$\sigma_{ш.п}$ – коэффициент шероховатости призмы;

σ_x – коэффициент влияния расстояния призмы до сооружения.

Эта формула учитывает занесение бьефа наносами и связанные с ним изменения гидравлических условий протекания потока и исключает возможность дополнительного подъема горизонтов воды в верхнем бьефе при внезапном увеличении расходов воды в реке и наличии несмытой призмы отложений перед сооружением.

Необходимо иметь в виду, что на характер и размеры призм отложений, уменьшающих пропускную способность сбросных отверстий, влияет также и место размещения водозаборного узла. Последнее должно выбираться на участке реки с устойчивой шириной для пропуска расчетного паводкового расхода и с соответствующим очертанием в плане, исключающим меандрирование и блуждание русла.

Насколько остро и ощутимо сказываются русловые формирования в верхних бьефах водозаборных узлов на пропускную способность сбросных отверстий, видно из нижеприводимых нами данных о мероприятиях (табл.3), предпринятых в ожидании паводков 1969 г. (табл.2) на реках юга Киргизии.

Таблица 2

Водозаборные узлы	Наименование рек	Расходы, $м^3/сек$		
		максимально наблюденные	ожидаемые	проектная пропускная способность сооружений
Кара-Унгурский	Кара-Унгур	315	300	430
Кугартский	Кугарт	236	204	250
Куршабский	Куршаб	197	175	250
Ак-Буринский	Ак-Бура	331	160	170

Таблица 3

Наименование водозаборных узлов	Мероприятия, предпринятые в ожидании паводков 1969 г.
I	2
Кара-Унгурский	I. Дополнительный сброс за верхней частью правой дамбы на расход до 100 $м^3/сек$ с закреплением гребня водослива и струенаправляющего открылка (30 м) крупным рваным камнем; расчистка старого русла реки до правого канала; подготовка запаса материала для перекрытия канала при включении сброса в работу. Сброс включается только при назревании чрезвычайной опасности переполнения подводящего русла на узле. 2. Проран на правой ветке шириной 20 м и перемычка на канале.

I	2
	3. Были расчищены отверстия существующего временного сброса, его трасса и отверстия перегораживающего сооружения на правом канале и отремонтированы затворы на указанных сооружениях. 4. Был создан запас аварийных материалов, все имеющиеся механизмы, инструмент приведены в порядок и отремонтированы.
Кугартский	I. На период паводков были подняты на 0,8 м выше проектного максимального открытия все затворы речного сброса. А в правых пролетах плотины затворы были сняты и на протяжении 4 м разобран бетонный косой порог перед предпоследним отверстие сброса. 2. Правая струенаправляющая дамба на протяжении I50 м была наращена на I м и закреплена рваным камнем. 3. Было сделано железобетонное крепление левой дамбы на протяжении I20 м и его оголовок закреплен рваным камнем. 4. По обоим бортам бетонных частей сооружения из мешков с грунтом были сделаны брустверы высотой 0,8 м. 5. Был налажен инструмент, запасены материалы (камень, лес, трос, мешки).
Куршабский	I. Были усилены тяги затворов и промывных галерей и сброса. Узел был обеспечен двумя I0-тонными лебедками для открытия речного щита при неисправностях в подъемниках.

I	2
	2. В нужных местах по обводу были укреплены и наращены дамбы. 3. Был упорядочен запас аварийных материалов.
Ак-Буринский	I. На регуляторах каналов из-за недостаточной мощности электромоторов затворы не открывались при полном напоре, поэтому последние были заменены. 2. Были облицованы гранитом полы и стены в правом отверстии сброса. 3. В проране обвода на правой дамбе был сделан опоясок-порог на расход до I00 $м^3$/сек; аналогичный опоясок был сделан при пересечении отвода с правым каналом, а канал перекрыт сипайным регулятором. 4. Был создан запас необходимого материала, подготовлен инструмент.

Выполнение указанных в таблице 3 мероприятий потребует значительных дополнительных капитальных затрат и большой напряженной работы эксплуатационного штата по пропуску паводковых расходов и предотвращению разрушений водозаборных сооружений.

Выводы

Для нормальной и безаварийной работы водозаборов, в частности их сбросных сооружений, на реках горно-предгорной зоны необходимо, чтобы проектирование их велось обязательно с учетом занесения верхних бьефов наносами. В настоящее время пока еще нет методики расчета, учитывающей занесение верхнего бьефа сбросных сооружений наносами, поэтому в дальнейшем мы считаем необходимым проведение специальных исследований по изучению влияния призм отложений на снижение пропускной способности сбросных сооружений при различных условиях их работы.

К.Ш.ШАРАПОВ

О ПОСТРОЕНИИ КАРТИНЫ ОБТЕКАНИЯ ГЛУХИХ ШПОР РЕЧНЫМ ПОТОКОМ

Глухие шпоры – наиболее распространенный тип берегозащитных сооружений. Они представляют собой короткие поперечные дамбы, возводимые из различного вида кладок или насыпаемые из местного грунта с укреплением напорного откоса различными облицовками.

Шпоры располагаются вдоль защищаемого берега под некоторым (до 60^0 и более) углом к направлению подходящего потока в плане и, отбивая прибрежные струи с большими скоростями, защищают берег от размыва на длине в четыре–пять раз больше, чем длина самой шпоры. Обтекание шпор потоком, как показывают наши экспериментальные исследования /6/ и исследования других авторов, происходит с образованием вихревых (застойных) зон как в верхнем, так и в нижнем бьефах, т.е. с отрывом от контура обтекания. При этом траектории поверхностных и донных струй обтекающего потока имеют различную кривизну, в результате чего у головы шпоры образуется зона отжима полосы движения донных наносов, приводящая к интенсивному размыву дна, а в нижнем бьефе шпоры донные струи, насыщенные наносами, подходят к защищаемому берегу раньше (ближе к корню), чем поверхностные. Таким образом, картина обтекания шпор потоком в плане определяет длину ее защитного действия и потенциальную возможность формирования воронки размыва у ее головы. Изучение этой картины с построением плана течений поверхностных и донных струй необходимо для разработки теории глухих шпор и получения обоснованных расчетных зависимостей для их проектирования.

Образование застойных зон при обтекании и различная кривизна поверхностных и донных струй обтекающего потока весьма затрудняют применение классических методов построения сеток движения, ввиду чрезвычайных трудностей учета

условий на границе раздела, зависящих от очертания этой границы.

Между тем, для решения практических задач достаточно знать только плановое очертание границы раздела между обтекающим потоком и застойными зонами в области поверхностных и донных струй.

Нами разработан приближенный метод построения планового очертания границы раздела /7/, основанный на предположении, что радиус кривизны для области верхнего бьефа изменяется согласно выражению

$$\frac{1}{r} = K_1 S^n, \qquad (1)$$

где S – расстояние по контуру границы раздела от начала застойной зоны до рассматриваемой точки;

K_1 и n – эмпирические коэффициенты.

Некоторые соображения, приводящие к выражению (I), нами подробно рассмотрены ранее в /7/.

Для области нижнего бьефа, учитывая большое удобство отсчета от головы шпоры (рис.I), выражение (I) принято в следующем виде:

$$\frac{1}{r} = K_2 (S_{max} - S)^n, \qquad (2)$$

где S_{max} – расстояния по контуру границы раздела от головы шпоры до точки удара струи в защищаемый берег и до рассматриваемой точки.

Ниже нами рассматривается только случай обтекания одиночной шпоры, расположенной у прямолинейного в плане берега при протекании потока на подходе к шпоре параллельно к берегу. Для этого случая, вводя угол наклона касательной к границе раздела, по отношению к оси $O-X$, параллельной контуру берега

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{dy}{dx},$$

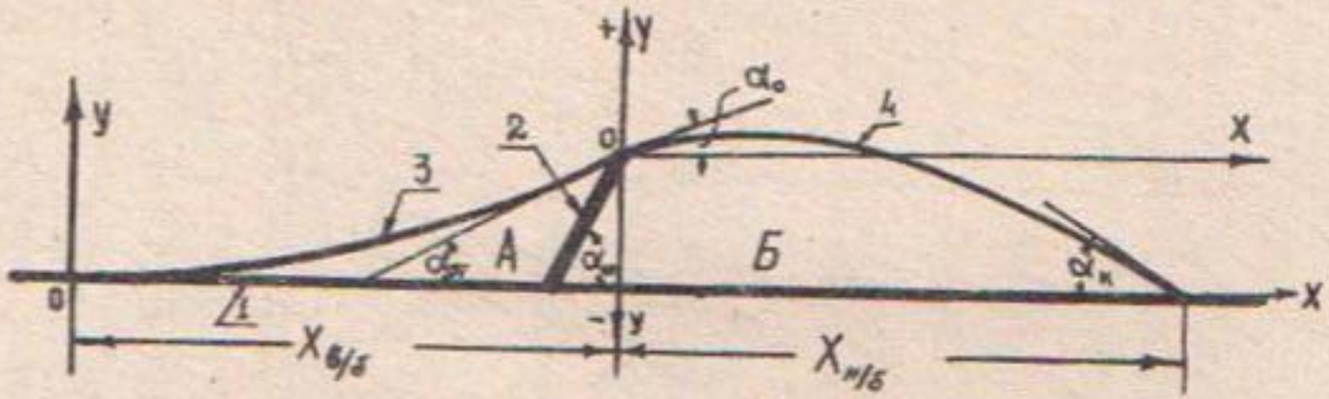


Рис.I.Расчетная схема для построения плана течения в бьефах шпоры.

и, имея в виду, что $\frac{1}{r} = \frac{d\varphi}{dS}$ выражения (I) и (2) можно привести к виду:

$$\left.\begin{aligned} \frac{d\varphi}{dS} &= K_1 S^n \\ \frac{d\varphi}{dS} &= K_2 (S_{max} - S)^n \end{aligned}\right\}. \qquad (3)$$

Интегрируя выражение (3) и учитывая, что граничные условия для области верхнего бьефа будут: $S=0;\ \varphi=0;\ S=S_{max}$; для области нижнего бьефа: $S=0;\ \varphi=\alpha_0$ и $S=S_{max};\ \varphi=\alpha_н$; получим

$$\left.\begin{aligned} \varphi &= \alpha_x \left(\frac{S}{S_{max}}\right)^{n+1} \\ \varphi &= \alpha_н + (\alpha_0 - \alpha_н)\left(1 - \frac{S}{S_{max}}\right)^{n+1} \end{aligned}\right\}. \qquad (4)$$

Для определения координат y и x планового очертания границы раздела используем выражения:

$$\left.\begin{aligned} dy &= \sin\varphi\, dS \\ dx &= \cos\varphi\, dS \end{aligned}\right\}. \qquad (5)$$

Разлагая $\sin\varphi$ и $\cos\varphi$ в ряды по величине φ, подставляя выражения угла φ через S согласно (4) и интегрируя в пределах от "0" до "S_x", получим выражения, которые удобно написать в относительных величинах (по отношению к полной длине границы раздела S_{max}):

а) для области верхнего бьефа

$$\left.\begin{aligned} \eta_x &= \xi_x - \frac{\alpha_x^2 \xi_x^{2n+3}}{(2n+3)2!} + \frac{\alpha_x^4 \xi_x^{4n+5}}{(4n+5)4!} - \dots \\ \eta_y &= \frac{\alpha_x \xi_x^{n+2}}{n+2} - \frac{\alpha_x^3 \xi_x^{3n+4}}{(3n+4)3!} + \frac{\alpha_x^5 \xi_x^{5n+6}}{(5n+6)5!} - \dots \end{aligned}\right\}, \qquad (6)$$

где $\eta_x = \frac{x}{S_{max}}$; $\eta_y = \frac{y}{S_{max}}$; $\xi_x = \frac{S_x}{S_{max}}$;

S_{max} – длина линии раздела от начала застойной зоны "А" до шпоры;

б) для области нижнего бьефа

$$\left.\begin{aligned}\eta_x &= \cos\alpha_x A_\xi - \sin\alpha_x B_\xi \\ \eta_y &= \sin\alpha_x A_\xi + \cos\alpha_x B_\xi\end{aligned}\right\}, \qquad (7)$$

где

$$\left.\begin{aligned}A_\xi &= \xi_x + \frac{\Delta\alpha^2}{(2n+3)2!}\left[(1-\xi_x)^{2n+3}-1\right] - \frac{\Delta\alpha^4}{(4n+5)4!}\left[(1-\xi_x)^{4n+5}-1\right]+\cdots \\ B_\xi &= \frac{\Delta\alpha}{n+2}\left[1-(1-\xi_x)^{n+2}\right] + \frac{\Delta\alpha^3}{(3n+4)3!}\left[(1-\xi_x)^{3n+4}-1\right] - \frac{\Delta\alpha^5}{(5n+6)5!}\left[(1-\xi_x)^{5n+6}-1\right]+\cdots\end{aligned}\right\} \qquad (8)$$

$$\eta_x = \frac{x}{S_{max}}; \quad \eta_y = \frac{y}{S_{max}}; \quad \xi_x = \frac{S}{S_{max}};$$

α_x – угол в конце застойной зоны нижнего бьефа "$б$", соответствующий $S = S_{max}$

α_0 – угол между касательной к траектории и осью абсцисс в створе головы шпоры при $S = 0$ (по данным наших опытов

$$\alpha_0 = (\frac{1}{3} \div \frac{1}{5})\alpha_e; \quad \Delta\alpha(\alpha_0 - \alpha_x).$$

Сопоставление очертаний границы раздела для поверхностных и донных струй, построенных по координатам, вычисленным для области верхнего бьефа по выражениям (6) при n = I, 0,5 и 0,25, а для области нижнего бьефа – по выражениям (7) при n = I,0; 0,5 и 0,25 с экспериментальными траекториями поверхностных и донных струй, полученными киносъемкой, показывает, что наилучшие результаты для области верхнего бьефа дает n = 0,25, а для области нижнего бьефа n = 0,5.

В соответствии с указанными значениями "n" для практических применений рекомендуются следующие частные выражения:

а) для области верхнего бьефа

$$\left.\begin{aligned}\eta_x &= \xi_x - 0{,}1423\alpha_x^2\xi_x^{3.5} + 0{,}0069\alpha_x^4\xi_x^6 - \dots \\ \eta_y &= 0{,}444\alpha_x\xi_x^{2.25} - 0{,}0351\alpha_x^3\xi_x^{4.75} + 0{,}0011\alpha_x^5\xi_x^{7.25} - \dots\end{aligned}\right\}; \quad (9)$$

б) для области нижнего бьефа

$$\left.\begin{aligned}\eta_x &= \cos\alpha_x A_\xi - \sin\alpha_x B_\xi \\ \eta_y &= \sin\alpha_x A_\xi + \cos\alpha_x B_\xi\end{aligned}\right\} \dots \quad (10)$$

$$\left.\begin{aligned}A_\xi &= \xi_x + 0{,}125\Delta\alpha^2\left[(1-\xi_x)^4 - 1\right] - 0{,}00595\Delta\alpha^4\left[(1-\xi_x)^7 - 1\right] + \dots \\ B_\xi &= 0{,}4\Delta\alpha\left[1-(1-\xi_x)^{2.5}\right] + 0{,}03\Delta\alpha^3\left[(1-\xi_x)^{5.5} - 1\right] - 0{,}00098\Delta\alpha^5\left[(1-\xi_x)^{8.5} - 1\right] + \dots\end{aligned}\right\}. \quad (10')$$

При этом правые части приведенных выражений ограничены тремя членами, так как при $\alpha_x < \frac{\alpha}{2}$ и $\Delta\alpha < \frac{\alpha}{2}$ величины последующих членов пренебрежимо малы.

Заметим, что при $\alpha_x = \frac{\alpha}{2}$ неучет третьего члена в выражении (9) дает для η_x погрешности 6,04% и для η_y =I,8%, а в выражениях (I0) соответственно 4,95% и I,74%. При $\alpha_x < \frac{\alpha}{2}$ эта погрешность еще меньше, почему при приближенных расчетах указанные выражения можно ограничивать даже двумя членами.

Выражения (9) и (I0) позволяют вычислять координаты любой точки границы раздела, если известны полная длина ее S_{max} и углы: для области верхнего бьефа α_x, для области нижнего бьефа α_0 и α_x (или α_0 и $\Delta\alpha$).

Обычно эти величины неизвестны и для их определения необходимы дополнительные связи.

Для области верхнего бьефа такие связи нами получены на основе рассмотрения обтекания некоторой "фиктивной

шпоры предельной длины", имеющей тот же угол расположения в плане по отношению к защищаемому берегу, что и заданная шпора $\alpha_ш$ и такую длину, что вблизи ее головы средние струи обтекающего потока приобретают направление, параллельное напорному откосу, т.е. $\alpha_{зс} = \alpha_ш$ (рис.2). Длина подпора в верхнем бьефе такой фиктивной шпоры, отсчитываемая по оси x от створа ее головы x_{max} может определяться по выражению (II), полученному исходя из предположения, что величина подпора, вызываемого шпорой, равна скоростному напору (с учетом изменения скорости течения при приближении к голове шпоры)

$$x_{max} = \frac{V_0^2}{2gi}\left(\frac{1-\varepsilon}{2\varepsilon}\right)^2, \qquad (II)$$

где V_0 – средняя бытовая скорость потока в м/сек;

g – ускорение силы тяжести в м/сек^2;

i – средний продольный уклон реки;

ε – коэффициент стеснения потока шпорой ($\varepsilon = \frac{B_{сж}}{B}$; $B_{сж}$ и B ширина русла в створе головы шпоры и на подходе к шпоре).

Ордината головы фиктивной шпоры y_{max} (рис.2) определяется по выражению:

$$y_{max} = M_{max} \cdot x_{max},$$

где

$$M = \frac{\eta_{y\,max}}{\eta_{x\,max}} = \frac{0{,}144 - 0{,}0351\alpha_ш^2}{1 - 0{,}1423\alpha_ш^2}\,\alpha_ш = f(\alpha_ш).$$

Кривая $M_{max} = f(\alpha_ш)$ показана на рис.3.

Зная x_{max} и y_{max} для фиктивной шпоры и предполагая, что очертание границы раздела для средних струй в верхнем бьефе заданной шпоры совпадает с очертанием той же границы в верхнем бьефе фиктивной шпоры выше точки с координатами $x_ш$ и $y_ш$, соответствующими голове заданной шпоры,

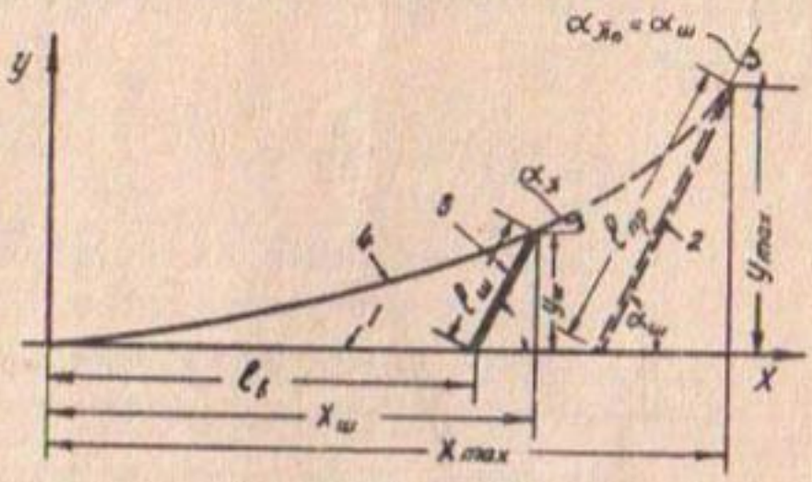


Рис.2.Расчетная схема для определения $l_в$; x_{max} ; y_{max}.

можно определить величину ξ_x для этой точки, используя второе из выражений (9), что дает:

$$\frac{\eta_y}{\eta_{y.max}} = \frac{y_ш}{y_{max}} = \frac{0{,}444\alpha_ш\xi_x^{2,25} - 0{,}0351\alpha_ш^3\xi_x^{4,75} + 0{,}0011\alpha_ш^5\xi_x^{7,25}}{0{,}444\alpha_ш - 0{,}0351\alpha_ш^3 + 0{,}0011\alpha_ш^5},$$

где

$$y_ш = \ell_ш \sin\alpha_ш .$$

Определив значение ξ_x . с помощью выражений (9) можно вычислить величины η_x и η_y и величину $\mu_ш$ по выражению:

$$\mu_ш = \frac{\eta_y}{\eta_x} = \frac{y}{x} = \frac{0{,}444\alpha_ш\xi_x^{2,25} - 0{,}0351\alpha_ш^3\xi_x^{4,75} + 0{,}0011\alpha_ш^5\xi_x^{7,25}}{\xi_x - 0{,}1423\alpha_ш^2\xi_x^{3,5} + 0{,}0069\alpha_ш^4\xi_x^6} . \quad (12)$$

Более просто величину $\mu_ш$ с достаточной точностью можно определять по следующему выражению:

$$\mu_ш = \frac{0{,}444}{K_\alpha}\left(1 + 0{,}0633\alpha_ш^2\xi^{1,11}\right)\xi^{0{,}555\alpha_ш}, \quad (13)$$

где для $\alpha_ш = \frac{\pi}{2} \div \frac{\pi}{3}$; $K_\alpha = 1{,}09 \div 1{,}03$,

$$\xi = \frac{y_ш}{y_{max}} .$$

Определив $\mu_ш$ и принимая $\mu_ш = \mu_{max}$, с помощью кривой $\mu_{max} = f(\alpha_ш)$ (рис.3) находим угол $\alpha_ш$, равный углу $\alpha_н$ для средних струй у головы заданной шпоры.

Длину подпора в верхнем бьефе заданной шпоры по направлению оси $0\text{-}x$, считая от ее головы, определяем по выражению:

$$x_ш = \frac{y_ш}{\mu_ш}, \quad (14)$$

а длину застойной зоны, считая от корня шпоры, по выра-

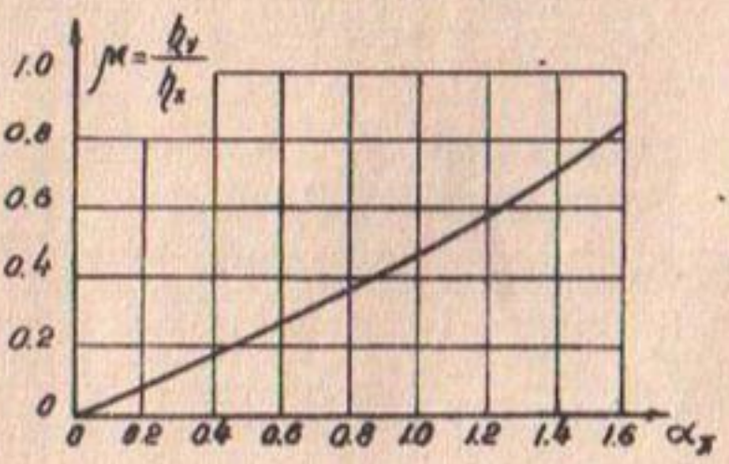


Рис.3. График функции $\mu = f(\alpha_{эт})$ при $n = 0,25$.

жению:

$$\ell_в = y_ш \left(\frac{1 - f_ш \operatorname{ctg} \alpha_ш}{f_ш} \right). \qquad (15)$$

Подсчеты значений $\ell_в$ по этому выражению, произведенные для условий наших лабораторных опытов, дали хорошее совпадение с экспериментальными данными.

Для построения траекторий поверхностных и донных струй в верхнем бьефе могут быть использованы выражения (8). Входящее в них значение угла $\alpha_{вт}$ может определяться с помощью следующих эмпирических формул, полученных по нашим экспериментальным данным:

а) для поверхностных струй

$$\alpha_{вп} = 0{,}56\, \alpha_{вс}^{0{,}7};$$

б) для донных струй

$$\alpha_{вд} = 1{,}50\, \alpha_{вс}^{1{,}2};$$

где $\alpha_{вс}$ - значение угла для средних струй у головы заданной шпоры.

При этом значения η_x и η_y определяются исходя из значений ξ_x, изменяющихся от 0 до 1,0, а абсолютные значения координат X и У по выражению:

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{\eta_x}{\eta_x'} x_ш \\ y &= \frac{\eta_y}{\eta_y'} x_ш \end{aligned}\right\}, \qquad (16)$$

где η_x' или η_y' - значения η_x и η_y при $\xi_x = 1{,}0$.

Для области нижнего бьефа угол $\alpha_{ос}$ в начале границы раздела для средних струй, согласно обработке наших экспериментальных данных, следует принимать в пределах $\alpha_{ос} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3}\right) \alpha_{вс}$, где $\alpha_{вс}$ - угол в конце границы раздела средних струй в верхнем бьефе.

Абсцисса точки встречи средних струй с защищаемым берегом при расположении начала координат у головы шпоры и направлении оси x параллельно берегу определяется по выражению:

$$x_{max} = \frac{\eta_x}{\eta_y} y_{max}, \qquad (17)$$

где $y_{max} = l_w \sin\alpha_w$.

Значение $\frac{\eta_x}{\eta_y}$ определяется с помощью показанных на рис.4 кривых зависимостей:

$$\frac{\eta_x}{\eta_y} = f\left(\eta_y \sqrt{\frac{\Delta\alpha}{\eta_x}}; \alpha_0\right),$$

построенных на основе вычислений η_x и η_y по выражениям (10) и (10)' при $\xi_x = 1{,}0$ и $\alpha_x = \alpha_0 - \Delta\alpha$, задаваясь значениями $\Delta\alpha$ при постоянных значениях α_0.

Входящая в указанную зависимость величина $\eta_y = \sqrt{\frac{\Delta\alpha}{\eta_x}}$ определяется по выражению:

$$\eta_y \sqrt{\frac{\Delta\alpha}{\eta_x}} = 1{,}1 y_{max} \sqrt{\frac{\varepsilon g i}{V_0^2 B}}, \qquad (18)$$

где i – продольный уклон реки;
V_0 – скорость подхода;
B – ширина русла;
ε – коэффициент стеснения.

Выражение (18) характеризует связь между радиусом кривизны траектории средних струй и поперечным уклоном потока в створе головы шпоры:

$$i_{поп} = \frac{(\varepsilon V_0)^2}{g r}. \qquad (19)$$

Предлагаемая методика построения картины обтекания шпор потоком позволяет более обоснованно подойти и к определению возможной глубины воронки размыва у этих шпор.

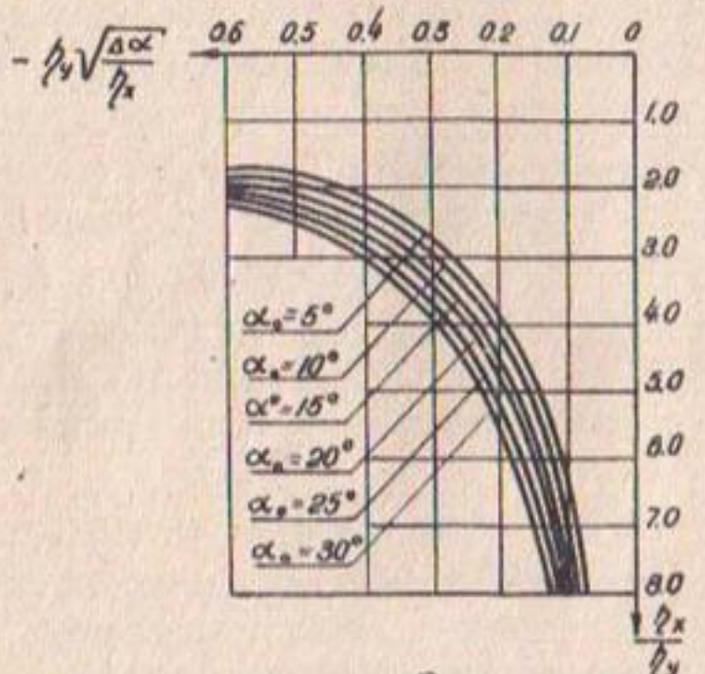


Рис.4.Графики функции $\frac{\eta_x}{\eta_y} f\left(\eta_y\sqrt{\frac{\Delta\alpha}{\eta_x}};\alpha°\right)$

Как известно, основными факторами, вызывающими формирование воронки размыва, являются:

а) отжим полосы движения донных наносов от напорного откоса шпоры в верхнем бьефе, вызываемый отжимом донных струй обтекающего потока;

б) высокие скорости течения обтекающего потока;

в) продольно-винтовой характер движения потока, вытекающего из застойной зоны верхнего бьефа "А", вызываемый поступлением в него поверхностных струй обтекающего потока, отклоняемых напорным откосом шпоры.

Глубина размыва в створе удара может определяться по формулам И.А.Бузунова и С.Х.Абальянца, наиболее применимым в случае свала потока к продольной дамбе или в шпоре с длиной больше длины фиктивной шпоры, когда наибольший размыв дна сосредоточивается вблизи створа удара.

При этом угол атаки шпоры (дамбы) потоком с запасом может приниматься равным $\alpha_{ш.п} = 0{,}56\alpha_{ш.р}^{0{,}7} = 0{,}56\alpha_{ш}^{0{,}7}$, где $\alpha_{ш}$ – угол, образуемый осью шпоры с берегом. Положение точки наибольшего размыва определяется построением траектории поверхностных струй.

Если длина шпоры меньше длины фиктивной шпоры, наибольшая глубина воронки размыва располагается вблизи створа ее головы.

Для определения глубины воронки размыва в этом случае предлагается выражение

$$H_р = \frac{h_1}{m_{гр} + m_ш}\left(\sqrt{1+m_{гр}^2} + \frac{h_2}{h_1}\sqrt{1+m_ш^2}\right), \qquad (20)$$

где h_1 и h_2 – глубины, нормальные к откосу размытого грунта и напорному откосу шпоры;

$m_{гр}$ и $m_ш$ – заложения откосов размытого грунта и напорного откоса шпоры.

Глубина h_1 определяется по выражению

$$h_1 = \left(K_р \frac{n_{гр} V_ф}{i_р^{0{,}5}}\right)^{\psi}, \qquad (21)$$

где $n_{гр}$ – коэффициент шероховатости размытого грунта;

V_{φ} – предельно-допустимая скорость в воронке размыва;

i_{ρ} – средняя величина продольного уклона протекающего потока;

K_{ρ} – эмпирический коэффициент;

$$\psi = \frac{1}{0{,}5 + y - \alpha}.$$

Для определения предельно-допустимой скорости в воронке размыва предлагается использовать формулу Ц.Е.Мирцхулава, рекомендуемую ВСН-2-65, вводя в подсчеты поправочный коэффициент $K' = 2{,}2$, установленный З.К.Эристави. При этом, учитывая самоотмостку дна и откосов крупными фракциями по рекомендации З.К.Эристави, величину V_{φ} следует определять исходя из расчетного диаметра частиц грунта $d_{12\%}$, т.е. диаметра, крупнее которого в данном фракционном составе содержится 12% частиц по весу.

Средняя величина продольного уклона обтекающего потока определяется по выражению:

$$i_{\rho} = i_0 \frac{x_{в/б} + x_{н/б}}{l_ш + S_{н/б}}, \qquad (22)$$

где i_0 – бытовой продольный уклон реки;

$x_{в/б}$ и $x_{н/б}$ – длины застойных зон в верхнем и нижнем бьефах шпоры по направлению оси "x";

$S_{н/б}$ – длина границы раздела между обтекающим потоком и застойной зоной нижнего бьефа, считая по траектории средних струй;

$l_ш$ – длина шпоры.

Для определения значений поправочного коэффициента предлагается эмпирическая формула, полученная обработкой результатов сопоставления значений h_1, определенных расчетом с опытными данными:

$$K_{\rho} = 1{,}20(100 i_{\rho})^{6} + 1{,}0. \qquad (23)$$

Входящие в выражение "ψ", "y" и "α" определяются по формулам Н.Н.Павловского и Е.А.Замарина:

$$y = 2{,}5\sqrt{n_{гр}} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{h_1}\,(\sqrt{n_{гр}} - 0{,}1),$$

$$\alpha = \frac{1}{2 + h_1}.$$

Глубина "h_2", входящая в выражение (20), определяется по выражению:

$$h_2 = \left(\frac{K_{п гр}}{K_{п ш}} \cdot \frac{n_ш}{n_{гр}}\right)^{\frac{1}{0{,}5 + y_2}} \cdot h_1^{\frac{0{,}5 + y_1}{0{,}5 + y_2}}, \qquad (24)$$

где $K_{п гр}$ и $K_{п ш}$ – поправочные коэффициенты для перехода от средних скоростей к поверхностным;

$n_ш$ и $n_{гр}$ – коэффициенты шероховатости откоса шпоры и грунта;

y_1 и y_2 – значения показателя степени Н.Н.Павловского, соответствующие глубинам h_1 и h_2 и коэффициентам шероховатости $n_{гр}$ и $n_ш$.

Выражение (20) получено геометрически, исходя из треугольного поперечного сечения воронки размыва, установленного нашими лабораторными опытами (рис.5), а выражения (21) и (24) – из предположения, что нормали к откосу почти нормальны к изотахам, вдоль которых градиент скорости равен нулю, что позволяет рассматривать задачу протекания потока в плоскости глубины h_1 и h_2 как плоскую, применяя для определения скорости формулу Шези в виде:

$$V = \frac{1}{n} h^{0{,}5 + y} \cdot i. \qquad (25)$$

Выражение (21) получено путем исключения V из (25) (при $h = h_1$) и формулы А.А.Черкасова

$$V = V_ф h_1^{\alpha}, \qquad (26)$$

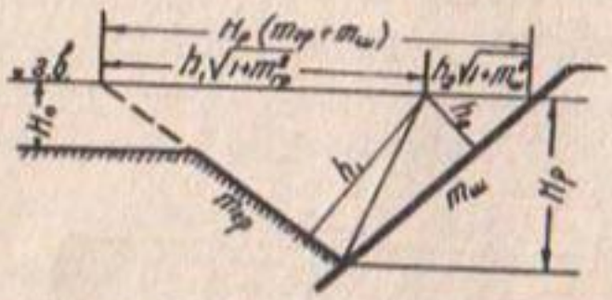


Рис.5.Расчетная схема к определению H_p .

а выражение (24) – из условия одинаковости поверхностных скоростей, определенных для глубин h_1 и h_2. Эмпирический коэффициент K_p, входящий в выражение (21), учитывает погрешности, вносимые в расчеты продольно-винтовым движением потока, заменой неравномерного протекания потока равномерным и введением средней величины продольного уклона i_p. Для упрощения подсчетов глубины h_1 по выражению (21) на рис.6 приведен график $h_1 = f(A; n)$ (где $A = \frac{n_{пр} \cdot V_{ф}}{i_p^{0,5}}$), а для определения глубины h_2 – по выражению (24) – номограмма в виде системы кривых $z = f(h; n)$ (рис.7).

Определяя по кривой $n = n_{пр}$ при известной величине $h = h_1$ величину z, далее по кривой $n = n_ш$ находим величину h_2, соответствующую этой глубине.

Выражение (20) применимо при соблюдении условий

$$m_{1p}^2 + \frac{h_2}{h_1}\sqrt{1 + m_{пр}^2 + m_ш^2 + m_{пр}^2 \cdot m_ш^2} \geq m_{пр}^2 + (m_ш + m_{пр}) - 1{,}0 \qquad (26)$$

и

$$b_g \geq (m_{пр} + m_ш)(H_p - \ldots_0), \qquad (27)$$

где b_g – ширина полосы отжима донных наносов, определяемая при приближенной зависимости:

$$b_g = \frac{(y_{кр} - y_н)\cos\alpha_{кр}}{\sin(45° + \frac{\alpha_{кр}}{2})} \qquad (28)$$

или построением траектории крайних донных струй в верхнем бьефе по выражениям (9).

При несоблюдении условия (26) глубина размыва определяется по выражению:

$$H_p = \frac{\sqrt{h_2' - h_2^2} + m_ш h_2}{\sqrt{1 + m_ш^2}}. \qquad (29)$$

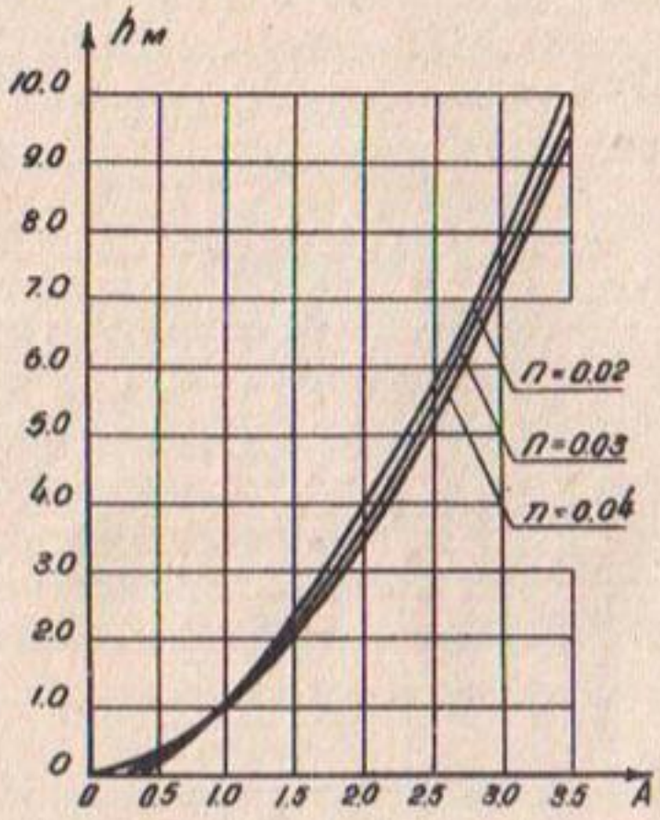


Рис.6. График функции $h_1 = f(A; n)$.

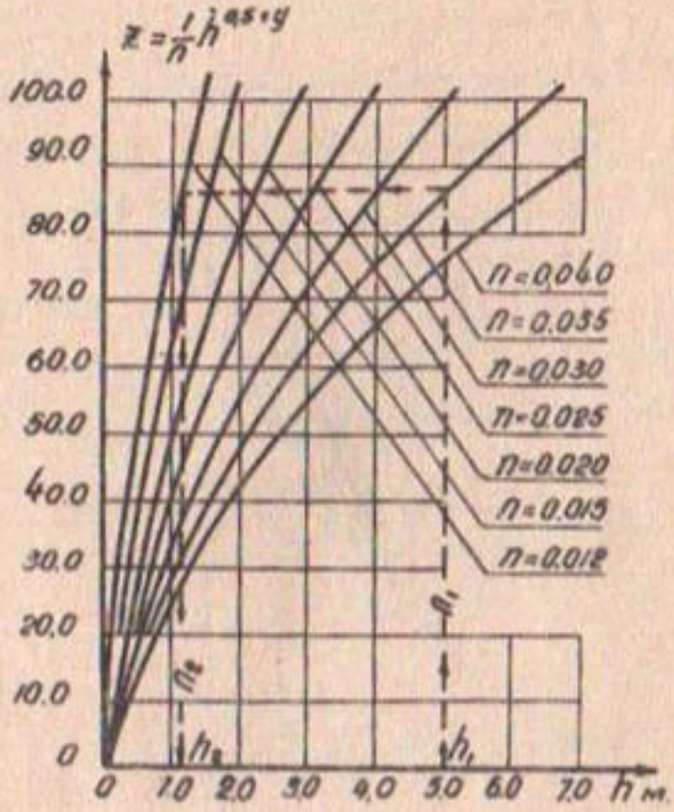


Рис.7.Номограмма для определения h_2 по известной величине h_1 .

Если же $B_д > (m_{пр} + m_ш)(H_р - H_0)$, то глубину размыва следует определять по выражению, соответствующему трапецеидальному сечению воронки размыва

$$H_р = h_1 = (K_р \frac{n_ш v_т}{i_р g_б}). \qquad (30)$$

Очертание размытого откоса в этом случае может быть криволинейным и, учитывая незначительность поперечных скоростей продольно-винтового движения, может строиться как равноустойчивое (например по зависимости Ю.М.Кузьминова).

Выводы

I. Путем теоретических исследований и сопоставлением их результатов с экспериментальными данными нами получены приближенные выражения для построения крайних траекторий донных и поверхностных струй обтекающего потока (границы раздела с застойными зонами), позволившие разработать методику расчета обтекания шпор потоком в плане.

2. Предлагаемая методика позволяет определять:

а) длину застойных зон в верхнем и нижнем бьефах шпоры;

б) углы в конце траекторий крайних струй (в частности атаки напорного откоса шпоры и защищаемого берега в конце зоны действия шпоры);

в) ширину полосы отжима донных струй от напорного откоса шпоры в створе ее головы;

г) среднюю величину продольного уклона обтекающего потока на границе раздела с застойными зонами.

3. Теоретические исследования позволили также получить для определения глубины воронки размыва расчетные выражения, учитывающие различную шероховатость откоса размытого грунта и крепления напорного откоса, а также характер обтекания шпоры потоком (продольный уклон обтекающего потока, ширину полосы отжима донных струй от напорного откоса шпоры). Погрешности, допущенные упрощенной

теоретической схемой, учитываются поправочным коэффициентом K_p , определенным на основе сопоставления результатов расчетов с экспериментальными данными.

ЛИТЕРАТУРА

I. Агроскин И.И. и др. Гидравлика, Изд-во "Энергия", М.-Л., I964.

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

3. Абальянц С.Х. Глубины размыва у берегозащитных креплений на Амударье, "Вопросы гидротехники", вып.27, Изд-во "Наука" УзССР, I965.

4. Замарин А.Е. и др. Гидротехнические сооружения, т.I и П, М., I954.

5. Кузьминов Ю.М. Равноустойчивое сечение русла в несвязных и в полусвязных грунтах (автореф.), Ташкент, I96I.

6. Шарапов К.Ш. Некоторые результаты лабораторных опытов по исследованию гидравлики массивных шпор, Труды ТИИИМСХ, Ташкент, I963.

7. Шарапов К.Ш. Расчет глухих шпор, Труды ТИИИМСХ, "Вопросы гидротехники и мелиорации", вып.29, Изд-во "Фан", I968.

8. Эристави З.К. Исследование местного размыва русел у обтекаемых потоком опор в несвязных и связных грунтах (автореф.), Тбилиси, I966.

Б.И.БЕЛЕСКОВ

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АСФАЛЬТОВОГО ТЮФЯКА, УКРЕПЛЯЮЩЕГО МЕЛКОПЕСЧАНЫЙ БЕРЕГ РЕКИ

При проектировании опытных участков креплений, а также датчиков и аппаратуры для измерения усилий, возникающих в арматуре гибких покрытий на опытных участках, необходимо знать их ориентировочные величины. Поэтому мы решили получить формулы для расчетов, связанных с работой гибкого асфальтобетонного покрытия при условии укладки его на берегу реки с последующим опусканием до некоторого устойчивого положения при естественном (рекой) и искусственном (земснарядами) подмывах.

Прежде чем приступить к решению поставленной задачи, необходимо составить представление о работе гибкого покрытия применительно к некоторым определенным условиям, которые характерны для Амударьи. Крепление берегов на этой реке исключительно трудно. Здесь наблюдаются стремительные размывы берегов - результат непостоянства руслообразовательного процесса. Основные причины изменчивости последнего - большие уклоны и скорости потока, наличие легкоразмываемых грунтов, большое количество взвешенных и влекомых наносов, аккумулирующихся после спада паводка. Грунты, слагающие берега Амударьи, представлены тонко- и мелковернистыми, сильно слюдистыми водоносными песками, обладающими свойствами плывунов. Они начинают размываться при средних скоростях реки выше 0,6-0,9 м/сек (по данным Ташгипротранса).

При укреплении берега, сложенного из слабосвязанных мелкопесчаных грунтов, интенсивно размываемых рекой, укладку крепления для подводной части откоса можно производить на выравненной горизонтальной площадке берега, по возможности ближе к минимальному горизонту воды. Тюфяк крепления желательно укладывать с уклоном в сторону реки, что облегчит его дальнейшую работу. В результате воздействия речного

потока на берег перед креплением образуется размыв, куда сползет грунт из-под крепления, которое опустится до устойчивого положения. Возможен и искусственный подмыв уложенного покрытия земснарядами.

Таким образом, покрытие будет препятствовать размыву подводной части откоса берега и тем самым сохранять крепления откоса в зоне переменных горизонтов воды. Так как крепление ложиться на формирующийся склон, то оно должно быть достаточно гибким и прочным, что достигается подбором состава асфальтобетона и применением укрепляющей его арматуры.

На береговой стороне тюфяк надо закрепить так, чтобы он не мог сползать по склону, при этом соседние тюфяки должны перекрывать друг друга. Подмыв грунта под креплением не может происходить равномерно. Река, подмывая берег, вызывает спорадические обрушивания склонов. Так как грунт, подстилающий тюфяк, обрушивается, то под действием своего веса край его начинает опускаться. Разрушение берега не везде одинаково. Неоднородный фракционный состав грунтов, слагающих берег, различная их структура, неравномерное воздействие реки вызывают более интенсивные размывы берега на отдельных его участках, что приводит к образованию так называемых ковшей. Следовательно, даже гибкий асфальтовый тюфяк (при больших размерах) может оказаться в висячем состоянии над таким ковшом. При этом в его арматуре будут действовать значительные местные напряжения. Намыв грунта на опустившийся тюфяк и воздействие не него течений могут вызвать добавочное увеличение усилий в арматуре. Кроме того, возможность воздействия потока на тюфяк с нижней стороны создает опасность заворачивания его.

Ориентируясь по направлению течения реки, обычно размер ℓ называют длиной тюфяка, а размер δ – шириной (рис.I). Арматуру, совпадающую по направлению с соответствующим размером, будем называть продольной и поперечной.

Для определения усилий в арматуре гибкого асфальтового покрытия, провисающего над ковшом, надо рассматривать

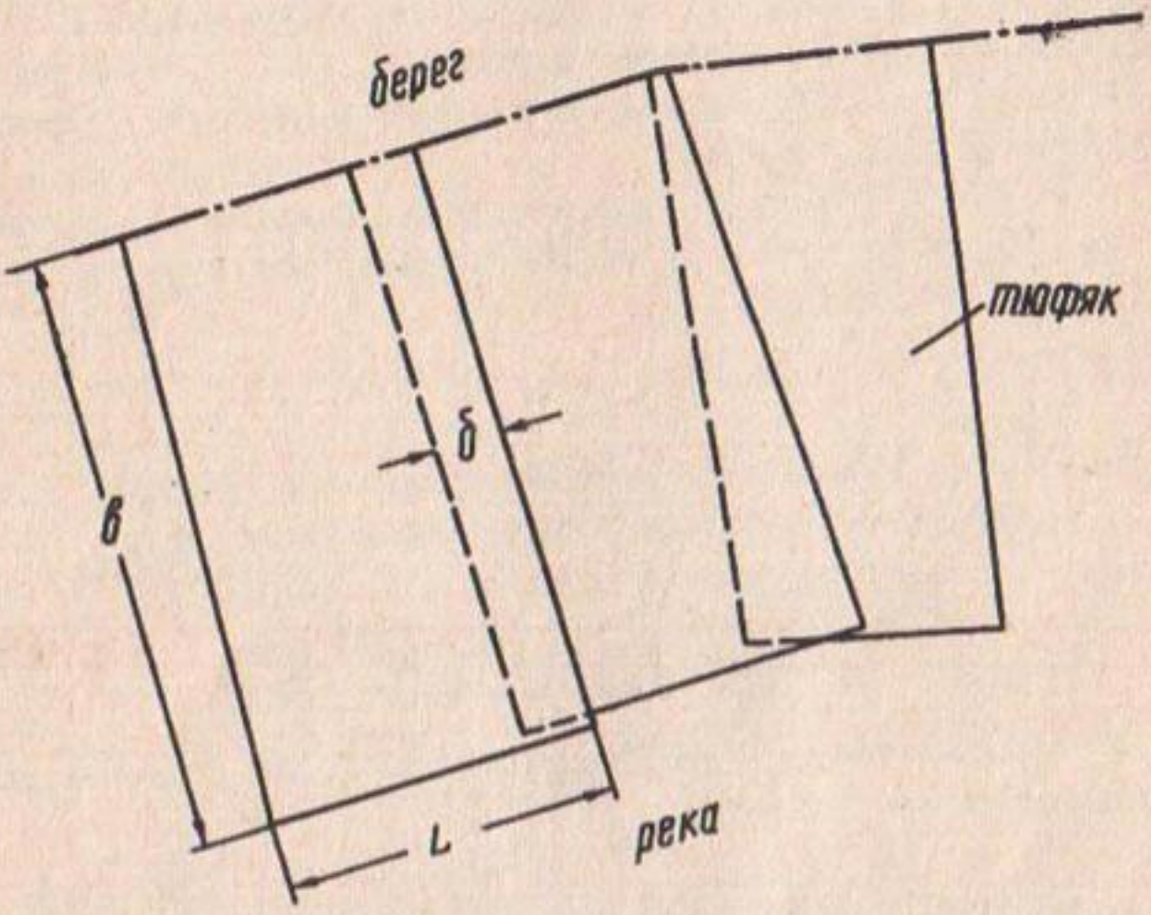


Рис.I.План расположения асфальтовых тюфяков на берегу реки с указанием принятых обозначений размеров.

его как гибкую нить, равномерно нагруженную по всей длине. Пусть общая длина тюфяка (рис.2) $\mathcal{L} = 2\ell_1 + 2\ell$, где 2ℓ - часть длины его, соприкасающаяся с грунтом по обе стороны ковша; $2\ell_1$ - часть длины, находящаяся в висячем положении; y - прогиб тюфяка; $2x$ - пролет ковша; q - нагрузка на единицу площади покрытия; T_0 и T - усилия в сечениях тюфяка на единицу его ширины в середине провисающей части и на ее краю.

Ввиду гибкости покрытия, можно считать T равным силе трения по грунту в соприкасающейся части тюфяка размерами ℓ x I м^2, т.е.

$$T = kq\ell, \tag{I}$$

где k - коэффициент трения асфальта по грунту.

Уравнения равновесия будут иметь вид:

$$\left.\begin{aligned} T\cos\alpha &= T_0 \\ T\sin\alpha &= q\ell_1 \end{aligned}\right\}. \tag{2}$$

Как известно, эти уравнения позволяют получить дифференциальное уравнение

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q}{T_0}\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2},$$

решение которого имеет вид:

$$y = \frac{T_0}{q}\left(\operatorname{ch}\frac{q}{T_0}x - 1\right). \tag{3}$$

Поставленная задача требует нахождения формул зависимости прогиба тюфяка и пролета ковша $2x$, перекрываемого тюфяком, от той части ℓ, которая, благодаря трению, удерживает тюфяк в висячем состоянии. Для этого находим ℓ_1:

$$\ell_1 = \int_0^x \sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\,dx - \int_0^x \sqrt{1+\left(\operatorname{Sh}\frac{q}{T_0}x\right)^2}\,dx = \frac{T_0}{q}\operatorname{Sh}\frac{q}{T_0}x.$$

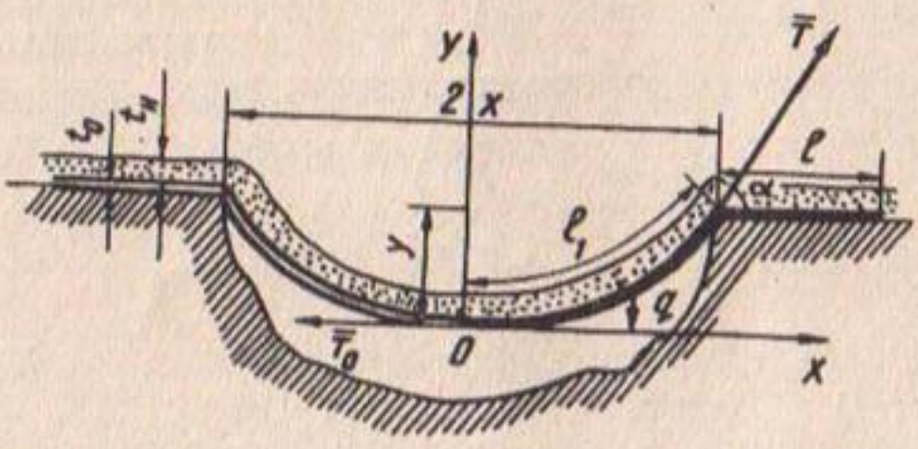


Рис.2.Схематический продольный разрез гибкого тюфяка, провисающего над ковшом.

Из уравнения (2) получим равенство:

$$T_0 = \sqrt{T^2 - (q\ell_1)^2}, \qquad (5)$$

и после подстановки в него ℓ_1 узнаем

$$T = T_0 \operatorname{ch} \frac{q}{T_0} x. \qquad (6)$$

Из уравнений (3), (5) и (6) после подстановки $T = kq\ell$ и $\ell_1 = \frac{L}{2} - \ell$ имеем формулу прогиба тюфяка:

$$y = k\ell - \sqrt{(k\ell)^2 - (\frac{L}{2} - \ell)^2} \qquad (7)$$

Минимальная величина ℓ, при которой возможно положение тюфяка в висячем состоянии над ковшом, может быть найдена из условия:

$$(k\ell)^2 - (\frac{L}{2} - \ell)^2 \geq 0$$

отсюда

$$\ell \geq \frac{\frac{L}{2}}{1+k}. \qquad (8)$$

Величину пролета ковша определяют из уравнения (6), записав его в таком виде:

$$e^{2\frac{q}{T_0}x} - 2\frac{T}{T_0} e^{\frac{q}{T_0}x} + 1 = 0 \qquad (9)$$

Реальный корень этого уравнения будет:

$$x = \frac{T_0}{q} \ln\left(\frac{T}{T_0} + \sqrt{(\frac{T}{T_0})^2 - 1}\right)$$

Исключение T_0 с помощью уравнений (3), (6) и замена $T = kq\ell$ и $\ell_1 = \frac{L}{2} - \ell$ приводит к формуле:

$$2x = 2\sqrt{(k\ell)^2 - (\frac{L}{2} - \ell)^2} \ln \frac{k\ell + \frac{L}{2} - \ell}{\sqrt{(k\ell)^2 - (\frac{L}{2} - \ell)^2}}. \qquad (10)$$

При некотором значении ℓ величина пролета ковша $2x$, перекрываемого тюфяком в висячем состоянии, будет иметь максимальное значение:

$$\ell = \frac{\frac{\mathcal{L}}{2}(e^{\ell}+1)}{(e^{\ell}+1)+k(e^{\ell}-1)}. \qquad (11)$$

Здесь $e = 2{,}71828$.

Усилия, возникающие в арматуре тюфяка, зависят от удельной нагрузки q. Если бы она создавалась только весом асфальтового покрытия, то эти усилия не могли бы достигнуть очень больших величин. Учитывая влияние других сил, кроме веса покрытия, можно обнаружить в его сечениях значительные усилия.

Удельная нагрузка при учете только веса асфальтового покрытия вычисляется по формуле:

$$q = (\gamma_a - \gamma_в) t_a, \qquad (12)$$

где $\gamma_a, \gamma_в$ – объемные веса асфальта и воды;
t_a – толщина асфальтового тюфяка.

При необходимости учета веса слоя наноса на покрытии надо пользоваться формулой

$$q(\gamma_a - \gamma_в) t_a + (\gamma_a - \gamma_в) t_н, \qquad (13)$$

где $\gamma_н$ – объемный вес наноса;
$t_н$ – толщина слоя наноса.

Если же удельная нагрузка, кроме веса тюфяка, определяется еще воздействием потока воды, то

$$q(\gamma_a - \gamma_в) t_a + \gamma_в \frac{V_н^2}{2g}, \qquad (14)$$

где $V_н$ – нормальная к поверхности покрытия составляющая скорости потока.

Усилия в продольной арматуре покрытия будут наибольшими у края его провисающей части; для вычисления их служит формула (I). Имеется в виду изолированный тюфяк, но, как указывалось выше, соседние тюфяки должны перекрывать друг друга. В месте их нахлеста сила трения возникает не только с нижней стороны по грунту, но и с верхней поверхности соприкосновения с соседним тюфяком. Величину этой силы, способствующей увеличению усилия в арматуре, нетрудно учесть, если известна величина нахлеста соседних тюфяков друг на друга. Величина усилия T, с учетом силы трения в местах нахлеста, может быть найдена по формуле:

$$T = kq\ell + k_1 q_1 \delta, \qquad (15)$$

где k – коэффициент трения асфальта по асфальту;
q_1 – нагрузка на единицу площади по поверхности соприкосновения тюфяков;
δ – величина нахлеста тюфяков (рис.I).

При пользовании формулой (15) необходимо внести соответствующие поправки в равенства (7) и (10).

По формуле (I) величину T легко подсчитать, если известно ℓ, т.е. величина той части длины тюфяка, которая соприкасается с грунтом по одну сторону от ковша. В практике эта задача может быть поставлена иначе: при известной длине тюфяка и величине пролета ковша надо оценить силу T. При этом сначала по формуле (10) надо определить ℓ, зная $2x$, что можно сделать только приближенно. Но, если мы ставим перед собой задачу оценить ориентировочно величину усилия T, то задача может быть упрощена, для чего следует взять $\ell = \frac{L}{2} - x$. Наконец, если взять $\ell = \frac{L}{2}$, то будет найдена та граница T, которую оно не может превзойти в любом случае.

Так как угол α (рис.2) на краю провисающей части тюфяка должен быть ограничен некоторым предельным значением $\alpha_{пр}$ для рассматриваемого подстилающего покрытие

грунта, то, пользуясь формулами (8) и (II), следует учитывать условие:

$$tg\alpha = \frac{\mathcal{L}-\ell}{\sqrt{(k\ell)^2-\left(\frac{\mathcal{L}}{2}-\ell\right)^2}} \leq tg\alpha_{пр}. \qquad (16)$$

Отсюда найдем:

$$\ell \geq \mathcal{L}\frac{(1+tg^2\alpha_{пр})-tg\alpha_{пр}\sqrt{(2-k^2)(1+tg^2\alpha_{пр})}}{1-(1-k^2)tg^2\alpha_{пр}}. \qquad (17)$$

Если условие, накладываемое этой формулой, окажется более сильным чем формулой (8) или (II), то их следует заменять формулой (I7).

Для определения усилия в поперечной арматуре тюфяка следует рассмотреть случай (рис.3), когда его край в результате подмыва опустился и оказался зажатым грунтом. Тогда последний, не имеющий выхода из-под покрытия, окажет на него давление. Величина силы давления, приходящаяся на участок тюфяка шириной I м и высотой h, может быть подсчитана по формуле

$$\mathcal{P} = \frac{\delta h^2}{2}\cdot\frac{1}{(\sqrt{1+tg^2\varphi}+\sqrt{2}tg\varphi)(tg\varphi-tg\alpha)^2} \qquad (18)$$

Чтобы найти усилие в сечении тюфяка, надо половину силы $\mathcal{P}$ спроектировать на направление его поверхности. После замены $tg\alpha$, $\cos\alpha$ через $\mathcal{B}, h$ и $tg\varphi$ имеем:

$$T = \frac{\delta h^2}{4}\cdot\frac{1}{\left(\sqrt{2}htg\varphi\frac{\sqrt{(\mathcal{B}-h)^2(1+tg^2\varphi)-h^2}-htg\varphi}{(\mathcal{B}-h)^2-h^2}+\sqrt{(1+tg^2\varphi)}\right)^2}\cdot\cos\alpha \qquad (19)$$

$$\cos\alpha = \frac{htg\varphi+\sqrt{(\mathcal{B}-h)^2(1+tg^2\varphi)h^2}}{(\mathcal{B}-h)(1+tg^2\varphi)}.$$

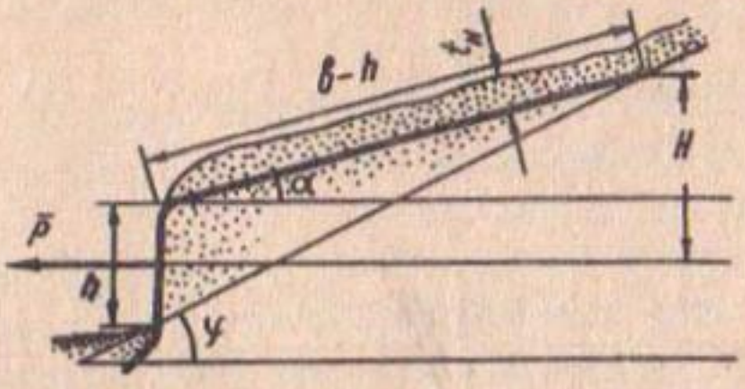


Рис.3.Схематический поперечный разрез гибкого тюфяка.

Наносы на поверхности покрытия увеличивают это усилие, так как создают дополнительную равномерно распределенную нагрузку. Для вычисления усилия в этом случае в формуле (I9) вместо δ надо писать

$$\delta + \frac{2\delta_н t_н}{h \operatorname{tg}\alpha}$$

где δ -объемный вес грунта,
$\delta_н$ - объемный вес наносов,
$t_н$ - толщина наносов.

Усилия в поперечной арматуре могут возникать как и в продольной, в результате провисания тюфяка. При этом можно применять метод расчета аналогичный рассмотренному для продольной арматуры.

Например, длина тюфяка ℓ = 40 м; ширина b = 80 м; угол внутреннего трения грунта φ = 30° ($\operatorname{tg}\varphi$ = 0,58); толщина асфальтового тюфяка t_a = 0,07 м; толщина наноса на покрытии $t_н$ = I,5 м; высота h = 3 м; коэффициент трения $k = \operatorname{tg}\varphi$ = 0,58.

По формуле (II) можно найти, при каком ℓ пролет будет перекрываться тюфяком:

$$\ell = \frac{20(7{,}389+1)}{8{,}389+0{,}58\cdot 6{,}389} = 13{,}9 \text{ м.}$$

По формуле (I0) находится величина этого пролета:

$$2x = 2\sqrt{(0{,}58\cdot 13{,}9)^2-(6{,}1)^2}\ \ln\frac{0{,}58\cdot 13{,}9+6{,}1}{\sqrt{(0{,}58\cdot 13{,}9)^2-(6{,}1)^2}} = 11 \text{ м.}$$

По формуле (I3) подсчитывается величина q:

$$q = (2{,}2-1{,}0)\cdot 0{,}07+(1{,}6-1{,}0)\cdot 1{,}5 = 0{,}984 \text{ т/м}^2$$

По формуле (I) можно найти силу, возникающую в продольной арматуре на I м сечения тюфяка:

$$T = 0{,}58\cdot 0{,}984\cdot 13{,}9 = 7{,}9 \text{ т/м.}$$

Граница этой силы будет равна:

$$T = 0{,}58 \cdot 0{,}984 \cdot 20 = 11{,}5 \text{ т/м}.$$

По формуле (19) можно подсчитать силу в поперечной арматуре, приходящуюся на 1 м сечения тюфяка:

$$T = \frac{9}{4} \cdot \frac{1}{\left(\sqrt{6 \cdot 0{,}58 \cdot \frac{\sqrt{77^2(1+0{,}58^2)-9}-3 \cdot 0{,}58}{77^2-9}} + \sqrt{1+0{,}58^2}\right)^2}$$

$$\frac{3 \cdot 0{,}58 + \sqrt{77^2(1+0{,}58^2)-9}}{77\,(1+0{,}58^2)} = 1{,}0 \text{ т/м}.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Герцаги К. Теория механики грунтов, М., 1961.
2. Беляев Н.М. Сопротивление материалов, М., 1958.

Б.И.БЕЛЕСКОВ

РАСЧЕТ УРАЛЬСКОГО ПОЛА НА СВАЯХ

Щелевой водобойный пол, или пол Флетчингера (у нас часто называемый уральским полом), благоприятно воздействуя на режим сопряжения с нижним бьефом и вызывая у дна потока за сбросом течение в сторону сооружения, удаляет от него воронку размыва. Опыт использования уральского пола показывает, что его применение является экономичным способом защиты сооружения от подмыва со стороны нижнего бьефа. Однако проектирование надежного пола затруднено из-за отсутствия методики его расчета. Последнее обстоятельство можно объяснить недостаточным исследованием некоторых вопросов работы пола, в частности такого явления, как гидродинамическая нагрузка на плиту пола.

Лабораторные исследования, проведенные в связи со строительством уральского пола на сбросе Зангского гидроузла, позволили достаточно тщательно изучить на модели нагрузку потока. Основываясь на этих исследованиях, а также учитывая исследования и предложения других авторов, была составлена методика расчета уральского пола на сваях с учетом нагрузки потока на него.

Безусловно, что некоторые вопросы расчета требуют дальнейшей проверки и уточнения. Однако уже в полученном виде методика расчета дает возможность с достаточной степенью надежности проектировать уральский пол на сбросе сооружения.

В настоящей статье приводится решение наиболее важных вопросов расчета и в качестве примеров делается расчет пола на сбросе Зангского гидроузла и определение длины водобоя с уральским полом на сбросе Дамходжинского гидроузла.

I. Определение глубины расположения водобоя и плиты пола по отношению уровня воды в нижнем бьефе. Для правильной работы пола необходимо, чтобы над полом давление было

ниже, чем под ним. В противном случае не будет происходить подсос воды из-под пола в транзитный поток над ним, а наоборот, часть потока устремится сверху вниз через щель и под полом увеличится размыв грунта нижнего бьефа.

Опыты с моделью уральского пола показывают, что осредненная составляющая нагрузки потока на пол является взвешивающей (это означает, что давление снизу на пол выше чем сверху) при сопряжении с нижним бьефом, затопленным поверхностным прыжком /I,2/. При некотором снижении уровня нижнего бьефа, когда сопряжение происходит уже отогнанным поверхностным прыжком, осредненная составляющая нагрузки потока становится силой, нагружающей пол сверху. Таким образом, наиболее желательным является сопряжение затопленным поверхностным прыжком. Сопряжение незатопленным прыжком можно допускать лишь в узких пределах при небольших расходах.

Следовательно, водобой с уральским полом должен быть расположен на такой глубине $h_н$ (см.рис.I), чтобы при больших расходах (в том числе при максимальном расходе) сопряжение в нижнем бьефе осуществлялось затопленным поверхностным прыжком. Минимальная глубина воды над водобоем при максимальном расходе должна быть такой, при которой происходит переход от незатопленного к затопленному прыжку при повышении уровня воды (критическая форма сопряжения).

Имеются различные предложения для решения вопроса о критической форме сопряжения. Из них можно указать на удобную для пользования и дающую достаточно хорошие результаты формулу, представляющую собой формулу гидравлического прыжка, где первая взаимная глубина его h' приравнивается к глубине потока в сжатом сечении за водосливом h_c, а вторая взаимная глубина h'' - глубине в нижнем бьефе относительно уровня водобоя /2/:

$$h_н = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h_c}\right)^3}-1\right] \qquad (I)$$

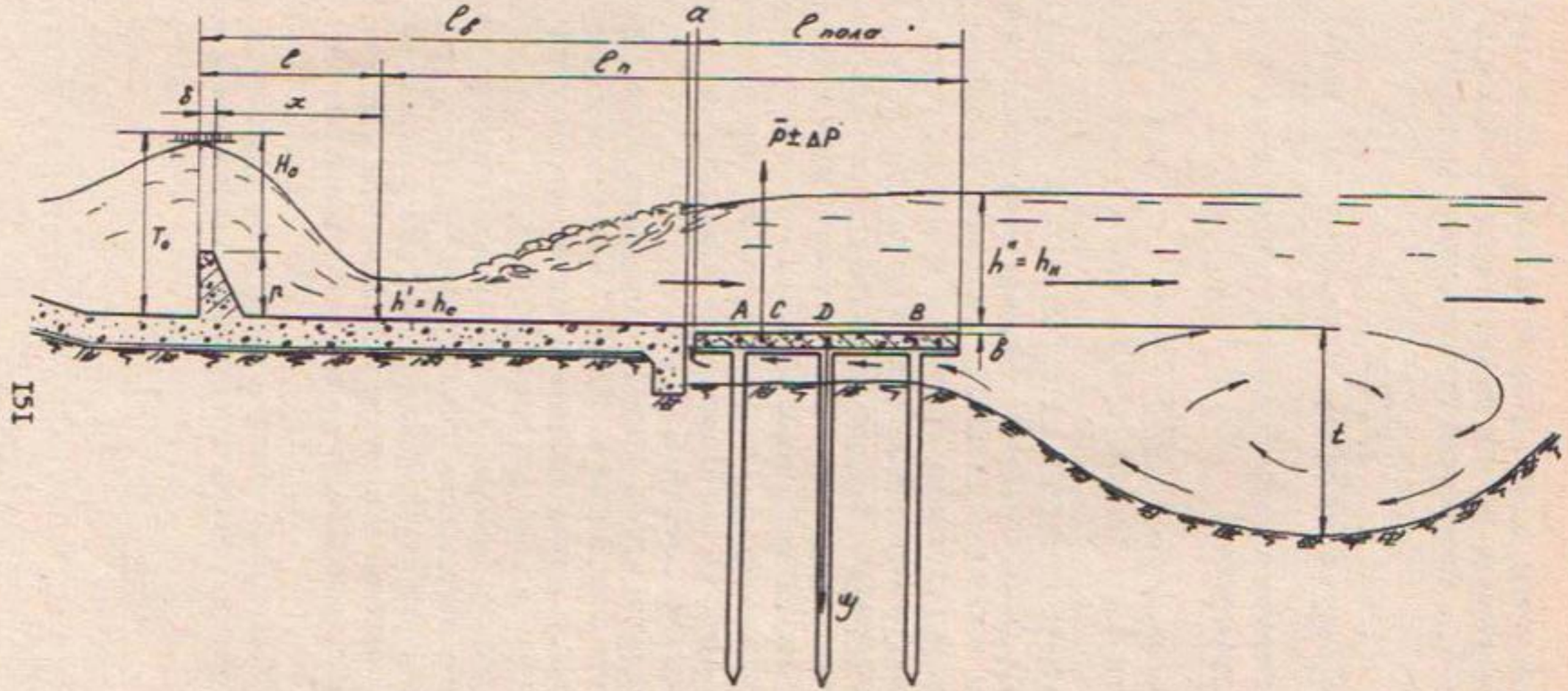


Рис.I.Уральский пол в конце сброса Зангского гидроузла.

При вычислении по этой формуле предварительно надо подсчитать критическую глубину потока $h_к$ и глубину сжатого сечения h_c. Критическая глубина подсчитывается по формуле:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}. \qquad (2)$$

Для определения глубины сжатого сечения можно воспользоваться уравнением:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_c^2}, \qquad (3)$$

где T_0 – средняя удельная энергия потока в верхнем бьефе (для рассматриваемого сооружения на рис.I – перед водобойной стенкой), отнесенная к горизонтальной плоскости сравнения, проходящей через самую низкую точку в сжатом сечении;

φ – коэффициент скорости водослива.

Поверхность плиты пола делается или на уровне поверхности водобоя или (лучше) несколько ниже, так что образуется уступ некоторой высоты b, о величине которого будет сказано дальше. Поверхность плиты пола ни в коем случае не должна быть выше поверхности водобоя.

2. Определение длины водобоя с уральским полом. При повышении уровня воды в нижнем бьефе в момент начала затопления прыжка он должен находиться над водобоем и полом, но не за пределами их ниже по течению.

Как показывают наблюдения, при выходе прыжка за границы пола размыв вблизи пола значительно возрастает. Это объясняется тем, что зона раздела транзитного потока и вальца прыжка, являясь источником макропульсаций скорости и давления, играет значительную роль в размывающей силе потока.

Таким образом, при критической форме сопряжения с нижним бьефом должно выполняться условие, чтобы сумма длины

водобоя $l_в$, длины пола $l_{пола}$ и ширины щели между ними "a" была равна сумме расстояния от водослива до сжатого сечения и длины прыжка

$$l_в + a + l_{пола} = l + l_п. \qquad (4)$$

Для определения длины прыжка рекомендуется применять формулу /II/:

$$l_п = 10{,}3\, h' \left[\sqrt{Fr_1} - 1\right]^{0{,}81}, \qquad (5)$$

где число Фруда для сечения, расположенного непосредственно перед прыжком. При этом надо учитывать, что в нашем случае $h' = h_c$. Формулы для определения расстояния до сжатого сечения имеют несколько отличающийся вид в зависимости от типа водослива и могут быть найдены в соответствующих пособиях /IO,II/.

3. Определение длины плиты пола и ширины щели между концом водобоя и плитой уральского пола, а также высоты уступа, который концевая плита водобоя образует над плитой пола. Из литературных источников /3/ известно, что изменение длины пола в довольно широких пределах мало сказывается на качестве его работы. Это следует понимать так, что расстояние от низового края пола до воронки размыва, как и величина ее, мало изменяется при изменении длины пола в значительных пределах. Это положение подтвердилось в наших проверочных опытах.

Следовательно, длину пола можно варьировать в некоторых пределах, соблюдая при этом равенство (4), т.е., удлиняя или укорачивая пол, надо соответственно уменьшить или увеличить длину водобоя. Однако наиболее распространена конструкция пола, выработанная практикой, длина которого

$$l_{пола} = (I{,}4\text{–}I{,}5)\, T, \qquad (6)$$

где

$$T = T_0 - \frac{v}{2g}$$

Ширина щели "a", как и длина пола, может меняться в некоторых пределах без заметного ухудшения его работы. На основании проведенных опытов и натурных данных, а также учитывая сведения из литературных источников, можно рекомендовать при

$$\begin{aligned} T < 5\ \text{м} \qquad & a = 0{,}1T; \\ T \geqslant 5\ \text{м} \qquad & a = 0{,}05T \end{aligned} \tag{7}$$

Обычно ширина щели делается 0,2-0,3 м. Высота уступа "b" берется или равная ширине щели, или немного меньше

$$b = (0{,}7\text{-}1{,}0)\,a. \tag{8}$$

4. Несущая способность свай уральского пола с учетом гидродинамической нагрузки. Актуальную нагрузку потока на плиту пола будем записывать в виде:

$$\bar{P} \pm \Delta P = \bar{P} \pm \beta \Delta \bar{P}, \tag{9}$$

где $\bar{P}$ – осредненная составляющая нагрузки;

ΔP и $\Delta \bar{P}$ – максимальная и осредненная пульсационные составляющие нагрузки потока;

$\beta = 1{,}5\text{-}2{,}0$ – коэффициент запаса на негармоничность колебаний.

Расчетное сопротивление висячей сваи, работающей на осевую сжимающую нагрузку, P_c определяется по следующей формуле /8/:

$$P_c = km\left[R^n F + u\sum f_i^n \ell_i\right], \tag{10}$$

где R^n – нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи;

F – площадь поперечного сечения сваи;

u – периметр поперечного сечения сваи;

f_i^n – нормативное сопротивление i-го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи;

l_i - толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;

k - коэффициент однородности грунта, принимаемый $k = 0,7$;

m - коэффициент условий работы, принимаемый из-за подводного положения свай $m = 0,5$ /9/.

Для того, чтобы учесть влияние нагрузки потока на несущую способность свай, воспользуемся понятием эффективного коэффициента трения /3,7/. Эффективный коэффициент трения - это коэффициент, который должен учитываться при вычислении силы трения, возникающей при движении тела, если на него, помимо других сил, действует колебательная нагрузка.

Принимая во внимание пульсационную составляющую нагрузки потока на плиту пола (вернее ее вертикальную составляющую, имеющую направление вдоль оси сваи), эффективный коэффициент трения по боковой поверхности сваи надо считать равным /3/:

$$f_1 = f\left(1 - \frac{\delta P}{fN}\right), \qquad (II)$$

где f - коэффициент трения при отсутствии колебательной нагрузки;

δP - часть пульсационной составляющей нагрузки, приходящаяся на одну сваю;

N - нормальное давление на боковую поверхность сваи.

Будем считать, что нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи $f^н$ изменяет свою величину при наличии колебательной нагрузки по такой же зависимости (II), как и коэффициент трения. Это не совсем точно, так как нормативное сопротивление определяется, кроме коэффициента трения, еще нормальным давлением на единицу площади боковой поверхности сваи. Нормальное давление, пропорциональное $tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ должно также измениться при наличии вибраций, уменьшающих коэффициент трения грунта $tg\varphi$. Однако

для заметных изменений давления необходимо, чтобы вибрации оказали свое влияние в большой массе грунта и на значительном расстоянии от сваи. Кроме этого, нормальное давление при этом увеличивается и, если мы пренебрежем этим увеличением, то это пойдет в запас несущей способности сваи.

Действительно, если при возрастании нагрузки δP от 0 до $\delta P = f N$ коэффициент трения грунта уменьшается от f до 0 (полное разжижение грунта) и нормальное давление на единицу боковой поверхности увеличивается от $\gamma l_i \, tg^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ до γl_i, то нормативное сопротивление по боковой поверхности сваи f'' уменьшится от $f\gamma l_i \, tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ до 0 независимо от того, учитывается при этом изменение нормального давления или нет. Только во втором случае промежуточные значения f'' между этими крайними будут несколько меньше.

Учитывая сказанное, несущую способность сваи при наличии колебательной нагрузки следует определять по формуле

$$P_c = km\left[R_1'' F + u\Sigma f_i''\left(1 - \frac{\delta P_i}{f_i N_i}\right) l_i\right] = km\left(R_1'' F + \right. \qquad (12)$$

$$\left. + u\Sigma f_i'' l_i\right) - \Sigma \frac{kmu f_i'' l_i \delta P_i}{f_i N_i} = km\left(R_1'' F + u\Sigma f_i'' l_i\right) - \delta P,$$

где R_1'' - нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи при наличии колебательной нагрузки;

$km u f_i'' l_i = f_i N_i$ - сила трения по боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта,

$$\Sigma \delta P_i = \delta P.$$

Формула расчетного сопротивления сваи на выдергивание P_e отличается от (I2) тем, что в скобках отсутствует первое слагаемое.

На основании изложенного можно сделать следующий вывод.

Чтобы учесть влияние нагрузки потока на ту часть несущей способности сваи, которая определяется трением по боковой ее поверхности, надо приложить к каждой свае пола силу, равную по величине доле пульсационной нагрузки, приходящейся на эту сваю и направленную в сторону противоположную силе сопротивления сваи. Иначе говоря, к плите пола надо приложить силу, равную по величине пульсационной составляющей нагрузки потока ΔP. Учитывая необходимое направление этой силы, всю нагрузку потока на плиту пола в случае работы свай на сжатие надо считать равной $\bar{P} - \Delta P$, а при выдергивании их - $\bar{P} + \Delta P$.

Остается еще решить вопрос об определении величины R_1'' при наличии колебательной нагрузки. R'' для сваи, имеющей квадратное поперечное сечение, может быть подсчитано по следующему полуэмпирическому уравнению /9/:

$$R'' = \gamma \left(l N_q + 0{,}4 B N_\gamma \right), \qquad (13)$$

где γ - объемный вес грунта;

l - глубина погружения сваи;

B - сторона поперечного сечения сваи;

N_q и N_γ - коэффициенты несущей способности.

Коэффициенты несущей способности - это безразмерные величины, которые зависят только от угла внутреннего трения грунта φ, хотя аналитического выражения для этой зависимости нет. Пользуясь определенными приемами, коэффициенты были вычислены и нанесены на график. Для определения R_1'' надо принимать во внимание не действительное значение угла внутреннего трения φ, а его эффективное значение φ_1, которое

можно найти из соотношения:

$$tg\varphi_1 = \left(1 - \frac{\alpha_в}{g}\right) tg\varphi = \left(1 - \frac{\Delta P}{\mathcal{Y}}\right) tg\varphi , \qquad (14)$$

где $\alpha_в$ - разгружающее вес ускорение, передаваемое грунту в плоскости острия свай полом;

$\mathcal{Y}$ - вес пола.

5. Определение веса пола и длины свай. Вес пола и заглубление свай (а следовательно, их длина) определяют устойчивость пола при опрокидывании его относительно грунта.

Будем учитывать действие на пол следующих сил (рис.I): веса пола $\mathcal{Y}$, нагрузки потока $\bar{P} - \Delta P$ и сопротивления свай на сжатие P_c или $\bar{P} + \Delta P$ и сопротивления свай на выдергивание $P_в$ в зависимости от того, происходит при опрокидывании пола заглубление свай или, наоборот, их выдергивание.

Определяя величину коэффициента запаса устойчивости пола для различного положения оси опрокидывания, можно убедиться, что минимальное значение он принимает при прохождении оси через крайние пары свай (на рис.I через точку A или B перпендикулярно плоскости чертежа). В каком из этих двух случаев коэффициент запаса будет минимальным, зависит от веса пола. Если он достаточно большой, то это будет в первом случае (ось проходит через точку A), для легкого пола - во втором (ось проходит через точку B). При этом опрокидывание в обоих случаях должно происходить по часовой стрелке, что связано с приложением актуальной нагрузки выше (по направлению течения) середины пола.

Выражения для коэффициента запаса устойчивости пола сброса Зангского гидроузла, каждая плита которого установлена на шести сваях (рис.I), в двух указанных случаях будут иметь вид:

$$K_A = \frac{(\bar{P} - \beta_\Delta \bar{P}) \cdot AC + 2P_c\left(AB + \frac{AB}{2}\right)}{\mathcal{Y} \cdot \frac{AB}{2}} , \qquad (15)$$

$$K_B = \frac{\psi \frac{AB}{2} + 2P_c\left(AB + \frac{AB}{2}\right)}{\left(\bar{P} + \beta\Delta\bar{P}\right) \cdot BC}. \qquad (16)$$

Учитывая, что сопротивления свай зависят от их заглубления, нетрудно видеть, что устойчивость пола в обоих случаях можно обеспечить, варьируя в определенных пределах вес пола и длину свай. При этом существует минимальная длина свай, при которой еще возможно это сделать.

Минимальное заглубление свай определяется следующим образом.

Задавшись величиной $K_A = K_B = K$ из (15) и (16), выражаем вес пола ψ через остальные величины. Поскольку все они, за исключением расчетных сопротивлений свай P_c и P_c, зависящих от величины заглубления свай, надо считать известными, то вес пола ψ оказывается функцией заглубления свай l. Беря различные значения l и подсчитав предварительно P_c и P_c, строим два графика $\psi = f_A(l)$ и $\psi = f_B(l)$ (рис.2). Точка пересечения графиков определяет минимальное заглубление свай и отвечающий ему вес пола. Длину свай не обязательно делать минимальной. Устойчивость пола будет обеспечена при любой паре значений l и ψ, соответствующих точкам внутри и на границе области, которая ограничена графиками и расположена вправо от точки пересечения их (на рис.2 заштрихована). Однако рационально брать лишь те значения, которые соответствуют точке пересечения графиков и точкам графика, ограничивающего указанную область снизу. Делая длину свай больше минимальной, можно много сэкономить в весе пола.

Графики на рис.2 построены для нагрузки потока, установленной на основании модельных исследований: $\bar{P} + \alpha\Delta\bar{P}$ =18,20± ±6,86 тонны; CD =1,06-2,70 м.

Ниже приведены формулы, которые дают возможность для расчетного случая ориентировочно оценить нагрузку потока.

$$\bar{P} = 0{,}5\,\gamma \frac{v^2}{2g} F_{пола} = 0{,}5\,\gamma \frac{q^2}{2g h_н^2} F_{пола}; \qquad (17)$$

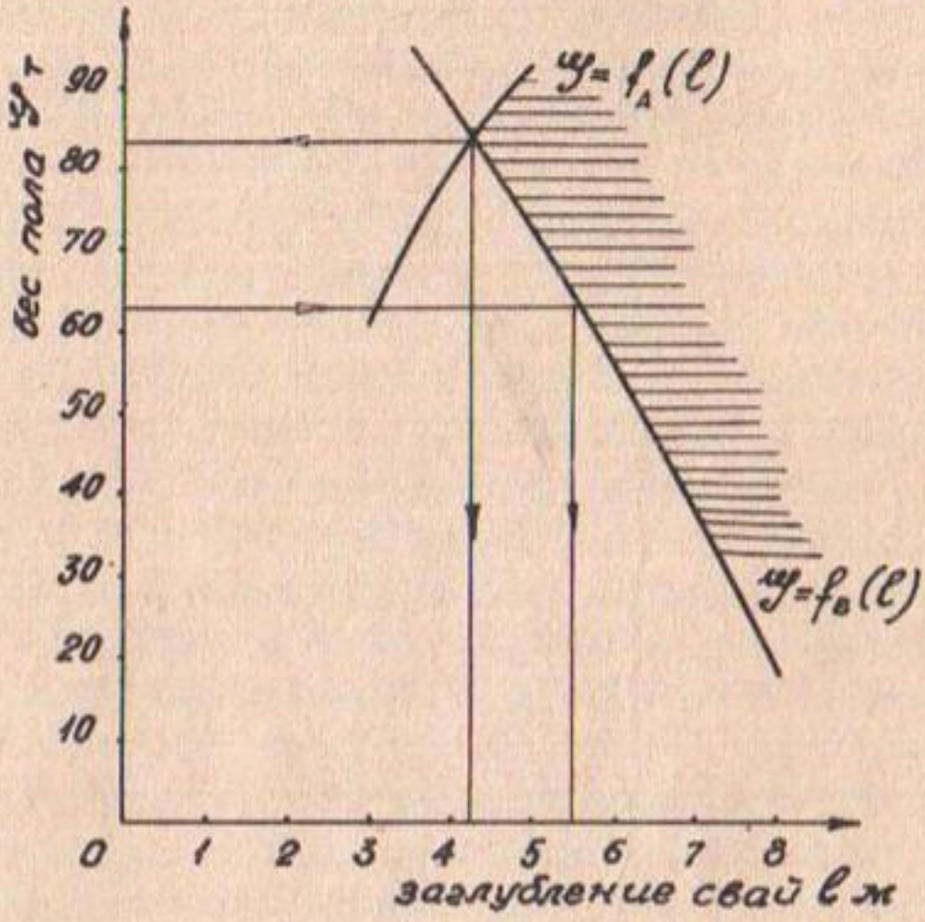


Рис.2.Графический способ определения заглубления свай и веса уральского пола при условии обеспечения необходимого запаса устойчивости.

где γ - объемный вес воды;

q - удельный расход потока;

$h_н$ - глубина нижнего бьефа над водобоем;

$F_{пола}$ - площадь плиты пола.

$$\Delta \bar{P} = (0{,}3\text{–}0{,}5)\,\bar{P} \qquad (18)$$

Расстояние CD (рис.I) - $CD = (0{,}3\text{–}1{,}0)\,AD$ (19)

Чтобы найти необходимую длину свай, определив их заглубление, надо знать возможное оголение свай. Его можно установить, построив верховой откос воронки размыва. Однако, учитывая, что точных способов для этого нет, надо считать более рациональным - принять для расчетов некоторое максимальное возможное оголение свай. На основании исследований моделей пола и натурных данных можно считать, что при нормальной работе пола оно не превышает 2,0–2,5 м, считая от верхней плоскости плиты пола. С другой стороны известны случаи, когда по каким-то причинам наблюдалось оголение свай, превышающее указанное.

Так, на катастрофическом сбросе Южносурханского водохранилища водолазами была измерена глубина воронки у низового края пола глубиной 3,5–4,0 м (оголение свай при этом было 3,0–3,5 м). Поэтому надо рекомендовать, особенно при проектировании пола с небольшой длиной свай, близкой к минимальной, когда наиболее опасно неучтенное дополнительное их оголение, принимать возможное максимальное оголение свай до 3,0 - 3,5 м.

Определив длину свай и вес пола, надо проверить устойчивость его с отсеком грунта на сползание в воронку размыва.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

I. Уральский пол на Зангском гидроузле.

На водобое сброса Зангского гидроузла имеется водобойная стенка (см.рис.I), устройство которой дало возможность как уменьшить длину водобойной части сброса, так и

расположить водобой на более высокой отметке. Высота стенки p = 2,2 м, максимальный удельный расход потока q = 12,5 м^2/сек.

Водобой расположен на такой отметке, что после переформирования нижележащего русла реки ожидается $h_н$ = 4,47 м. Сначала проверим, достаточна ли глубина расположения водобоя при отсутствии водобойной стенки.

По формуле (2) $$h_к = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 12{,}5^2}{9{,}81}} = 2{,}6 \text{ м}.$$

Учитывая, что перед водосливом T_0 = 8,5 м (из проекта), по уравнению (3) найдем h_c

$$8{,}5 = h_c + \frac{1{,}1 \cdot 12{,}5^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}95^2 \cdot h_c^2} \quad ; \quad h_c = 1{,}15 \text{ м}.$$

Наконец по формуле (I)

$$h_н = \frac{1{,}15}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{2{,}6}{1{,}15}\right)^3} - 1\right] = 4{,}95 \text{ м}.$$

После переформирования глубина $h_н$ будет недостаточна: нужно 4,95 м, будет 4,47 м.

Таким образом проверена правильность принятой глубины расположения водобоя. При проектировании такой порядок решения потребовал бы для определения необходимой отметки водобоя по известным отметкам ▽НПГ и ▽ГНБ применения метода подбора. Поэтому при проектировании сооружения расчет следует вести в такой последовательности /I2/ (для примера взят тоже уральский пол на сбросе Зангского гидроузла).

I. Пренебрегая скоростью подхода v_0, находим перепад на сбросе:

$$z = \text{▽НПГ} - \text{▽ГНБ} = 358{,}7 - 355{,}0 = 3{,}7 \text{ м}.$$

2. Вычисляем относительный перепад:

$$(\bar{z})_0 = \frac{z}{h_{..}} = \frac{3{,}7}{2{,}6} = 1{,}42$$

и по графику № 6 /II/ определяем $\xi_0 = 3{,}35$.

3. Зная ξ_0, определяем

$$T_0 = \xi_0 \cdot h_к = 3{,}35 \times 2{,}6 = 8{,}7 \text{ м}.$$

4. Далее находим глубину, взаимную с глубиной в сжатом сечении

$$h'' = T_0 - z = 8{,}7 - 3{,}7 = 5{,}0 \text{ м}.$$

5. Искомая отметка водобоя будет равна

$$\nabla_{в.д} = \nabla ГНБ - h'' = 355{,}0 - 5{,}0 = 350{,}0.$$

Учитывая наличие наклонной части водобоя за водосливом, расчет в этом случае сделан лишь приближенно. Как его сделать более точно, будет показано на примере сброса Дамходжинского гидроузла. Однако результат более точного расчета оказывается близким к полученному и приводит к тому же выводу.

Посмотрим, как обстоит дело при наличии водобойной стенки. Установим величину T_0 перед стенкой. Для этого, предполагая, что стенка работает как незатопленный водослив практического профиля, определяем H_0

$$H_0 = \left(\frac{q}{\sigma_п \varepsilon m \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{12{,}5}{0{,}34 \sqrt{2 \cdot 9{,}81}} \right)^{\frac{2}{3}} = 4{,}1 \text{ м}.$$

Тогда $T_0 = H_0 + p = 4{,}1 + 2{,}2 = 6{,}3$ м.

Глубина сжатого сечения h_c по уравнению (3)

$$6{,}3 = h_c + \frac{9{,}7}{h_c^2}; \quad h_c = 1{,}41 \text{ м}.$$

По формуле (I) глубина $h_н$

$$h_н = \frac{1{,}41}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{2{,}6}{1{,}41} \right)^3} - 1 \right] = 4{,}34 \text{ м}.$$

Расположение водобоя по глубине правильное.

Определим длину водобоя с уральским полом по равенству (4). По формуле (5)

$$l_п = 10{,}3 \cdot 1{,}41 \left[\sqrt{\left(\frac{2{,}6}{1{,}41} \right)^3} - 1 \right] = 21{,}15 \text{ м}.$$

Расстояние до сжатого сечения

$$\ell = \delta + x = \delta + \sqrt{H_c(p+0{,}3H_c)} = 0{,}5 + 1{,}33\sqrt{41(22+0{,}3\cdot 41)} =$$

тогда

$$\ell_0 + a + \ell_{полл} = 21{,}15 + 5{,}57 = 26{,}7 \text{ м.}$$

В натуре на сбросе Зангского гидроузла это расстояние основании модельных исследований было выполнено

$$16{,}5 + 0{,}3 + 9{,}0 = 25{,}8 \text{ м.}$$

Длина пола по формуле (6)

$$\ell_{полл} = (1{,}4-1{,}5)T = (1{,}4-1{,}5)\left(T_0 - \frac{v^2}{2g}\right) = (1{,}4-1{,}5)\left(T_0 - \frac{q^2}{2gT_0^2}\right)$$

Ширина щели по (7)

$$a = 0{,}05 \times T = 0{,}05 \times 6{,}1 = 0{,}3 \text{ м.}$$

Высота уступа по (8)

$$b = (0{,}7-1{,}0)\,a = (0{,}7-1{,}0)\times 0{,}3 = 0{,}2-0{,}3 \text{ м.}$$

В натуре выполнено $\ell_{полл}$ =9,0 м; a = 0,3 м; b = 0,
По первоначальному проекту железобетонная плита пола 9,0x10,0x0,25 м должна была устанавливаться на четыре сваях длиной по 8 м. Выполнен был пол по измененному екту: каждая плита пола 9,0x10,0x0,5 м была установле на шести сваях длиной 12 м и сечением 0,35x0,30 м.

Оценим устойчивость пола в обоих случаях.
По формулам (17) и (19) находим $\bar{P}$, $\Delta\bar{P}$ и CD

$$\bar{P} = 0{,}5\cdot 1\cdot \frac{12{,}5^2}{2\cdot 9{,}81\cdot 4{,}5^2}\cdot 9\cdot 10 = 17{,}7 \text{ тонны;}$$

$$\Delta\bar{P} = (0{,}3-0{,}5)\ 17{,}7 \approx 0{,}4\cdot 17{,}7 = 7{,}08 \text{ тонны;}$$

$$CD = (0{,}3-1{,}0)\,AD = (0{,}3-1{,}0)\,\frac{6}{2} = 0{,}9-3{,}0 \text{ м.}$$

Приняв $K_A = K_B = 2$, по формуле (I5) и (I6) для первого варианта пола имеем $\Psi = 2P_c$ и $\Psi = I27,4-4P_B$, для второго варианта пола - $\Psi = 3P_c$ и $\Psi = I27,4-6P_B$ (CD принято равным 3 м). Давая различные значения l, строим графики (рис.3). По точке пересечения графиков находим, что в первом случае минимальное заглубление свай 6,3 м, откуда необходимая длина свай около 8 м. Вес пола при этом должен быть 7I,5 т. Так как вес пола проектировался (2,4-I,0)x9xI0x0,25= =3I,5 т, то заглубление свай надо было обеспечить 9,5 м, для чего нужны сваи около I2 м. Следовательно, по первому варианту пола нужный коэффициент запаса устойчивости не был бы обеспечен.

По второму варианту пола минимальное заглубление свай 4,I м и необходимая их длина около 6 м. Вес пола при этом должен быть 80 т. Так как вес пола в этом случае равен 63 т, то необходимое заглубление свай должно быть 5,5 м (рис.2). Следовательно, длина свай достаточна 8 м. Устойчивость сооруженного пола обеспечена с большим запасом.

2. Уральский пол на Дамходжинском гидроузле.

Водобой сброса Дамходжинского гидроузла выполнен с уклоном $m = 3$ на длине I3,5 м и далее на длине лишь 2,5 м горизонтальным (рис.4).

Расчетный напор над порогом сброса - 3,6 м, расчетная пропускная способность плотины - $Q = 350$ м^3/сек.

Строительство гидроузла было закончено в I955 г. В период I956-I958 гг. каких-либо нарушений в эксплуатации сооружения не было. Расход не превышал расчетного и напор над порогом поддерживался 2,0-3,4 м. В летний период почти весь расход сбрасывался через плотину в нижний бьеф. Несмотря на поступление наносов в нижний бьеф, в нем происходил общий размыв, который с I956 г. по I959 г. вызвал снижение горизонта НБ приблизительно на 2 м. В результате этого гидравлический прыжок вышел за пределы пола ниже по течению. В июле I958 г. всплыла часть настила пола из бревен ($d = 24$ см),

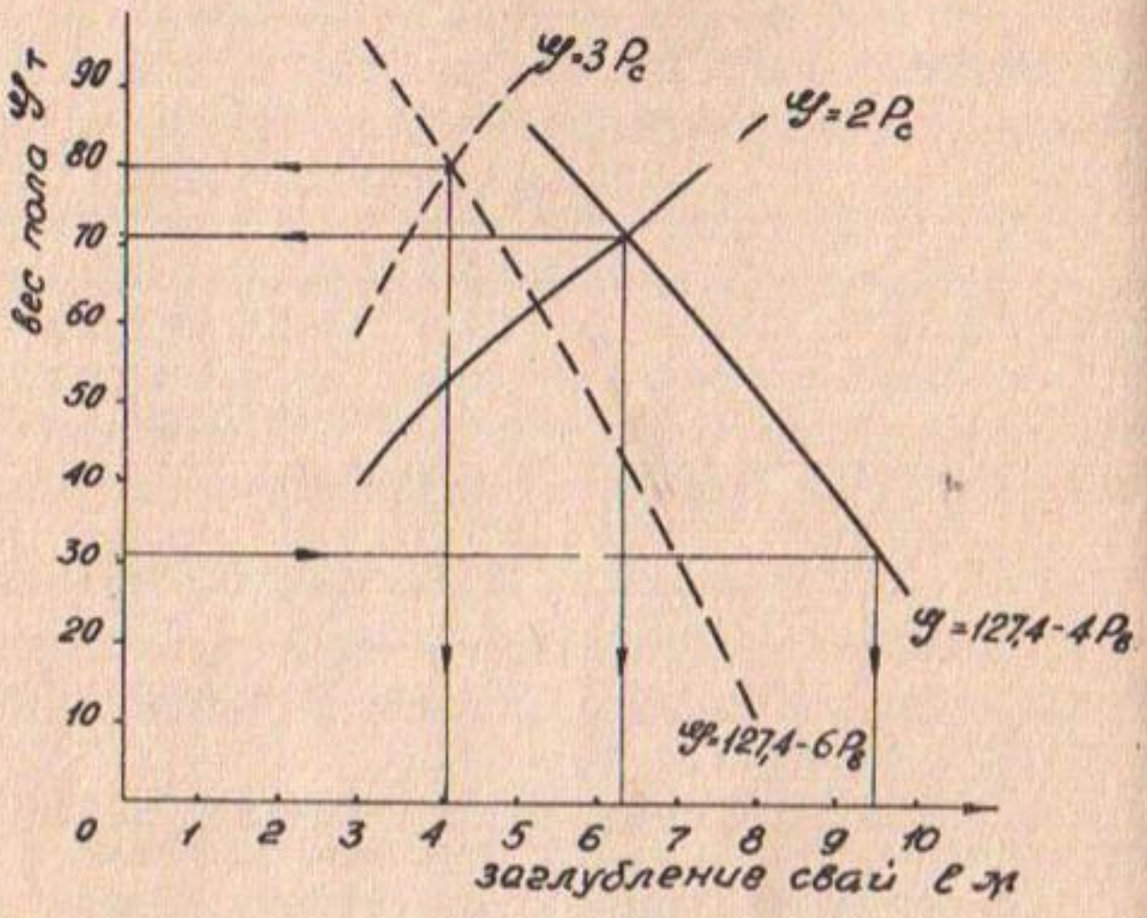


Рис.3.Графики для проверки устойчивости уральского пола сброса Зангского гидроузла.

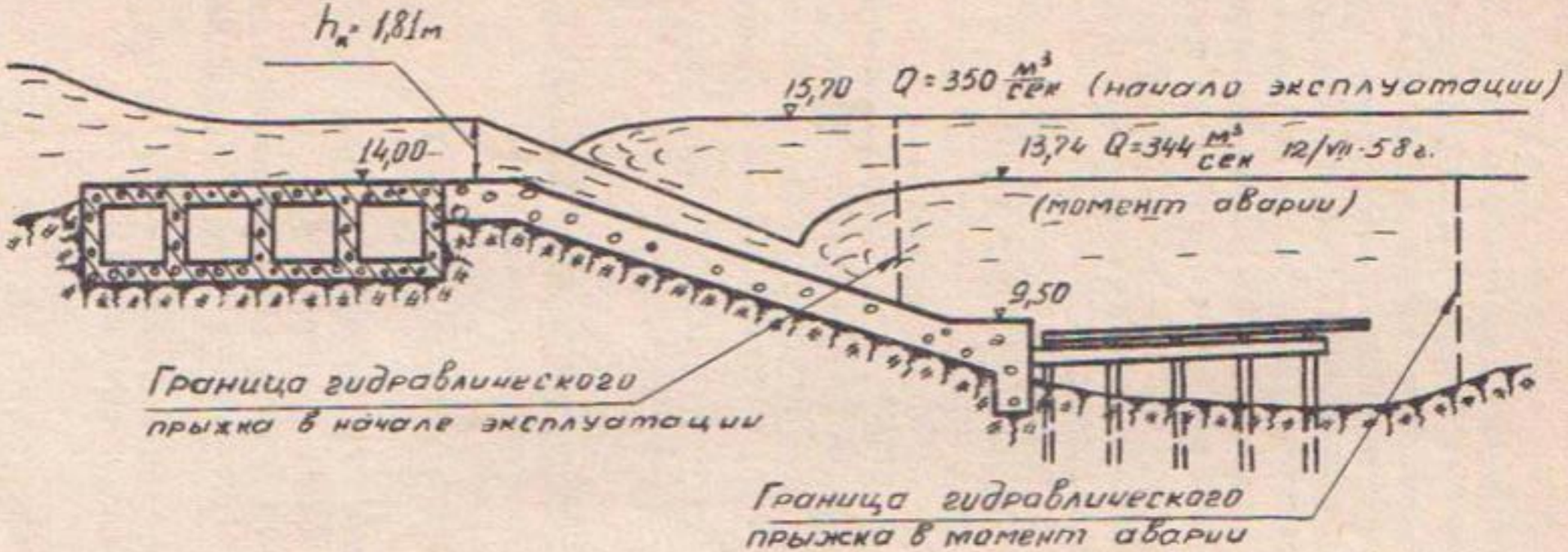


Рис.4.Уральский пол в нижнем бьефе сброса Дамходжинского гидроузла,осуществленный по проекту 1952г.

которые прикреплялись к железобетонным насадкам металлических трубчатых свай при помощи стержней из круглого железа (ϕ I6 мм), заанкеренных в железобетон. Разрыв стержней крепления произошел от вибраций, вызванных пульсацией нагрузки потока на пол. После аварии пол не восстанавливался и был заменен более капитальной конструкцией. Длина водобоя с уральским полом для наблюдавшегося снижения уровня НБ оказалась недостаточной длины. Это можно установить, подсчитав необходимую их длину. Расчет усложняется тем, что часть водобоя не горизонтальна. Прежде всего надо построить кривую спада на наклонной части водобоя, пользуясь уравнением неравномерного движения воды в открытом призматическом русле с прямым уклоном дна /II/:

$$\frac{i}{h_0}\ell = \eta_2 - \eta_1 - (1-\bar{j})\left[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)\right],$$

где $i = 0{,}316$ – уклон дна водотока;

$h_0 = 0{,}36$ м – нормальная глубина (определяется подбором по соотношению $K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0}$ или с помощью графиков;

ℓ – длина рассматриваемого участка потока;

$\eta = \frac{h}{h_0}$ – относительная глубина;

$\varphi(\eta) = -\int \frac{d\eta}{\eta^x - 1}$

Для этого подсчитывается критическая глубина, которая устанавливается в верхней части водотока:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1 \cdot 7{,}25^2}{9{,}81}} = 1{,}31 \text{ м}$$

Затем, взяв несколько глубин меньше критической, надо подсчитать соответствующие расстояния ℓ.

Наименьшая из взятых глубин должна быть такой, чтобы она оказалась приблизительно в конце наклонной части водобоя.

По результатам вычислений, которые не приводятся здесь, построена кривая спада на рис.5.

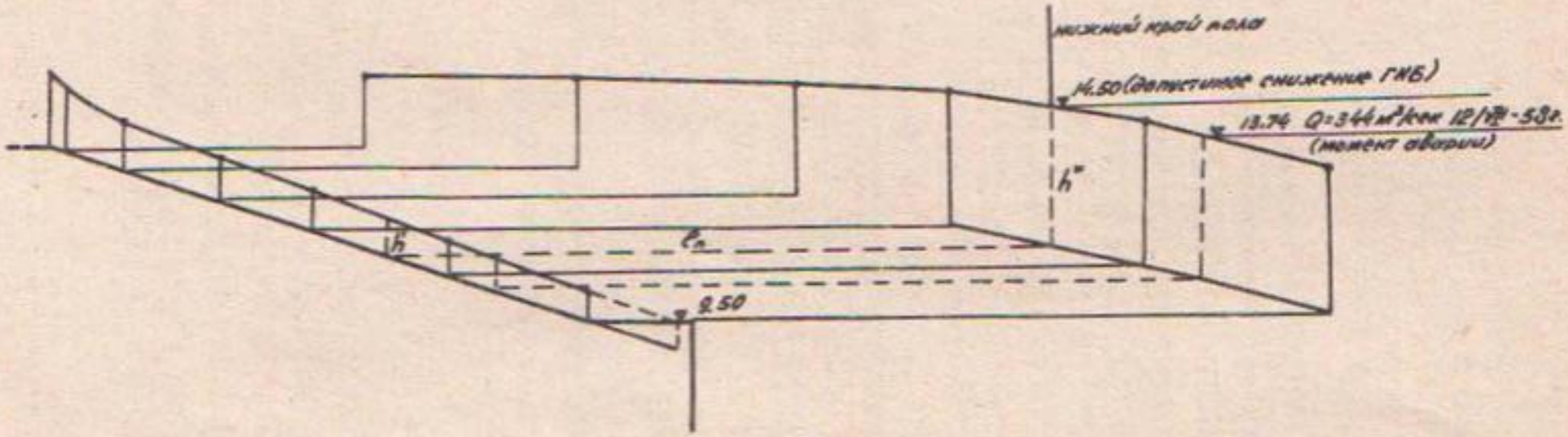


Рис.5. Построение для определения длины водобоя с уральским полом на сбросе Дамходжинского гидроузла.

Затем надо построить кривую взаимных глубин гидравлического прыжка. Для этого вычисляем глубины, взаимные с глубинами для кривой спада и длины прыжка.

Для вычисления взаимных глубин была использована формула

$$h'' = \frac{h'}{2}\left[\sqrt{1+8\left(\frac{h_к}{h'}\right)^3} - 1\right]$$

и для более точного их определения было учтено наличие уклона водотока, что несколько уменьшает высоту прыжка /II/. Кривая взаимных глубин показана на рис.5.

Для определения допустимого снижения горизонта НБ надо провести через нижний (по течению) край пола вертикальную линию до пересечения с кривой взаимных глубин. Минимальный горизонт НБ должен проходить через эту точку пересечения. Нижним краем пола следует считать конец сплошной части пола (начало гребенки в конце его).

Выполняя указанное построение, можно видеть, что допустимо снижение ГНБ до отметки ▼ I4,50.

Авария произошла при снижении уровня НБ до отметки ▼ I3,74. Если провести горизонтальную линию, соответствующую этой отметке, до пересечения с кривой взаимных глубин, то вертикальная линия, проведенная через точку пересечения, определяет положение нижнего края пола. Как можно видеть на рис.5, горизонтальную часть водобоя с уральским полом надо было бы увеличить на 3,6 м, чтобы при наблюдавшемся снижении уровня НБ прыжок не вышел за пределы пола.

ЛИТЕРАТУРА

I. Белесков Б.И. Лабораторные исследования гидравлической нагрузки потока и воронки размыва за плитой уральского пола Зангского гидроузла, Труды САНИИРИ, вып.I20, Ташкент, I970.

2. Біляшевський М.М. Розрахунок нижнього б'єфу за низьконапірними водоскидними спорудами, обладнаними зливними полами, Київ, I959.

3. Блехман И.И., Джанелидзе Г.Ю. Об эффективных коэффициентах трения при вибрациях, Изв.АН СССР,№ 7, 1958.
4. Караулов Б.Ф. и Орлов П.П. Исследование явлений размываемости рисберм у судоходных плотин и меры борьбы с ними, Л., 1933.
5. Кеберле С.И., Белесков Б.И. Лабораторные исследования уральского пола катастрофического водосброса Южносурханского водохранилища, Труды САНИИРИ, вып.120, Ташкент, 1970.
6. Леви И.И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений, ГЭИ, 1955.
7. Маслов Н.Н. Условия устойчивости водонасыщенных песков, ГЭИ, М.-Л., 1959.
8. Пособие по проектированию свайных фундаментов из забивных свай, СИ, М., 1965.
9. Терцаги К. и Пек Р., Механика грунтов в инженерной практике, ГСИ, М., 1958.
10. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений (гидравлические расчеты водосливов), ГЭИ, М.-Л., 1952.
11. Чертоусов М.Д. Гидравлика (специальный курс), М.-Л., 1957.
12. Чугаев Р.Р. Водосливные бетонные плотины, часть I (конспект лекций), Л., 1958.

Н.А.КАНАВИН, М.Б.СЕЛЯМЕТОВ

СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ТРУБЧАТЫХ НАПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ, ОБОРУДОВАННЫХ ГАСИТЕЛЕМ-РАСТЕКАТЕЛЕМ НОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

В нижнем бьефе трубчатых сооружений, работающих даже при малых напорах, довольно часто наблюдаются неблагоприятные условия сопряжения.

Так, по данным Л.А.Машковича, участок растекания, характеризующийся наличием боковых водоворотных зон, достигает значительной длины (I8÷20d) при параметре $\rho = \frac{Q^2}{d^5}$ = 0,87÷5,43 м/сек^2 (d - диаметр трубы). Параметр $\rho = \frac{Q^2}{d^5}$ пропорционален числу Фруда и связан с ним следующим образом. Для круглой трубы число Фруда

$$Fr = \frac{v^2}{gd} = \frac{Q^2}{\omega^2 gd} = \frac{Q^2}{0{,}785^2 d^4 gd} = \frac{1}{0{,}785^2 g} \cdot \frac{Q^2}{d^5},$$

$$Fr = \frac{1}{6} \frac{Q^2}{d^5}, \quad \text{или} \quad \frac{Q^2}{d^5} = 6Fr \text{ м/сек}^2$$

при $g = 9{,}81$ м/сек^2.

Применение специальных конструкций позволяет намного улучшить условия сопряжения бьефов за трубчатыми сооружениями. Поэтому некоторые исследователи в последние годы уделяли серьезное внимание созданию конструкций, позволяющих сократить длину участка преобразования энергии потока, и благодаря этому уменьшить затраты на крепление русла в нижнем бьефе трубчатых сооружений. Этим вопросом занимались сотрудники институтов "Гипроводхоз", "Союзводпроиз", САНИИРИ, МИСИ, "Южгипроводхоз", ВНИИГиМ и др.

В работах Л.А.Машковича приведены схемы конструкций растекателей, разработанные в указанных институтах, и описывается конструкция нового растекателя, предложенного автором на основе многочисленных теоретических и лабораторных исследований.

Сейчас в литературе описано свыше десяти конструкций растекателей, разработанных различными исследователями, которые, согласно опытным данным, позволяют получить вполне удовлетворительные условия сопряжения в нижнем бьефе трубчатых сооружений. Тем не менее, институт "Узгипроводхоз", занимавшийся в 1961 г. по заданию Госстроя СССР разработкой типовых проектов ирригационных сооружений массового вида, не смог применить ни один из известных гасителей-растекателей, так как сами авторы рекомендуют применять их лишь в случаях, когда параметр $\rho = \frac{Ql}{d^5}$ для выходного сечения трубы сооружения не превышает 2,5÷3,0, что соответствует незначительным величинам действующих перепадов: для труб d =1,50 м значение параметра ρ =2,5 м/сек^2 соответствует действующему перепаду z не более, чем 0,45 - 0,50 мт, а для трубы d =1,00 м это значение параметра ρ соответствует величине z =0,35 мт.

Между тем, в практике ирригационного проектирования и строительства часто встречаются гораздо большие значения расчетных перепадов, для которых параметр $\rho = \frac{Ql}{d^5}$ достигает 20-30 и даже 40,0 м/сек^2.

Поэтому в 1961 г. Средазгипроводхоз применил в типовых проектах новый гаситель-растекатель, предложенный инженером Канавиным. Применение этого гасителя-растекателя обеспечивает удовлетворительное сопряжение бьефов при значениях параметра ρ до 40. Гаситель-растекатель описываемой конструкции может с успехом применяться и при $\rho > 40$.

Для ирригационных сооружений этот параметр практически не превышает 40, поэтому и испытания в гидравлической лаборатории ТИИИМСХ проводились для значений параметра $\rho = \frac{Ql}{d^5}$ в этих пределах.

На рис.1 показана одна из моделей гасителя-растекателя, которая при испытаниях ее в лаборатории, позво-

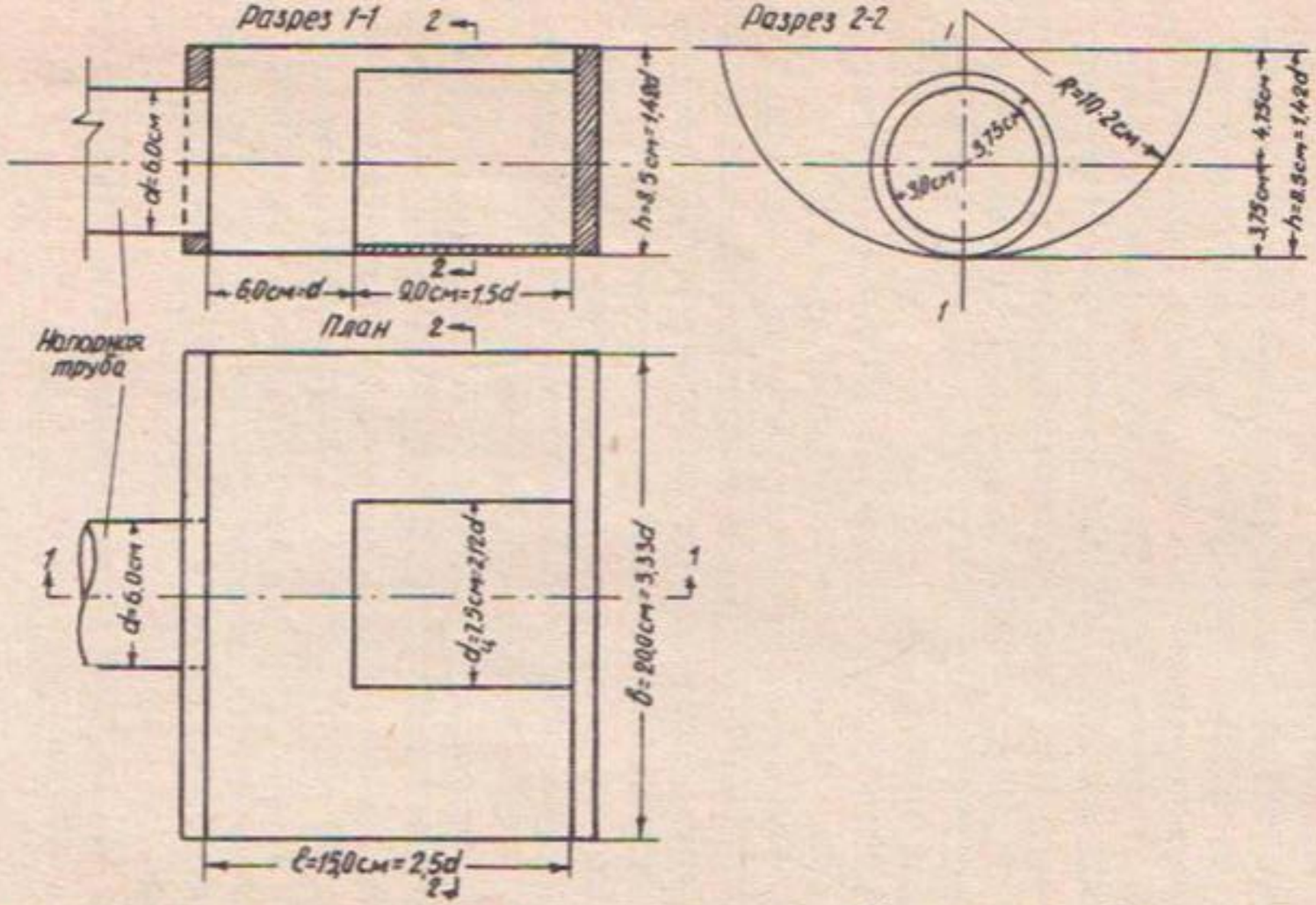


Рис. I. Односекционный гаситель-растекатель для $\frac{Q^2}{d^5} \leq 10,0 м/сек^2$.

лила получить удовлетворительные условия сопряжения в нижнем бьефе при значениях параметра

$$0{,}0 \leq \frac{q^2}{d^5} \leq 10{,}0 \text{ м/сек}^2.$$

Гаситель-растекатель (рис.I) представляет собой корыто полуцилиндрической формы, торцовые стенки которого (верховая и низовая, считая по течению потока) - вертикальные плоскости. На дне корыта уложен отрезок трубы (называемый в дальнейшем "цилиндром"). В верховой торцовой стенке корыта имеется круглое отверстие, через которое вода из напорной трубы сооружения поступает в гаситель-растекатель. Центр его располагается на продолжении оси вращения цилиндра.

Принцип действия гасителя-растекателя, по мысли автора, должен заключаться в следующем (рис.2).

I. Благодаря наличию оси симметрии у напорного потока, поступающего из трубы в гаситель-растекатель (таковой, очевидно, является продольная ось трубы), поток, ударившись о водяную подушку в "цилиндре", растекается по корыту также симметрично по всем радиусам от центра О к периферии (аналогично растеканию струи воды по перпендикулярно к ней поставленной плоскости).

2. Так как наружным стенкам корыта придано особое очертание (по логарифмической спирали в случае постоянной ее высоты, равной ℓ , или по более сложной кривой - в случае переменной ℓ), поток в пределах корыта начинает двигаться в плоскости, перпендикулярной продольной оси "цилиндра" по закону движения жидкости с потенциалом скоростей, аналогично движению потока в спирали центробежного насоса.

3. При движении потока с потенциалом скоростей, как известно, справедливо равенство

$$V_t \cdot z = K = Const,$$

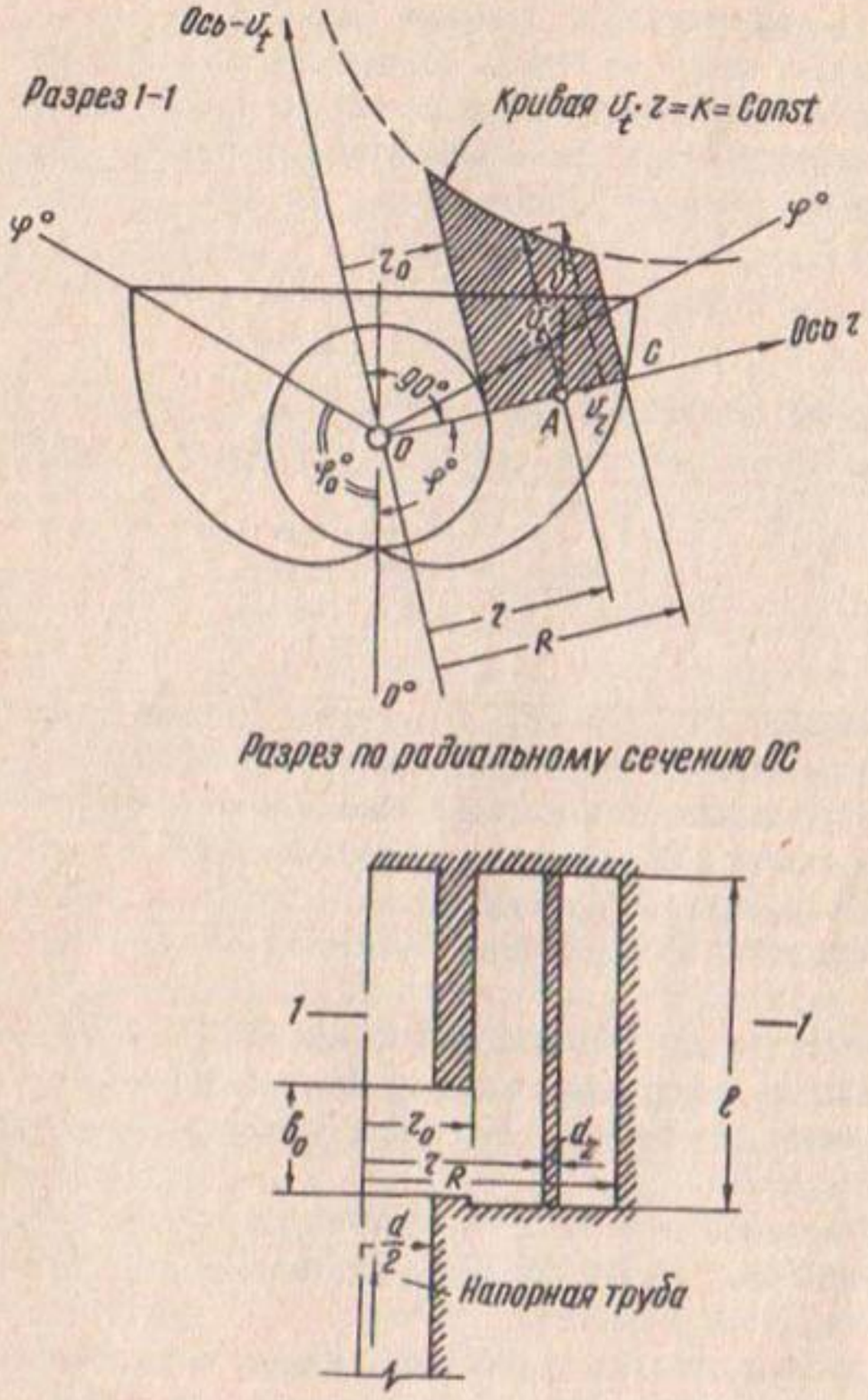


Рис.2. Схемы потенциального движения в спиральных камерах гасителя-растекателя.

где V_t – касательная составляющая абсолютной скорости произвольно взятой точки A потока, находящейся на расстоянии r от центра O спирали (рис.2).

4. Для частного случая спиральной камеры прямоугольного сечения с постоянным размером ℓ общее выражение для расхода через любое радиальное сечение спирали, определяемое углом φ^0, имеет вид

$$q = \frac{Q\varphi^0}{360} = K\ell \int_{r_0}^{\rho} \frac{dr}{r}. \qquad (I)$$

После интегрирования это выражение принимает вид уравнения логарифмической спирали (в полярной системе координат с началом их в точке 0)–

$$q = \frac{Q\varphi^0}{360} = K\ell \cdot \ln \frac{\rho}{r_0}. \qquad (2)$$

В формулах (I) и (2) q – расход воды в данном радиальном сечении спиральной камеры, определяемый углом φ^0;

Q – максимальный расчетный расход сооружения;

ℓ – высота спиральной камеры;

r_0 – наружный радиус цилиндра;

ρ – расстояние от центра 0 до стенки корыта при угле φ^0;

K – постоянная для данной спирали величина, $K = V_t \cdot r$.

Такова физическая сущность процесса, который, по нашему мнению, должен был протекать в предложенном гасителе-растекателе.

Уравнение $K = V_t \cdot r$ представляет собой гиперболу, асимптотами которой являются две взаимно перпендикулярные оси, пересекающиеся в точке 0.

Поэтому в любом радиальном сечении спиральной камеры гасителя-растекателя эпюра распределения скоростей (вернее касательных составляющих абсолютных скоростей) должна быть очерчена по гиперболе. Скорости V_t у стенок

"цилиндра" должны быть максимальными, а у стенок корыта - минимальными. Такое распределение скоростей весьма благоприятно для незакрепленного предохранения отводящего русла от размыва.

Следовательно, идея предложенной конструкции заключалась в том, чтобы с ее помощью, во-первых, добиться резкого растекания потока, столь же резкого снижения выходных скоростей и, во-вторых, получить благоприятное, с точки зрения предохранения отводящего русла от размыва, распределение скоростей по живому сечению потока.

Фактически в тех моделях, которые испытывались в лаборатории, стенки корыта очерчены не по логарифмической спирали, а по близкой к ней окружности, что значительно упрощает изготовление инвентарной металлической опалубки блоков гасителя-растекателя, выполняемое для массовых ирригационных сооружений в виде сборных железобетонных конструкций и в то же время не ухудшает работу гасителя-растекателя в целом.

Лабораторные исследования последнего проводились на специальной модельной установке. Из системы вода поступала в резервуар, в котором создавался напор, необходимый для пропуска нужных расходов. К его стенке присоединена труба, диаметром 6 см. Труба, с установленным в ее конце растекателем, размещалась внутри бетонного лотка длиной 4,4 м, в котором из размываемого материала выполнялся канал нижнего бьефа расчетного поперечного сечения. Измерение расходов воды производилось треугольным мерным водосливом, установленным выше резервуара.

В качестве размываемого материала применялся песок Чиназского карьера, характеризующийся средним диаметром частиц $\mathit{д}$ =0,43 мм.

Опыты показали, что чиназский песок менее устойчив на размыв, чем дарбазинский. Допускаемая скорость на размыв чиназского песка при гидравлическом радиусе R =3,2 см, оказалась равной $V_{разм.}$ =0,19 м/сек, в то время как дарбазинский при том же гидравлическом радиусе допускает ско-

рость $V_{разм}$ =25 см/сек. Если на некотором расстоянии от сооружения канал, выполненный из модельного песка, при пропуске расчетного расхода не размывался, а вблизи сооружения наблюдалась его деформация, то характер, размеры и протяженность деформированного участка позволяли судить о преимуществах и недостатках исследуемых вариантов конструкции растекателя. Размеры канала определялись по статистическим формулам С.А.Гиршкана. Откосы канала (m) из условия их устойчивости принимались равными I,5.

Об эффективности вариантов исследуемого растекателя судили, в первую очередь, по внешнему виду потока в нижнем бьефе. Лишь после того, как складывалось предварительное положительное мнение о варианте, проводились уточняющие опыты с изучением деформаций русла.

Модель гасителя-растекателя (рис.I) позволила получить удовлетворительные условия сопряжения в нижнем бьефе при значении параметра $\frac{q^2}{d^3}$, не превышающем I0,0 м/сек^2. Максимальный расход модели сооружения при этом составлял 2,8 л/сек, а максимальная глубина воды в нижнем бьефе над выходным горизонтальным сечением гасителя-растекателя - $h_{вл}$=I0,0 см =I,67d (рис.3).

Между тем проектной организации требовался гаситель-растекатель, который позволял бы удовлетворительно сопрягать бьефы при значении параметра $\rho=\frac{q^2}{d^3}$=40,0 м/сек^2.

При параметре I0,0 $\leq \rho \leq$ 40 м/сек^2 может быть использован так называемый многосекционный гаситель-растекатель, также предложенный Н.А.Канавиным. Многосекционный, в частности сдвоенный, гаситель-растекатель, испытанный в той же лаборатории, представляет собой две совершенно одинаковые секции одиночного гасителя-растекателя (рис.I), поставленные последовательно (рис.4).

При этом предполагалось, что такая последовательная установка двух секций позволит при той же глубине нижнего бьефа ($h_{вл}$ =I0,0 см =I,67d) получить столь же удов

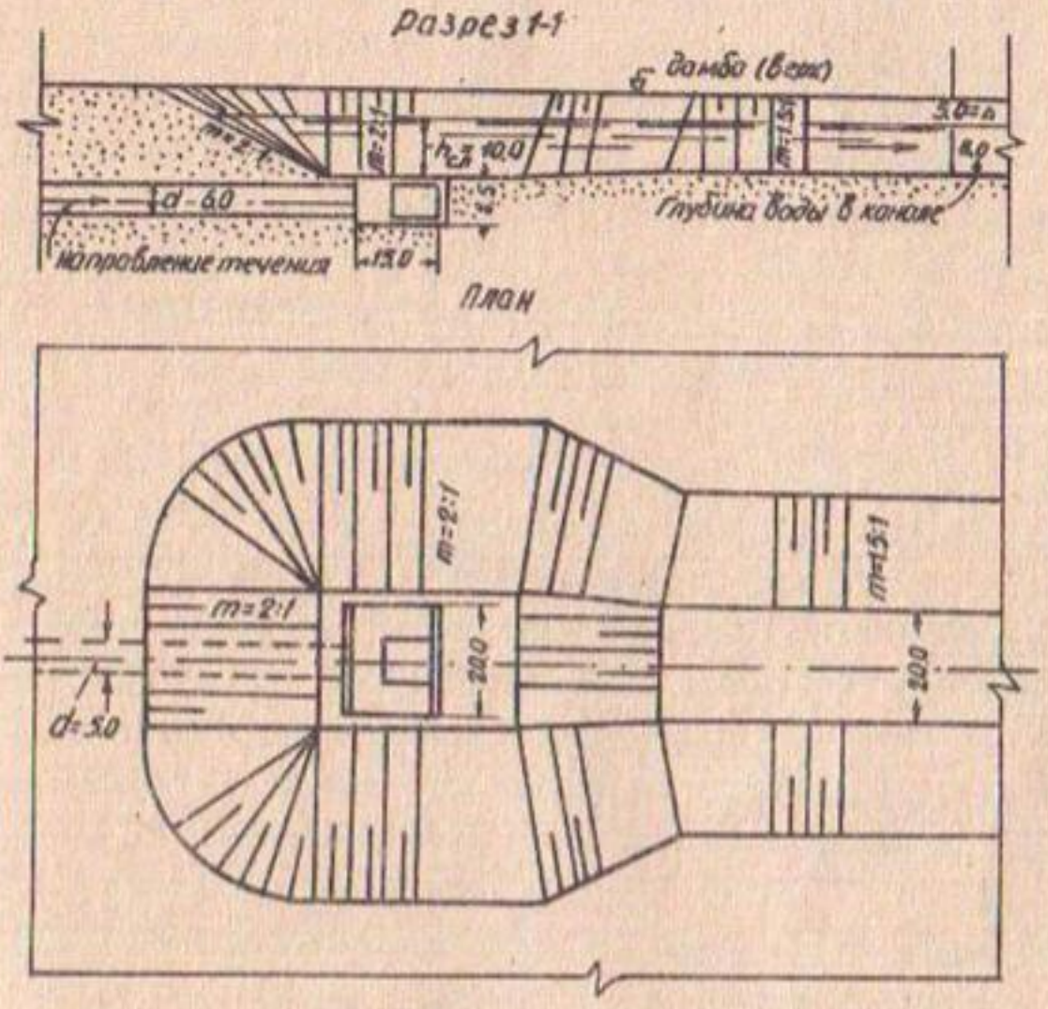


Рис.3.Схема установки односекционной модели гасителя-растекателя в нижнем бьефе сооружения.

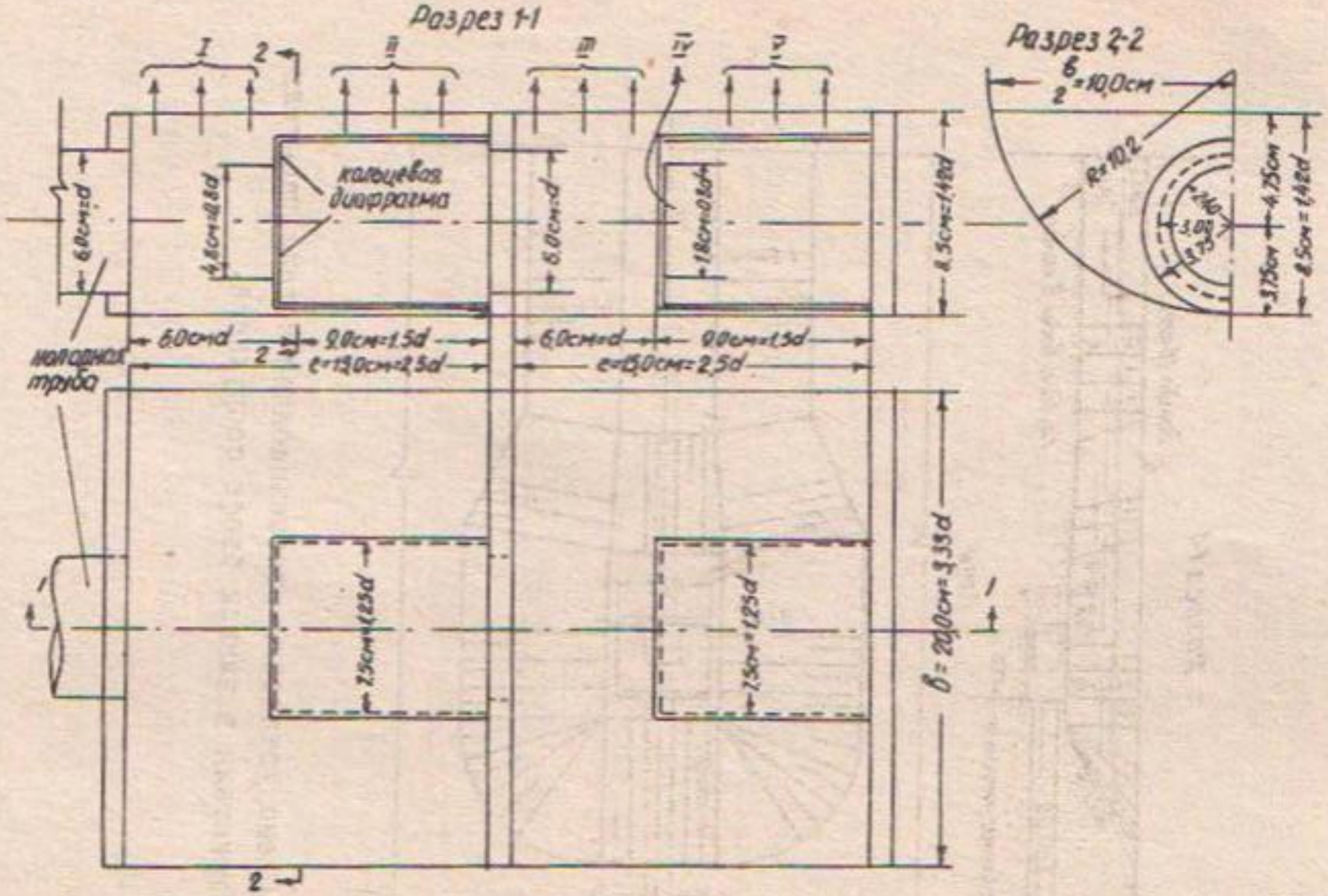


Рис.4.Двухсекционный гаситель-растекатель.

летворительные условия сопряжения при удвоенном расходе, равном $Q = 2{,}0\ Q_1 = 2 \cdot 2{,}8 = 5{,}6$ л/сек, т.е. при параметре

$$P_1 = \frac{(2 \cdot Q)^2}{d^5} = 4\frac{Q^2}{d^5} = 4P = 4 \cdot 10 = 40{,}0 \text{ м/сек}^2.$$

Необходимо, чтобы общий расход $Q = 5{,}6$ л/сек, поступающий в этом случае из трубы сооружения в гаситель-растекатель, правильно распределялся между двумя секциями с тем, чтобы обе они в равной степени участвовали в дальнейшей трансформации величин и направлений скоростей потока.

Необходимое распределение общего расхода сооружения ($Q_1 = 5{,}6$ л/сек) на две, примерно, равные части первоначально предлагалось осуществлять путем подбора диаметра отверстия в низовой стенке верховой секции гасителя-растекателя.

В дальнейшем нужное распределение общего расхода сооружения между секциями двухсекционного гасителя-растекателя было достигнуто несколько другим способом. В торцовое (входное) сечение "цилиндра" первой секции вставлялась кольцевая диафрагма соответствующего диаметра. Из опытов диаметр этой диафрагмы оказался равным $0{,}8\ d = 4{,}8$ см (рис.5).

Диаметр же сквозного отверстия в низовой торцевой стенке первой (считая по течению) секции гасителя-растекателя принимался в этом случае равным 6,0 см, т.е. равным d. Центр отверстия располагался на оси вращения "цилиндра".

Очевидно, что при установке за сооружением не двух, а большего количества секций и распределении между ними с помощью диафрагм общего расхода сооружения поровну, последний может быть увеличен в три, четыре и т.д. раза по сравнению с максимальным допустимым расходом для одной секции.

Величины максимально допустимых параметров P при этом возрастают в такой пропорции: если максимальная допустимая величина параметра для одной секции была P_1, то для двух она будет равна $P_2 = 2^2 \cdot P_1 = 4P_1$; для трех - $P_3 = 3^2 \cdot P_1 = 9P_1$; для четырех - $P_4 = 4^2 \cdot P_1 = 16P_1$ и т.д.

Как известно, расход через короткий напорный трубопровод определяется по формуле $Q = \mu \cdot \omega \sqrt{2gz}$, (I)

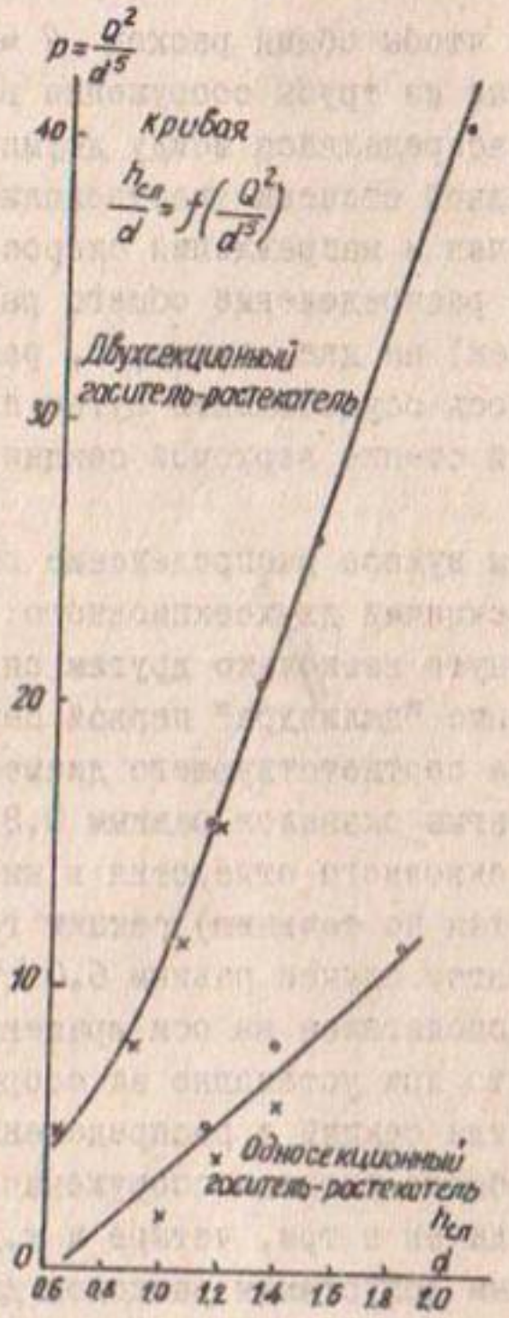


Рис.5.Кривые $\frac{h_{кл}}{d}=f\left(\frac{Q^2}{d^5}\right)$ для односекционного и двухсекционного гасителя-растекателя.

где μ – коэффициент расхода системы;
ω – площадь поперечного сечения трубопровода;
z – действующий перепад бьефов.

Подставляя это выражение расхода в формулу $\rho=\frac{Q^2}{d^5}$

получим $$\rho=\frac{Q^2}{d^5}=\frac{\mu^2\omega^2\cdot 2g\cdot z}{d^5}, \qquad (2)$$

или $$z=\frac{d^5}{\mu^2\omega^2\cdot 2g}\rho. \qquad (3)$$

Если принять $\mu=const$, то выражение (3) можно написать в виде

$$z=K\rho,$$

где $K=\frac{d^5}{\mu^2\cdot\omega^2 2g}=const$ – коэффициент пропорциональности.

Из выражения (4) видно, что действующий перепад прямо пропорционален ρ и с увеличением числа секций гасителя-растекателя возрастает так же, как параметр ρ. Другими словами, если одна секция позволяла получить удовлетворительные условия сопряжения бьефов, положим, при действующем перепаде z_1, то гаситель-растекатель, составленный из двух таких секций, позволяет получить такие же условия сопряжения уже при $z_2=2^2\cdot z_1=4z_1$, трехсекционный гаситель-растекатель – при $z_3=3^2\cdot z_1$; четырехсекционный – при $z_4=4^2\cdot z_1=16z_1$ и т.д.

Само собой разумеется, что для каждого из этих случаев кольцевые диафрагмы в торцах "цилиндров" должны иметь разные размеры, подбираемые экспериментальным путем.

Лабораторные опыты, проделанные с одно- и двухсекционным гасителем, подтвердили все сделанные предположения. Они несколько уточнили необходимую глубину для получения удовлетворительных условий сопряжения нижнего бьефа, которая при двухсекционном гасителе-растекателе оказалась немного больше, чем при односекционной. Если при односекционном, позволяющем пропускать через модель сооружения с трубой $d=6{,}0$ см максимальный расход $Q=2{,}8$ л/сек, была

достаточна глубина h нижнего бьефа, равная 10 см = =1,67d, то при двухсекционном гасителе-растекателе эту глубину h_{en} потребовалось увеличить до h_{en} =12,0 см=2d.

Гаситель-растекатель, составленный из двух секций (рис.1), позволил получить удовлетворительные условия сопряжения в нижнем бьефе при параметре $\frac{q^2}{d^3}$ =40,0 м/сек^2, требующимся проектной организации. Испытания гасителей-растекателей, состоящих из трех и более секций, в лаборатории не производились. Установка двух секций доказала возможность увеличения расхода сооружения вдвое, поэтому можно рассчитывать, что установка трех и четырех секций позволит увеличить расход сооружения в три и четыре раза соответственно.

Если принять во внимание, что односекционный гаситель-растекатель, позволяющий получить параметр $\frac{q^2}{d^3}$=10,0 м/сек^2, не предел для односекционного растекателя, то станет ясным, что данная конструкция гасителя-растекателя (с учетом возможности секционирования) позволит получать удовлетворительные условия сопряжения бьефов за трубчатыми сооружениями при значительных перепадах бьефов - z.

В лаборатории была также испытана модель односекционного гасителя-растекателя с несколько меньшими относительными размерами.

Максимально допустимое значение параметра $\frac{q^2}{d^3}$ для нее равно 6,0 м/сек^2. При этом необходимая глубина затопления, установленная опытным путем, равна h_{en} =8,4 см =1,4d.

Двухсекционный гаситель-растекатель, составленный из двух таких секций, позволил получить максимальное значение параметра $\frac{q^2}{d^3}$ =24,0 м/сек^2 при глубине h_{en} =8,6 см = =1,43d.

Как уже говорилось, для двухсекционного гасителя-растекателя (рис.1) максимальным расчетным расходом для

моделей оказался расход $q = 5{,}6$ л/сек, при котором параметр $\frac{q^2}{d^5}$ равен 40,0 м/сек^2

$$\left(\frac{q^2}{d^5} = \frac{0{,}0056^2}{0{,}06^2} = 40{,}0 \text{ м/сек}^2\right).$$

Расход воды, поступающей из трубы в двухсекционный гаситель-растекатель, как это можно было наблюдать, делится на пять основных частей (рис.4). Первая выходит через пространство между отверстием и первым цилиндром, вторая – через пространство, занятое первым цилиндром, т.е. между цилиндром и стенками корыта; третья, четвертая и пятая поступают из первой секции во вторую; третья – через пространство между первым и вторым цилиндрами, четвертая – через пространство, занятое вторым цилиндром и пятая поступает во второй цилиндр и затем выходит из него на поверхность вблизи выхода третьей части расхода.

Для равномерного распределения потока по всему выходному сечению обоих гасителей-растекателей прежде всего необходимо, чтобы диаметр первого цилиндра обеспечивал желательное деление расхода между верхним и нижним растекателями. Расход сооружения должен быть разделен между первым и вторым растекателями, так чтобы условия сопряжения в них были одинаковыми и удовлетворительными.

Опыты показали, что при диаметре цилиндра, равном диаметру трубы, в нижний растекатель поступает излишне большой расход воды, поэтому условия сопряжения в нижнем бьефе второго растекателя становятся совершенно неудовлетворительными в то время, как первый используется неполностью. Уменьшением диаметра цилиндра легко достигнуть необходимое распределение расходов между растекателями, но это решение не из лучших, так как объем водяной подушки сокращается и ухудшаются условия гашения избыточной энергии во втором растекателе (при сдвоенном растекателе). Кроме того, уменьшение диаметра цилиндра приводит к увеличению второй части расхода за счет первой, вследствие чего неполностью

используется пространство между отверстием и первым цилиндром[1]. Опыты показали, что при распределении потока внутри растекателей (как первого, так и второго) желательно иметь цилиндр большего диаметра (больше диаметра трубы), в то время как для лучшего распределения расходов воды между растекателями диаметр цилиндра следовало несколько уменьшить по сравнению с диаметром трубы. Лучшие условия сопряжения в нижнем бьефе были получены устройством цилиндра большего диаметра, чем диаметр трубы, желательное же распределение расходов между первым и вторым растекателями достигалось устройством в начале первого цилиндра диафрагмы нужного диаметра.

Диафрагма, представляющая собой круговое кольцо, увеличивала расход воды, поступающей в пространство между отверстием и первым цилиндром (первая часть расхода), что благоприятно сказывалось на работе всего растекателя. Поэтому дальнейшие усилия исследователей направлены на подбор цилиндра, диафрагмы (внутреннего диаметра кругового кольца) и длины цилиндра, при которых наблюдаются наилучшие условия сопряжения в нижнем бьефе сооружения. Все эти размеры определялись при минимальной длине, ширине и высоте корыта и соблюдении требований проектной организации о получении минимальных гидравлических потерь на выход из растекателя.

Опыты проводились при максимальном параметре $\frac{q^2}{d^5}$ = =40,0 м/сек^2 (q =5,6 л/сек); горизонт воды в нижнем бьефе при этом поддерживался на I2 см =2d выше верхней кромки растекателя.

В результате многочисленных исследований найдены минимальные размеры корыта: длина ℓ =I5 см =2,5d, высота h =8,5 см =I,42d и ширина $\mathcal{B}$ =20,0 см =3,33d; поперечное сечение корыта очерчено по радиусу (R =I0,0 см = =I,67d).

---

[1] При сохранении диаметра цилиндра и уменьшении расхода второго растекателя устройством кольцевой диафрагмы внутри цилиндра первого это не происходит.

Наилучшие условия работы растекателя достигнуты при диаметре цилиндра $d_ц = 1{,}25d = 7{,}5$ см. Длину его следует принимать равной $\ell_ц = 9{,}0$ см $= 1{,}5d$; внутренний диаметр диафрагмы $d_{диафр} = 4{,}8$ см $= 0{,}8d$.

Установка в конце трубы сдвоенного растекателя, имеющего указанные размеры, позволяет получить в нижнем бьефе сооружения вполне удовлетворительные условия сопряжения при значении параметра

$$\frac{q^2}{d^3} = \frac{0{,}0056^2}{0{,}06^3} = 40{,}0 \text{ м/сек}^2.$$

Наблюдения за размываемым руслом показали, что при параметре[1] $\frac{q^2}{d^3} = 40$ м/сек^2 размыв дна за растекателем не происходил. Экспериментальным путем найдены размеры котлована в месте расположения растекателя: ширина по зеркалу воды $14d$, коэффициент заложения откосов на расстоянии $\ell = 1{,}75d$ от растекателя $m = 5{,}0$, дальше на длине $\ell_2 = 3{,}5d - m_2 = 2{,}0$.

Нормальная картина распределения скоростей в канале наблюдалась на расстоянии $20 \div 25d$ от выхода из трубы. Затем проводились опыты по определению максимального параметра $\frac{q^2}{d^3}$, при котором можно ограничиться установкой в конце трубы одного растекателя тех же размеров. Работа односекционного растекателя аналогична работе второй секции двухсекционного. Опытами найдено, что односекционный растекатель может применяться при $\frac{q^2}{d^3} = 11{,}5$ м/сек^2.

Таким образом, найдены области применения односекционного (при $0 < \frac{q^2}{d^3} < 11{,}5$ м/сек^2) и двухсекционного (при $11{,}5 < q < 40{,}0$ м/сек^2) растекателей.

Если односекционный растекатель позволяет получить благоприятные условия сопряжения при параметре $\frac{q^2}{d^3} = 11{,}5$ м/сек^2, а двухсекционный - при $\frac{q^2}{d^3} = 40{,}0$ м/сек^2,

---

[1] Согласно заданию проектной организации максимальный параметр составлял 40 м/сек^2.

то, очевидно, при меньших параметрах $\frac{Q^2}{d^5}$ размеры растекателей будут излишне велики и сооружения имеют неоправданно большие запасы. Это позволяет уменьшить затопление в нижнем бьефе сооружений, работающих при d меньше предельных, т.е. уменьшить заглубление растекателей. Для определения необходимых затоплений при $\frac{Q^2}{d^5}$ =II,5 м/сек^2 в односекционных растекателях и при $\frac{Q^2}{d^5}$ =40,0 м/сек^2 - для двухсекционных выполнены специальные опыты. В этих опытах через модель сооружения, оборудованную двухсекционным растекателем, пропускались расходы 4,5, 4,0 и 3,5 л/сек и велись наблюдения за условиями сопряжения в нижнем бьефе при различных горизонтах воды в канале.[I] Выводы о необходимой глубине затопления, сделанные на основании визуальных наблюдений, проверялись затем на размываемой модели. При одиночном растекателе через модель пропускались расходы 2,5 и 2,0 л/сек.

По данным этих опытов построены кривые зависимости необходимой глубины затопления в нижнем бьефе $h_{сп}$ от параметра $\frac{Q^2}{d^5}$, т.е. кривые $\frac{h_{сп}}{d}=f(\frac{Q^2}{d^5})$ для одиночного и сдвоенного растекателей (рис.5). Эти графики позволяют правильно определить заглубление растекателей при параметре $\frac{Q^2}{d^5}$ в пределах 0-40 м/сек^2.

Следует указать, что при рекомендованных размерах конструктивных элементов (расстояние между отверстием и цилиндром, диаметр цилиндра) растекатель не оказывает влияния на пропускную способность сооружения. Потери на выход при наличии растекателя также как и без него одинаковы, т.е. $\xi_{вых}$=I,0.

Таким образом, в результате исследований уточнены формы и размеры растекателя, обеспечивающие получение удовлетворительных условий сопряжения в нижнем бьефе трубчатых

[I] Измерение скоростей на модели производилось при помощи микровертушки Х-6 системы И.И.Херхеулидзе.

сооружений при $\frac{q^2}{d^3} \leq 40$ м/сек^2; даны пределы применения односекционного и двухсекционного гасителя-растекателя; приводятся рекомендации по назначению заглубления растекателей в зависимости от параметра $\frac{q^2}{d^3}$.

При установке в конце трубы растекателя рекомендованной конструкции размыв нижнего бьефа на модели не наблюдался, что позволяет отказаться при проектировании этих сооружений от крепления нижнего бьефа[I].

После того как в гидравлической лаборатории ТИИИМСХ определены оптимальные размеры гасителя-растекателя корытного типа, обладающего высокими гидравлическими качествами, институт "Узгипроводхоз" произвел дополнительные проработки для выяснения экономической целесообразности внедрения этой конструкции в практику ирригационного строительства.

Эти проработки показали, что рекомендуемый растекатель может применяться при строительстве большинства гидротехнических сооружений на ирригационных системах. Сооружения, на строительство которых расходуется сейчас 70-80% бетона и железобетона, могут быть оборудованы гасителями-растекателями описанной конструкции. Он может быть оборудован специальным цилиндрическим уравновешенным затвором, установка которого не ухудшает гидравлических свойств растекателя[2]. Применение растекателя с затвором, по-видимому, позволит создать весьма немногочисленную по количеству позиций заводскую номенклатуру, состоящую не более чем из семи типов (или 25 типоразмеров) универсальных блоков сооружений и двух типов (или семи типоразмеров) их затворов, из которых можно будет монтировать практически все виды массовых ирригационных сооружений с расчетными расходами от 0,I до 8-I0 м^3/сек при перепадах 0,05-6,0 м.

I Для применения конструкции в качестве типовой требуется проверка выводов, полученных в лаборатории на натурном сооружении.

2 Гидравлические исследования этого затвора, предложенного Н.А.Канавиным, выполнены М.Б.Селяметовым в ТИИИМСХ (1963 г.)

Процент сборности вновь создаваемых типов массовых сооружений может быть доведен почти до 100, поэтому процент применения сборного бетона и железобетона в ирригационном строительстве достигнет 70-80, в то время как сейчас он по системе "Узглавводстроя" не превышает 15%.

Область применения гасителя-растекателя не ограничивается массовыми ирригационными сооружениями. Он может применяться в трубчатых гидротехнических сооружениях любого назначения.

В случаях значительных абсолютных величин расходов и перепадов, гаситель-растекатель, по-видимому, следует решать не в сборном, а в монолитном бетоне или железобетоне.

Первый объект, на котором применен односекционный гаситель-растекатель,- водовыпуск плотины Джизакского водохранилища, строительство которого заканчивается.

Максимальный расчетный расход одной нитки труб этого водовыпуска равен 10,0 $м^3$/сек. Максимальный расчетный перепад бьефов - 17,00 мт.

Выводы

1. Лабораторные опыты показали, что описанное устройство весьма эффективно гасит кинетическую энергию потока и дает значительный эффект его растекания, вследствие чего уже в непосредственной близости за гасителем-растекателем наблюдается близкая к бытовой картина распределения скоростей и пульсация не превышает своих обычных значений. Благодаря этому кинетическая энергия выходящего из растекателя потока может быть вычислена по средней скорости, уменьшенной во столько раз, во сколько площадь выходного сечения растекателя больше сечения трубы (и притом - с обычными значениями коррективa кинетической энергии). Кроме того, распределение скоростей в выходном сечении благоприятно, с точки зрения предохранения незакрепленного нижнего бьефа от размыва, так как максимальные скорости имеют место в центре живого сече-

ния. Для модели (рис.I) снижение средних выходных скоростей, по сравнению со скоростями в трубе, происходило в $n_{раз}$, где $n=\frac{\Omega}{\omega}=\frac{l\cdot b}{(\pi d^2/4)}$=I0,6 раза.

2. При описанных резких преобразованиях направлений и величин скоростей потока, достигаемых с помощью описанного гасителя-растекателя, не происходит увеличения коэффициента сопротивления "на выход", и последний остается таким же, каким он был при простом истечении воды из напорной трубы под уровень, т.е. ξ =I,00.

3. Еще одной особенностью этой конструкции является то, что в ней нет никаких сужений, благодаря чему любое крупное плавающее тело, попавшее из верхнего бьефа в напорную трубу сооружения, может свободно выйти из нее через гаситель-растекатель в отводящее русло.

4. Применение гасителя-растекателя рекомендуемой конструкции позволяет полностью отказаться от устройства крепления дна и откосов водобойной и сливной частей трубчатых сооружений независимо от геологического строения их нижних бьефов, так как назначение выходного сечения гасителя-растекателя нужных размеров, среднюю скорость потока на выходе из него можно получить сколь угодно малой - безопасной для грунтов нижнего бьефа.

При этом необходимо соблюсти следующие условия:

I) средняя вертикальная выходная скорость должна быть в I,7-I,8 раза менее допускаемой для грунтов нижнего бьефа;

2) откосы "чаши" нижнего бьефа в районе водобоя должны быть несколько положе устойчивых откосов отводящего русла;

3) глубина воды над выходным сечением гасителя-растекателя $h_{вн}$ должна быть не менее глубины, определяемой графиками (рис.5).

5. Доказать полностью предположение о том, что в гасителе-растекателе имеет место движение потока с потен-

циалом скоростей, проделанными опытами пока не удалось.

Однако основная цель, стоявшая перед исследователями в данном случае и заключавшаяся, в конечном итоге, не в создании какой-то демонстрационной гидравлической модели потенциального движения жидкости, а в получении с помощью гасителя-растекателя наилучшего эффекта растекания потока на минимально-возможной длине, по нашему мнению, достигнута, а именно: все опыты, проделанные в лаборатории с различными моделями гасителя-растекателя, наглядно продемонстрировали, что наибольшие значения выходных скоростей потока наблюдались в его середине, а наименьшие - у бортов, что, в сущности, и требовалось от этого устройства.

М.М.СЕЛЯМЕТОВА

КРИТЕРИИ ФОРМ СОПРЯЖЕНИЯ ПОТОКОВ НИЖНЕГО БЬЕФА ТРУБЧАТЫХ РЕГУЛЯТОРОВ

Гашение энергии в нижнем бьефе сооружений, в частности трубчатых, представляет собой одну из главных гидравлических проблем, возникающих при их проектировании.

К числу основных вопросов, связанных с этой проблемой, относятся: изучение влияния пространственных условий сопряжения потока на работу нижнего бьефа, установление условий возникновения и смены форм сопряжения, причин и условий образования сбойных течений и разработка мероприятий по борьбе со сбойностью.

Однако при проектировании устройств для гашения энергии в целях предотвращения размыва не полностью учитываются особенности гидравлических явлений, возникающих при сопряжении потока, а также реальные условия работы сооружений.

Дело в том, что в процессе эксплуатации почти всегда сооружения работают при переменных расходах, изменяющихся от нуля до Q_{max}. С изменением расхода изменяется удельная энергия потока, а также скорость и глубина в нижнем бьефе, вследствие чего создаются различные формы сопряжения потока.

С целью оценки работы нижнего бьефа трубчатых регуляторов и выяснения параметров, позволяющих прогнозировать формы сопряжения потока в пространственных условиях, в гидротехнической лаборатории ВНИИГиМ под руководством В.Я.Поповой были проведены исследования на пяти моделях трубчатых водовыпусков. Для исследований приняты конструкции с портальным оголовком (обратные стенки без конусов) и плоским затвором.

Модели были выполнены из дерева и частично из оргстекла, труба сооружения - из оргстекла. Исследования про-

водились при различных откосах (m=I,0 , m=I,25 и m=I,5) и ширине канала по дну, равной 0,2 м.

При заложении откосов отводящего канала m =I,0 исследования проводились с диаметрами труб I00, I25 и I50 мм (модели I, 2, 3) при m =I,25 и m=I,5 с диаметром трубы I50 мм (модели № 4, № 5).

Исследования показали, что в зависимости от величин отношений $\beta = \frac{d}{\delta}$, где d - диаметр трубы, δ - ширина канала по дну и $\eta = \frac{h_\delta}{h_{\delta\delta}}$ (h_δ - бытовая глубина в н.б., н.в.б. - напор в верхнем бьефе), в нижнем бьефе в условиях пространственной задачи наблюдались следующие основные формы сопряжения: свободное растекание, явление отогнанного и затопленного гидравлического прыжка, раскачка масс жидкости, явления бурного и слабого сбойного течений.

В трубчатых сооружениях, кроме того, на форму сопряжения и кинетичность потока влияет режим работы самих труб, зависящий и от расхода, и от бытовых глубин.

Изучение этих гидравлических явлений осложняется еще и тем, что сопряжение потока в зависимости от конструктивных особенностей сооружений происходит при различной степени его расширения. В зависимости от этого, любая из форм движения потока (растекание, прыжок, сбой) может иметь место как в чистом виде, так и в смешанном. Все эти вопросы, имеющие большое практическое и теоретическое значение, еще далеко не изучены и поэтому, естественно, не могли быть учтены при проектировании сооружений. За гидротехническими сооружениями, если они правильно запроектированы, не должно возникать никаких размывов. При гидравлическом расчете нижнего бьефа в проектах необходимо учитывать все возможные случаи работы сооружения, из которых в качестве расчетного должен приниматься случай, соответствующий наиболее тяжелым условиям работы нижнего бьефа.

В задачи наших исследований входило не только выяснение практически возможных форм сопряжения потока в нижнем бьефе трубчатых регуляторов и получение их гидравли-

ческих характеристик, но нахождение параметров, определяющих собой тот или иной режим сопряжения и последовательность их смены.

В литературных источниках есть рекомендации по определению форм сопряжения, относящихся к свободному растеканию, явлению гидравлического прыжка и сбойному течению, в основном применительно к крупным гидротехническим сооружениям. Так, например, широко известны работы И.И.Тараймовича /I/, Н.Г.Позней /2/, В.Ф.Ходакова /3/, Г.Я.Мищук /4/, Д.И.Кумина /5/, И.П.Линчевского /6/. При этом очень часто в качестве основных критериев принимаются сопряжения глубины, которые сами не могут быть с достаточной степенью точности определены для пространственных условий.

Наши исследования показали, что на критерии форм сопряжения влияют не только гидравлические, но и геометрические параметры сооружений такие, как: диаметр трубы и степень расширения потока.

Анализ опытных данных позволил выяснить, что параметрами, определяющими различные формы сопряжения бьефов и их смены, являются числа Фруда в отводящем канале и трубе.

В качестве самих критериев приняты безразмерные величины, равные отношению бытовой и критической глубин к диаметру, характеризующие степень затопления потока в нижнем бьефе.

На рис.I, 2, 3 приводятся графики, на которых в координатах $h_б/h_{кр}$ и $Fr_к^{0,5}$ нанесены опытные точки, полученные на пяти моделях и соответствующие различным формам сопряжения, а именно: свободному растеканию, явлению гидравлического прыжка, сбойному течению и относительно спокойному равномерному режиму. Опытные точки на всех графиках хорошо описываются гиперболической кривой, верхняя ветвь которой приближается к оси y, а нижняя - к оси x. Эти кривые с достаточной степенью точности выражают не только закономерность, но и последовательность смены режимов, а также позволяют определить диапазоны параметров, при

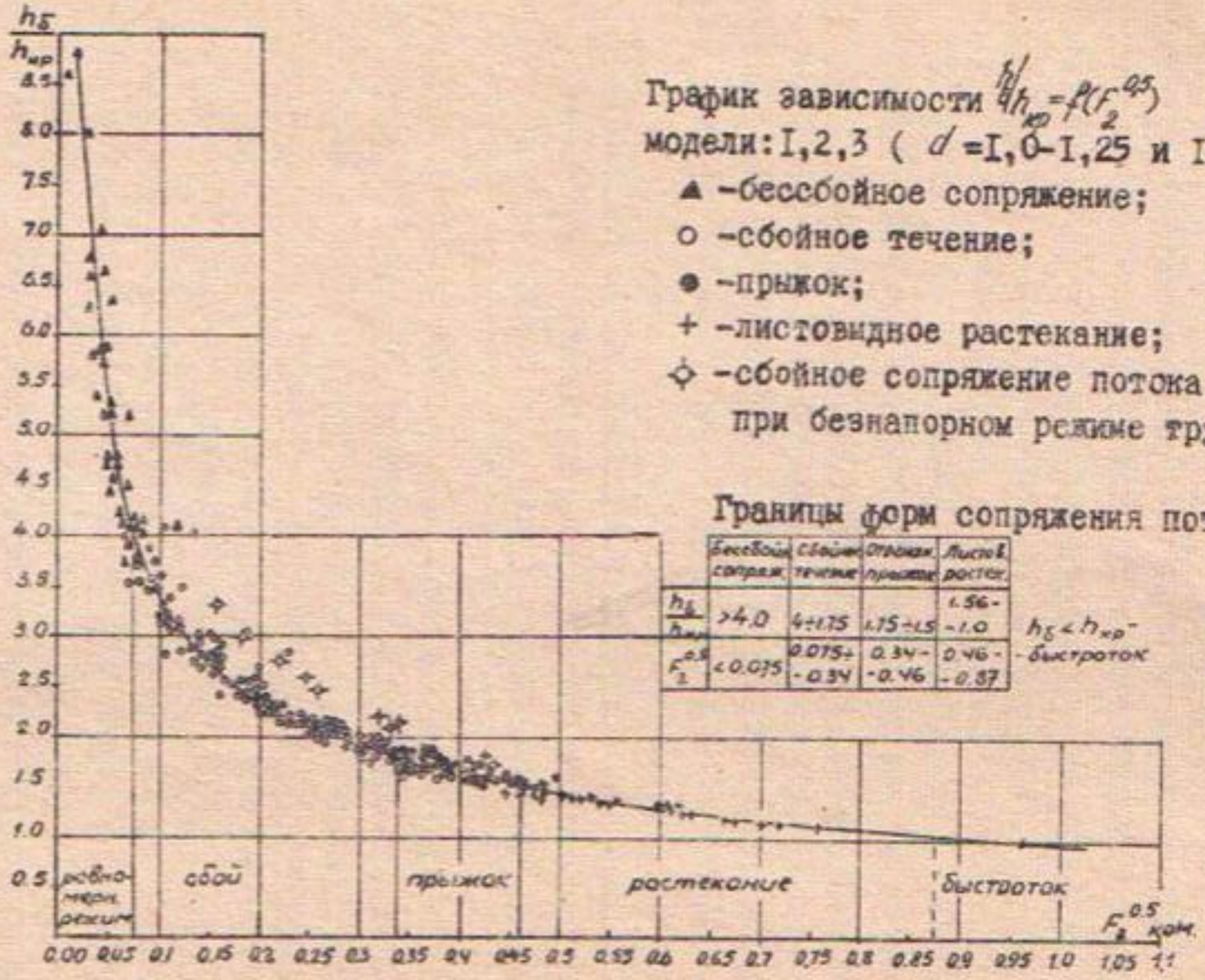


График зависимости $\frac{h_б}{h_{кр}} = f(F_2^{0.5})$
модели: I,2,3 (d =I,0-I,25 и I,50м; m =I)

▲ -бессбойное сопряжение;
○ -сбойное течение;
● -прыжок;
\+ -листовидное растекание;
⊹ -сбойное сопряжение потока при безнапорном режиме труб.

Границы форм сопряжения потока.

	Бессбойн. сопряж.	Сбойное течение	Отброс. прыжок	Листовид. раст.
$\frac{h_б}{h_{кр}}$	>4.0	4÷1.75	1.75÷1.5	1.56-1.0
$F_2^{0.5}$	<0.075	0.075÷0.34	0.34-0.46	0.46-0.57

$h_б < h_{кр}$ - быстроток

Рис.I.

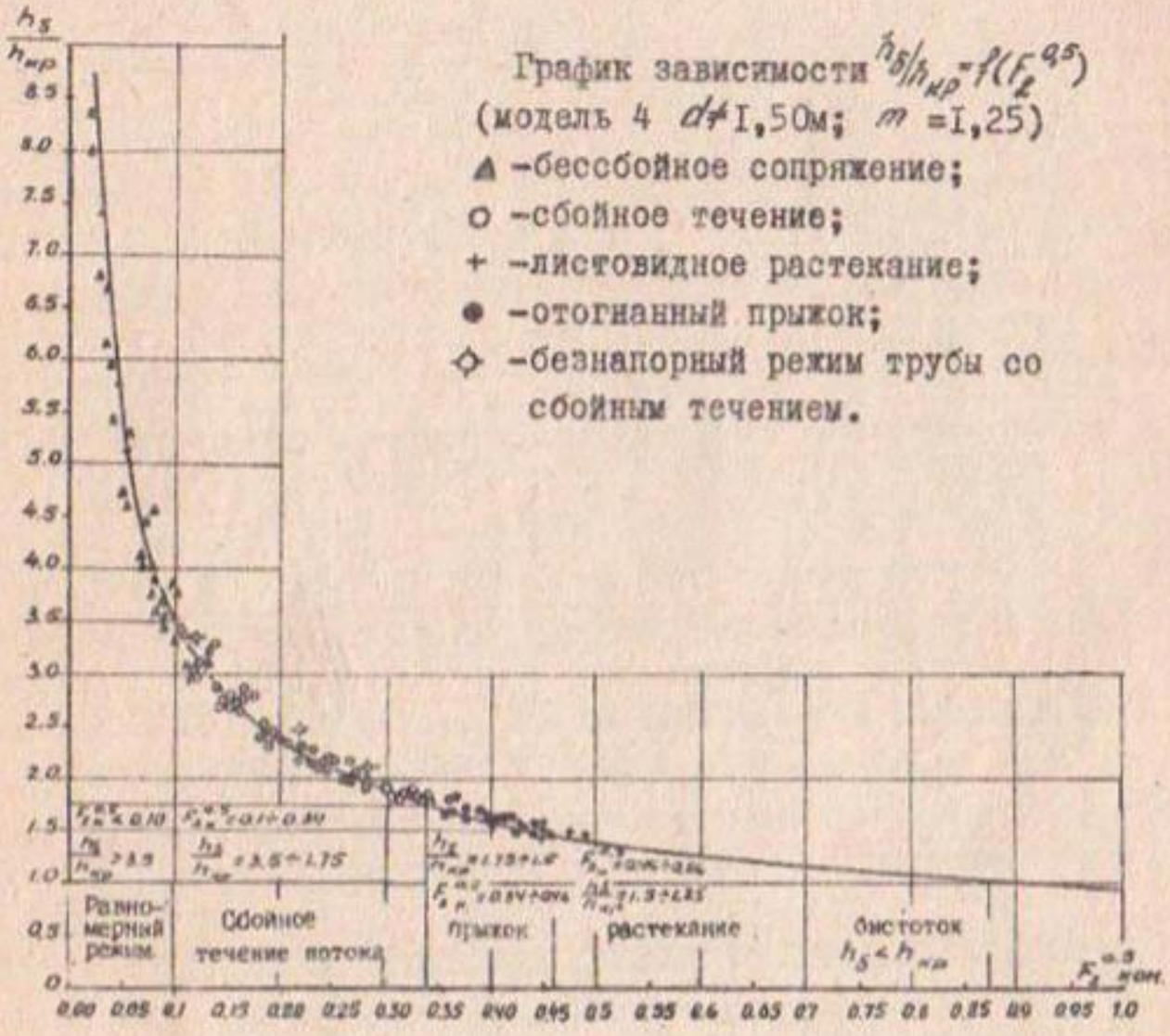


График зависимости $h_s/h_{кр} = f(F_s^{0.5})$
(модель 4 d_4 I,50м; m =I,25)

▲ -бессбойное сопряжение;
○ -сбойное течение;
\+ -листовидное растекание;
● -отогнанный прыжок;
◇ -безнапорный режим трубы со сбойным течением.

Рис.2.

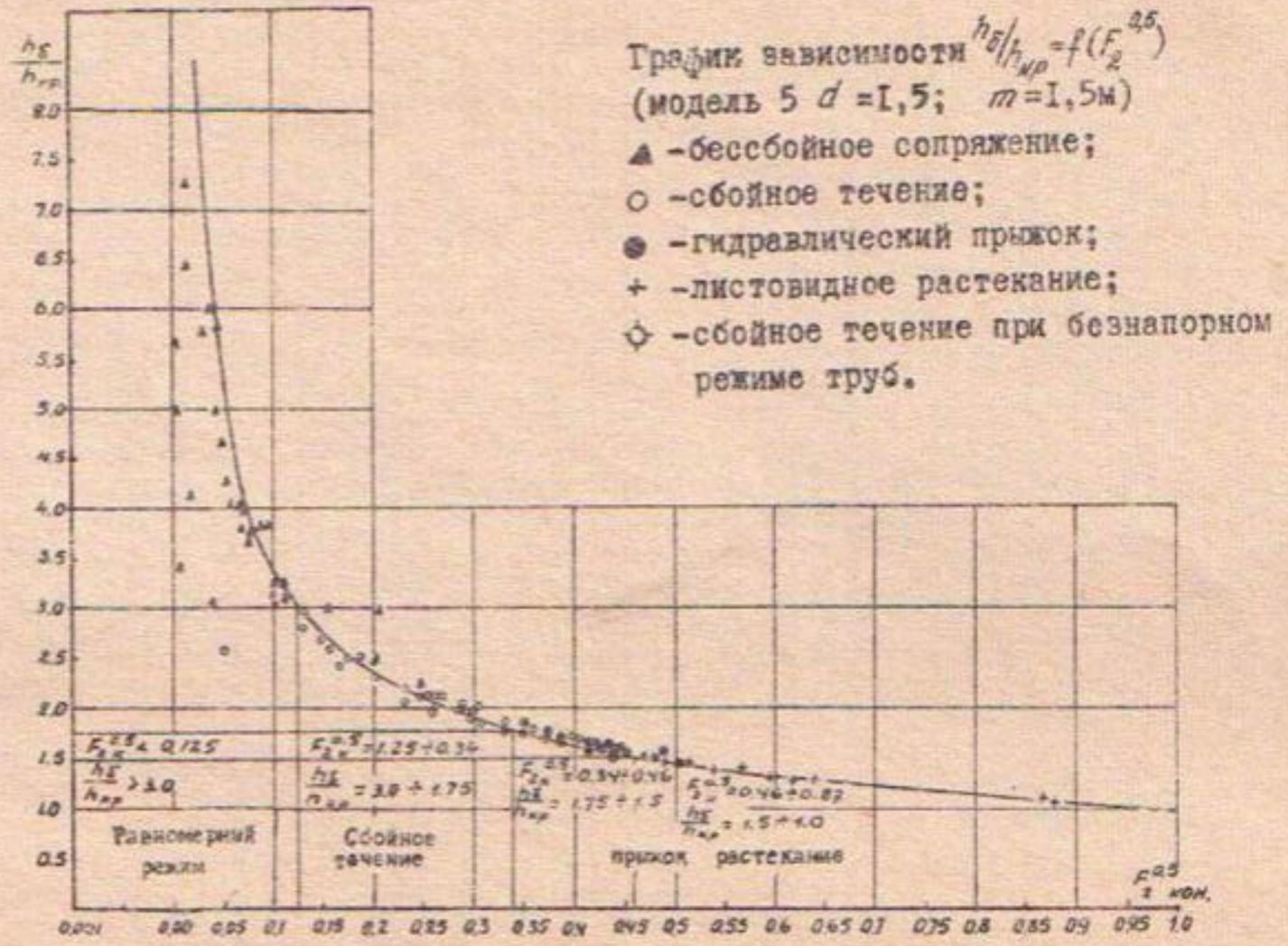


График зависимости $h_б/h_{кр} = f(F_2^{0,5})$
(модель 5 d =1,5; m=1,5м)

▲ -бессбойное сопряжение;
○ -сбойное течение;
● -гидравлический прыжок;
+ -листовидное растекание;
◇ -сбойное течение при безнапорном режиме труб.

Рис.3.

которых имеют место та или иная форма сопряжения потоков. Анализ кривой показывает, что с повышением турбулентности потока, т.е. увеличения числа Фруда смена форм сопряжения происходит в следующей последовательности. В начале кривой (на моделях № I, 2, 3, рис.I) при $Fr_к^{0,5} < 0,075$ и $h_б < 4h_{кр}$ (на модели № 4 и рис.2) при $Fr_к^{0,5} < 0,I$ и $h_б < 3,5\,h_{кр}$, и, наконец, (на модели № 5, рис.3) при $Fr_к^{0,5} < 0,I25$ и $h_б < 3,0\,h_{кр}$ в нижнем бьефе имеет место практически равномерный режим и связь между указанными параметрами выражается прямой линией. Когда $Fr_к^{0,5}$ становится больше 0,075; 0,I25; 0,I, а $h_б < 4 \div 3,0$, в нижнем бьефе возникает сбойное течение, которое сохраняется в канале до значений $Fr_к^{0,5} = 0,34$ и $h_б = I,75\,h_{кр}$ для всех пяти моделей, причем зависимость между этими величинами выражается кривой. На этом участке, как видно из графиков (I, 2, 3), несколько точек в определенной последовательности располагаются выше кривой. Эти точки соответствуют сбойному течению при безнапорном или полунапорном режиме труб.

Следует заметить, что при безнапорном режиме труб сбойное течение возникает позже, т.е. при больших $h_б/h_{кр}$. С повышением кинетичности сбойное течение сменяется прыжком ($Fr_к^{0,5} = 0,34 \div 0,46$ и $h_б = (I,5 \div I,75)h_{кр}$ для всех пяти моделей).

При больших значениях указанных параметров прыжок сменяется свободным растеканием, которое сохраняется вплоть до критического режима, при котором бытовая глубина становится равной или меньше критической.

Анализ экспериментальных данных показал, что область растекания характеризуется большим диапазоном изменений $Fr_к^{0,5}$ ($Fr_к^{0,5} = 0,46 \div 0,87$) и небольшим диапазоном изменений $\frac{h_б}{h_к}$ (I,5÷I,0). Когда $h_б$ становится меньше $h_к$, отводящий канал работает как быстроток на всей длине модели.

Сопоставление графиков позволило сделать следующие выводы: все кривые $\frac{h_б}{h_к} = f(Fr^{0,5})$, построенные

для различных диаметров труб, откосам и отношению $\beta = \frac{d}{b}$, аналогичны как по характеру, так и по количественным показателям, за исключением верхнего предела сбойного течения.

С увеличением заложения откосов с $m = 1{,}0$ до $m = 1{,}5$ верхний предел сбойного течения, выраженный через отношение глубин, уменьшается с 4 до 3, а числа Фруда увеличиваются с 0,075 до 0,125.

При постоянном расходе или $h_{кр}$ затухание сбойного течения начнется тем раньше, чем больше заложение откосов канала, т.е. при меньших бытовых глубинах и больших числах Фруда.

Таким образом, в результате лабораторных исследований были получены зависимости, позволяющие определить формы сопряжения потока в нижнем бьефе трубчатых водовыпусков, область их распространения и последовательность смены форм сопряжения при различных геометрических параметрах сооружений.

Следует также отметить, что, так как в качестве критериев приняты безразмерные параметры, характеризующие собой степень подтопления и кинетичность потока в трубах и каналах трапецеидального сечения, полученные результаты возможно использовать для любых регуляторов, встречающихся на практике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тараймович И.И. Пространственное растекание потока в нижнем бьефе гидросооружений, "Гидротехника и мелиорация", 1950, № 10.
2. Позняя Н.Г. Экспериментальное исследование сбойного течения в нижнем бьефе за отверстиями без порога, Автореф., Киев, 1956.
3. Ходаков В.Ф. О соединении бурных потоков со спокойными в расширяющихся руслах, Дисс., М., 1955.
4. Мищук Г.Я. Результаты исследования растекания и сопряжения бурного потока, "Энергетика", 1966, № 5.
5. Кумин Д.И. Ж."Гидротехническое строительство", 1950, № 2.
6. Линчевский И.П. Влияние ширины нижнего бьефа на сопряжение бьефов, Госэнергоиздат, 1934.

С.В.ГАЛАЙКЕВИЧ

К РАСЧЕТУ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ НА РАЗНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ

При проектировании крупных гидротехнических сооружений условия движения подземного потока и фильтрационная устойчивость грунтов основания определяются индивидуальными исследованиями в лаборатории, а для массовых сооружений пользуются приближенными рекомендациями, большинство из которых разработаны для сравнительно крупных сооружений с решением двухмерной задачи фильтрации, когда ширина флютбета сооружения принимается бесконечно большой. При этом не учитывается пространственный характер фильтрационного потока; в то время, как для мелких и особенно узких ирригационных сооружений, он имеет резко выраженную пространственную форму депрессионной поверхности.

Практически фильтрационный расчет делится на две части; первая должна обеспечить фильтрационную устойчивость грунтов основания; вторая - установить необходимые размеры и толщину флютбета. Точность расчета зависит от правильного учета множества природных и искусственных факторов, в первую очередь - геологического строения грунтов основания, размеров и формы подземного контура флютбета, условий формирования и режима движения грунтовых вод.

Разрушение грунтов фильтрационным потоком зависит не только от свойств грунтов, но и от условий движения и выхода фильтрационного потока за сооружением и на откос, где градиенты напора достигают максимальных значений.

За основную характеристику устойчивости принимают критический градиент напора $J_{кр}$, который должен быть меньше ожидаемого J. Определение критического градиента напора производят, исходя из физических свойств грунтов, разделяя их на связные $J_{кр}$ - до 7-20 и несвязные $J_{кр}$ - до 0,4.

Первые исследования фильтрации в основаниях гидросооружений в пространственных условиях САНИИРИ выполнил по заданию проектного института "Средазгипроводхлопок" в 1954-1955 гг. Разработанная методика и большое количество проведенных лабораторных исследований позволили практически Н.А.Цветковой завершить работу по расчету ирригационных сооружений в пространственных условиях в однородных грунтах в виде технических указаний по фильтрационному расчету. Начиная с 1963 г. в лаборатории фильтрации САНИИРИ изучается фильтрация под сооружениями на неоднородном основании.

Изучение подземного контура узких флютбетов и его влияния на формирование фильтрационного потока позволяет разделить эти сооружения на три группы по схеме растекания потока: а) водовыпуски, б) акведуки и сбросы, в) сопрягающие сооружения. Каждая из этих групп имеет свои формы поверхности депрессии в пространственных координатах x, y, z и, следовательно, специфические условия для фильтрационного расчета.

По первой группе сооружений задача решена С.М.Горюновым; по второй - фильтрационный поток, растекаясь из узкого подводящего канала, не оказывает существенного влияния на флютбет сооружения, и расчет сводится к нахождению выходных скоростей и высоты высачивания потока в местах выклинивания на поверхность. Учитывая значительную ширину фронта выклинивания, эту задачу можно решать как плоскую.

В выбранных для наших исследований сопрягающих сооружений (быстротоки, перепады, перегораживающие сооружения) фильтрационный поток питается из узкого подводящего канала, который в начале флютбета круто растекается, обходит сооружение с боков и под ним; в концевой части флютбета опять стекается в узкий отводящий канал, являющимся для прилегающей к сооружению местности как бы дренажным коллектором. Непосредственно под сооружением поток может быть напорным при малых разностях в бьефах или напорно-безнапорным при боль-

ших. В последнем случае исключительно важно учитывать положение уровня бытовых грунтовых вод относительно горизонта воды в отводящем канале.

Из практики проектирования и строительства сопрягающих сооружений известно, что они часто возводятся на разнородных основаниях. Верхние слои основания близки по коэффициентам фильтрации и резко отличаются от нижележащих, которые более проницаемы. Их целесообразно схематизировать до двухслойного, пользуясь формулой Г.И.Каменского или функцией Н.К.Гиринского. Такая схематизация упростит решение задач пространственной фильтрации в разнородном слоистом основании.

В настоящее время нет обоснованных решений, учитывающих факторы формирования фильтрационного потока рассматриваемой группы сооружений. С целью установления картины бокового растекания фильтрационного потока и влияния на него положения бытового уровня грунтовых вод, мы, путем моделирования по выработанной в лаборатории методике исследований в грунтовом лотке размером 4x4xI,I м и на пространственной установке ЭГДА, выполнили плановую задачу для быстротока на однородном основании, что дает результат, более близкий к натуре, и облегчает оценку факторов, влияющих на формирование пространственного фильтрационного потока.

Данные исследования проводились с природными песчаными грунтами, уложенными в два слоя с различными коэффициентами фильтрации K_1 и K_2 по слоям. В результате построены пространственные карты гидроизогипс, по которым строились поверхности депрессии в электролитической ванне установки ЭГДА (как одно из граничных условий при моделировании области фильтрации).

В результате исследований, проведенных с тремя моделями быстротоков, отличающихся по ширине, на жидких электролитах, получено II4 карт гидродинамических сеток по осевому и крайнему сечениям модели исследуемых быстротоков. Обработка последних позволила получить графики из-

менений параметров фильтрационного потока в относительных величинах:

$\alpha = K_1 : K_2$ – соотношение коэффициентов фильтрации верхнего слоя к нижнему, учитывающее влияние нижнего, более проницаемого, слоя;

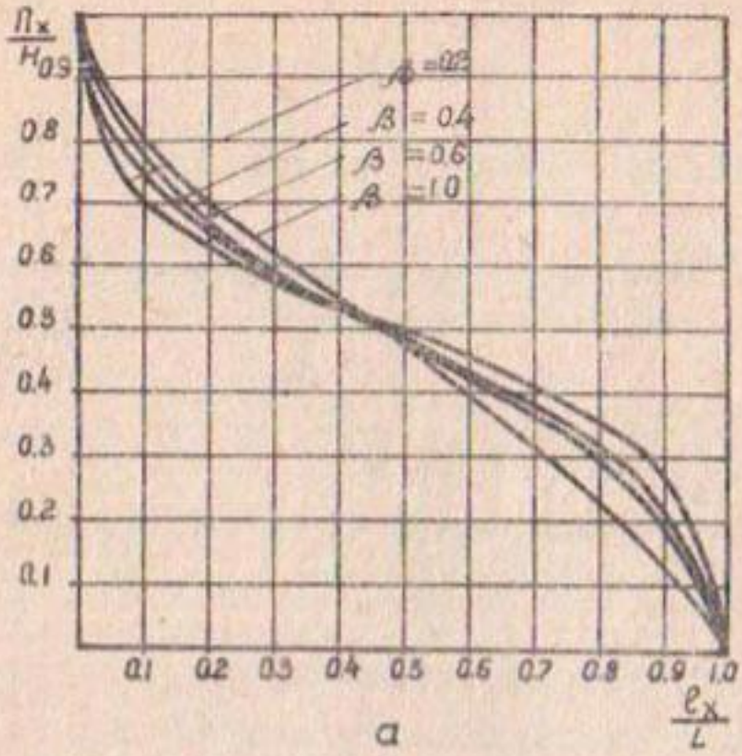
$\beta = B : \mathcal{L}$ – относительная ширина сооружения, характеризующая узость сооружения, где B – ширина по дну водобоя, $\mathcal{L}$ – длина горизонтальной проекции водонепроницаемой части сооружения;

$\delta = H : \mathcal{L}$ – относительный напор, отражающий влияние расчетного напора H; H_δ – превышение уровня бытовых грунтовых вод над горизонтом воды в отводящем канале, выраженное в долях от расчетного напора H.

Построенные графики изменений относительного напора $h_x : H$ от относительной длины $l_x : \mathcal{L}$ ($h_x : H = f(l_x : \mathcal{L})$) позволяют построить эпюру фильтрационных напоров при различных значениях α, β, δ и H_δ (рис.I), где l_x – расстояние от начала сооружения до выбранного сечения, а h_x – фильтрационный напор в этом сечении флютбета. Вторая группа графиков изменений градиентов напора за сооружением позволяет определить его ожидаемое значение при соответствующих α, β, δ и H_δ (рис.2).

С помощью этих графиков можно установить влияние на фильтрационный поток четырех факторов – размеров и конструкции сооружения, нижележащего, более проницаемого, слоя грунта основания, пространственности движения потока и положения бытовых грунтовых вод.

Нахождение принятых относительных величин затруднений не вызывало, так как значения H, B, $\mathcal{L}$ задаются гидравлическим расчетом сооружения, а значения α и H_δ определяются по гидрогеологическим данным.



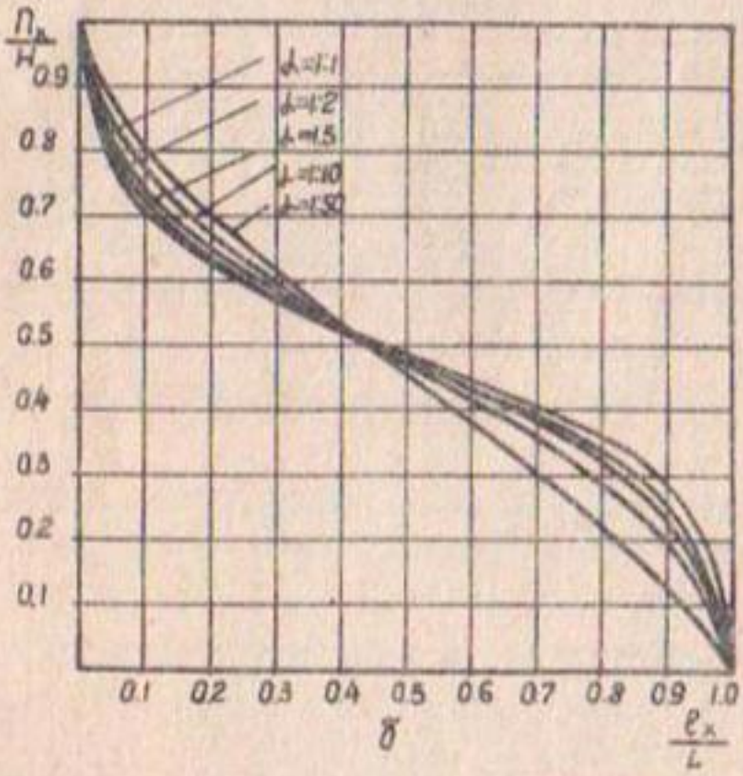


Рис.I.Зависимости $h_x : H = f(\ell_x : \alpha)$ для осевого сечения быстротока без дренажных устройств:а)при α=I:I; δ=0,24; ℓ_x=0различных β; б)при β=0,2; δ=0,24; ℓ_x=0,0 и различных α.

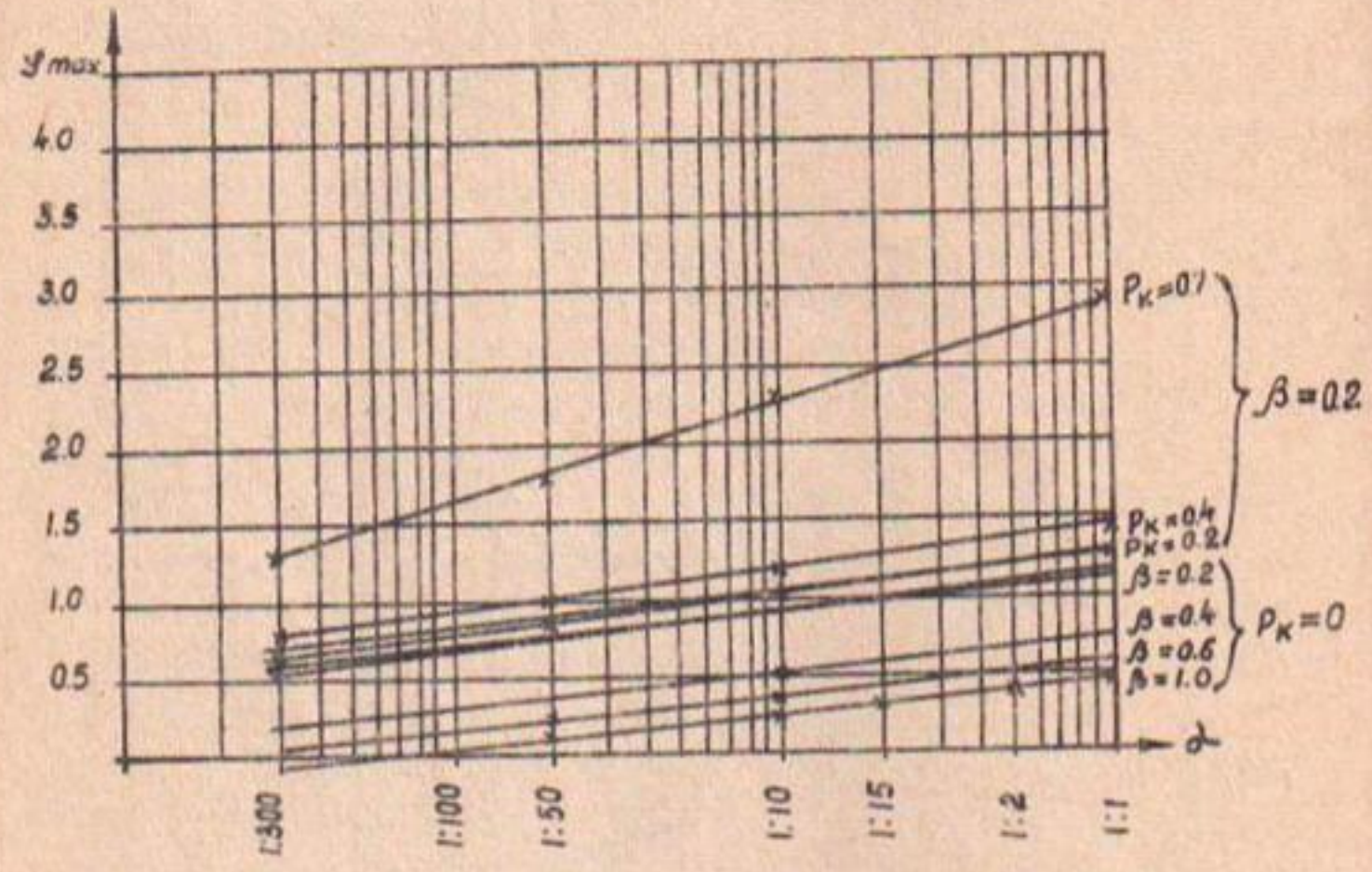


Рис.2.Зависимости $y_{max}=f(\alpha)$ при выходе грунтовых вод в нижний бьеф по оси недренированного быстротока при δ =0,24.

С.И.КЕБЕРЛЕ

ПЕРЕНОСНЫЙ СИФОН ДЛЯ ЗАМОЧКИ ОРОСИТЕЛЕЙ

В 1965 г. автором был разработан сифон для замочки оросительных каналов, устраиваемых с большими уклонами на просадочных грунтах (рисунок).

Разработка такого сифона произведена по просьбе председателя техсовета ММиВХ УзССР Курбанова Б.П. для освоения земель подкомандных Северному Ташкентскому каналу, на которых в некоторых местах оказались просадочные грунты и относительно большие уклоны оросителей.

Замочку намечено проводить следующим образом. В выкопанном оросителе устраивается ряд перемычек с шириной поверху $b \approx 100$ см через $\ell = \frac{h}{i}$, на которые укладываются с некоторым заглублением ($\sim$ 20 см) металлические переносные сифоны.

Воду в головной участок оросителя подают с постепенным увеличением до $Q_{max.} = 30$–40 л/сек.

Когда наполнится водой первый участок оросителя до ∇ НПГ, вода начнет переливаться через гребень сифона и автоматически включит его сначала на минимально устойчивый расход $Q_{min.уст.} = 7{,}0$ л/сек, а затем постепенно увеличит до $Q_{max.}$

Заполнив водой второй участок оросителя она последовательно и аналогично поступит на все остальные участки. После этого подачу воды в первый участок оросителя можно сократить до расхода фильтрации из оросителя. При этом желательно сокращение делать не более, чем до $Q_{min.уст.}$ 7,0 л/сек. Но можно допустить и ниже, только в этом случае сифоны будут периодически включаться на $Q_{min.уст.}$ и горизонт воды в верхнем бьефе будет колебаться почти в тех же пределах от ∇ НПГ до ∇ МПГ.

При прекращении подачи воды в ороситель все сифоны автоматически выключатся при отметке нормально подпертого

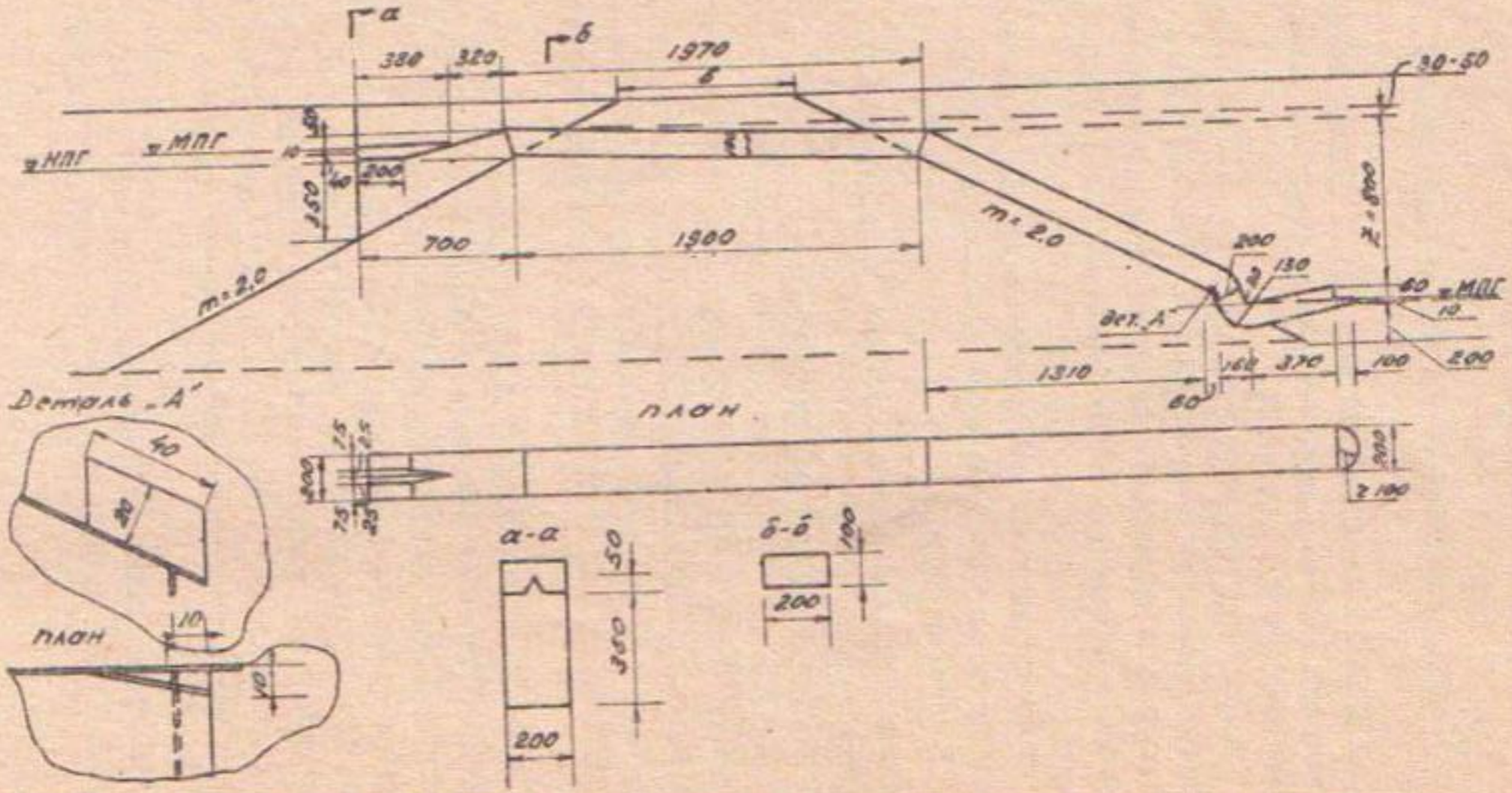


Рис.I. Автоматический сифонный водосброс для замочки оросителей(продольный разрез,мм).

горизонта. Автоматизм включения и выключения сифона и устойчивый сброс расходов в пределах от $Q_{min.эт.}$ до $Q_{max.}$, т.е. 0,15 Q_{max} до Q_{max} обеспечивается наличием в сифоне регулятора расхода в виде ниши в козырьке; зарядного устройства состоящего из откидного носка с отклонительными планками (для стабилизации направления струи при включении) и зарядного колодца, создающих интенсивное удаление воздуха из разрежаемой части сифона.

Для уменьшения размывающего действия струи верхняя часть трубы на входе срезается, а нижняя - устраивается в виде полукруга (в плане) с порожком.

Сифон с напором z = 0,8 м и сечением $b \times a$ = = 0,2 x 0,1 = 0,02 м^2 согласно опытам, проведенным в САНИИРИ, в масштабе натуры пропускал $Q_{max} \approx$ 45 л/сек. Поэтому подавать в ороситель более 45 л/сек запрещается, так как сифон не пропустит большего расхода и произойдет перелив воды через перемычку и ее разрушение. При меньших размерах высоты сечения оросителей можно у сифона z уменьшать.

При z = 0,60 м - $Q_{max} \approx$ 30 л/сек; z = 0,40 м - $Q_{max} \approx$ 25 л/сек.

Сифон изготавливается из листового железа толщиной δ = 1-2 мм, прямоугольного сечения, сварной конструкции. При z = 0,80 м и толщине железа δ = 1,0 мм сифон весит g = 24 кг; δ = 1,5 мм - g = 36 кг; δ = 2,0 мм - g = 48 кг.

При установке сифона необходимо обращать внимание на создание небольшого наклона верхней части его.

При установке следующего сифона нужно верхнюю кромку регулятора расхода устанавливать на отметке порожка зарядного колодца предыдущего сифона.

Средазгипроводхлопком были составлены рабочие чертежи данного сифона для замочки части оросителей (в просадочных грунтах) на вновь осваиваемых землях, питаемых из Северного Ташкентского канала, и переданы строителям.

Л.А.ГЕХТЕР, А.С.КОНДАКОВ

УРОВНЕМЕР ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ СИФОНА НАСОСНОЙ СТАНЦИИ

Обычно напорные трубопроводы крупных насосных станций оканчиваются сифонами, добавляющими незначительные потери напора, но с помощью которых насосы работают на имеющемся наименьшем напоре.

Для предотвращения опоражнивания верхнего канала после отключения насоса в верхней части сифона устраивают клапан срыва вакуума, автоматически открывающийся при отключении насоса и тем самым разряжающий сифон.

Из-за парообразования, конструктивных недостатков клапана, срыва вакуума и других причин в верхнем изгибе сифона во время работы насоса часто образуется паровоздушный мешок, уменьшающий сечение потока и тем самым увеличивающий потери напора.

Для изучения условий образования воздушного мешка в сифоне Кую-Мазарской насосной станции и влияния его на величину потерь напора в отделе водохранилищ САНИИРИ были разработаны и изготовлены три реостатных уровнемерных датчика.

Первоначально датчики представляли собой полоску винипласта размером $\ell \times в \times \delta = 2000 \times 90 \times 2{,}5$ мм, вдоль которой на определенном расстоянии друг от друга были расположены 12 латунных контактов размерами $\ell \times в \times \delta = 40 \times 10 \times 0{,}5$ мм.

Датчики вместе с изолирующей винипластовой прокладкой были прикреплены в трех створах сифона к внутренней поверхности металлической трубы ($d = 2800$ мм).

Расстояния между контактами по вертикали были одинаковыми и равными 130 мм. Каждый контакт датчика соединялся с резистором, многожильным кабелем, выведенным через герметизирующий штуцер наружу. Сопротивление всех резисторов одинаково.

Электрическая схема прибора (рисунок) представляет собой последовательное соединение датчика, осциллографи-

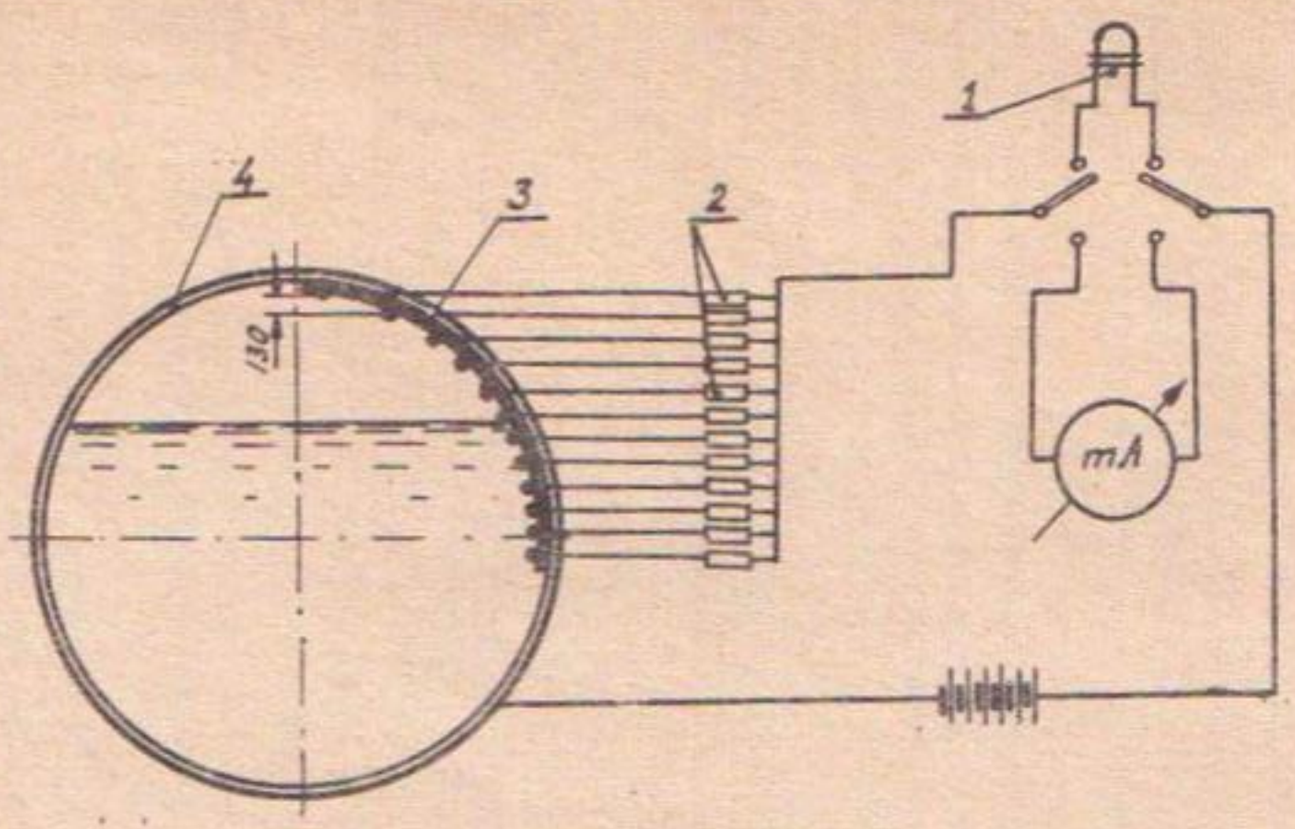


Рис.I.Принципиальная схема уровнемера:I- осциллограф Н-I02, вибратор МОВ-2 тип У; 2- резисторы 25 ком.I2 шт; 3 - изоляционная прокладка датчика; 4- трубопровод.

ческого гальванометра или стрелочного прибора, аккумуляторной батареи, металлической трубы сифона и воды в ней. В зависимости от уровня воды в трубе находится число включенных в цепь контактов и, следовательно, число параллельно включенных резисторов датчика. Это вызывает изменение величины электрического тока, протекающего через гальванометр осциллографа или стрелочный прибор. Благодаря предварительной тарировке по отклонению зайчика, отбрасываемого гальванометром на кинопленку, или по отклонению стрелки миллиамперметра определяется уровень воды в трубе.

При пробном пуске насоса у двух датчиков большую часть полосок винипласта, на которых были закреплены контакты датчиков, сорвало потоком воды. Поэтому в качестве датчиков были использованы концевые части кабелей. Резиновый шланг покрытия кабеля разрезали вдоль на длину рабочей части датчика и разворачивали. В нем на выбранных ранее расстояниях пробивали отверстия, в каждое из которых пропускали одну жилу кабеля. Затем шланг опять сворачивали. Выведенные таким образом наружу жилы кабеля на расстоянии 15 мм от кабеля были обрезаны, а концы их оголены и скручены. Отрезки кабелей вместе с рабочими концами-датчиками были прикреплены к металлической трубе сифона при помощи приваренных к ней хомутов, и через сальниковые устройства выведены наружу у трубы сифона, и присоединены к набору элементарных резисторов, образующих реостат.

В проведенных испытаниях насосов описываемые уровнемеры работали надежно.

У.Ю.ПУЛАТОВ

ТЕХНОЛОГИЯ И МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ПЛОТИНЫ ИЗ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ

Плотины из местных материалов в последние годы получили наибольшее распространение. Плотины Каттакурганского, Чимкурганского, Тюябугузского, Южносурханского, Каркиданского, Пачкамарского, Джизакского водохранилищ - неполный перечень земляных укатанных качественных насыпей, построенных только в Узбекистане. В результате накоплен богатый опыт по строительству гравийно-земляных (тип Ш) и земляных (тип IУ) плотин /I/.

По мере перемещения створа плотин в верховье рек остро встает проблема использования в качестве материала крупнообломочных грунтов, являющихся продуктами изверженных горных пород, залегающих в виде конусов выносов. В то же время в Советском Союзе имеется опыт строительства плотины Ортотокойского водохранилища на р.Чу в Киргизской ССР (I952-I958 гг.) из этих грунтов, который может быть использован при проектировании и строительстве земляных сооружений из подобных материалов.

Технология и механизация строительства плотины Ортотокойского водохранилища, а также методика контроля качества работ разработаны при участии автора /2/, который возглавлял (I953-I955 гг.) экспедицию САНИИРИ, осуществлявшую контроль за возведением плотины.

Ортотокойская плотина при высоте более 50 м и объеме 2,I млн.м^3 образует водохранилище емкостью 470 млн.м^3. В качестве материала использован крупнообломочный грунт делювиального происхождения, залегающий в достаточном количестве вблизи места постройки.

Гранулометрический состав грунта в карьере и в теле плотины характеризуется кривыми (рис.I). Материал плотины отличается от карьерного отсутствием крупных фракций, в ос-

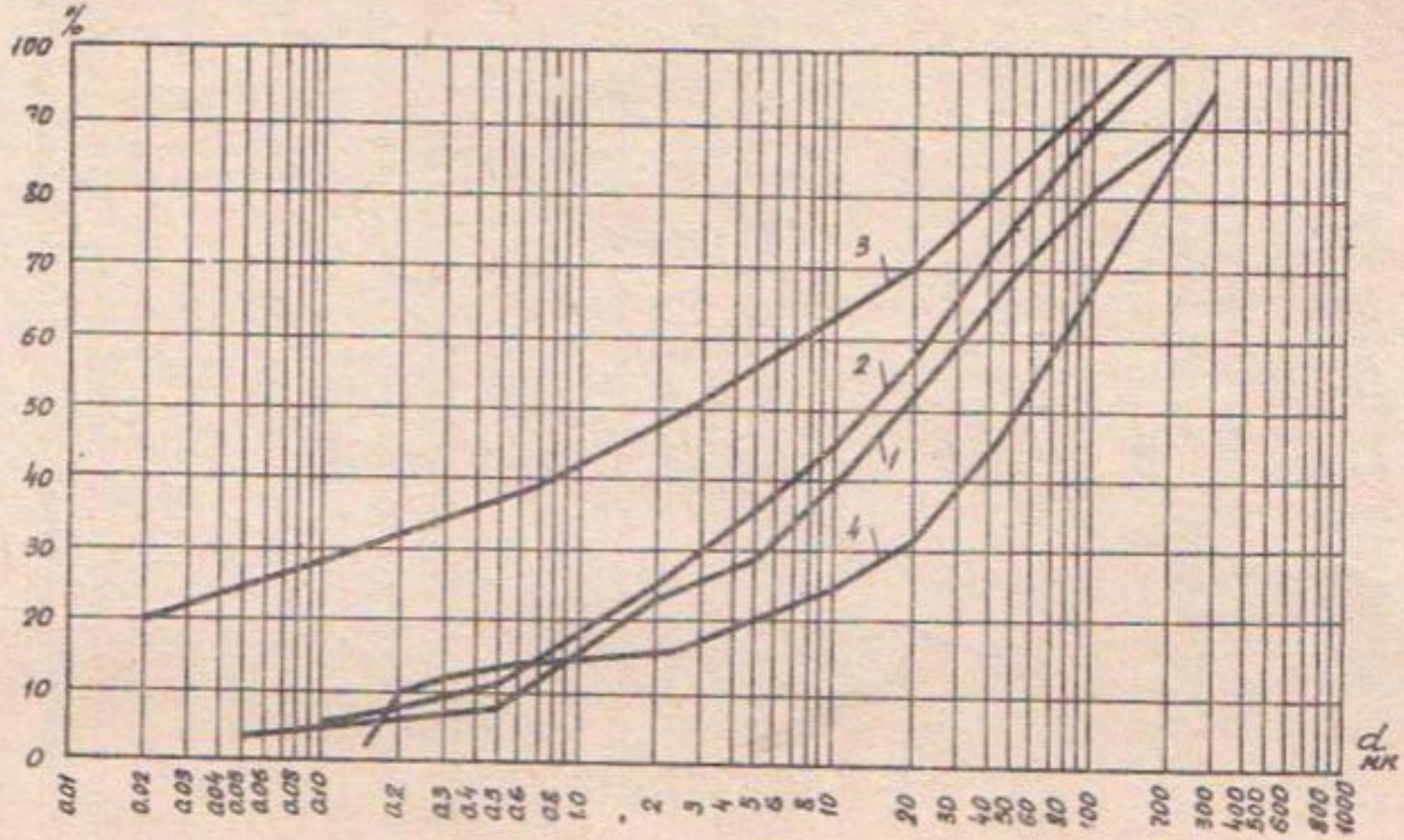


Рис.I. Кривые гранулометрического состава грунтов:
I- карьеров } Ортотокойского водохранилища;
2- плотины }
3- ядра } Нурекской плотины
4- боковых призм }

новном размером более 200 мм, которые не допускались в тело насыпи, отсортировкой их в карьере и дополнительно на плотине. Удельный вес грунтов 2,5–2,7; объемный вес скелета грунта в естественном залегании 1,9–2,0 т/м^3.

Плотина однородная с крутизной откосов от 2,5 до 4, без специальных водонепроницаемых устройств. От предусмотренного первоначальным проектом суглинистого экрана отказались, считая, что при доведении плотности грунта до объемного веса 2,1 т/м^3 и более тело плотины будет достаточно водонепроницаемым.

После завершения строительства плотины и первого наполнения водохранилища выявилась ошибочность подобного решения.

Для устранения фильтрации через плотину, протекавшей с выклиниванием воды значительно выше дренажной призмы, было принято решение об устройстве инъекционной завесы из цементно-глинистых и глинистых растворов. Эта работа успешно выполнена трестом "Гидроспецстрой" Министерства строительства электростанций в 1960–1962 гг., а сама плотина нормально эксплуатируется.

Опыт Ортотокоя доказал, что для обеспечения водонепроницаемости плотины из крупнообломочных грунтов следует возводить с устройством в них ядра или экрана.

Технологический процесс возведения плотины из крупнообломочных грунтов, в отличие от строительства обычных качественных насыпей, включает дополнительные операции, вызванные необходимостью отсортировки крупных камней размером более 2/3 толщины отсыпаемого слоя, и перемешивания грунта на плотине. При этом отсортировка может выполняться в карьере или, при использовании отбираемых камней в частях сооружения (дренажная призма, отмостка верхового откоса), на плотине. Перемешивание отсыпанного грунта рыхлителями позволяет достичь равномерного увлажнения и извлечь из-под грунта камни, размеры которых превышают установленные нормы.

Некоторые авторы /3,4/ в своих работах указывают на якобы имевшую место сегрегацию грунта при отсыпке плотины Ортотокойского водохранилища. Не оспаривая возможность подобного явления при соответствующих благоприятных для этого условиях, нельзя согласиться с утверждением, что оно имело место на Ортотокое, где технология уплотнения грунта небольшими слоями (толщиной 30-50 см) и только после двукратного рыхления исключала сосредоточение однородных по фракции крупных включений только снизу слоя и в одном месте. К тому же грунты Ортотекойской плотины содержат крупных включений (камни более 100 мм) в 2,5 раза меньше, чем в материале плотины Гешёнералъп, где изучался процесс сегрегации грунта (рис.1).

Технологический процесс возведения плотины Ортотокойского водохранилища в общем виде состоял из следующих операций /5/:

1) разработка грунта в карьере одноковшовыми экскаваторами, с предварительным рыхлением взрывом;

2) транспортировка грунта на плотину при помощи автосамосвалов;

3) увлажнение автоцистернами поверхности, на которую отсыпается грунт;

4) отсыпка грунта на плотину отдельными кучами;

5) разравнивание грунта бульдозерами слоями заданной толщины;

6) отбор из грунта камня больших размеров;

7) увлажнение грунта автоцистернами;

8) перемешивание отсыпанного слоя двухкратным проходом рыхлителя;

9) отбор из грунта камня больших размеров;

10) планировка грунта грейдером;

11) увлажнение спланированного слоя;

12) уплотнение грунта укаткой гладкими и пневмокатками.

Грунт в карьерах разрабатывался дизельными одноковшовыми экскаваторами Э-1004 и Э-505, оборудованными прямой ло-

патой и драглайном. Применение более мощных машин, например, экскаваторов СЭ-3, было невозможно из-за отсутствия электроэнергии.

Транспортировался грунт автосамосвалами грузоподъемностью 3,5 и 5 т. Учитывая сравнительно небольшую дальность возки, в пределах I-2 км, была исследована возможность использования на перевозке грунта саморазгружающихся тракторных прицепов Д-I79А, имеющих геометрическую емкость кузова равную 9 м^3. В результате было установлено: производительность тракторных прицепов выше, чем у автосамосвалов ЗИЛ-585 на 30-40%. В то же время перевозка единицы объема грунта прицепами дороже, чем самосвалами на I7-20%, за счет меньшей стоимости машино-смены автомобиля (рис.2).

Поверхность плотины перед отсыпкой очередного слоя увлажнялась поливкой из автоцистерн из расчета 2 литра на I кв.м. Эта операция предотвращает пылеобразование при работе автотранспорта на плотине и улучшает связь между слоями грунта.

Грунт отсыпался отдельными конусообразными кучами высотой менее I,2 м. Для получения проектной толщины слоя грунта после его разравнивания бульдозерами Д-27I расстояние между отсыпаемыми кучами устанавливалось расчетом и контролировалось на плотине специальными регулировщиками, которые одновременно учитывали работу транспортных средств.

Возведение земляных укатанных плотин из крупнообломочных грунтов сопряжено с необходимостью выполнения очень трудоемкой операции по отбору камня, превышающего допустимые размеры. Механизация этой операции в карьере при помощи специальных передвижных одно- и двухскатных грохот-бункеров, установленных на металлические лыжи, не увенчалась успехом. Тяжелые условия эксплуатации и несовершенная конструкция грохотов требовали частого их ремонта, что вынудило отказаться от них.

Некоторое время широко применялись двухскатные съемные решетки из труб, устанавливаемые поверх кузова автосамо-

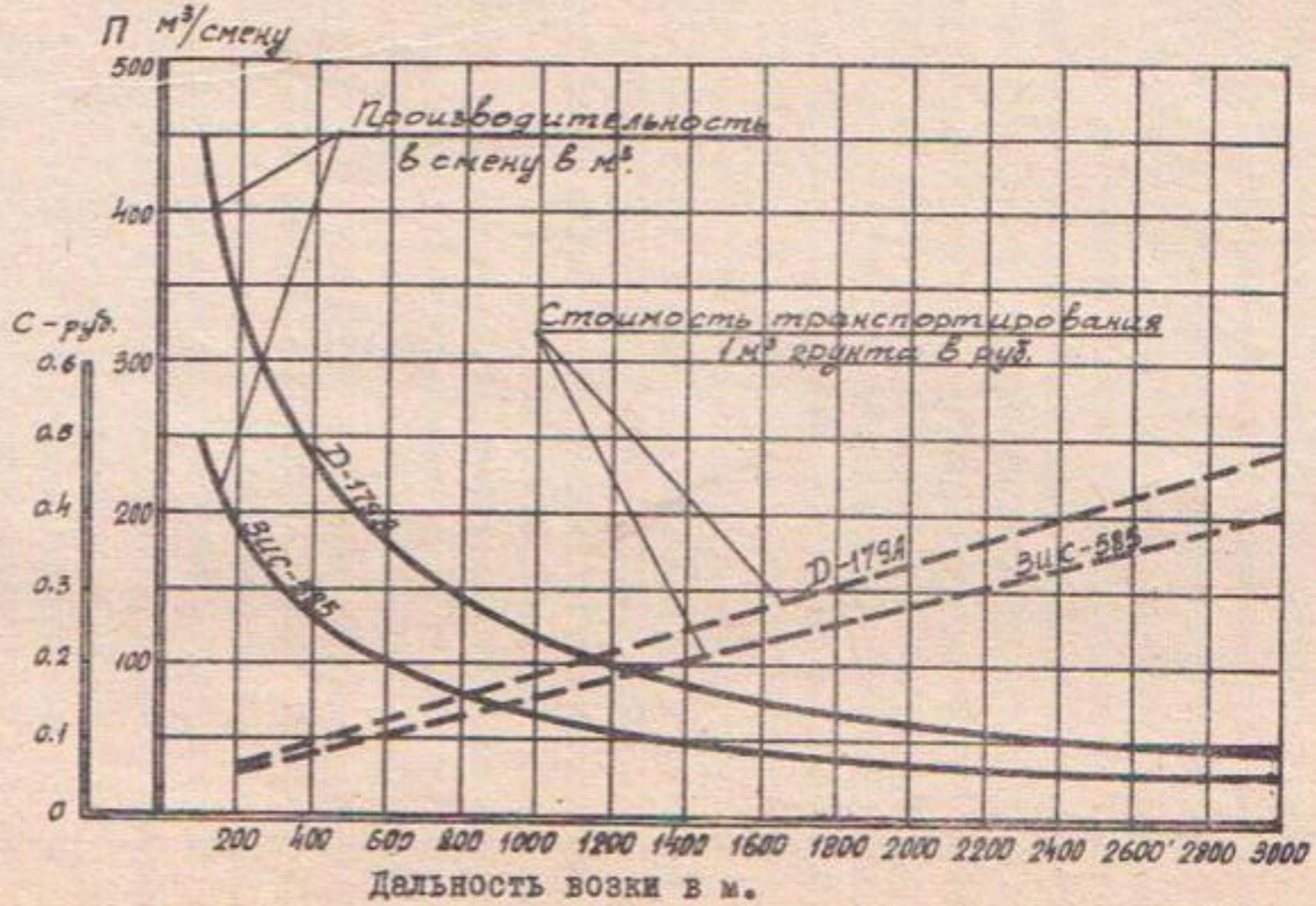


Рис.2. Кривые изменения технико-экономических показателей транспорта грунта от дальности возки.

свалов, позволившие значительно сократить ручной труд на отборе камня. В дальнейшем, когда камень потребовался в большом количестве для устройства дренажной призмы и облицовки напорного откоса, сверхмерный камень стали выбирать на плотине тракторными граблями.

Оптимальная влажность грунта была установлена в 6-8% веса мелкозема (фракции менее 2 мм) и доувлажнение его до оптимальной величины (против карьерного значения влажности грунта 2-3%) производилось на плотине автоцистернами. Равномерность увлажнения обеспечивалась за счет чередования поливки с перемешиванием грунта рыхлителем Д-162А.

Планировка поверхности укатываемого грунта производилась грейдером Д-20Б и при необходимости грунт доувлажнялся.

Одной из сложных и ответственных операций технологического процесса строительства плотин из крупнообломочных грунтов является уплотнение. На Ортотокое в начале оно производилось сцепом из двух соединенных гуськом пятитонных катков - кулачкового Д-130 и гладкого Д-126. При этом предполагалось, что кулачковый каток уплотнит нижнюю часть слоя, а гладкий - верхнюю.

Этот способ, дающий хороший эффект при уплотнении связных, однородных по гранулометрическому составу, грунтов, оказался малоэффективным на крупнообломочных грунтах. В этом случае кулачки катков выворачивали камни из толщи грунта и взрыхляли его. Для достижения проектной плотности, равной 2,1 т/м^3, приходилось дополнительно укатывать грунт гладкими катками.

Гладкие катки сравнительно хорошо прорабатывают верхнюю часть слоя; роль же кулачков для уплотнения нижней части отсыпанного слоя выполняют камни, содержащиеся в грунте. При уплотнении же кулачковыми катками эти камни наряду с рыхлением грунта сильно изнашивали, а часто и ломали кулачки.

Начиная с середины 1953 г., по предложению САНИИРИ, уплотнение грунта на строительстве Ортотокойского водохрани-

лища стали производить сцепом из двух гладких катков Д-I26. При этом проектная плотность достигалась за I0 проходов, вместо I2-I6 проходов при использовании кулачковых и гладких катков, а укатка производилась на IУ скорости трактора (7,4 км/ч), вместо Ш скорости (5,I км/ч).

Позже были исследованы тяжелые 25-30-тонные катки: Д-263 (на пневматике) и Д-220 (без кулачков), нашедшие широкое применение на строительстве. Грунт слоем 35 см уплотнялся до проектной плотности за четыре прохода катка Д-220; при укатке пневмокатком Д-263 требовалось шесть проходов, за счет недостаточного уплотнения полос грунта между следами колес.

Места сопряжения бортов плотины со скалой на ширине I,5 м, не обрабатываемые прицепными катками, трамбовались металлической "бабой" весом 700 кг, подвешенной к стреле экскаватора Э-252. Слой грунта толщиной 0,7 м уплотнялся за четыре удара "бабы", сбрасываемой с высоты 2 м.

Опыт строительства и более чем десятилетие эксплуатации плотины Ортотокойского водохранилища, при полном отсутствии аналогичного прецедента в практике плотиностроения Советского Союза, дает основание рекомендовать изложенную выше технологию, а также применявшиеся способы производства отдельных видов работ и средства уплотнения для использования при проектировании и возведении качественных насыпей из крупнообломочных грунтов.

С этих позиций немалый интерес представляет методика организации и проведения контроля качества работ при строительстве плотины Ортотокойского водохранилища, разработанная САНИИРИ.

Основные задачи контроля качества работ сводились: к соблюдению соответствия укладываемого в тело плотины грунта требованиям проекта; выполнению установленного проектом производства работ технологического процесса; определению степени уплотнения грунта и значения коэффициента фильтрации.

Контроль качества выполняемых работ осуществлялся грунтовой лабораторией строительства, переданной в ведение экспедиции САНИИРИ.

Методика контроля была организована следующим образом: на плотине постоянно находились дежурные лаборанты, в функцию которых входило наблюдение за качеством поступающего из карьера грунта и правильностью выполнения принятого технологического процесса (разравнивание грунта слоем заданной толщины, увлажнение его до оптимального значения, перемешивание грунта рыхлителем, отбор крупных камней и т.п.).

При отсутствии нарушений принятого технологического процесса дежурный лаборант выдает прорабу справку, разрешающую уплотнение грунта. Во время работы грунтоуплотняющих машин дежурный лаборант контролирует, чтобы последние сделали требуемое количество проходов с надлежащим перекрытием следов.

Работы, связанные с определением степени уплотнения грунта, его гранулометрического состава и коэффициента фильтрации, выполнялись старшим лаборантом с соответствующим штатом. Все материалы фиксировались в специальных журналах, с указанием плановых и высотных мест отбора проб. Общее руководство контролем качества работ и ответственность за него были возложены на заведующего лабораторией.

Степень уплотнения грунта определяется по объемному весу его скелета. Трудность в определении степени уплотнения крупнообломочных грунтов, на которых метод колец неприменим, заключается в сложности установления объема грунта, извлеченного из шурфа. Неправильная форма внутренней поверхности шурфа не дает возможности определить его объем путем простого обмера. Поэтому объем извлеченного из шурфа грунта определяется через вес засыпанного в шурф песка с заранее установленным объемным весом. Из каждых 150 $м^3$ уложенного грунта отбиралась одна проба из шурфа размером 30х30х30 см.

Исходя из стремления уменьшения трудоемкой операции, связанной с переносом, засыпкой и последующим взвешиванием

песка, применялся следующий метод. На выравненное песком дно шурфа устанавливается ящик размером 25x25x40 см. Пространство между стенками шурфа и ящиком засыпается песком вровень с поверхностью укатки. Объем шурфа находится суммированием объема, занимаемого ящиком, и объема песка.

Коэффициент фильтрации определялся по методу Болдырева. Средняя величина коэффициента фильтрации составила около I м в сутки при расчетном 3,5 м в сутки.

Гранулометрический состав определялся ситовым методом.

Из изложенной выше методики контроля качества работ особо следует остановиться на способе определения объемного веса крупнообломочных грунтов и его влажности.

Существующий способ определения объемного веса неприменим при установлении необходимого числа прохода машин и толщины слоя уплотнения. При определении объемного веса методом шурфования плотность грунта в одной точке можно определить только один раз, на следующем этапе уплотнения плотность устанавливается в другой точке. Поэтому полученные величины, особенно для крупнообломочных грунтов, сильно разнятся между собой и не позволяют достаточно точно установить истинной картины процесса уплотнения.

Автором был рекомендован и применен способ, позволяющий установить все значения плотности в толще слоя, достигаемые в процессе уплотнения /6/. Известно, что при уплотнении грунта на больших площадях увеличение плотности происходит за счет высоты отсыпанного слоя, потому что бокового перемещения грунта практически не происходит; поэтому плотность укатываемого слоя изменяется с его высотой и обратно пропорциональна ей. Коэффициенты уплотнения грунтов, которые обычно находятся как отношения объемных весов, могут быть выражены как отношения высот уплотняемого слоя.

Таким образом, замеряя толщину слоя до и после, а также в процессе уплотнения, можно легко и быстро установить как конечные, так и промежуточные значения коэффициентов уплотне-

ния. А это позволяет через объемный вес грунта, определяемого по существующей методике один раз после уплотнения или в процессе его, определить все его предыдущие значения в данной точке. По этому способу можно определить и степень уплотнения грунта по высоте слоя, в то время как по существующей методике определить его совершенно невозможно.

Осуществление этого способа на практике проходило следующим образом. После подготовки грунта к укатке в определенных точках отсыпанного с различной толщиной слоя отрывались шурфы диаметром 20-25 см. Затем, начиная с поверхности слоя, через каждые 7-10 см по высоте в грунт через боковые стенки шурфа и на его дно закладывались репера- металлические пластинки толщиной I мм и диаметром 50 мм. После нивелировки всех реперов шурфы аккуратно засыпались. Нивелировка поверхностного репера производилась после каждого прохода катка.

По окончанию уплотнения объемный вес в каждой точке определялся на всю толщину по обычной методике. Глубинные репера, заложенные в толщу слоя, нивелировались по мере открытия шурфа.

Данные по толщине слоев и их осадкам позводили вычислить коэффициенты уплотнения. Зная коэффициенты уплотнения каждого слоя, нетрудно через конечный объемный вес грунта получить его начальное и промежуточное значения.

Применение этого способа на строительстве Ортотокойского водохранилища позволило с достаточной точностью установить необходимое число проходов катков Д-I26, Д-2II, Д-263 и Д-220 (без кулачков) и толщину уплотняемого слоя.

Согласно принятой методике контроля качества работ на плотине Ортотокойского водохранилища разрешение на уплотнение грунта выдается только при соответствии влажности подготовленного слоя оптимальному значению. Существующие способы просушивания грунта неприменимы ввиду их большой длительности (около 7 ч.), вследствие чего влажность обычно устанавливается по количеству вылитых автоцистерн.

Принимая во внимание низкую точность подобного способа, нами был испытан и применен прибор "061", выпускаемый Усманским механическим заводом, который позволяет быстро и сравнительно точно установить влажность грунта /7/. Принцип работы прибора основан на пропуске горячего (105–110°С) воздуха через высушиваемый несвязный грунт.

Прибор "061" состоит из четырех самостоятельных электрических приборов, укрепленных на вертикальной стойке. Каждый из них представляет собой гильзу с вставленным внутрь нагревательным элементом. Сверху к гильзе подведен воздухопровод с вентилем, регулирующим подачу воздуха; сбоку гильза имеет отверстие для термометра, а под гильзами установлены на пружинных подставках чашечки с сетчатым дном для грунта.

Для работы прибора необходимы однофазный ток и сжатый воздух. Продолжительность продувания испытываемого грунта горячим воздухом 6–8 мин.

Опыты проводились с грунтом следующего гранулометрического состава: фракций менее 0,1 мм – 4–6%; 0,1–0,25 мм – 18–20%; 0,25–0,5 мм – 22–24% и 0,5–2 мм – 52–54%.

Проведенные опыты показывают, что использование прибора "061" в 50 раз сокращает время просушивания грунта по сравнению с термошкафом, при этом величина определенной влажности грунта получается в среднем на 0,5% больше фактической. Изложенное позволяет рекомендовать прибор "061" для определения влажности несвязных грунтов с содержанием пылеватых частиц не более 5%.

Отсутствие примеров использования крупнообломочных грунтов в качестве материала для строительства качественных насыпей не позволяет провести обобщение и найти оптимальные решения каждого из рассмотренных вопросов технологии, механизации и контроля качества возведения плотины Ортотокойского водохранилища. В то же время приведенные выше решения конкретных задач, апробированных практикой, являются базой

дальнейшего совершенствования опыта строительства подобных плотин и дамб.

ЛИТЕРАТУРА

I. Проектирование и строительство больших плотин, вып.3, Проектирование и строительство плотин из местных материалов. Изд-во Энергия, М., 1967.

2. Ибрагимов М.И., Осадчий В.П., Пулатов У.Ю. Разработка технологии строительства высоконапорных плотин из крупнообломочных грунтов и методика контроля качества работ, Удостоверение о регистрации № 12566 с приоритетом от 11 апреля 1959 г.

3. Гришин М.М. О плотинах из крупнообломочных грунтов, Сборник трудов МИСИ, М., 1964, № 46.

4. Моисеев С.Н. Каменно-земляные и каменнонабросные плотины, Изд-во Энергия, М., 1970.

5. Шваб З.И., Пулатов У.Ю. Производство работ по возведению плотины Ортотокойского водохранилища, ж."Гидротехническое строительство", 1954, № 7.

6. Пулатов У.Ю. О способе определения степени уплотняемости крупнообломочных грунтов, ж."Гидротехническое строительство", 1958, № 2.

7. Пулатов У.Ю., Ибрагимов М.И. Ускоренный способ определения влажности грунта, ж."Гидротехническое строительство", 1955, № 7.

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к выпуску 128 Трудов САНИИРИ им.В.Д.Журина

(Гидравлика, гидротехнические сооружения)

1971 год

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ОПЫТНОГО ПОЛИГОНА КРЕПЛЕНИЙ ПЛОТИНЫ ТАШКЕНТСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

М.Л.ДЗЮБАЛТОВСКАЯ, Е.Я.ФРОЛИКОВА

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье содержатся краткая характеристика водохранилища и плотины, описание опытного полигона креплений напорного откоса плотины (состоящего из типов плитного крепления на лессовом и песчано-гравелистом основании) и описание оборудования опытного полигона креплений; даются результаты трехлетних натурных наблюдений за режимом наполнения, ветровым-волновым режимом водохранилища, осадками и состоянием опытных креплений.

Рисунков 4, таблиц 5.

УДК 627•83

К РАСЧЕТУ ВЕТРОВОГО ВОЛНЕНИЯ В МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Е.Я.ФРОЛИКОВА

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье приводятся материалы натурных наблюдений за ветровым волнением на водохранилищах Средней Азии (Каттакурганском, Тедженском, Сарыязинском, Кайраккумском, Чардаринском, Ташкентском и на озере Часкак).

Наблюдениями установлено, что на малых водохранилищах с объемом 200÷500 млн.м^3 и длиной зеркала 3÷25 км формирование волн происходит иначе, чем на крупных водохранилищах. Несмотря на большую продолжительность действия ветра, волны не достигают полного развития. На основании обработки многочисленного материала наблюдений рекомендована формула для определения расчетной высоты ветровой волны в малых водохранилищах с разгонами до $\leqslant$ 15 км.

Рисунков 5, таблиц 3.

УДК 627•83

РЕЖИМ РАБОТЫ ВОДОХРАНИЛИЩ - ОСНОВНОЕ ЗВЕНО БОРЬБЫ С ЗАИЛЕНИЕМ

Е.Я.ФРОЛИКОВА, М.С.КОЖЕВНИКОВА, И.В.ОСАДЧАЯ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье рассматриваются недостатки эксплуатации некоторых среднеазиатских водохранилищ и даются рекомендации правильного управления режимами водохранилищ для продления их срока работы. Отмечается, что организация борьбы с заилением водохранилищ должна занять одно из важных мест как при разработке проекта, так и в процессе эксплуатации.

Рисунков 7, таблица.

УДК 627•83

ТРАНСФОРМАЦИЯ ВЕТРОВОЙ ВОЛНЫ В ПРИБОЙНОЙ ЗОНЕ КАЙРАККУМСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

М.С.КОЖЕВНИКОВА

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье приводятся материалы пятилетних натурных наблюдений за трансформацией ветровой волны, проведенных с использованием максимально-минимальных вех и специальных волнографов.

Натурные наблюдения показали, что на пологих участках волна трансформируется слабо, но на участках с уклонами $i > 0{,}01$ этот процесс усиливается.

В результате обработки материалов наблюдений получено уравнение, характеризующее изменение высоты волны в прибойной зоне. Для условий глубокой воды получена связь периода волны с высотой волны.

Рисунков 4.

УДК 621•317•763

ВОЛНОГРАФ С РЕОСТАТНЫМ ДАТЧИКОМ, ПИТАЕМЫЙ ОТ АККУМУЛЯТОРНОЙ БАТАРЕИ

Л.А.ГЕХТЕР

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье описывается конструкция и схема разработанного в САНИИРИ измерительного прибора, предназначенного для регистрации параметров ветровых волн. Отличительной особенностью настоящего прибора является автономность питания. Прибор позволяет производить непрерывную регистрацию состояния водной поверхности, а также развернутую осциллографическую запись серий волн.
Рисунок, таблица.

УДК 621•317•763•621•3•077•6•621•316•8

ВОЛНОМЕР-ВОЛНОГРАФ С РЕЛЕЙНО-РЕОСТАТНЫМ ДАТЧИКОМ

Л.А.ГЕХТЕР

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В отделе водохранилищ САНИИРИ разработан прибор, позволяющий производить автоматическую непрерывную запись чернилами на диаграммной ленте максимальных значений волновых горизонтов за каждые прошедшие одинаковые интервалы времени, а также при помощи осциллографа - развернутую запись серии волн. Он состоит из двух узлов: датчика, устанавливаемого в водохранилище, и приемника, располагаемого в помещении на берегу, соединяемых пяти- или четырехжильным кабелем и одним заземленным (не изолированным) проводником. Датчик представляет собой стержень из изоляционного материала, вдоль всей длины которого на определенных расстояниях друг от друга располагаются контакты, каждый контакт соединен с однообмоточным реле (с одной группой переключаемых контактов), тремя точечными полупроводниковыми диодами и одним малогабаритным резистором, расположенными в специальном контейнере, закрепленном на верхнем конце датчика. Приемник прибора состоит из программного четырехтактного переключателя, периодически переключающего режим прибора то на запись уровня гребней волны, то на запись уровня ложбин сблокированного переключателя, переключающего прибор с режима записи волновых уровней на запись развернутой осциллограммы волнения; самопишущего миллиамперметра, производящего запись волновых горизонтов и светолучевого осциллографа, производящего осциллографическую развернутую запись серии волн.

Рисунков 3.

УДК 621•317•763

ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОЛНООБРАЗОВАТЕЛЯ БОЛЬШОГО ВОЛНОВОГО ЛОТКА САНИИРИ

Б.И.БЕЛЕСКОВ, С.И.КЕБЕРЛЕ

Труды САНИИРИ,вып.128, 1971

В статье указаны основные недостатки, допущенные при проектировании волнообразователя большого волнового лотка САНИИРИ и пути их устранения. Описаны условия, при которых волнообразователь лотка попадал в резонансный режим работы. Сделаны предупреждения от возможности повторения указанных ошибок и даны рекомендации относительно использования волнообразователя пневматического действия, учитывая его достоинства по сравнению с другими их типами.

Рисунков 2.

УДК 627•83

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ РУСЛОВЫХ ФОРМИРОВАНИЙ НА ПРОПУСКНУЮ СПОСОБНОСТЬ ОТВЕРСТИЙ СБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

С.С.МАРКОВА

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье приводятся некоторые данные по эксплуатации сбросных отверстий существующих водозаборных сооружений на реках горно-предгорной зоны, связанные с нарушением естественного режима их в результате строительства водозаборных узлов. Резко нарастающие паводковые расходы, характерные для указанных рек, переполняют заилившееся подводящее русло, что иногда влечет за собой большие разрушения на узлах.

В статье обосновывается необходимость проведения исследований по вопросу влияния призм отложений наносов перед сбросными сооружениями на их пропускную способность.

Рисунков 4, таблиц 3.

УДК 627•I

О ПОСТРОЕНИИ КАРТИНЫ ОБТЕКАНИЯ ГЛУХИХ ШПОР РЕЧНЫМ ПОТОКОМ

К.Ш.ШАРАПОВ

Труды САНИИРИ, вып. I28 I97I

В статье приводятся некоторые теоретические исследования построения картины обтекания глухих шпор речным потоком. Лабораторными исследованиями установлено, что в таких случаях образуются водоворотные (застойные) зоны в верхнем и в нижнем бьефах, при этом траектории поверхностных и донных струй обтекающего потока имеют различную кривизну. Для построения крайних линий токов поверхностных и донных струй в статье приводятся математические выражения, которые при сопоставлении с лабораторными данными дали хорошие совпадения. На основе построения траекторий поверхностных и донных струй получены математические выражения для определения глубины воронки размыва у глухой шпоры.

УДК 626.01

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АСФАЛЬТОВОГО ТЮФЯКА, УКРЕПЛЯЮЩЕГО МЕЛКОПЕСЧАНЫЙ БЕРЕГ РЕКИ

Б.И.БЕЛЕСКОВ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье приводятся формулы, полученные для оценки возможной величины напряжений, возникающих в арматуре гибких асфальто-бетонных креплений при укладке их на мелкопесчаном откосе с последующим опусканием до нужного положения при подмыве. Величина этих напряжений была необходима при проектировании опытного участка креплений и измерительной аппаратуры для него.

УДК 626.01

РАСЧЕТ УРАЛЬСКОГО ПОЛА НА СВАЯХ

Б.И.БЕЛЕСКОВ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье дается методика расчета уральского пола на сваях. Рассматриваются такие вопросы расчета, как заглубление водобоя с уральским полом под уровень нижнего бьефа, длина водобоя с полом, размеры уральского пола, несущая способность свай пола с учетом нагрузки потока на него, вес плиты пола и длина свай, обеспечивающие его устойчивость. Приводятся примеры расчета.

Рисунков 5.

УДК 624•01

СОПРЯЖЕНИЕ БЬЕФОВ ТРУБЧАТЫХ НАПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ, ОБОРУДОВАННЫХ ГАСИТЕЛЕМ-РАСТЕКАТЕЛЕМ НОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

Н.А.КАНАВИН, М.Б.СЕЛЯМЕТОВ
Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье изложены результаты модельных исследований гасителя-растекателя новой конструкции, выполненных в гидравлической лаборатории ТИИМСХ.

Разработана конструкция цилиндрического растекателя-гасителя, обеспечивающего гашение избыточной кинетической энергии в нижнем бьефе гидротехнических сооружений при весьма значительной кинетичности потока.

Конструкция рекомендуется к применению при величине $\frac{q^2}{d^3} \leq 40$ м/сек^2 (существующие конструкции могут применяться лишь при $\frac{q^2}{d^3} \leq 5{,}5$ м/сек^2).

Рисунков 5.

УДК 624.01

КРИТЕРИИ ФОРМ СОПРЯЖЕНИЯ ПОТОКОВ НИЖНЕГО БЬЕФА ТРУБЧАТЫХ РЕГУЛЯТОРОВ

М.М.СЕЛЯМЕТОВА

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье излагаются результаты модельных исследований, выполненных автором в лаборатории ВНИИГиМ. Рассмотрены все возможные формы сопряжения потоков в нижнем бьефе трубчатых регуляторов и установлены критерии, позволяющие прогнозировать формы сопряжения бьефов.

Рисунков 3.

УДК 626•01

К РАСЧЕТУ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ НА РАЗНОРОДНОМ ОСНОВАНИИ

С.В.ГАЛАЙКЕВИЧ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье рассмотрены факторы, влияющие на пространственность фильтрационного потока узких сооружений, описана методика исследований и их графическая обработка для получения расчетных зависимостей в относительных величинах.

Рисунков 2.

УДК 624•01

ПЕРЕНОСНЫЙ СИФОН ДЛЯ ЗАМОЧКИ ОРОСИТЕЛЕЙ

С.И.КЕБЕРЛЕ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье описывается конструкция переносного сифона, предназначенного для автоматизированной замочки оросителей, построенных с большими уклонами на просадочных грунтах, и даются рекомендации по установке сифонов.

Рисунок.

УДК 624•01

УРОВНЕМЕР ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ СИФОНА НАСОСНОЙ СТАНЦИИ

Л.А.ГЕХТЕР, А.С.КОНДАКОВ
Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье описывается конструкция и принципиальная электрическая схема прибора, использованного авторами для измерения и осциллографической регистрации уровней воды в сифоне крупной насосной станции при различных режимах работы насоса.

Рисунок.

УДК 621•22

ТЕХНОЛОГИЯ И МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ПЛОТИНЫ ИЗ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ

У.Ю.ПУЛАТОВ

Труды САНИИРИ, вып.128, 1971

В статье излагается первый в Советском Союзе опыт возведения плотины Ортотокойского водохранилища из крупнообломочных грунтов по технологии, разработанной САНИИРИ.

Описывается технологический процесс возведения плотины с акцентом на особенности производимых строительных операций и применяемых средств механизации. Дается описание применявшихся на строительстве методики контроля качества работ, новых способов определения степени уплотняемости и влажности крупнообломочных грунтов.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

М.Л.ДЗЮБАЛТОВСКАЯ, Е.Я.ФРОЛИКОВА. Результаты исследования опытного полигона креплений плотины Ташкентского водохранилища..... 3

Е.Я.ФРОЛИКОВА. К расчету ветрового волнения в малых водохранчлищах Средней Азии..... 25

Е.Я.ФРОЛИКОВА, М.С.КОЖЕВНИКОВА, И.В.ОСАДЧАЯ. Режим работы водохранилищ - основное звено борьбы с заилением..... 51

М.С.КОЖЕВНИКОВА. Трансформация ветровой волны в прибойной зоне Кайраккумского водохранилища.... 73

Л.А.ГЕХТЕР. Волнограф с реостатным датчиком, питаемый от аккумуляторной батареи..... 85

Л.А.ГЕХТЕР. Волномер-волнограф с релейно-реостатным датчиком..... 89

Б.И.БЕЛЕСКОВ, С.И.КЕБЕРЛЕ. Опыт эксплуатации волнообразователя большого волнового лотка САНИИРИ 97

С.С.МАРКОВА. К вопросу о влиянии русловых формирований на пропускную способность отверстий сбросных сооружений..... 103

К.Ш.ШАРАПОВ. О построении картины обтекания глухих шпор речным потоком..... 115

Б.И.БЕЛЕСКОВ. Статический расчет асфальтового тюфяка, укрепляющего мелкопесчаный берег реки... 137

Б.И.БЕЛЕСКОВ. Расчет уральского пола на сваях..... 149

Н.А.КАНАВИН, М.Б.СЕЛЯМЕТОВ. Сопряжение бьефов трубчатых напорных сооружений, оборудованных гасителем-растекателем новой конструкции..... 173

М.М.СЕЛЯМЕТОВА. Критерии форм сопряжения потоков нижнего бьефа трубчатых регуляторов..... 195

С.В.ГАЛАЙКЕВИЧ. К расчету пространственной фильтрации сопрягающих сооружений на разнородном основании..... 203

С.И.КЕБЕРЛЕ. Переносный сифон для замочки оросителей..... 209
Л.А.ГЕХТЕР, А.С.КОНДАКОВ. Уровнемер для исследования сифона насосной станции..... 212
У.Ю.ПУЛАТОВ. Технология и механизация возведения плотины из крупнообломочных грунтов..... 215

Редакторы И.И. Кондратьева, Б.Ф.Калигина
Корректоры Т.М.Шапошникова, Р.П.Яхъяева, Г.Д.Яценко

Р-07218 Подписано в печать 19.I.71г. Формат бумаги 50х60 1/
Усл.п.л. 15,625 Зак. 1196 Тираж 300экз. Цена 1р. 10к.

Картфабрика ин-та "Узгипрозем", Ташкент, Мукими, 176