

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

12

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ЎЗБЕКИСТОН ССР ФАНЛАР АКАДЕМИЯСИ

СУВ ПРОБЛЕМАЛАРИ ВА ГИДРОТЕХНИКА ИНСТИТУТИ

ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

12-КИТОБ

ИНШООТЛАР ГИДРАВЛИКАСИ,
ТЎЛҚИН ПРОЦЕССЛАРИ

ЎЗБЕКИСТОН ССР ФАНЛАР АКАДЕМИЯСИ НАШРИЁТИ

ТОШКЕНТ-1963

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 12

ГИДРАВЛИКА СООРУЖЕНИЙ,
ВОЛНОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ТАШКЕНТ • 1963

В сборнике приведены результаты исследований гидравлических сооружений и волновых процессов, полученные в лабораториях ИВПиГ АН УзССР и на построенных объектах (в натуре).

Описаны новые конструкции измерительной аппаратуры и даны некоторые рекомендации по гидравлическому расчету. Одна часть рекомендаций относится к уже законченным полностью разработкам, другая—освещает новые пути и данные предварительных изучений, имеющих большое значение в практике проектирования, строительства и эксплуатации гидравлических сооружений.

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

Редакционная коллегия

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ (отв. редактор), член-корреспондент АН УзССР М. С. ВЫЗГО, С. Г. ЗАПРОМЕТОВ, Е. Д. РОЖДЕСТВЕНСКИЙ, А. М. МУХАМЕДОВ, М. В. БУТЫРИН, М. В. ВАСИЛЬЕВ, И. И. ГОРОШКОВ, Н. Ф. ЦВЕТИКОВА, Г. Г. ВАЛЕНТИНИ.

Член-корреспондент АН УзССР М. С. ВЫЗГО,
Ю. М. КУЗЬМИНОВ

ВЛИЯНИЕ ШЕРОХОВАТОСТИ ДНА ВОДОТОКА НА ДЛИНУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПРЫЖКА

В случае расчета, проектирования и эксплуатации гидротехнических сооружений необходимо определять длину горизонтального крепления для предохранения от местных размывов, длину водобойного колодца перепадов, быстротоков и других сооружений. Нахождение такой длины неизбежно связано с расчетом длины водоворотно-вальцово-й зоны гидравлического прыжка.

Явление гидравлического прыжка как физического процесса скачка при переходе потока из бурного состояния течения (показатель кинетичности $\Pi_k > 1$) в спокойное ($\Pi_k < 1$) привлекало внимание физиков, гидромехаников и инженеров в течение многих лет. Часто упоминалось об опубликованном в 1820 г. Bidone описании гидравлического прыжка [1—4]. По-разному рассматривалась теория этого явления [5—9].

Изучением гидравлического прыжка занимались И. Г. Есьман, В. М. Маккавеев [24], Н. И. Коновалов, В. И. Аравин, М. Д. Чертоусов, И. И. Тараймович, И. И. Леви, Ф. И. Пикалов, В. А. Шаумян, М. М. Скиба, А. И. Сеньшина, Л. Л. Пааль, Н. Н. Беляшевский, В. Б. Дульнев, Н. В. Лаптурев, Л. И. Илизарова, М. Н. Грацианский и другие. Так, исследованиями последних лет установлено наличие, кроме поверхностного, придонного водоворота [10], а также волн на границе транзитной струи (рис. 1) [11]. В результате этих исследований были выяснены длина распространения и другие характеристики несовершенного прыжка, процесс распространения волн за так называемым прыжком — волной [23], характер распределения давлений в зоне прыжка и растекания потока и др. (Д. И. Кумин, Л. А. Машкович, М. С. Фомичев, А. Т. Трофименко и др.), величина коррективы α живой силы (кинетической энергии) потока в зоне прыжка и на послепрыжковом участке [12—15].

В литературе (советской и зарубежной) имеется более 65 формул, при помощи которых рекомендуется определять длину совершенного гидравлического прыжка. Однако в этих рекомендациях почти совершенно не учитывается влияние состояния дна водотока, его шероховатости¹. Только в 1958—1960 гг. К. А. Сулейменов в Алма-Ате (Институт энергетики АН КазССР) произвел при консультации М. С. Вызго опыты по изучению влияния шероховатости дна

¹ Речь идет именно о шероховатости. Иногда [25] рассматривалось влияние тасителей энергии.

крепления на местный размыв [16] и приступил в 1962 г. к детальному изучению влияния шероховатости на длину гидравлического прыжка.

А. Н. Рахманов и М. Ф. Складнев, исследовав незатопленные и затопленные гидравлические прыжки (в Ленинграде), отметили большое влияние усиленной шероховатости, например в виде поперечных планок. В то же время опыты А. Н. Рахманова показали, что при поверхности дна водотока (на лабораторных установках) из дерева, оцинкованного железа и парафина заметной разницы в длине гидравлического прыжка не наблюдается. Это дало основание проф. И. М. Коновалову и другим отметить: "...опыты А. Н. Рахманова показали, что влияние шероховатости на длину вальца в прыжке не обнаруживается" [17]. Влияние "зернистой" шероховатости поверхности дна

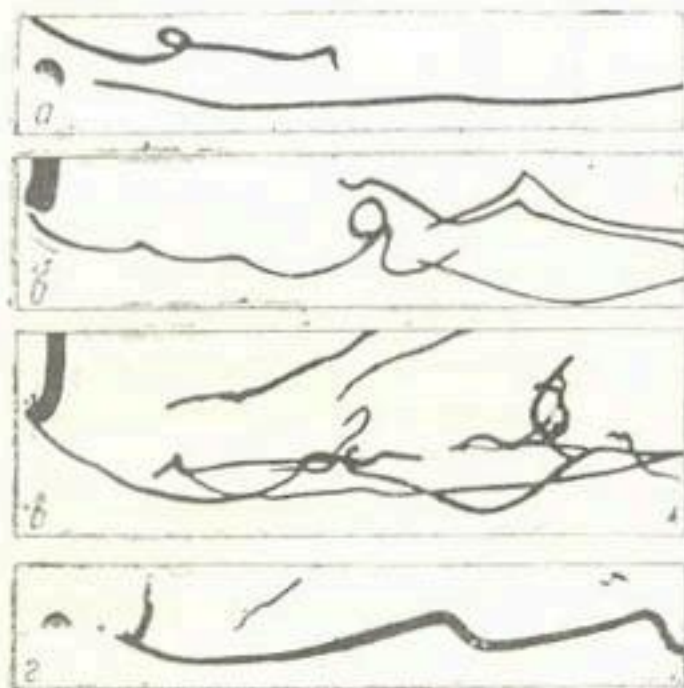


Рис. 1.
Траектории частиц индикатора, введенного в поток воды в экспериментальном лотке.

На снимках а, б, в, воспроизведенных с экспозицией в 0,5 мин., показаны траектории частиц в различные моменты времени при средней скорости потока под щитом в 64 см/сек. Индикатор показал наличие плавного движения в нижнем и верхнем слоях потока и поступательно-вращательного движения в средней его части. При скорости потока 15 см/сек на границе раздела между транзитной струей и обратным течением образовалось волновое движение (г).

водотока на длину прыжка и другие его параметры А. Н. Рахманов не исследовал.

М. Т. Иванков и А. Н. Ширшов [18] изучали влияние зернистой шероховатости на структуру потока в зоне прыжка, однако влияние этой шероховатости на длину вальцово-водоворотной зоны ими в явной форме не отмечено. Значимость для практики этого вопроса можно видеть хотя бы из следующего.

Многие гидротехнические сооружения, в том числе высоконапорные плотины, изучаются в процессе проектирования на гидравлических моделях в лабораторных условиях. Предположим, что рассматривается водосливная плотина высотой 10, 50 или 100 м. Чаще всего в натуре эти сооружения возводятся из бетона (и железобетона), имеющего более или менее определенную физически шероховатую поверхность. В лабораториях обычно модели изготавливаются из более гладкого материала [20], но гладкость водобоя, на котором развивается прыжок, обычно не моделируется, а по условиям лабораторного оборудования высота плотин на опытных установках редко превышает 1 м. В теории прыжка потерями энергии на трение о дно обычно пренебрегают. На моделях с так называемым "гладким" дном трение мало ощутимо (на сравнительно короткой длине зоны прыжка). Об этом свидетельствуют и использованные И. М. Коноваловым результаты опытов А. Н. Рахманова. Однако заведомо можно считать, что чем меньше шероховатость и глаже поверхность дна водобоя сооружения, тем меньше сопротивления движению и больше длина прыжка. Если на модели выяснена длина, равная $l_{\text{мод}}$, то при прогнозе часто считают, что $l_{\text{нат}} = \lambda \cdot l_{\text{мод}}$, где λ — геометрический масштаб модели. Но если модель была бетонной, то для бетонного сооружения в натуре такой прогноз является неточным, так как не учтено, что относительное влияние шероховатости на модели сильнее, чем в на-

туре. Поэтому фактическая длина прыжка в натуре $l_{\text{факт}}$ будет больше, чем спрогнозированная, т. е. $l_{\text{факт}} > l_{\text{прогн}}$. Разработанные на основе таких лабораторных опытов рекомендации для расчета длины крепления могут оказаться недостаточными и в натуре может произойти большой местный размыв русла за сооружением, поскольку вальцово-водоворотная зона потока с повышенной турбулентностью не уложится в пределы размеров, определенных таким прогнозом.

На необходимость учета сил трения при расчетах и моделировании указано в работах [19, 20]. Однако И. И. Леви [20] не дает все же конкретных рекомендаций для моделирования прыжка, по-видимому, ввиду отсутствия накопленного опыта. Анализируя работы иностранных исследователей, главным образом французских, и некоторые работы советских исследователей (например, Л. Л. Пааля), И. И. Леви указал, что „при исследовании пульсации скоростей и давлений на рисберме сооружений надо применять достаточно гладкие поверхности типа гладкой цементной штукатурки и выполнять модель не менее чем в 1:50—1:100 натуральной величины. При меньшем масштабе обработка поверхности должна быть еще более совершенной и поверхность должна покрываться лаком. Изложенные соображения полностью применимы и для моделей быстротоков и водоспусков в виде туннелей, но в этих случаях нужно предварительно установить величину коэффициента сопротивления модели и сопоставить ее с натурой, которую можно определить, пользуясь той или иной расчетной зависимостью, полученной на основе данных натурных наблюдений“ [20].

Нам представляется, что эти общие соображения и рекомендации требуют уточнения и конкретизации на основе более тщательных исследований, тем более, что И. И. Леви отметил: „Моделирование должно быть основано на принципах теории подобия и использовании обобщенных экспериментальных зависимостей, учитывающих критерии подобия. Эмпирические же зависимости, установленные на основе натурных наблюдений, могут применяться лишь как проверочные для сопоставления модели с натурой“. Кроме того, нам кажется, что при изучении пульсации большую помощь окажут и работы И. К. Никитина [21, 22], а также Сулейменова [28].

В результате опытов, проведенных в 1961—1962 гг. в лаборатории гидравлики ИВПиГ АН УзССР, мы установили, что на модели даже замена гладкого стального дна гладким стеклянным отражается на размерах гидравлического прыжка, причем установлено [26, 27], что в этом случае длина прыжка увеличивается на 2—3%. Наоборот, с увеличением шероховатости она уменьшается (например при $\frac{\Delta}{h_2} = 0,05$ на ~30%). Дальнейшее увеличение шероховатости (наклейка крупных песчинок на сталь) может уменьшить длину прыжка в два раза.

Для опытов, выполнявшихся в условиях плоской задачи, использовали лоток шириной в 20,6 см. Конечно, в условиях малой ширины лотка на длину водоворотных зон могут оказывать влияние стеклянные стенки. Поэтому сравнивались относительные величины, что почти исключает влияние стенок. Изучали прыжок на горизонтальном водобое за водосливной плотиной в соответствии со схемой рис. 2. Дно русла за креплением всегда было ниже дна крепления и не оказывало влияния на параметры прыжка. Эксперименты выполняли при трех высотах плотины: $P_1 = 68$; $P_2 = 46$; $P_3 = 22$ см. Плотина изготовлена из листового дюралюминия. Расходы воды менялись от $Q \approx 1,0$

до $Q \approx 10,0$ л/сек. Размеры зернистой шероховатости создавались наклейкой на стальное горизонтальное дно водобоя песчинок от $d_{\text{ср}} = 0,15$ до $d_{\text{ср}} = 20$ мм. Результаты опытов сведены в таблицу, в которой приведены данные измерений как основных, так и дополнительных (контрольных) опытов.

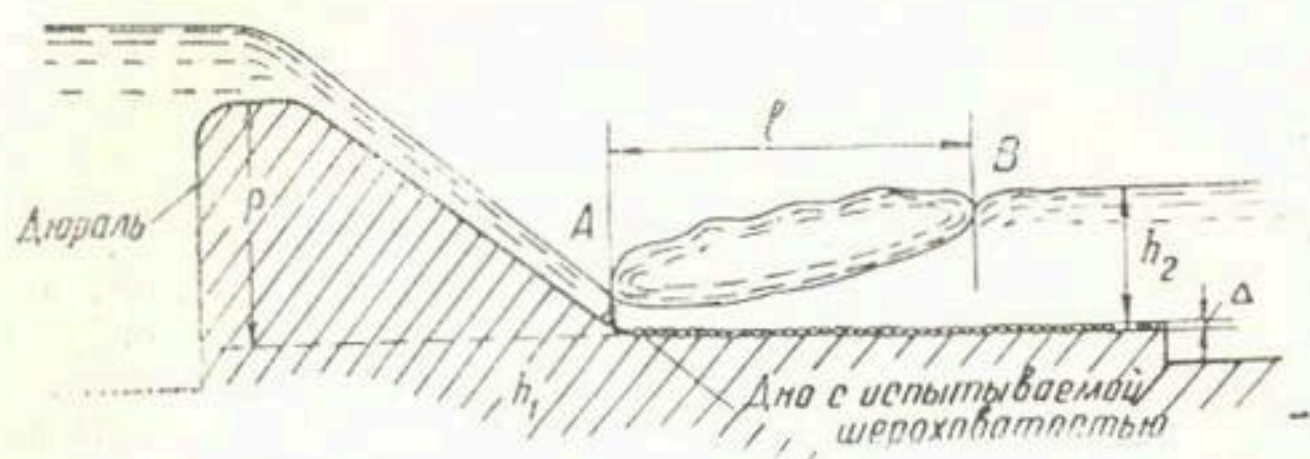


Рис. 2. Схема лабораторной установки.

Каждый опыт выполнялся при постоянном расходе воды. Длина прыжка l оценивалась по месту, где поверхностные линии токов меняли знак, т. е. там, где заканчивался поверхностный валец (точка B на рис. 2). Для наглядности оценки изучаемого явления расстояние от A до B принималось за длину прыжка. Так как явление пульсирует, то вычислялось среднеарифметическое значение

$$l = \frac{(l_{\text{max}} + l_{\text{min}})_{\text{пульс}}}{2}.$$

В условиях описываемых опытов трудно было проследить намечающуюся зависимость h_2 от $d_{\text{ср}}$, хотя имеется вполне понятная тенденция уменьшения h_2 с увеличением $d_{\text{ср}}$. Однако в наших опытах наблюдалось относительно незначительное изменение h_2 с изменением шероховатости, и мы им пока пренебрегали. Это требует дальнейшего изучения. В то же время опыты наглядно показали, что $l = f(d_{\text{ср}})$.

Из таблицы видно, что при идентичных гидравлических условиях длина прыжка в очень большой степени зависит от шероховатости водобойного дна.

На рис. 3 дается график $\frac{l}{l_0} = f\left(\frac{\Delta}{h_2}\right)$; по оси ординат отложены относительные длины прыжков (отношение длины прыжка l на шероховатом дне к длине прыжка l_0 на гладком дне, стеклянном), а по оси абсцисс — относительные шероховатости (отношение высоты выступа Δ песчинок, наклеенных на стальное дно, ко второй сопряженной глубине¹). Эта зависимость аппроксимируется уравнением

$$\frac{l}{l_0} = 1 - C \left(\frac{\Delta}{h_2} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (1)$$

¹ В приведенных ниже формулах высотой выступа считается $\Delta = d_{\text{ср}}$ при $d_{\text{ср}} < 3,5$ мм и $\Delta = 0,8 d_{\text{ср}}$ при $d_{\text{ср}} > 3,5$ мм.

Начальные параметры	d_{cp} <i>мм</i>	h_2	$\frac{d_{cp}}{h_2}$	$l, \text{ мм}$	$\frac{l}{l_0}$
Высота плотины $P_1 = 680 \text{ мм}$					
$Q = 0,93 \text{ л/сек}$ $h_1 = 2,1 \text{ мм}$ $l_0 = 190 \text{ мм}$	20	44,0	0,46	100	0,525
	9,5	47,0	0,202	125	0,66
	3,5	46,5	0,076	142	0,75
	1,5	47,0	0,032	170	0,895
	0,15	44,0	0,0034	178	0,94
$Q = 2,0$ $h_1 = 2,8$ $l_0 = 280$	20	79,0	0,25	180	0,64
	9,5	74,0	0,128	188	0,67
	3,5	72,5	0,040	210	0,750
	1,5	72,2	0,0204	250	0,895
	0,15	72,0	0,0021	260	0,93
$Q = 3,0$ $h_1 = 3,85$ $l_0 = 370$	20	96,0	0,208	231	0,625
	9,5	94,0	0,101	275	0,745
	3,5	92,0	0,038	268	0,725
	1,5	92,5	0,0160	310	0,84
	0,15	91,0	0,00165	350	0,95
$Q = 4,0$ $h_1 = 5,7$ $l_0 = 440$	20	110,0	0,180	285	0,65
	9,5	110,0	0,086	320	0,70
	3,5	109,0	0,032	313	0,725
	1,5	107,0	0,0140	380	0,86
	0,15	108,0	0,00138	420	0,96
$Q = 7,0$ $h_1 = 9,1$ $l_0 = 630$	20	144,0	0,135	440	0,70
	9,5	138,0	0,068	460	0,73
	3,5	142,0	0,0246	520	0,84
	1,5	139,0	0,0109	575	0,92
	0,15	144,0	0,00104	620	0,99
	20	144,0	0,13	445	0,60
$Q = 2,0$ $h_1 = 2,7$ $l_0 = 285$	20	74,0	0,27	153	0,535
	20	93,0	0,22	248	0,70
	1,5	88,0	0,017	270	0,76
$Q = 3,0$ $h_1 = 3,8$ $l_0 = 355$	20	93,0	0,22	215	0,60
	20	105,0	0,19	280	0,65
	1,5	95,0	0,0158	350	0,81
$Q = 7,0$ $h_1 = 9,0$ $l_0 = 620$	20	139,0	0,144	430	0,695
	1,5	132,0	0,0113	550	0,89
$P_2 = 460 \text{ мм}$					
$Q = 0,5$ $h_1 = 1,4$ $l_0 = 220$	9,5	36,4	0,33	12	0,546
	20	34,5	0,58	10	0,455
	0,37	51,0	0,01	240	0,89
$Q = 0,93$ $h_1 = 2,1$ $l_0 = 270$	0,75	55,5	0,018	210	0,78
	1,5	51,5	0,039	200	0,74
	2,5	53,5	0,056	195	0,72
	3,5	53,4	0,075	168	0,62
	9,5	50,0	0,20	162	0,60
	9,5	52,0	0,192	160	0,59
	20	51,0	0,392	133	0,51
	20	50,3	0,397	130	0,485

Начальные параметры	d_{cp}	h_2	$\frac{d_{cp}}{h_2}$	$l, \text{ мм}$	$\frac{l}{l_0}$
	мм				
$Q = 1,5$ $h_1 = 3,7$ $l_0 = 325$	9,5	62,5	0,16	200,0	0,618
	20	64,5	0,31	179,0	0,55
$Q = 2,0$ $h_1 = 4,5$ $l_0 = 365$	0,37	64,0	0,0070	284	0,78
	0,75	71,5	0,0140	274	0,75
	9,5	71,5	0,140	244	0,67
	9,5	71,3	0,141	224	0,615
	20	70,5	0,285	193	0,53
	20	65,5	0,305	192	0,535
$Q = 3,0$ $h_1 = 6,3$ $l_0 = 455$	0,37	96,0	0,0052	400	0,88
	0,75	91,0	0,011	392	0,86
	9,5	108,0	0,092	291	0,64
	9,5	110,0	0,091	300	0,66
	20	97,0	0,206	280	0,59
$Q = 4,0$ $h_1 = 7,7$ $l_0 = 595$	0,37	115,0	0,00435	475	0,87
	0,75	111,0	0,0090	465	0,85
	1,5	105,0	0,019	446	0,82
	2,5	111,0	0,027	403	0,74
	3,5	111,0	0,036	392	0,72
	9,5	104,0	0,096	362	0,665
	9,5	100,0	0,10	370	0,68
	20	102,0	0,196	324	0,595
	20	108,0	0,185	318	0,585
$Q = 7,0$ $h_1 = 12,2$ $l_0 = 742$	0,75	140	0,00715	675	0,10
	3,5	133	0,030	567	0,765
	9,5	138	0,0715	498	0,672
	20	140	0,143	460	0,62
$Q = 10,0$ $h_1 = 16,8$ $l_0 = 935$	0,75	168	0,00595	852	0,91
	3,5	167	0,024	725	0,775
	9,5	165	0,0605	645	0,69
	20	168	0,124	603	0,645
$P_3 = 220 \text{ мм}$					
$Q = 2,0$ $l_0 = 320$	20	61,0	0,33	165	0,515
	1,5	60,0	0,025	242	0,76
$Q = 3,0$ $l_0 = 370$	20	76,0	0,264	221	0,595
	1,5	70,0	0,0214	285	0,77
$Q = 4,0$ $l_0 = 395$	20	83,8	0,239	240	0,61
	1,5	80,0	0,0187	330	0,835
$Q = 7,0$ $l_0 = 510$	20	113,0	0,172	350	0,68
	1,5	110,0	0,0135	450	0,88
$Q = 10,22$ $l_0 = 635$	20	132,0	0,152	435	0,685
	1,5	131,9	0,011	567	0,895

Примечание. d_{cp} — средний диаметр частиц наклеенного песка (этот диаметр соответствует среднеарифметическому из верхнего и нижнего калиброванных отверстий сит ближайшего размера); l_0 — длина прыжка на стекле; l — длина прыжка при соответствующей шероховатости; h_1 и h_2 — первая и вторая сопряженные глубины в условиях надвинутого прыжка по схеме рис. 2; Q — расход воды установки (режим установившийся).

Параметры C и φ в уравнении (1) были найдены. Оказалось, что для этого целесообразно сначала построить график зависимости вида $\frac{l}{l_0} h_2 = f(\Delta)$. Для $P_2 = 46$ см такой график представлен на рис. 4. Анализ графика привел к зависимости

$$\frac{l}{l_0} = f(h_2, \Delta, q, \quad (2)$$

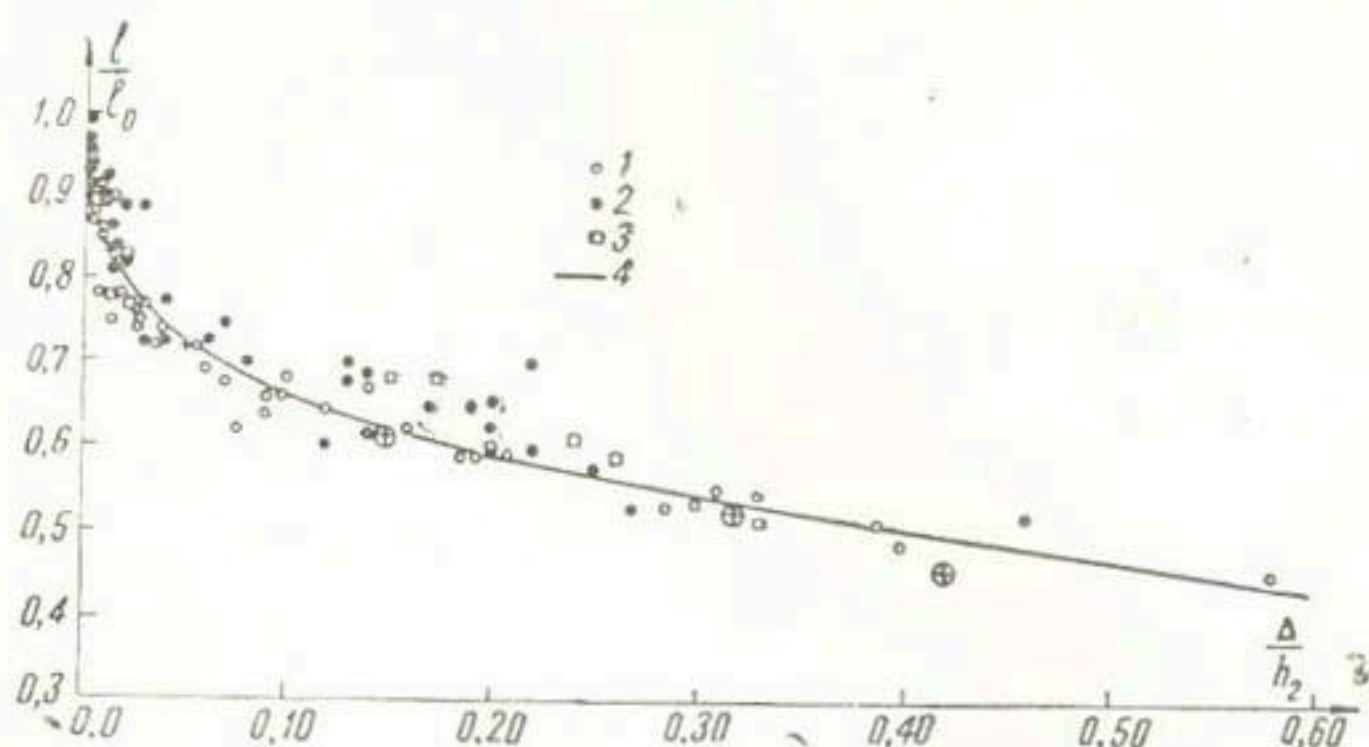


Рис. 3. График $\frac{l}{l_0} = f\left(\frac{\Delta}{h_2}\right)$:

$$1-P=46; 2-P=68; 3-P=22 \text{ см}; 4-\frac{l}{l_0} = 1 - 0,65 \left(\frac{\Delta}{h_2}\right)^{0,28}.$$

Это значит, что каждому расходу воды на рис. 4 отвечает своя кривая.

Для получения зависимости, удобной при расчетах, мы учли что расход связан с критической глубиной зависимостью

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}, \quad (3)$$

а так как каждая кривая рис. 4 аппроксимируется уравнением

$$\frac{l}{l_0} \cdot h_2 = h_2 - a\Delta^\varphi, \quad (4)$$

где $a = f(q) = f(h_{кр})$, потребовалось найти численное значение показателя φ и параметра a . Величина степени оказалась равной $\varphi \cong 0,28$.

Критическая глубина и величины параметра a таковы (последовательно от верхней кривой рис. 4 к нижней):

$h_{кр}$	0,064	0,049	0,034	0,028	0,0213	0,0126
a	0,167	0,136	0,105	0,096	0,070	0,056

Для соблюдения требований размерности, по-видимому, необходимо, чтобы $a = A^{0-\varphi} = A^{0,72}$. Тогда A будет измеряться в метрах. Очевидно также, что

$$A = f(h_{кр}). \quad (5)$$

Нами было получено $A \cong 0,025 + h_{кр}$.
Следовательно, установили, что

(5')

$$\frac{l}{l_0} = 1 - \left(\frac{0,025 + h_{кр}}{h_2} \right)^{0,72} \cdot \left(\frac{\Delta}{h_2} \right)^{0,28}.$$

Из прямых подсчета видно, что

$$\left(\frac{0,025 + h_{кр}}{h_2} \right)^{0,72} \cong 0,65.$$

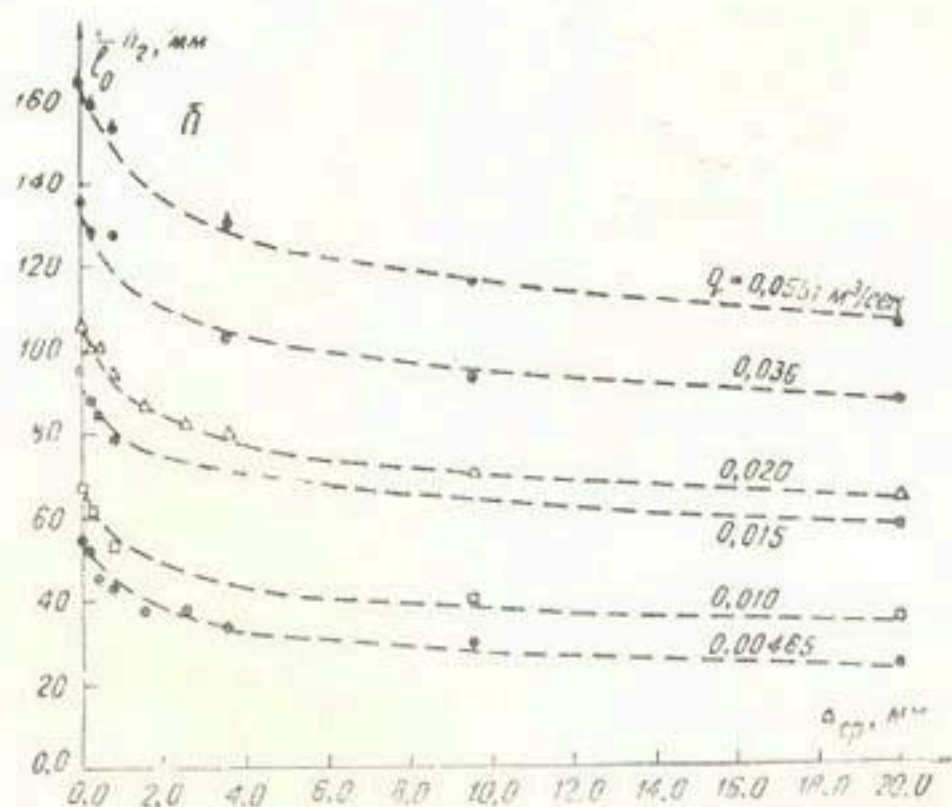


Рис. 4. График зависимости $\frac{l}{l_0} h_2 = h_2 - A^{0,72} \cdot \Delta^{0,28}$

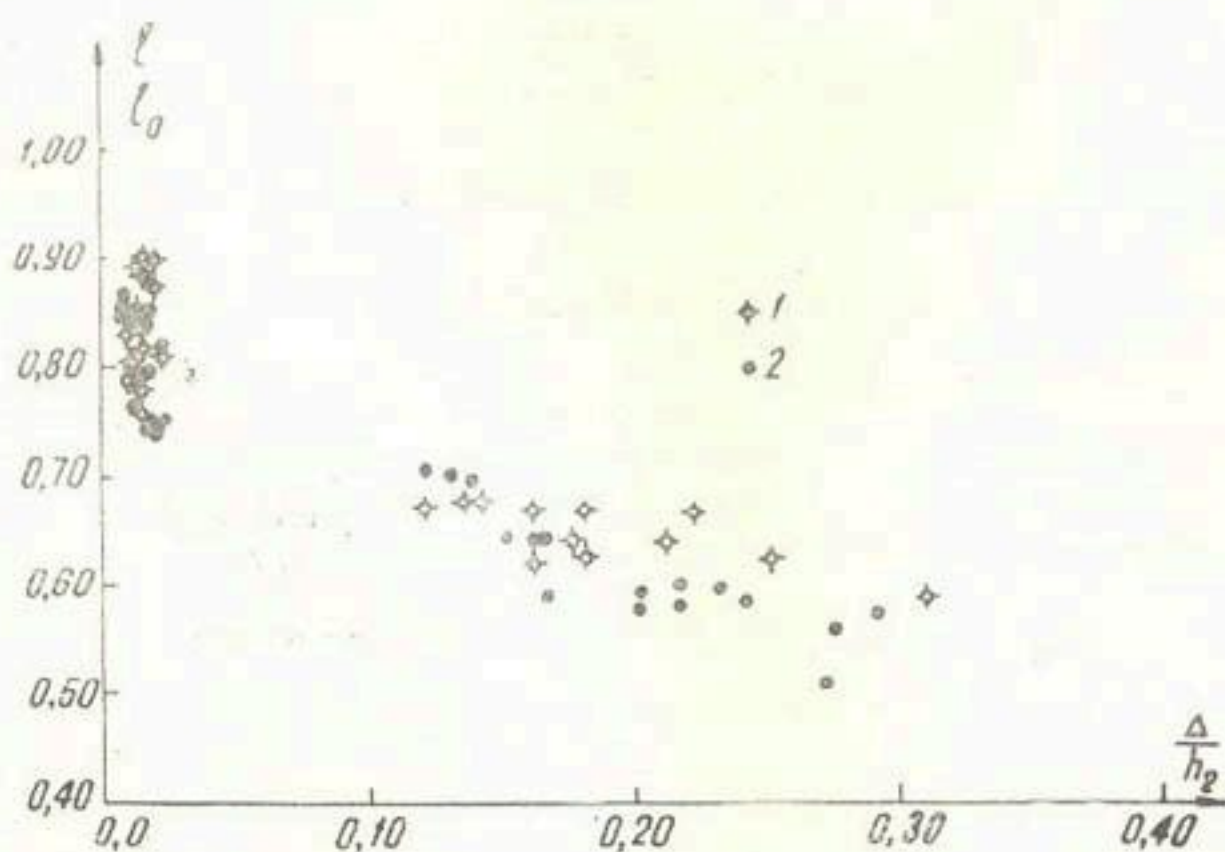


Рис. 5. График $\frac{l}{l_0} = f\left(\frac{\Delta}{h_2}\right)$:

1—Р-68; 2—22 при отгонах и затоплениях.

Таким образом, после некоторых осреднений мы получаем уравнение (7).

$$\frac{l}{l_0} = 1 - 0,65 \left(\frac{\Delta}{h_2} \right)^{0,28} \quad (7)$$

Согласно уравнению (7) на рис. 3 нанесена сплошная линия, показывающая, что опытные точки довольно хорошо (в первом приближении) следуют этой зависимости. Крестики на рис. 3 отвечают опытам К. А. Сулейменова в условиях истечения из-под щита, а крестики в кружках — опытам с водосливной плотиной высотой P на экспериментальной установке, где $P = 2150$ мм (три точки).

Мы исследовали также процесс влияния сгона прыжка и его затопления. Предварительные результаты этих опытов, приведенные на рис. 5, показали, что зависимость (1) распространяема, по-видимому, и на эти случаи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Максименко Ф. Е. Курс гидравлики, М., Госиздат, 1921.
2. Бахметев Б. А. О неравномерном движении жидкости в открытом русле, Л., Кубуч, 1928.
3. Smetana Jan. Hydraulika, Прага, Академия наук Чехословакии, 1957.
4. Bidone. Experience sur la remous et la propagation des ondes, Memorie della Accademia di Torino, 1820.
5. Бахметев Б. А. Гидравлика открытых русел, перевод Ф. Я. Нестерук под ред. проф. Е. В. Близняк, Гострансиздат, М., 1933.
6. Есьман И. Г. Гидравлика, М.—Л., ОНТИ, 1938.
7. Грицук А. В. Механизм и теория прыжка потока жидкости, М., Сельхозгиз, 1932.
8. Милович А. Я. Основы динамики жидкости (гидродинамика), М.—Л., Госэнергоиздат, 1933.
9. Жуковский Н. Е. О движении воды в открытом канале и движении газа в трубах, Труды ЦАГИ, вып. 1, М., 1925.
10. Рахманов А. Н. Изв. ВНИИГ*, 1956, т. 55.
11. Фомичев М. С. Природа*, 1958, № 2.
12. Кадыров А. А. Изв. АН УзССР*, сер. техн. наук, 1959, № 2.
13. Кадыров А. А. Изв. АН УзССР*, сер. техн. наук, 1958, № 5.
14. Кадыров А. А. Рассеивание энергии потока в послеводоворотной зоне гидравлического прыжка, В сб. Вопросы энергетики, гидротехники и горного дела*, Ташкент, АН УзССР, 1961.
15. Фроликова Е. Я. В сб. Гидротехническое строительство*, вып. 4, 1955.
16. Вызго М. С., Сулейменов К. А. Изв. АН КазССР*, сер. энергетическая, 1960, вып. 2 (18).
17. Коновалов И. М., Баланин В. В. и Селезнев В. М. Гидротехническое строительство*, 1962, № 7.
18. Иванков М. Т. и Ширшов А. Н. Изв. высших учебных заведений*, 1959, № 10.
19. Зеґжда А. П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах, М.—Л., Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1957.
20. Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений, М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
21. Никитин И. К. Исследование структуры потока в придонном слое при различных режимах турбулентного течения в шероховатом русле, Труды САНИИРИ, вып. 99, Ташкент, 1959.
22. Никитин И. К. Измерение кинематических характеристик в придонном слое у шероховатой стенки, В сб.: Новые методы измерений и приборы для гидравлических исследований*, М., АН СССР, 1961.
23. Гордиенко П. И. Исследование земляных водосливных плотин, Труды МИСИ им. В. В. Куйбышева, Сб. 28, М., 1959.
24. Маккавеев В. М. К расчету параметров повышенной турбулентности, возникающей при гидравлическом прыжке, Труды ЛИВТ, вып. VII, Л., 1960.
25. Машкович Л. А. Гашение энергии и регулирование форм потока при сопряжении бьефов гидравлическим прыжком, Автореферат кандидатской диссертации, Ташкент, 1957.
26. Вызго М. С. ДАН УзССР, № 12, 1962.
27. Вызго М. С. и Кузминов Ю. М. Гидротехническое строительство*, № 2, 1963.
28. Сулейменов К. А. Изв. АН КазССР* сер. энергетическая, вып. 2 (22), 1962.

А. А. КАДЫРОВ

О РАСЩЕПЛЕНИИ СТРУИ ДЛЯ ЭФФЕКТИВНОГО ГАШЕНИЯ ИЗБЫТОЧНОЙ ЭНЕРГИИ

О расщеплении струи в целях эффективного гашения избыточной энергии известно с давних времен. Предложено много интересных конструкций, нашедших применение на практике гидротехнического строительства (гасители А. М. Сенькова, балки инж. А. М. Каграманова, плотина Н. Е. Кондратьева, конструкции М. С. Вызго, Л. А. Машковича, Л. М. Факторовича, Н. Н. Суровой, Б. И. Студеничникова, Г. А. Петрова, А. Турсунова и др.). Вопрос о расщеплении струи для эффективного гашения избыточной энергии приобретает особое значение в связи с расширением области применения принципа сборности в гидротехническом строительстве и при возведении водоподпорных и водопропускных сооружений [5]. Большую перспективу имеют контрфорсные плотины, по характеру конструктивных особенностей удовлетворяющие требованиям сборности лучше, чем массивные „классические“ типы плотин (массивные бетонные плотины, арочные плотины и др.). Контрфорсные плотины, как известно, строят глухими и водосливными¹; основанием их могут служить не только скальные и полускальные грунты, но и не скальные. По данным проф. М. М. Гришина [1], в настоящее время построено около 400 контрфорсных плотин с плоскими перекрытиями и более 70 многоарочных плотин. В СССР таких контрфорсных плотин пока немного. Это объясняется тем, что среди части наших специалистов укоренилось мнение, будто контрфорсные плотины при любых условиях менее экономичны, чем обычные массивные типы плотин. Однако именно в контрфорсных плотинах заложена возможность дальнейшего облегчения конструкции и удешевления их стоимости [1].

Одним из способов облегчения и удешевления водосливных контрфорсных плотин с плоскими перекрытиями может быть следующий [7].

Вместо сплошной железобетонной водосливной плиты по определенному профилю устанавливаются железобетонные полые трубы-балки, опирающиеся двумя концами на контрфорсы. Между балками остаются промежутки — щели, через которые сливается вода, образуя многослойный перепад (рис. 1а). При этом сплошная фундаментная плита используется и как водобой (возможно, с некоторым усилением). Таким образом, сопряжение верхнего бьефа с нижним осущест-

¹По этому вопросу новые данные приведены в работе [6].

вляется целиком или в основном внутри плотины под решетчатым водосливом.

Рассмотрим возможные варианты получения решетчатых водосливов. Трубы могут быть расположены не только поперек, но по направлению ниспадающего потока. Для этого трубы-балки кладут, так, чтобы они опирались на поперечные опорные балки (рис. 1б) образуя с плоскостью основания некоторый угол β° . Щели (поперечные) можно сделать и при помощи сборных железобетонных плит (плоских и ребристых), расположив их, как лестничные ступени (рис. 1в).

Балки (полые или сплошные), а также плиты должны быть изготовлены заводским способом. Применение предварительно напряженной арматуры и бетона высокой марки способствует повышению прочности балок и плит, работающих в сложных условиях действия гидродинамических нагрузок.

Балки или плиты вставляются в специально оставленные пазы в теле контрфорса и могут быть съемными, что обеспечивает замену поврежденных балок или плит новыми.

Прежде чем перейти к изложению результатов предварительных гидравлических испытаний решетчатого водослива, рассмотрим те конструкции, которые по своему назначению и конструктивным способностям стоят близко к описанным выше.

Н. Е. Кондратьев [8] предложил конструкцию плотины, имеющей водосливную часть в виде плиты с отверстиями (рис. 2а). Плита жестко связана со всей плотиной и расположена наклонно, что дает возможность закрывать отверстие с помощью шторного затвора. Под отверстиями водосливной плиты устанавливаются распылительные устройства, предназначенные для разбивки струй воды, вытекающей из этих отверстий.

По предложению А. Н. Каграманова на некоторых перепадах в каналах устроены отбойные (расщепительные) балки (рис. 2б); это дало возможность уменьшить длину водобойных колодцев [3]. Длина

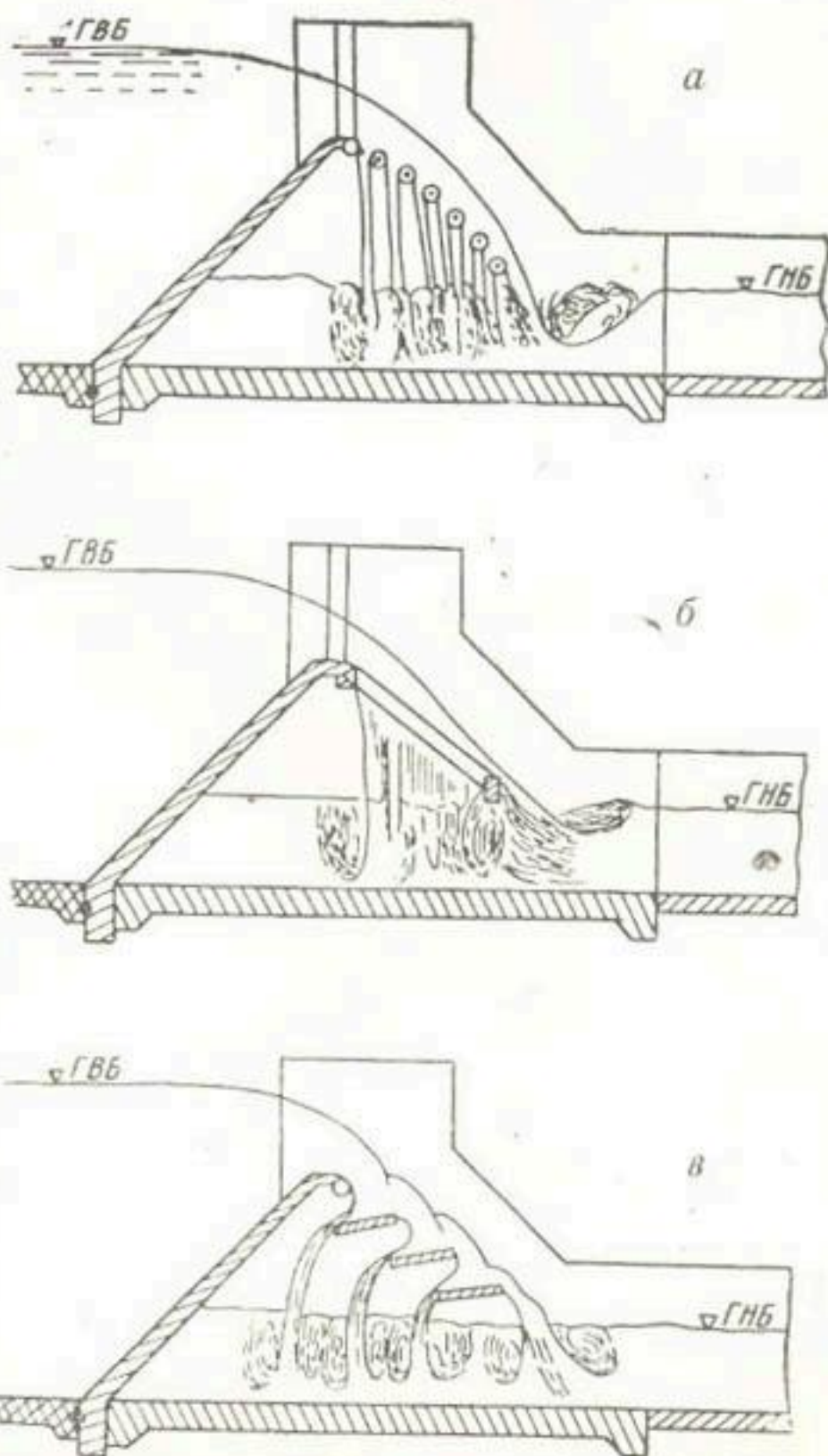


Рис. 1. Схема контрфорсных плотин с решетчатым водосливом:

а—из поперечных; б—продольных балок; в—из плит.

водобойного колодца отыскивается для $\frac{2}{3} Q_{расч}$. При больших расходах часть этих расходов проходит над балкой и тем самым оказывает существенное влияние на гашение энергии в силу соударения струй, что специально изучал В. Д. Журин [2].

М. Э. Факторович предложил и разработал конструктивную схему водосбросной плотины с многоструйным гашением энергии на

щелевом сливе [4]. Плотина относится к типу гравитационных с напорным водозабором (рис. 2в). В случае необходимости сброса плавающих тел она может быть дополнена поверхностным водосливом. Напорные водосбросные галереи устраиваются в теле массива плотины. Со стороны верхнего бьефа водосбросные галереи перекрываются затвором, со стороны нижнего — примыкают к наклонной расходораспределительной шахте, образуемой массивом плотины и щелевым сливом, представляющим либо плиту со щелями той или иной формы, либо комплект балок, образующих между собой щели, которые придают проходящему через них сбросному потоку вертикальное или близкое к нему направление. О гидравлической эффективности описанной выше конструкции можно судить по данным, приводимым М. Э. Факторовичем [4]. В одном из его опытов при числе Фруда $Fr=54$ многоструйное гашение энергии на щелевом сливе позволило снизить отношение второй взаимной глубины h_2^* к критической глубине $h_{кр}$ примерно на 35% по сравнению

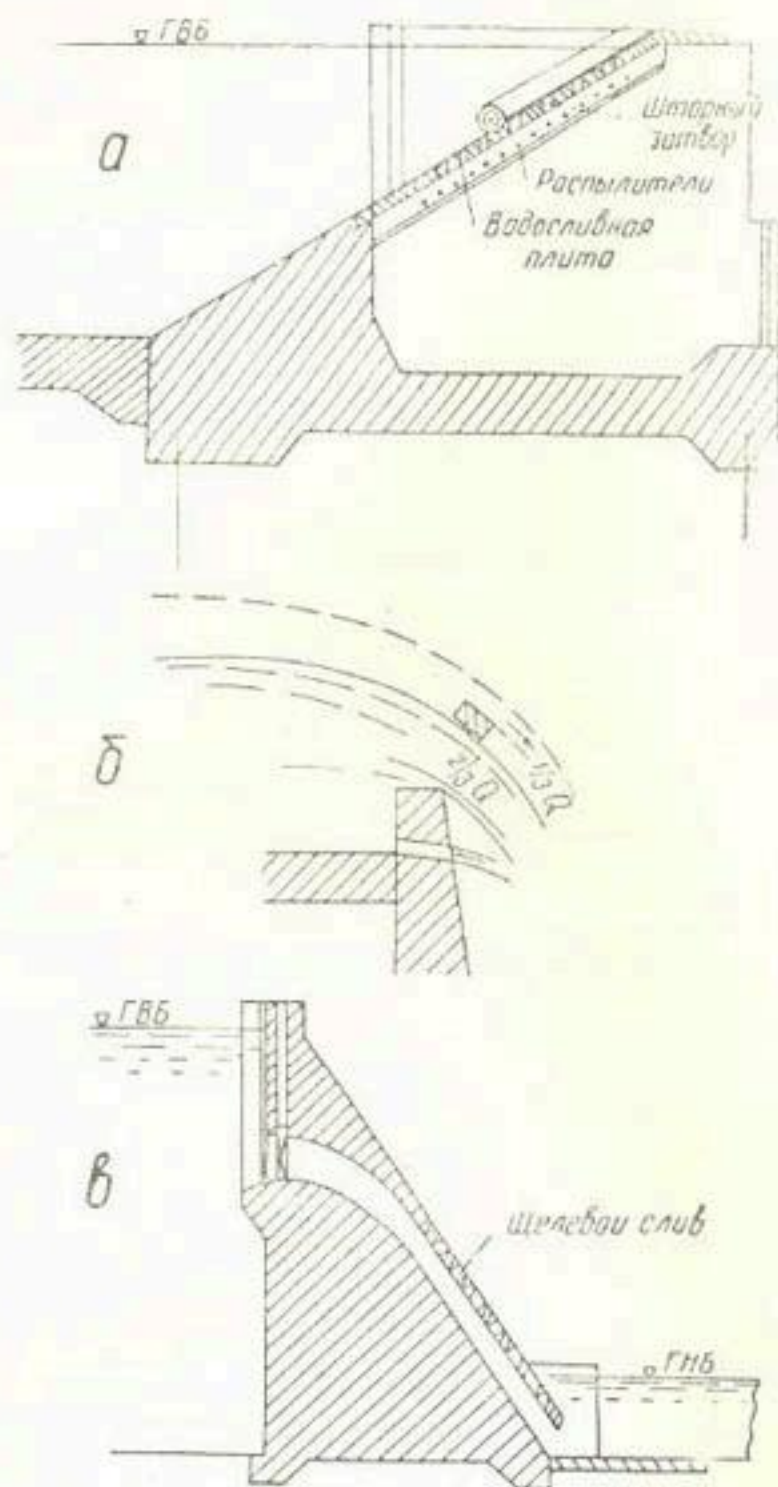


Рис. 2. Схема конструкций, предложенных Н. Е. Кондратьевым (а); А. М. Каграмановым (б) и Л. М. Факторовичем (в).

со свободным гидравлическим прыжком. Указанная схема многоструйного гашения энергии на щелевом сливе может быть использована в быстротоках, контрфорсных и земляных водосбросных плотинах [4].

Перечисленные выше конструкции наряду с преимуществами обладают и недостатками, к числу которых относятся возможные эксплуатационные неудобства при пропуске плавающих тел (лед, мусор и др.) через сооружение. Поэтому такие вопросы должны быть тщательно изучены для объективного сопоставления экономических показателей при сравнении и выборе вариантов.

Для изучения гидравлических характеристик решетчатого водослива был запроектирован и построен специальный лоток с двойным дном. Ширина лотка—11,0 см. Стенки и дно лотка сделаны из листового металла. На одной из стенок было вмонтировано плексигласовое окно размером 60×90 см. Исследованная конструкция представляла собой модель контрфорсной водосливной плотины с плоским перекрытием. Высота плотины составляла 30 см. Вместо водосливной плиты устанавливали по определенному профилю балки круглого сечения. Между балками—стержнями оставляли щели для образования многоструйного перелива. Стержни одним концом прикреплялись к стенке лотка из металлического листа при помощи гаек, другим—свободно касались стенки из плексигласа, что позволяло визуально наблюдать картину протекания потока через решетчатый водослив. Двойное дно лотка служило для установки системы пьезометров. На верхнем дне по оси лотка были просверлены отверстия, в которые впаивались штуцеры для резиновых концов пьезометров. Верхнее дно лотка передвижное и по своей конструкции напоминает пенал для карандашей. Было установлено 28 пьезометров по дну сооружения.

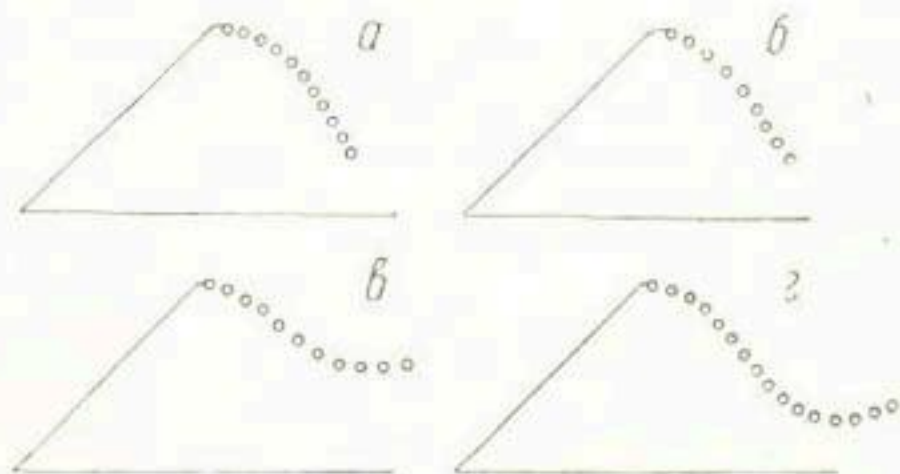


Рис. 3. Схема испытанных профилей решетчатого водослива (при высоте плотины 30 см).

Всего исследовали четыре профиля водослива (рис. 3), образованного балками разного диаметра. Ширина щелей (просветов) между балками зависела от диаметра балок. При диаметре балок $d = 12$ мм и профиле *а* ширина просветов также равнялась 12 мм, в остальных случаях они были разные. Испытывали балки диаметром 10, 12, 14 мм. В некоторых опытах использовали и балки диаметром 8 мм.

Перед началом опытов по многоструйному гашению была проведена серия опытов с водосливом практического профиля, очерченного по данным Офицера—Кригера, имеющим такую же высоту и условия подхода, что и решетчатая конструкция. В результате этой серии опытов были получены графики $H = f_1(Q)$ и $h_2 = f_2(Q)$, где H —напор над гребнем водослива, h_2 —вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка, на которой последний находится в критическом положении (надвинутый прыжок). Был определен и коэффициент расхода такого водослива, который колебался в зависимости от расхода в пределах $m = 0,47-0,48$. Эти данные позволили нам впоследствии объективно оценить эффективность решетчатого водослива.

Опыты по изучению решетчатой конструкции водослива сводились к следующему: по намеченному профилю устанавливали балки. Ширина щелей зависела от диаметра балок, которые каждый раз прикрепляли к строго зафиксированному месту (отверстию). Отметка гребня решетчатого водослива была постоянная. Расходы через водослив пропускали при заданных напорах ($H_p = 1,5; 3; 4,5; 6,0$ и $6,8$ см) на гребне решетчатого водослива. Замеры расхода производили весо-

вым способом, что значительно увеличивало точность полученных данных. Каждый раз расход измеряли трехкратно: через 60, 120 и 180 сек. В расчет принимали результаты третьего замера; первые два замера позволяли контролировать точность получаемых результатов. Далее при помощи спиц регулировали уровень нижнего бьефа с таким расчетом, чтобы не наблюдалось явление отгона или затопления прыжка. Согласно показаниям пьезометров, установленных по дну, фиксировали колебание пьезометрического уровня воды в нижнем бьефе. На достаточном удалении от водослива это колебание было пренебрежимо мало, и пьезометрический уровень мало отличался от свободного уровня воды. Для каждого опыта строили графики $H_p = \varphi_1(Q)$, $h_{2,p} = \varphi_2(Q)$ и $m_p = \varphi_3(Q)$, которые сравнивались с соответствующими графиками, построенными для водослива практического профиля (рис. 4). В результате этих сравнений установили, что коэффициент расхода решетчатого водослива больше, чем для водослива практического профиля (по Офицерову—Кригеру) и приближается по величине m к водосливам вакуумного профиля. Возрастание m начинается с некоторого расхода, достигает своего наибольшего значения при каком-то промежуточном расходе и при некоторых значительных величинах расхода коэффициент расхода решетчатой конструкции не отличается от обычного водослива. Вторая сопряженная глубина прыжка при решетчатой конструкции значительно меньше, чем в случае прыжка на водобое за водосливом практического профиля при идентичных условиях и составляет по опытам (0,55—0,8) h_2^* , где h_2^* — вторая сопряженная глубина в случае водослива практического профиля.

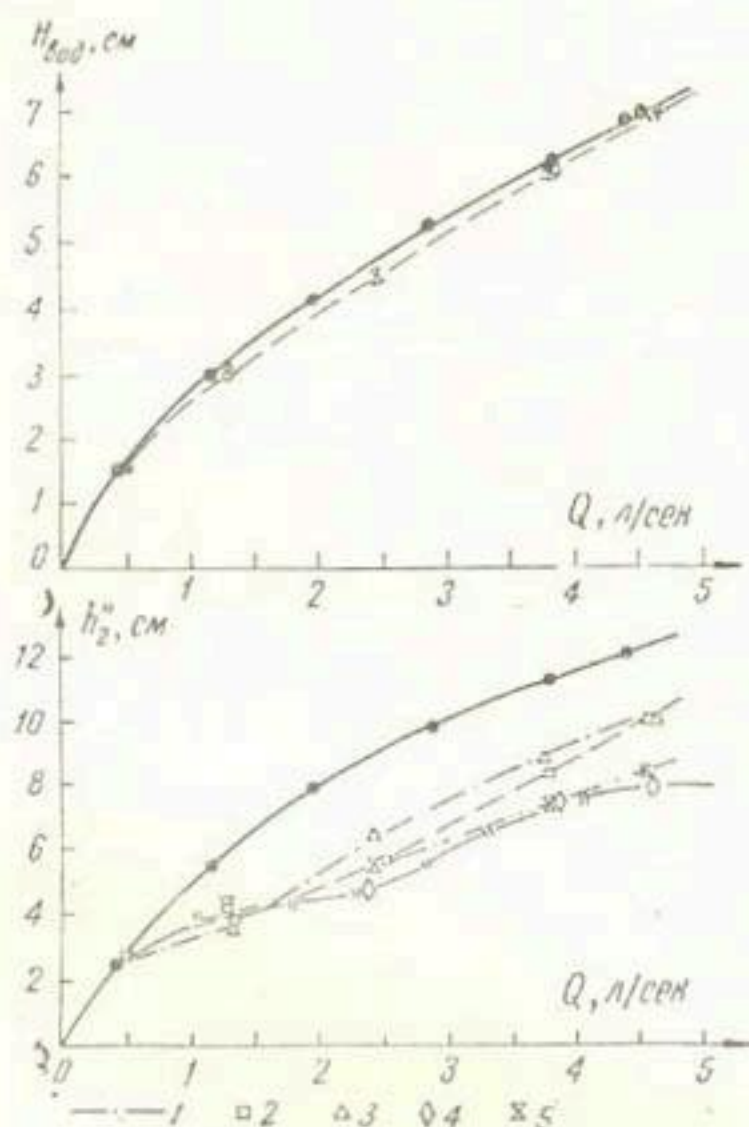


Рис. 4. Графики зависимостей $H_{\text{вод}} = f(Q)$, (а); $h_2 = f_2(Q)$, (б):
1—водослив практического профиля.

балками также 12 мм). Для этих профилей указанная величина составляет (0,55—0,65) h_2^* .

Эффект решетчатой конструкции наблюдается при расходах, обеспечивающих перелив хотя бы через две щели. При меньших расходах весь поток проваливается через первую щель, и образуется обыкновенный свободный перепад. Наибольший эффект гашения отмечается при расходах, переливающихся через все щели. В случае дальнейшего увеличения расхода эффект гашения несколько уменьшается, вторая сопряженная глубина имеет слабую тенденцию приближаться к глубине для водослива практического профиля.

Данное обстоятельство свидетельствует о том, что конструкция эффективна при некоторых диапазонах расходов, достаточных для

практических приложений. Такой эффект сравним с результатами, полученными при испытаниях конструкции Э. М. Факторовича [4]. Вместо ясно выраженного гидравлического прыжка с единым поверхностным вальцом, характерным в случае обычного водослива практического профиля, за решетчатым водосливом образуются струи со множеством вальцов между струями. Вся прыжковая зона передвигается в сторону плотины, что позволяет сократить длину водобоя и укрепленного участка русла за плотиной. Наибольшее гидродинамическое (осредненное) давление на плиту, наблюдавшееся в зоне первой щели, достигало примерно $0,7 T$ (T — полный статический напор перед плотиной), наименьшее — порядка $0,4-0,5 T$. Под остальными щелями колебание гидродинамического давления было не столь значительно. На расстоянии $(2-3) h_{2,p}$ от конца плотины не отмечалось заметного колебания гидродинамического давления. Установить закономерность колебания давления в зависимости от расхода или других параметров и условий не удалось. Однако можно было заметить, что колебания уровней в пьезометрах по времени не совпадают, что имеет большое значение при изучении устойчивости и прочности таких конструкций.

Таким образом, результаты предварительных гидравлических исследований решетчатых водосливов показали достаточную гидравлическую эффективность подобных конструкций. Опыты должны быть продолжены с таким расчетом, чтобы окончательно выяснить гидравлические характеристики таких конструкций и разработать методику гидравлических расчетов, а также осветить работу решетчатых водосливов с точки зрения воздействия на них сложных нагрузок, в том числе гидродинамических. В этом направлении достаточно подробные исследования проведены М. Э. Факторовичем [4] применительно к испытанной им конструкции. Полагаем, что результаты его исследований могут быть вполне приложены после соответствующей корректировки к предлагаемой нами решетчатой конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения, ч. 1, М., Госэнергоиздат, 1958.
2. Замарин Е. А., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения, М., Сельхозгиз, 1952.
3. Журин В. Д. Специальные приемы погашения энергии, в перепадах и быстротоках, „Вестник ирригации“, 1927, № 10, стр. 45, М.—Л., 1958.
4. Факторович М. Э. „Изв. ВНИИГ“, 1961, т. 67.
5. Пинскер В. Г. „Гидротехническое строительство“, 1955, № 4.
6. Аннотации законченных работ по гидротехнике за 1960 г., Л., ВНИИГ, 1962.
7. Заявка на авторское свидетельство № 1324/К от 27 февраля 1956, Государственная патентная библиотека.
8. Авторское свидетельство № 44485.
9. Петров Г. А. Некоторые типы щелевых гасителей энергии, Труды Харьковского Инженерно-строительного института, вып. 10, Харьков, 1950.

С. И. КЕБЕРЛЕ, В. В. ПЕРЕПЕЛКИНА

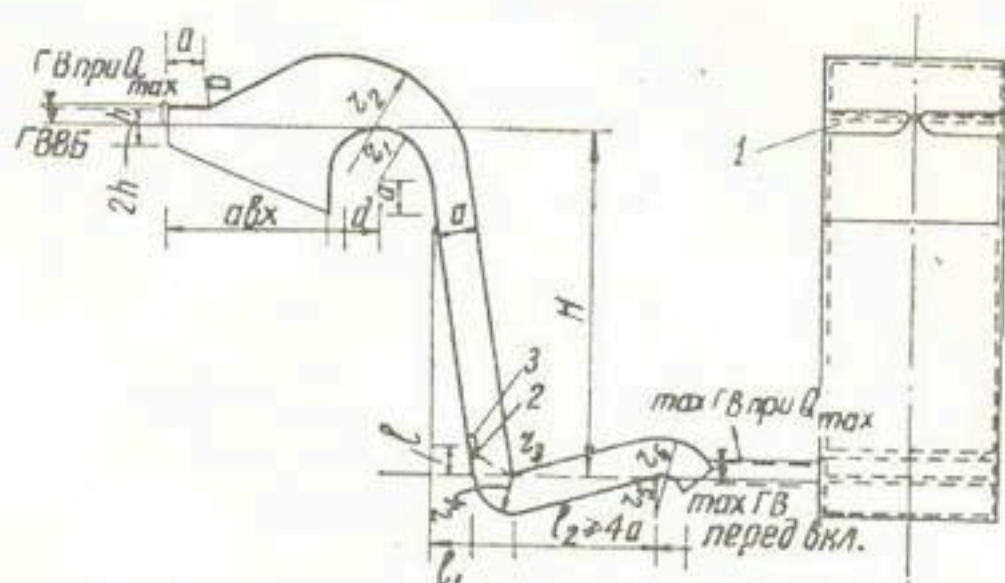
СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСЫ ДЛЯ ЛОТКОВОЙ ИРРИГАЦИОННОЙ СЕТИ

В 1961 г. в лаборатории волновых процессов Института водных проблем и гидротехники АН УзССР была разработана и испытана типовая конструкция автоматического сифонного водосброса из 4 мм листовой стали (рисунок), с напором 1 м и расходом 100 л/сек, предназначенного для регулирования горизонтов и сброса лишней воды из лотковой оросительной сети. Сифон, испытываемый в натуральную величину, автоматически включался на минимально-устойчивый расход, равный 30 л/сек, при горизонте воды, превышающем гребень сифона приблизительно на 2—3 см; максимальный расход, с учетом запаса пропускной способности (120 л/сек), сифон пропускает при горизонте воды на 4 см выше гребня.

Выключение сифона происходит устойчиво на отметке гребня. Сифон не имеет обычных для автоматических саморегулирующихся сифонов воздуховодных трубок и ниш [1, 3] и тем не менее обеспечивает автоматическое регулирование сбросных расходов в пределах от $Q_{\min \text{ уст}}$ до $Q_{\max}$. Это осуществляется с помощью регулирующей щели, устроенной на забральной стенке, которой заканчивается капор входной части [1, 2]. При увеличении расхода притока воды в лотке горизонт в верхнем бьефе поднимается, и вода затопливает часть воздухоприемной щели. Количество поступающего в сифон воздуха уменьшается, а расход сифона увеличивается. Таким образом, горизонт воды сам автоматически регулирует сброс любого появляющегося лишнего расхода в пределах пропускной способности сифона от $Q_{\min \text{ уст}} = 30 \text{ л/сек}$ до $Q_{\max} = 120 \text{ л/сек}$.

Благодаря тому, что входная часть капора сифона приподнята над отметкой гребня, сифон может пропускать замусоренную воду и в случае засорения щели выключаться при понижении горизонта воды в верхнем бьефе всего лишь на 1—2 см ниже гребня. Развитый вход в сифон обеспечивает малую величину спада перед сифоном, а устройство горизонтального участка капора на входе — малую величину спада перед воздухоприемной щелью, так как за этой щелью изменение давлений происходит на большой длине, вследствие чего градиент давления имеет малую величину. Небольшая высота переливающегося через гребень слоя воды (2—3 см в зависимости от скорости подъема воды в лотке) при включении сифона достигается благодаря тому, что сифон интенсивно удаляет воздух из ствола во всем периоде включения и работы на частичном расходе.

Воздух интенсивно удаляется направлением аэрированной струи (с помощью откидного носка $l_3 = \frac{a}{5}$) под потолок колодца и выравниванием вакуума под струей и над ней отклоняющими плоскостями, расположенными по краям откидного носка.



Типовой автоматический сифонный водосброс для лотковой ирригационной сети:

1—щелевой регулятор; 2—откидной носок; 3—отклоняющие плоскости.

Конструкция сифона проста, надежна, легко выполнима и благодаря перечисленным достоинствам (самовключение и саморегулирование в большом диапазоне расходов при малом подъеме горизонта воды верхнего бьефа над гребнем сифона, возможность пропуска замусоренной воды) может найти широкое применение в ирригационной сети. Такая конструкция может быть использована и для больших расходов и напоров. В таблице приведены размеры сифонов (полученные по расчету для напоров 1,0; 1,5; 2,0 м и расходов 100, 200, 300 л/сек), обеспечивающих колебание горизонта воды в верхнем бьефе в тех же пределах (до 5 см).

Разработанная конструкция сифонного водосброса принята проектным институтом «Средазгипроводхлопок» и включена в проект типовых сооружений лотковой сети Голодной степи.

$Q_{\text{max расч.}}$ л/сек	$Q_{\text{max факт.}}$	H , м	b	$a_{\text{вх}}$	h	a	d	r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6	l	l_1	l_2
мм																
100	120	1,0	480	450	35	100	100	150	350	20	120	100	200	80	120	400
100	146	1,5	480	450	35	100	100	150	350	20	120	100	200	80	180	400
100	135	2,0	480	450	35	80	120	150	350	20	100	100	180	70	240	350
200	204	1,0	680	600	35	120	130	150	400	20	140	100	220	100	120	500
200	248	1,5	680	600	35	120	130	150	400	20	140	100	220	100	180	500
200	238	2,0	680	600	35	100	150	150	400	20	120	100	200	80	240	400
300	309	1,0	1030	600	35	120	130	150	400	20	140	100	220	100	120	500
300	376	1,5	1030	600	35	120	130	150	400	20	140	100	220	100	180	500
300	362	2,0	1030	600	35	100	150	150	400	20	120	100	200	80	240	400

Примечание. b — ширина сифона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иванова Т. В. и Казимирович А. С. Сифонные водосбросы, М.—Л., Энергоиздат, 1935.
2. Вяземский О. В. К вопросу о проектировании и модельных исследованиях сифонных водосливов, В сб.: Гидротехническое строительство, № 1, М., 1938.
3. Кеберле С. И. Сифонные водосбросы, труды САНИИРИ, вып. 93, Ташкент, 1958.

М. Б. СЕЛЯМЕТОВ

ГАШЕНИЕ ЭНЕРГИИ ПОТОКА В КОНЦЕВЫХ СБРОСАХ ТРУБЧАТОЙ ИРРИГАЦИОННОЙ СЕТИ

В настоящей статье излагаются результаты исследований, выполненных в Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР по договору с институтом „Средазгипроводхлопок“ в 1961 г.

Сбросы, проектирующиеся в конце трубопроводов закрытой ирригационной сети, предназначены для отвода излишних расходов, промыва асбоцементных труб и их опорожнения.

При закрытой сети используются асбоцементные трубы диаметром 195—576 мм. Концевые сбросы (КСТ) выполняются из металлических труб трех диаметров ($d_{тр}$): 150, 200 и 250 мм. Сопряжение асбоцементных труб с металлическими осуществляется переходным металлическим участком. Энергия потока гасится в водяной подушке внутри вертикальных колодцев, выполняемых из железобетонных колец диаметром (D_k) 1,0; 1,25; 1,5; 1,75 и 2,0 м. Горизонтальный участок металлической трубы переходит в вертикальный при помощи колена под углом 90° . Расходы, подаваемые в КСТ, регулируются задвижкой „Лудло“. Участок русла вокруг колодца — гасителя и за ним укрепляется железобетонными плитами (рис. 1).

Проектные расходы сбросов колеблются в пределах 40—680 л/сек (при $d_{тр} = 150$ мм, $Q = 40 \div 150$ л/сек, $d_{тр} = 200$ мм, $Q = 150 \div 300$ л/сек и $d_{тр} = 250$ мм, $Q = 300 \div 680$ л/сек), напоры перед КСТ — от 1,0 до 25,0 м.

Задание расходов для КСТ различного диаметра равносильно заданию для них предельных напоров. При диаметре трубы $d_{тр}$ 250 мм напор составляет 25 м, при 200 и 150 мм — 15 м.

В результате исследований были разрешены многие вопросы, поставленные проектной организацией. Здесь рассматриваются лишь вопросы гашения энергии потока в колодцах — гасителях.

Моделирование производили по законам гравитационного подобия $\frac{v^2}{gh} = \text{idem}$. Для уменьшения числа опытов все три сооружения (диаметром труб 150, 200 и 250 мм) исследовали на одной и той же модели диаметром трубы 66 мм, вследствие чего масштаб модели был переменным и изменялся в пределах 2,27 — 3,79. Принятые масштабы являются вполне достаточными для надежного пересчета результатов модельных исследований на натуру.

Расход воды на модели колебался от 5,16 до 24,4 л/сек. Для подобия модельного потока натурному на выходе из трубы перед ко-

При проведении опытов по исследованию условий гашения энергии потока в колодце — гасителе концевая задвижка „Лудло“ была полностью открыта; модельные расходы регулировали с помощью второй задвижки, установленной на 20 м выше концевой на подводящем участке трубы диаметром 150 мм (на модели)¹.



Рис. 1. Типовые проекты сооружений закрытой оросительной сети.

¹ Расходы КСТ в натуральных условиях определяются напором перед концевой задвижкой.

В бетонном колодце устанавливали цилиндр определенного диаметра и высоты (например, максимального диаметра и минимальной высоты) и определяли максимальный расход, при котором в колодце — гасителе определенных размеров достигается необходимое гашение энергии потока.

Об эффекте гашения энергии потока в колодце — гасителе судили по внешнему виду потока, картине распределения скоростей и размыву в канале, сложенному на модели из песка со средним диаметром $d_{\text{ср}} = 0,35$ мм. Песок смоделирован по допускаемой на размыв скорости, которая проектной организацией была задана равной $0,85$ м/сек в натуре при гидравлическом радиусе $R = 1,0$ м. После того, как максимальный расход для колодца этой глубины найден, меняется (увеличивается) глубина колодца и снова определяется предельный допустимый расход и т. д.

По окончании исследования гашения энергии в нижнем бьефе колодца данного диаметра такие же опыты проводили в колодцах следующего диаметра и т. д. По данным таких опытов могли быть построены графики связи между размерами колодца и максимальным из условия гашения энергии расходом воды.

$$Q = f(D_k, h_k).$$

Однако эксперименты по определению необходимых размеров колодцев для пропуска тех или иных расходов не были выполнены, так как первый же опыт показал, что проектная конструкция КСТ требует колодцев значительно больших размеров, чем это предполагалось проектной организацией.

Первый опыт по изучению энергогасящих качеств проектной конструкции проводили в следующих (проектных) условиях: $Q = 680$ л/сек, $D_k = 2,0$ м, $h_k = 2,5$ м (для натурy).

При пропуске указанного расхода на поверхности воды в колодце наблюдали повторяющиеся через несколько секунд всплески, вызывающие волнение потока в канале, распространявшиеся по всей модели (22 м для натурy). На общем фоне беспокойного потока со всплесками через полминутные — минутные интервалы возникали более мощные всплески (взрывы), еще более ухудшающие режим потока в нижнем бьефе. Вследствие этого происходило интенсивное разрушение откосов канала, размыв его дна и стенок.

Столь неблагоприятные условия сопряжения в нижнем бьефе исследуемого сооружения при принятых размерах колодца — гасителя являются вполне закономерными. Действительно, при расходе воды $Q = 0,68$ м³/сек, скорости в трубе $v_{\text{тр}} = 13,85$ м/сек, числе Фруда

$$F_2 = \frac{v_{\text{тр}}^2}{gd_{\text{тр}}} = \frac{13,85^2}{9,81 \cdot 0,25} = 78. \text{ объем колодца — гасителя составляет}$$

$$W_k = 0,785 D_k^2 h_k = 0,785 \cdot 2,0^2 \cdot 2,5 = 7,85 \text{ м}^3.$$

Приняв мощность потока равной $N = 10QH$ и $H = \frac{v_{\text{тр}}^2}{2g}$, получим $N = 10 \cdot 0,68 \cdot \frac{13,85^2}{19,62} = 67,2$ квт. Следовательно, мощность потока, которую необходимо погасить в 1 м³ гасителя (энергогасящая способность), составляет $e = \frac{N}{W} = \frac{67,2}{7,85} = 8,6$ квт/м³.

Подсчеты энергогасящей способности гидравлического прыжка показывают, что при такой скорости потока перед прыжком, как в рассматриваемом случае, в 1 м^3 водяной подушки может быть погашена мощность $3-4 \text{ кВт}$, т. е. $e = 3-4 \text{ кВт/м}^3$.

Если рассмотреть гаситель, достаточно близкий к изучаемому и отличающийся только наличием затвора в конце вертикального участка трубы, то, согласно формуле, приводимой М. А. Мостковым [1] на основании исследований С. В. Меунаргия объем гасителя может быть определен по формуле $W = A \left(\frac{Q}{\sqrt{H}} \right)^{3/2}$,

где $A = f(\eta)$;

$$\eta = 1 - \frac{h}{E_0};$$

h — остаточный (непогашенный в колодце) напор;

E_0 — полный гидродинамический напор, гасимый колодцем.

При безнапорном (затопленном) гасителе ($\eta=1$) рекомендуется принимать $A=150$. Подсчет, выполненный по указанной формуле, показывает, что необходимый объем гасителя равен $W_n = 150 \left(\frac{0,68}{\sqrt{9,9}} \right)^{3/2} = 15 \text{ м}^3$.

Следовательно, размеры колодца, предусмотренные проектом (в проекте $W_k = 7,85 \text{ м}^3$), были явно недостаточны, что подтвердилось данными нашего опыта.

Полученные результаты показали необходимость изменения конструкции гасителя для увеличения ее энергогасящей способности.

Энергогасящая способность рассматриваемого гасителя согласно исследованиям С. В. Меунаргия может быть значительно увеличена в результате применения принципа напорного гашения. Для этого колодец-гаситель должен быть прикрыт крышкой так, чтобы последняя находилась под некоторым напором h , непогашенным в гасителе.

Увеличение непогашенного напора h приводит к значительному увеличению энергогасящей способности гасителя. Так, при $\eta = 91,5$, $A=24,6$, т. е. энергогасящая способность гасителя возрастает в 6 раз. Объем гасителя при этом равен $\frac{15}{6} = 2,5 \text{ м}^3$, а энергогасящая способ-

ность $e = \frac{N}{W} = \frac{67,2}{2,5} = 27 \text{ кВт/м}^3$.

А. Г. Чанишвили [2], применяя принцип вынужденного (напорного) гашения при исследовании сбросных сооружений высоконапорной ГЭС, увеличил энергогасящую способность гасителей до 15—20 и даже 45 м^3 .

В опытах Н. В. Кокая [3] при изучении водовыпусков из закрытой сети в условиях напорного гашения энергогасящая способность гасителя достигала 62—68 кВт/м^3 .

Таким образом, наш первый опыт подтвердил необходимость внесения изменения в проектную конструкцию сооружения для повышения энергогасящей способности колодцев-гасителей.

Мы не имели возможности применить принцип напорного гашения, устроив, например, диафрагму, так как диафрагма препятствовала бы ручной очистке колодцев от мусора и наносов. Поэтому были исследованы различные конструкции, интенсифицирующие процесс гашения энергии в колодце в условиях безнапорного гашения.

В качестве таких конструкций были применены конусные гасители с углами при вершине 60, 90 и 120°, установленные на различных расстояниях от дна колодца (расстояние от конца конуса до дна

колодца изменялось на модели от 4 до 26 см), конусные гасители с отверстием в центре (усеченные конусы)¹, перфорированная труба и т. д.

Результаты опытов свидетельствуют о том, что применение всех перечисленных конструкций не дает ощутимого улучшения условий сопряжения в нижнем бьефе.

Наилучший эффект гашения энергии потока в колодце при достаточно простой конструкции был достигнут в результате устройства на вертикальном участке трубы растекателя, состоящего из конически расходящегося насадка и трубы большего диаметра. С помощью насадка на коротком участке диаметр трубы в выходном сечении увеличивался в 1,5—2,3 раза².

Применение растекателя способствовало резкому улучшению режима в нижнем бьефе сооружения, что подтверждается замерами скоростей в канале и состоянием размываемого русла после пропуска расчетного расхода. Эпюры скоростей в сечениях каналов, удаленных на 5,7 и 7,6 м от колодца-гасителя (при $d_{тр} = 250$ мм), показывают, что здесь уже происходит становление нормальной картины распределения скоростей.

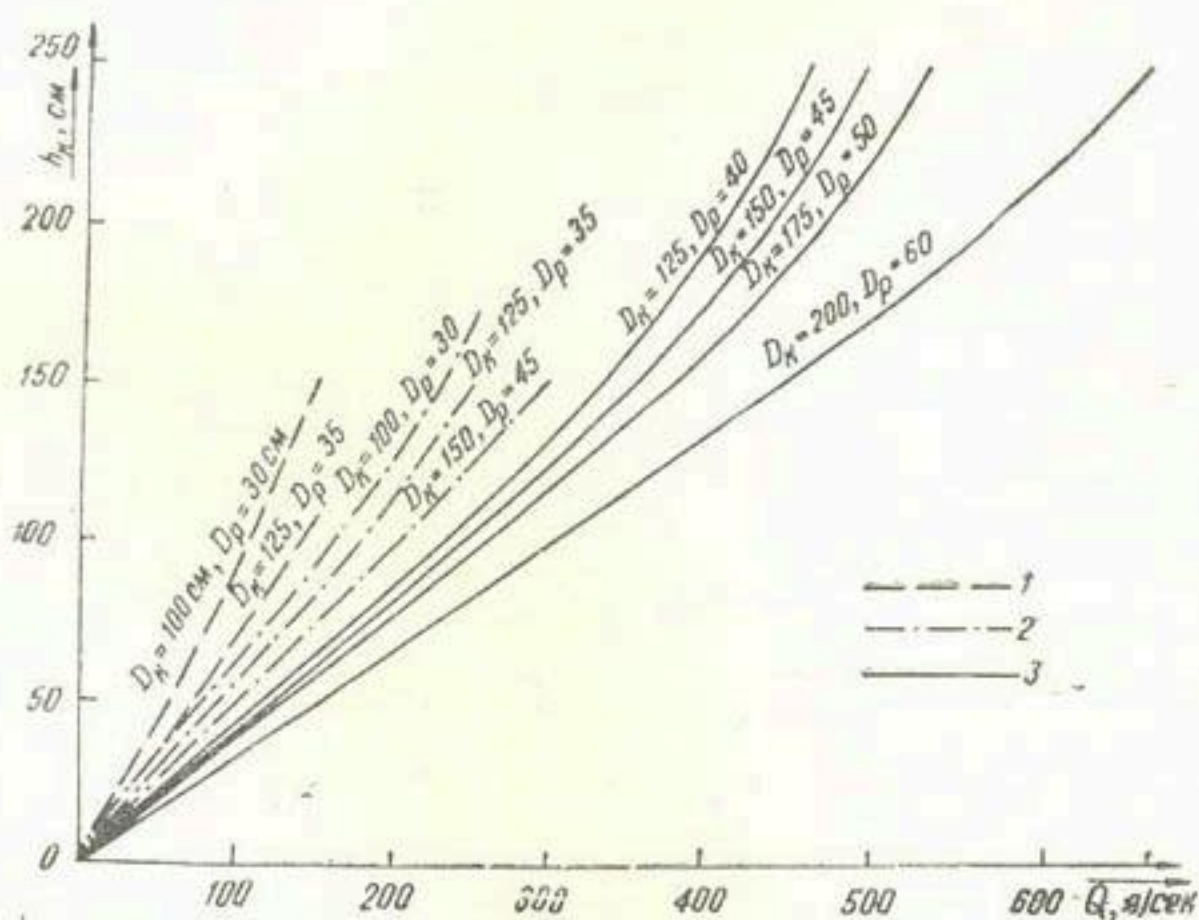


Рис. 2. Графики $Q=f(D_k h_k)$ при установке растекателя (для колодцев стандартных диаметров):

1—кривые для $d_{тр}=150$ мм; 2— $d_{тр}=200$; 3— $d_{тр}=250$ мм. $d_{тр}$ — диаметр трубы сооружения; D_k — диаметр колодцев; h_k — глубина колодцев.

Улучшение режима в нижнем бьефе объясняется тем, что увеличение диаметра на выходе с помощью растекателя уменьшает среднюю скорость потока в 2,25—5,2 раза, вследствие чего происходит уменьшение пульсационных скоростей. Благодаря этому резко уменьшается мощность всплесков, происходящих от удара струй о дно колодца, сила которых, как известно, пропорциональна квадрату скорости. После того, как описанный растекатель выбрали в качестве

¹ Данная конструкция отличалась тем, что часть потока растекалась по поверхности конуса, часть проходила через отверстие внутри конуса.

² Увеличение выходного диаметра ограничивалось требованием ручной очистки колодцев-гасителей.

конструкции, интенсифицирующей процесс гашения энергии потока в колодце — гасителе, были выполнены опыты согласно методике, изложенной выше. По данным экспериментов построили кривые $Q = f(D_k, h_k)$ для трех диаметров трубы (150, 200 и 250 мм). По этим кривым путем их интерполяции даны три серии новых кривых, вычерченных для колодцев стандартных диаметров 100, 125, 150, 175 и 200 см (рис. 2). Указанные кривые являются рабочими и предназначены для определения необходимых размеров колодцев при заданном расходе. Глубина колодца, установленная по этим кривым, увеличивается до ближайшей большей длины стандартных звеньев труб.

В проектную конструкцию, кроме устройства растекателя, увеличивающего диаметр выходного отверстия, было внесено еще одно изменение — в верхней части колодца — гасителя выполнен вырез (согласно рис. 3), нижняя кромка которого располагается на $(0,25 \div 0,35) h_{кан}$ выше дна канала, где $h_{кан}$ — глубина воды в канале при расчетном расходе.

Вырез предназначен для увеличения скоростей у оси канала и получения благодаря этому желательной эпюры скоростей. Центральный угол насадка равен 25° , длина его определяется диаметром трубы сооружения и трубы на выходе. Расстояние между концом растекателя и дном колодца — гасителя рекомендуется назначать равным $l_0 = d_{тр}$. Согласно данным наших опытов это расстояние можно принимать в пределах $(0,8 \div 1,2) d_{тр}$. При увеличении расстояния ($l_0 > 1,2 d_{тр}$) или уменьшении величины l_0 ($l_0 < 0,8 d_{тр}$) энергогасящая способность сооружения ухудшается.

При $l_0 = d_{тр}$ коэффициент расхода сооружения в формуле $Q = \mu \omega \sqrt{2gH}$ следует принимать по опытным данным равным $\mu = 0,59$.

В этой формуле $\omega = 0,785 d_{тр}^2$ — площадь трубы, H — полная удельная энергия потока перед задвижкой, исчисленная при плоскости сравнения, проходящей через горизонт воды в нижнем бьефе.

Во всех опытах уровень воды в канале всегда устанавливается на отметке верхней наружной кромки горизонтального участка трубы. Устройство растекателя позволило более чем вдвое увеличить энерго-

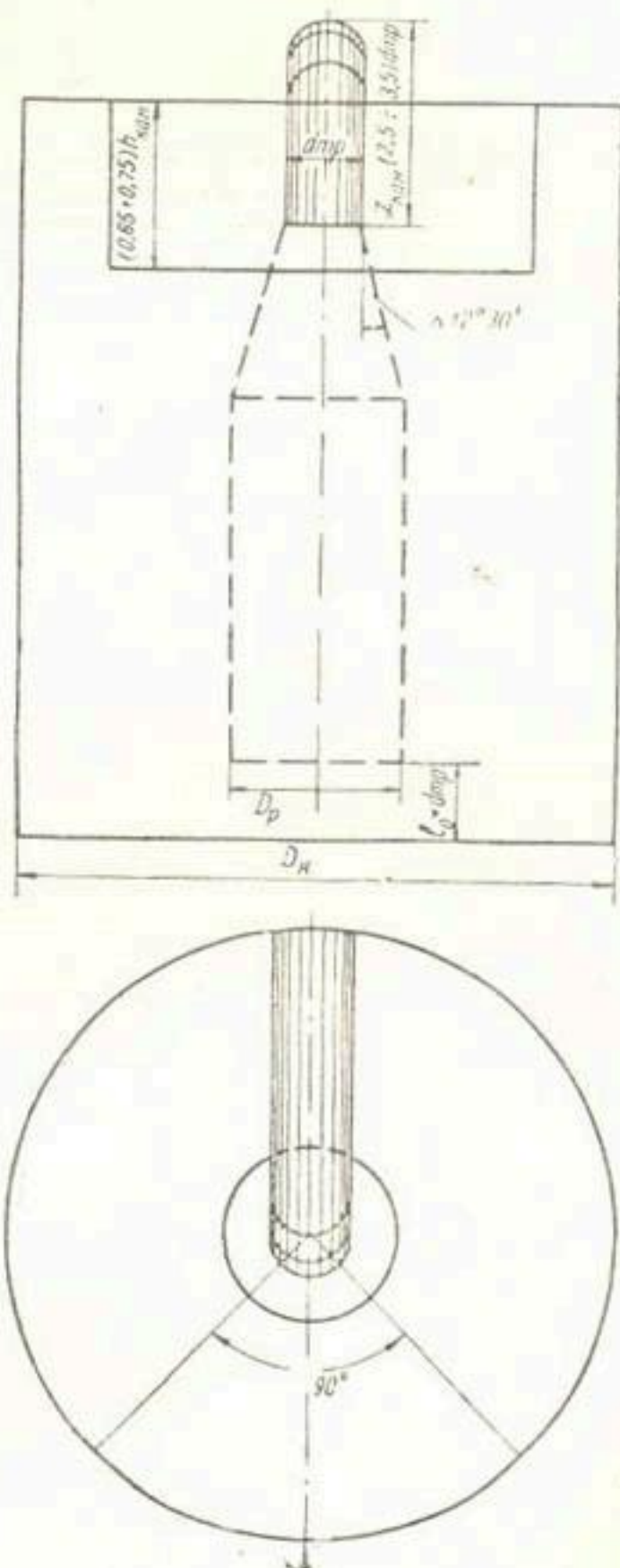


Рис. 3. Общий вид колодца — гасителя.

гасящую способность сооружения, которая теперь при пропуске расхода воды 680 л/сек ($d_{\text{тр}} = 250 \text{ мм}$), размерах колодца $D_k = 2,0 \text{ м}$, $h_k = 2,5 \text{ м}$ достигает $8,6 \text{ квт/м}^3$ при числе Фруда $Fr_2 = 78$.

Предложенная конструкция оказалась столь эффективной, что ее применение при проектных размерах колодцев — гасителей позволило совершенно отказаться от крепления в нижнем бьефе.

Исследованные сооружения приняты институтом „Средазгипроводхлопок“ в качестве типовых.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мостков М. А. Гидравлический справочник, М., 1954.
 2. Чанишвили А. Г. „Гидротехническое строительство“, 1951, № 4.
 3. Кокая Н. В. Лабораторные гидравлические исследования водовыпусков закрытой сети, Научно-технический отчет САНИИРИ, Ташкент, 1960.
-

Член-корреспондент АН УзССР
М. С. ВЫЗГО, Л. З. КРАВЧЕНКО

ПРИМЕРЫ ПРОГНОЗА МЕСТНОГО РАЗМЫВА ЗА СООРУЖЕНИЯМИ И ПРОВЕРКИ ЕГО НА ОСНОВЕ ОПЫТА ЭКСПЛУАТАЦИИ

Проектирование плотин и водосбросов требует правильного прогнозирования местных размывов. Часто прогнозы на основе прямых расчетов затруднены вследствие недостаточной разработанности теории местного размыва и отсутствия необходимых конкретных расчетных коэффициентов, учитывающих особенности конструкции сооружения, эксплуатационного режима, гидрологических и геотехнических характеристик русловых участков, на которые возводятся эти сооружения. Поэтому в настоящее время прибегают к лабораторному эксперименту.

Как сообщается в работе [1], для условий таких рек как Аму-Дарья при моделировании местных размывов особое внимание должно уделяться использованию натурального мелкопесчаного грунта. По применению натуральных грунтов на моделях имеются рекомендации С. В. Избаша, И. И. Тараймовича, Н. П. Зрелова и других. Целесообразно рассмотреть результаты тех исследований [2, 3], которые относятся к плотинам на слабых основаниях (грунтах).

Н. Н. Беляшевский [2] описал разрушения в нижнем бьефе плотины на р. Псел следующим образом.

Узел гидросооружений Белоцерковской ГЭС на р. Псел состоит из приплотинной гидроэлектростанции, находящейся около правого берега реки, русловой плотины, перекрывающей коренное русло реки и земляной дамбы между станцией и правым берегом.

Плотина имеет водопропускное отверстие шириной 28 м и в меженный период поддерживает на щитах напор в 2,2 м. Пролетная конструкция плотины состоит из деревянных поворотных ферм, которые при разборке плотины укладываются на флютбет, съемных стоек и трех ярусов деревянных щитов малого размера. Горизонтальный флютбет, размещенный приблизительно на уровне меженного горизонта воды в реке, устроен из деревянных полов в понурной и водобойной частях бетонных плит в сливной части, за которой был построен деревянный сливной пол уральского типа с продольными щелями, поставленный на свайный ростверк. Настил пола сделан из брусьев с продольными промежутками 0,2 м.

Под полом был положен фашинный тюфяк, пригруженный камнем; тюфяк выступал на 5 м в сторону нижнего бьефа.

Сооружения гидроузла построены на аллювиальных разнозернистых песках, прикрывающих пески полтавского и харьковского ярусов. Бурением в створе водосливной плотины, выполненным на глуби-

ну 10 м, были выявлены мелкозернистые светло-серые, серые и темно-серые кварцевые пески; в верхних слоях пески заилены, в нижних попадались черепашки и гравий из песчаника размером до 2 см. Берега речки и терраса поймы сложены песками, в большей или меньшей степени заиленными глинистыми частицами.

Через плотину пропускаются только русловые расходы реки. В период больших паводков часть расходов, находящаяся в основном русле, проходит по широкой пойме левого берега в обход сооружений гидроузла. Значительный расход воды по пойме начинается при отметках горизонта воды в верхнем бьефе 81,60—81,80 м и напоре над порогом флютбета 3,9—4,1 м. Левый береговой устой плотины, имеющий отметку верха 82,0 м, затапливается в период высоких паводков.

Чтобы отжать поток, проходящий по пойме, от сооружений гидроузла, за левобережным устоем плотины была построена направляющая дамба.

Гидроузел Белоцерковской ГЭС был сдан в эксплуатацию в 1952 г. Паводки 1953 и 1954 гг. были сравнительно небольшими, поэтому в результате замеров глубины, выполненных летом 1954 г., не было выявлено размывов дна, угрожающих сооружениям гидроузла.

Большие размывы дна и берегов в нижнем бьефе за плотинной образовались в паводок 1955 г., продолжавшийся около 3 мес. Через плотину длительное время пропускали максимальные расходы, которым соответствовало полное заполнение водой коренного русла реки при полном открытии водопропускного створа. Глубина воронки размыва достигала 10,2 м ниже уровня флютбета. В этот паводок без следа исчезло крепление из фашинного тюфяка, который был уложен под сливным полом. Сваи под полом сильно подмыты¹, а местами и совсем вымыты. Одновременно с размывом дна происходил большой размыв берегов, захвативший полосу берегов шириной больше 20—30 м.

Крепление берегов, выполненное из каменной кладки в плетневых клетках на протяжении 40 м за сооружениями, но без укрепления подводной части, было быстро подмыто и обвалилось. Интенсивный подмыв берегов сильными вихревыми течениями боковых вальцов, которые создавались с боков транзитного потока, привел к обвалу масс грунта и размыву их потоком.

Большой размыв берегов создал реальную угрозу подмыва земляных дамб, прилегающих к плотине и зданию ГЭС. Защита берегов велась путем устройства хворостяных заград из поваленных в воду деревьев. Этим была уменьшена интенсивность размыва берегов, но совсем остановить его не удалось.

Большой весенний паводок 1956 г., во время которого долгое время держались в реке бровочные расходы, кое-где произвел дополнительное углубление воронки размыва за плотинной и довольно большой дополнительный размыв правого берега, захвативший полосу шириной 15—20 м. После паводка 1956 г. максимальная глубина воронки увеличилась с 10,2 до 11,2 м ниже уровня пола. Дальнейший размыв обусловил разрушение свайного ростверка. Пол разрушился окончательно во время паводка 1957 г. Подмыва сливной части плотины, выполненной из бетонных плит, не было, потому что этому препятствовал свайный шпунт, забитый в конце пола.

¹ Подобное явление наблюдалось, как известно, и за Перервинской плотинной во время ее эксплуатации и за одной из моделей Баграм-Тапинской плотины в процессе ее моделирования и проектирования.

Размыв дна за плотиной наблюдался при наличии больших боковых вальцовых зон. Общая длина воронки размыва составляла 140 м, полоса размывных берегов—30—50 м в каждую сторону. Максимальный размыв на участке сливного фронта был отмечен приблизительно по оси сооружения, где условия протекания транзитного потока больше всего приближались к условиям плоской задачи. За границами сливного фронта на участках размывных берегов глубина размыва дна значительно меньше, а в местах, где находились центры зон боковых вальцов, даже наблюдается некоторое поднятие ранее размывного дна (отложение продуктов размыва).

Описав разрушения за Белоцерковской плотиной, Н. Н. Беляшевский сделал сравнительные расчеты, в том числе по разработанному им способу.

Методика определения местного размыва за сооружением по Беляшевскому сводится к вычислению максимальных придонных скоростей, определяемых на серии моделей с гладким неразмываемым дном, и измерению размывающих скоростей на моделях, загруженных размываемым материалом (применялся грунт одинаковой крупности на модели и в натуре).

Полученные размывающие скорости переносились в натуру в предположении, что степень микротурбулентности скоростей в придонных слоях потока на модели и в натуре должна быть одинаковой. Сопоставление величин придонных и размывающих скоростей дало возможность Беляшевскому рассчитать размывы на Белоцерковской плотине р. Псел при крупности песка $d=11$ мм и сравнить расчетную глубину воронки размыва с натурным размывом. Сравнение показало хорошее совпадение.

На рис. 1 представлены результаты графической обработки опытов и рекомендаций Н. Н. Беляшевского, а также показана оправданная натурными данными расчетная глубина (13 м) за плотиной на р. Псел. Мы пытались методом Н. Н. Беляшевского определить для схемы 1 б возможную глубину в том случае, когда эта плотина была бы построена на грунте из песка $d=1$ и 0,1 мм, т. е. для грунтовых условий Аму-Дарьи.

Экстраполяция, хотя и условная (рис. 1 а, пунктирные кривые), показала вероятность соответственных расчетных глубин около 76,2 и 87,9 м. За Белоцерковской плотиной крепление почти отсутствует, и Н. Н. Беляшевский справедливо отмечает необходимость развития длины крепления для уменьшения глубины местного размыва¹.

В работе [3] рассмотрены результаты лабораторных исследований в условиях плоской задачи одного из вариантов плотины Куйбышевской ГЭС на Волге в целях прогноза величины местного размыва. Одна из задач опытов—выявить зависимость глубины воронки размыва от свойств размываемого материала, в качестве которого применяли опилки хвойных пород и песок. Во время опытов использова-

¹ Некоторые данные о влиянии длины крепления на глубину местного размыва в условиях исследований модели Кзыл-Ординской плотины на р. Сыр-Дарья (опыты М. С. Вызго и Я. А. Никитина) изложены в работе [4]. Так, при длине тюфяка 60 м глубина размыва составляла 1,3 м при 40—3,0 и при 30 м—4,6 м (пересчет глубин с модели на натуру несколько условен, так как на модели в качестве размываемого материала использовали древесные опилки). Вместо первоначально намечавшегося ряжа за водобойной частью этой плотины был сделан фактически уральский пол на деревянных сваях; в первый же период эксплуатации этот пол и сваи под действием архимедовой силы всплыли, и для их удержания пол был пригружен каменно-хворостяной и бетонной кладкой.

ли лотки шириной 30 см. При одинаковых гидравлических условиях и времени (длительности процесса) размывы опилок были больше приблизительно в пять раз, чем размывы в песке, отвечающем натурному. Применяя песок (натурный) на модели, нельзя получить точного ответа при геометрическом пересчете глубины размыва. Если

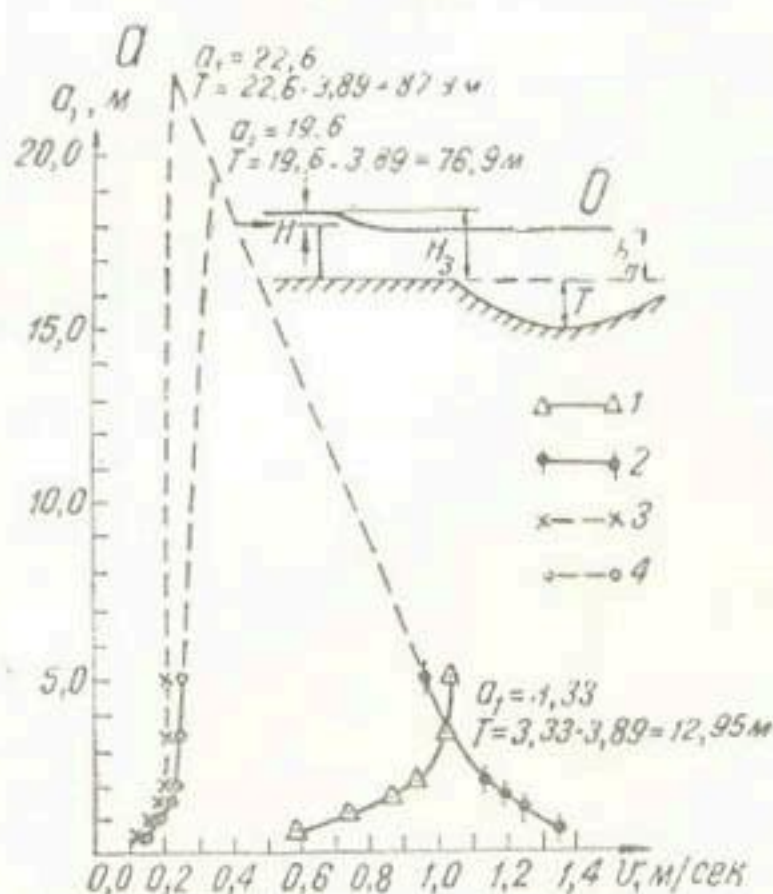


Рис. 1. Определение глубины размыва методом экстраполяции а):

- 1 — $v_p = f(a_1)$ гравий $D_{ср} = 11$ мм;
 2 — $v_{мн} = f(a_1)$ при $H_3 = 3,89$; $q = 1,8$ м³/сек; $h_n = 0,912$ м; режим IV;
 3 — $v_p = f(a_1)$ песок $D_{ср} = 0,0001$; 4 —
 — $v_p = f(a_1)$, песок $D_{ср} = 0,001$.

Схема водосливной плотины для расчетных случаев (б):

H — напор; H_3 — расчетное превышение уровня верхнего бьефа над уровнем сливного пола; h_n — глубина воды в нижнем бьефе над уровнем сливного пола; T — максимальная глубина воронки размыва ниже уровня сливного пола; q — погонный расход; $q_1 = \frac{q}{H_3}$ — относительный погонный расход; $h'_n = \frac{h_n}{H_3}$ — относительная глубина нижнего бьефа.

Данные для плотины Белоцерковской ГЭС на р. Псел:

$H = 4,0$ м; $H_3 = 3,89$ м; $h_n = 3,55$ м;
 $h'_n = 0,912$ м; Длина пола $l_n = 19$ м;
 Грунт — гравий $D_{ср} = 11$ мм;
 $q = 13,8$ м³/сек; $q_1 = 1,8$ м³/сек.

делах горизонтального крепления) $h = 8,2$ м в натуре. Во время опытов измеряли глубину ямы размыва ниже отметки дна крепления, длина которого на модели 1:20 н. в. была около 15 м, считая от передней грани водослива (на креплении имелись гасители энергии). Результаты измерений приведены С. В. Избашем в виде графика (рис. 3).

замоделировать песчаное натурное русло, то масштабное уменьшение функций песка того же удельного веса невозможно, так как уменьшенный масштабно песок превратился бы в пыль или глину и явление размыва в них не соответствовало бы явлению размыва в песке. Пересчитывать размывы опилок геометрически также невозможно вследствие отсутствия переходных множителей (масштабных). Дальнейшие исследования проф. С. В. Избаш проводил на пяти моделях различных масштабов: 1:20; 1:60; 1:100; 1:135; 1:185. На каждой модели укладывали натурный грунт. При этом предполагали, что предельные скорости в натуре и на модели равны, т. е.

$$(V_{пред})_{нат} \approx (V_{пред})_{мод.}$$

С. В. Избаш отмечает, что «особый практический интерес представляет случай, когда для модели применен тот же размываемый материал, который имеет место в натуре (натурный песок) и масштаб модели достаточен для того, чтобы была достигнута подвижность материала в области квадратичного сопротивления». На рис. 2 мы воспроизводим фотографию испытанных Избашем моделей. Песок характеризуется «средним характерным диаметром», который С. В. Избаш оценил величиной $d \approx 1$ мм. Испытывался основной расчетный случай сбросного расхода в натуре, равного $q \approx 33$ м³/сек на 1 пог. м слива, при глубине на сливе (в пре-

Используя этот график, мы получили величины $t = T + h$ (табл. 1). Мы пользовались графиком рис. 3 ввиду отсутствия в работе [3] таблиц измеренных опытных величин. Если задаться целью получить

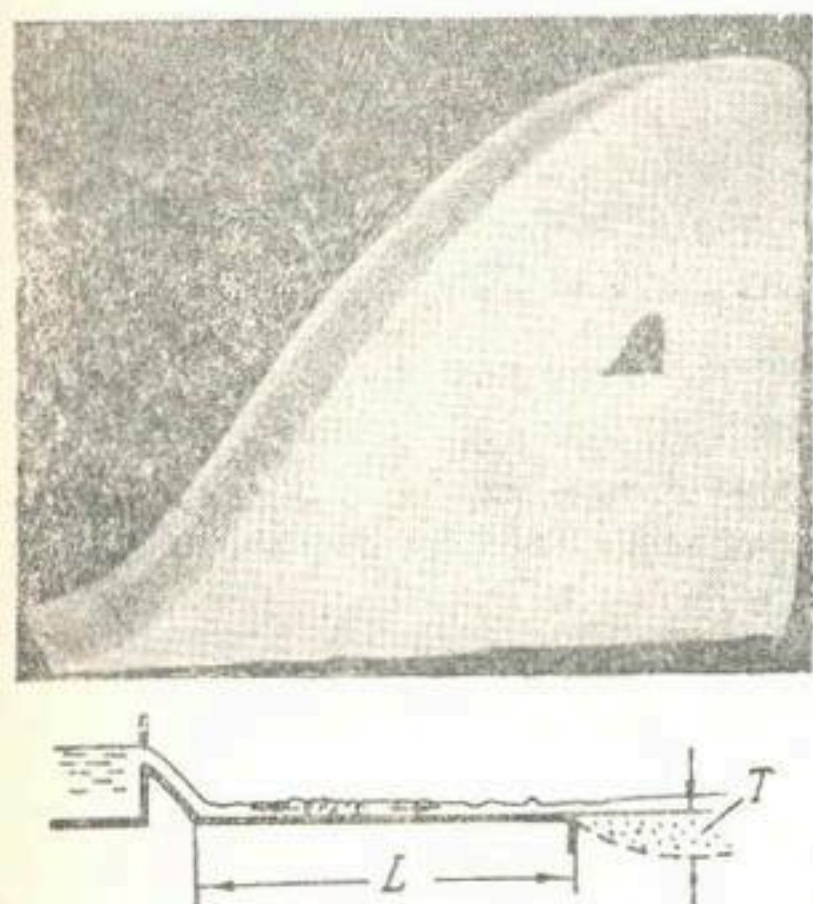


Рис. 2. Модели, испытывавшиеся С. В. Избашем. Схема сооружения. Наибольшая (1:20 н. в.) и наименьшая (1:185 н. в.) водосливная часть плотины.

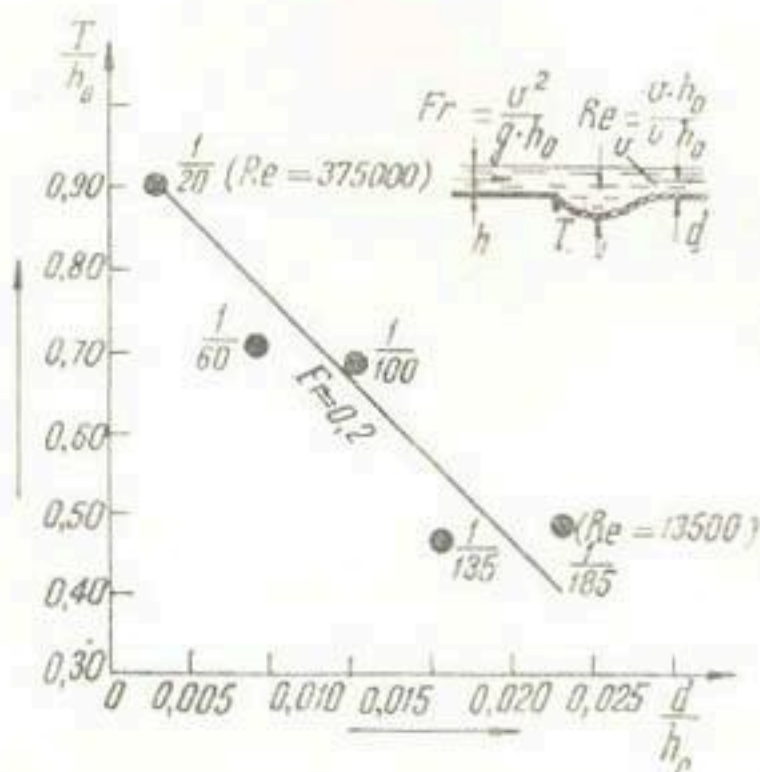


Рис. 3. График относительных глубин T/h_0 местных размывов в функции от степени погруженности фракций одного и того же грунта по опытным данным С. В. Избаша.

прогноз для размыва в натуре на основе геометрического пересчета, то надо воспользоваться зависимостью $t_{\text{нат}} = \lambda \cdot t_{\text{мод}}$. Тогда на основе вышеприведенных данных получаем следующие значения:

Масштаб модели λ	$t_{\text{мод}}$	$t_{\text{нат}}$
20	0,770	15,4
60	0,236	14,2
100	0,187	13,7
135	0,095	12,8
185	0,065	12,1

Таблица 1

Масштаб модели λ	$\frac{d^*}{h_0}$	$\frac{T}{h_0}$	h_0	T	$\frac{h}{\lambda}$	$t = T + h$ модели
20	0,0025	0,90	0,400	0,360	0,410	0,770
60	0,0074	0,71	0,139	0,099	0,137	0,236
100	0,0123	0,68	0,089	0,055	0,082	0,137
135	0,0165	0,47	0,061	0,028	0,067	0,095
185	0,0226	0,48	0,044	0,021	0,044	0,065

* $d = 1$ мм, $h = 8,2$ м. Величины h_0, T, t приведены в метрах.

Как видно, с увеличением масштаба модели глубина возрастает. Аналогичное явление наблюдалось и другими исследователями [1].

С. В. Избаш, рассматривая вопросы моделирования местных размывов и сопоставляя глубину $T_{\text{нат}}$ (в натуре) с глубиной $T_{\text{мод}}$ (на модели), исходит из энергетического уравнения донного вальца, которое он вывел, учитывая процесс размыва во времени (τ), т. е. из уравнения

$$\frac{dT}{d\tau} = \frac{d}{d\tau} \left(M_{\omega} \cdot \frac{q}{v_{\omega}} \cdot \eta_1 \right) = M_i (v_{\omega} - v_0),$$

где q — погонный расход;
 v_{ω} — средняя скорость, характерная для вальца в данный момент времени, эквивалентная по своему действию возникающим в вальце вихрям;

$\eta_1 = \frac{E_1 - E_2}{h_v}$ — относительная величина непогашенной удельной энергии;

$h_v = \frac{v^2}{2g}$ — скоростной напор в сечении, где скорость равна v ;

v_0 — предельная скорость для той части процесса и того грунта, которые исследуются;

M_{ω} — модуль вальца, зависящий от структуры ξ вальца и местных сопротивлений ζ в вымоине;

M_i — безразмерный модуль интенсивности размыва, характеризующий способность грунта на данном интервале явления сопротивляться размыву;

T — глубина вымоины, отсчитанная от дна крепления.

Далее С. В. Избаш, сравнивая прогнозируемую глубину вымоины ($T_{\text{нат}}$) в натуре с наблюдаемой на модели ($T_{\text{мод}}$), нашел:

$$\frac{T_{\text{нат}}}{T_{\text{мод}}} = \frac{(M_{\omega})_{\text{нат}} \eta_{\text{нат}} q_{\text{нат}} v_{\omega \text{ мод}}}{(M_{\omega})_{\text{мод}} \eta_{\text{мод}} q_{\text{мод}} v_{\omega \text{ нат}}}$$

и, принимая некоторые допущения, получил

$$\frac{T_{\text{нат}}}{T_{\text{мод}}} \cong \lambda^{1,5},$$

т. е. размывы в натуре больше, чем рассчитанные прямым геометрическим пересчетом ($T_{\text{нат}} = \lambda \cdot T_{\text{мод}}$); при этом автор считает, что „несмотря на простейшие предположения (на которых основана полученная формула), она дает подтвержденное опытом первое приближение“.

Мы получили второе приближение на основании данных С. В. Избаша и табл. 1, построенных графиков (рис. 4) и формулы Н. Н. Суровой

$$t_{\text{нат}} = \lambda^{\varphi} \cdot t_{\text{мод}}.$$

Приведенная с левой стороны рис. 4 кривая $\lg T = f(\lg \lambda)$ не выражает линейной зависимости (показатель степени неточно отвечает указанной Избашем величине 1,5). Пересчитанные на полную глубину $t = T + h$ опытные точки Избаша дают прямолинейную зависимость $\lg t = f(\lg \lambda)$ (изображенную на правой стороне рис. 4). Это значит, что показатель степени φ в формуле Н. Н. Суровой согласно опытам Избаша есть постоянная величина, равная $\varphi = 1,14$. Пересчет опытных

величин, полученных С. В. Избашем, по формуле Н. Н. Суровой при $\varphi = 1,14$ приведен в табл. 2.

Таким образом, прогноз для натуре приводит к $t_{\text{нат}} = 25,1$ м и $T_{\text{нат}} = t - h = 25,1 - 8,2 = 16,1$ м.

Испытанная Избашем в лаборатории конструкция в натуре не осуществлена, так что проверить этот прогноз невозможно. О вероятной его правильности свидетельствуют данные, изложенные в работе [1], и приводимый ниже анализ размывов за водоспуском плотины Ташкепринского водохранилища.

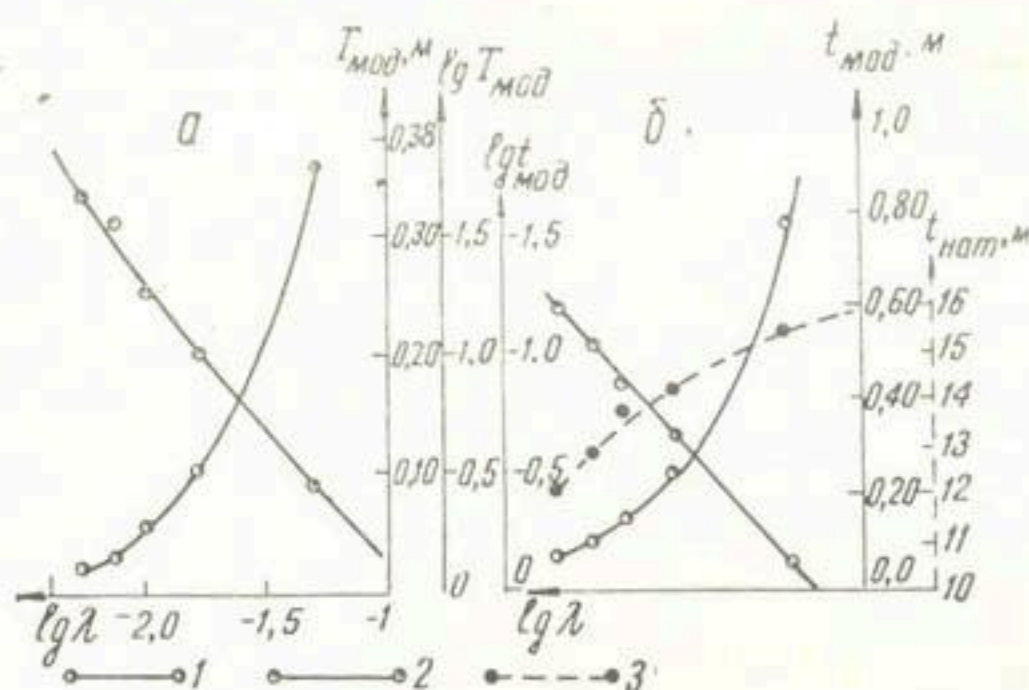


Рис. 4. Результаты обработки опытов С. В. Избаша:

1 — $T_{\text{мод}} = f(\lg \lambda)$, (а); 2 — $\lg T_{\text{мод}} = f(\lg \lambda)$, (а);
1 — $t_{\text{мод}} = f(\lg \lambda)$, (б); 2 — $t_{\text{нат}} = f(\lg \lambda)$, (б); 3 — $\lg t_{\text{мод}} = f(\lg \lambda)$, (б).

Целесообразно по возможности сопоставлять результаты проектирования, лабораторных исследований и эксплуатации. Приведем некоторые сравнительные данные для водоспускного сооружения Ташкепринского водохранилища, рассчитанного на рабочий расход $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек}$ (катастрофический $Q = 450 \text{ м}^3/\text{сек}$).

Таблица 2

Масштаб модели λ	$t_{\text{мод}}$	$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \cdot \lambda^{1,14}$
20	0,770	23,6
60	0,236	25,6
100	0,137	26,1
135	0,095	25,5
185	0,065	25,2

$t_{\text{ср}} = 25,1 \text{ м}$

Первоначально проект водопропускной части (рис. 5) плотины состоял из трехпролетного донного шлюза с понурной частью шириной 28,5 м и длиной 44,2 м, которой заканчивается так называемый подводящий канал (от чаши водохранилища к сооружению), верхней водобойной части с водобойным колодцем перед быстротоком, однолотового быстротока прямоугольного сечения нормальной шероховатости с уклоном 0,016, шириной 22 м и длиной 155 м, криволинейного (параболического) перепада высотой 5,5 м, горизонтального водобоя (нижнего) длиной 11 м, рисбермы длиной 70 м и шириной 30 м с откосами трапецидального сечения $m = 2$. Общая длина сооружения равна 346,6 м, разность отметок дна понура и рисбермы — 9,9 м. Сооружение рассчитано на пропуск катастрофического и нормального расходов при напоре над порогом (глубине в подводящем

канале) $H = 7,6 \div 8,1$ м. В случае пропуска из сработанного водохранилища расхода $60 \text{ м}^3/\text{сек}$ напор H составлял 2,1 м. В нижнем бьефе отметки горизонта воды были приняты в проекте по зависимости $Q = f(h_6)$ для бытовых условий речного русла:

Расход $Q, \text{ м}^3/\text{сек}$	460	360	250	150	100	50
Глубина $h_6, \text{ м}$	8,00	7,40	6,60	5,50	4,70	3,50

В 1935—1936 гг. по заданию технического отдела Ташкепристроя в гидравлической лаборатории САНИИРИ М. С. Вызго и В. Л. Иваненко исследовали указанное сооружение на модели 1:30 н. в. [Во время опытов была учтена вероятность снижения горизонта воды в нижнем бьефе на 1 м за счет общих деформаций русла. Глубины на рисберме обеспечивали беспрыжковое сопряжение бьефов. В проекте

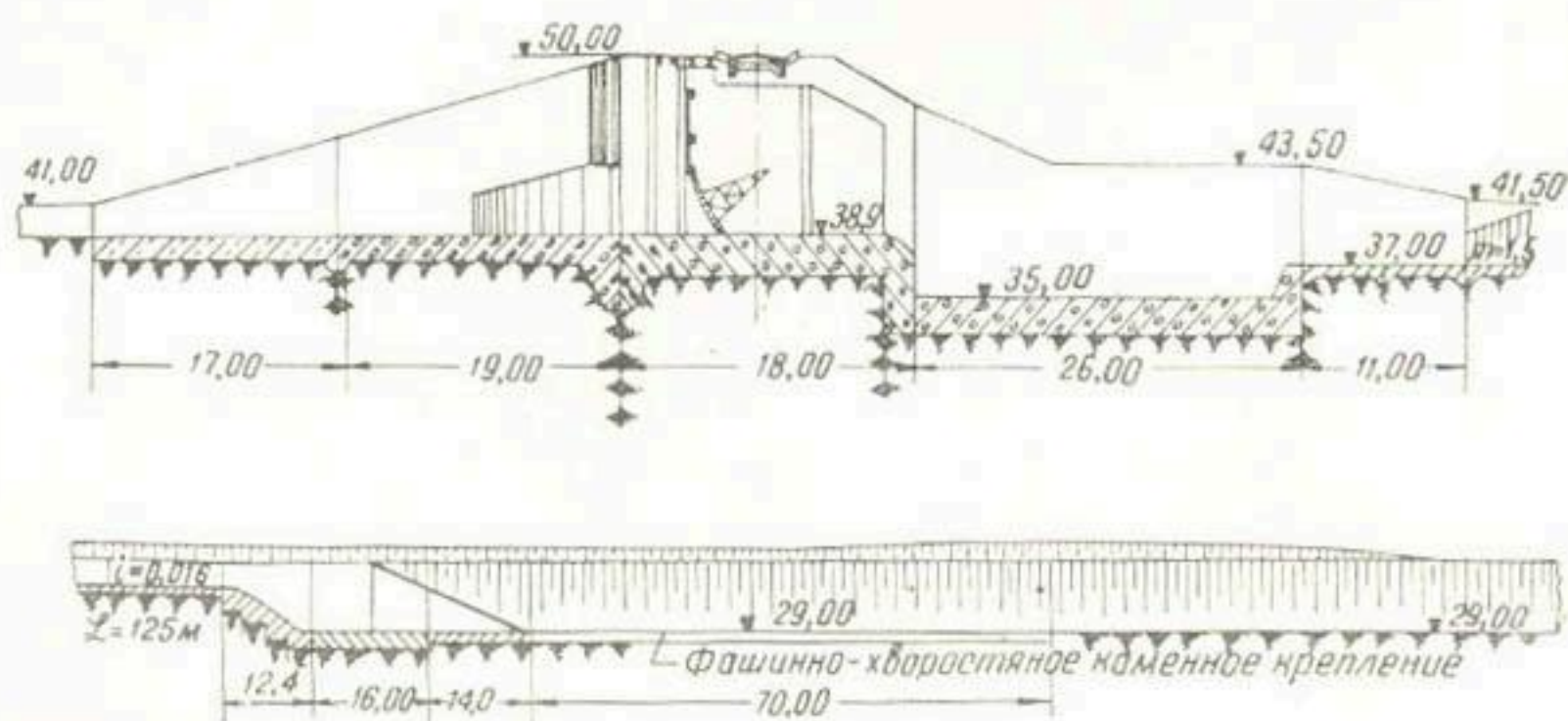


Рис. 5. Продольный разрез водоспуска плотины Ташкепринского водохранилища (отметки условные). Первоначальная схема по проекту.

рисберма заглублена на 1 м против среднего дна бытового русла, что полезно с точки зрения учета общих размывов. В результате исследования проектного варианта водосброса было установлено, что при пропуске воды через один из крайних пролетов шлюза (закрытом среднем и другом крайнем щитах), при ударе потока о стенку колодца наблюдается подъем воды, достигающий у стенки колодца над дном горизонтального участка быстротока высоты 3,0—4,0 м с последующим растеканием в радиальном от стенки направлении и образованием горизонтального вихря в колодце. На входе быстротока возникает сбойный диагональный шнур, который проходит быстроток, отражаясь от одного борта быстротока к другому, особенно при $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек}$. Скорости на быстротоке были около $10,5 \text{ м}/\text{сек}$ при $Q = 450 \text{ м}^3/\text{сек}$. Ввиду наличия значительных поперечных течений по быстротоку и за ним конструкцию признали недостаточно удачной.

Для ликвидации сбойного течения с наличием значительных поперечных скоростей и обеспечения удобства ремонта как быстротока, так и затворов в период работы водосбора необходимо разделить водосброс продольными стенками на три секции: от бычков до горизонтального участка быстротока стенки устанавливаются в колодце, затем стенками разделяется горизонтальный участок входа на быстро-

токе и дальше наклонный лоток быстротока до параболического перепада. Верховой водобойный колодец стал не нужен.

Сначала отдельные стенки были длинными и заканчивались только в 6,6 м от начала параболического перепада. При таком положении отдельных стенок и пропуске воды только по одной левой секции с расходом $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек}$ при глубине в нижнем бьефе в 5,5 м за параболическим перепадом образуется мощный замкнутый водоворот с бурной пенистой поверхностью. Водоворот способствует крайне неравномерному распределению скоростей по сечению потока в зоне прямолинейного участка нижнего водобоя за перепадом, увеличению бортовых скоростей вдоль левого борта до 5 м/сек, в то время как по правому борту наблюдаются обратные скорости.

Образование замкнутого водоворота с большой разностью прямых и обратных скоростей способствует значительному раскачиванию потока, наблюдающемуся по длине около 50 м от конца параболического перепада с колебанием горизонта по вертикали на 1,2—1,7 м. При таком положении конца отдельных стенок ($l = 6,6 \text{ м}$) был пропущен расход $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек}$ через две соседние секции. Колебания по вертикали в нижнем бьефе значительно уменьшились, приблизительно до 0,9 м.

Последовательным увеличением расстояния конца отдельных стенок от начала параболического перепада до $l = 17 \text{ м}$ было достигнуто (в условиях проектного очертания выходной части быстротока в плане) полное растекание потока на всю ширину лотка (22 м) еще до входа на параболический перепад. Это значительно уменьшило погонный расход, однако не изменило общего характера замкнутого вихря; уменьшилась лишь величина раскачивания по вертикали.

Появление обратных течений при несимметричной работе секций водосброса вызвало необходимость уточнения на модели вопроса о расширении быстротока перед перепадом и самого перепада в плане для выявления лучших условий при растекании потока, уменьшении погонного расхода и противодействии образованию суводей (водоворотов) у бортов сооружения. Последняя секция быстротока на длине 15,5 м была расширена с 22 до 30 м (ширина слива, рисбермы).

Переход от прямоугольного сечения к трапециевидальному был выполнен ныряющей стенкой, начинающейся в проекте в 8 м от конца параболического перепада, поэтому переход на модели был осуществлен непосредственно за параболическим перепадом.

На основании наблюдений были сделаны следующие выводы:

1. При симметричной работе всех трех секций быстротока при расходах $Q = 250$ и $150 \text{ м}^3/\text{сек}$ (в каждой секции расход равен одной трети общего расхода), с бытовой глубиной в нижнем бьефе (на рисберме), уменьшенной на 1 м, наблюдается спокойное сопряжение без образования значительных суводей при различных длинах отдельных стенок. Увеличение угла развода подвижных концов отдельных стенок до 14° , т. е. до параллельного положения отдельных стенок с бортовыми стенками расширенной части быстротока, не дало положительных результатов. Разводы могут помогать при пропуске воды одновременно по всем трем секциям. Резкое ухудшение наблюдается при пропуске воды через крайние секции: создаются большие бортовые скорости вдоль береговых откосов с замедленными скоростями в средней части отводного канала. Поток лучше направлять к центру, а затем заставлять его растекаться. Учитывая это, разработали конструкции с наиболее выравненным расходом в конце рисбермы и предохраненные от больших местных размывов, о чем свидетельствуют ре-

зультаты более поздних исследований двухщитовых водовыпусков и головного регулятора канала им. Ахунбабаева [13, 14].

2. Пропуск тех же расходов через две крайние секции или две соседние дает худшие результаты; при работе двух крайних секций симметрично при постоянной ширине между отдельными стенками работа сооружения в нижнем бьефе может быть признана удовлетворительной с точки зрения успокоения в нижнем бьефе, уменьшения суводей в местах стыка откосов с ныряющими стенками и уменьшения колебания уровня, в частности на откосах. Работа сооружения особенно улучшается при укорочении отдельных стенок с недоведением их до начала параболического перепада на $l=15,5$ м. Приближение стенок к перепаду препятствует созданию полного растекания на всю ширину (30 м).

Работа двух соседних секций при любых длинах отдельных стенок и любых углах их разводов создает условия для обязательного образования обратных токов вдоль противоположной крайней бортовой стенки в нижнем бьефе (кроме прямого тока у другого борта, как отмечалось выше). Обратные токи увеличиваются при более длинных стенках и разводе стенок в указанных пределах.

Опытами установлено, что благодаря расширению (с 22 до 30 м) быстотока у параболического перепада на длине последнего участка быстотока, равной 15,5 м, улучшается работа сооружения в нижнем

бьефе, в частности, при несимметричной работе секций, что должно быть отнесено за счет растекания потока и уменьшения сосредоточенного погонного расхода на перепаде.

При исследованиях большое внимание уделялось измерению донных скоростей, их пульсации на нижнем водобое и на рисберме. Для уменьшения скоростей и гашения энергии устанавливался гребенчатый трамплин у подошвы параболического перепада, изготовленного по рис. 6.

Гребенчатый трамплин, будучи не очень высоким, почти не вызывал уменьшения донных скоростей при очень большом расходе

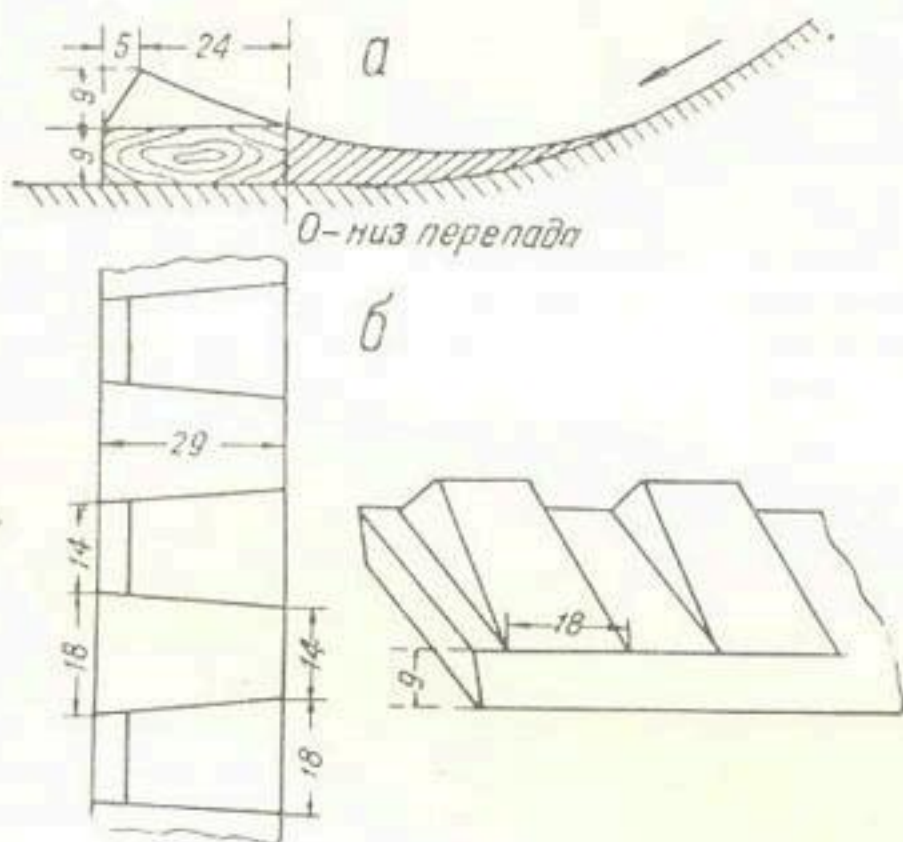


Рис. 6. Гребенчатый трамплин:

а—продольный разрез; б—схема гребенчатого трамплина (вид сверху). Размеры модели, мм.

$Q=450$ м³/сек, при котором на расстоянии около 50 м за параболическим перепадом донные скорости без трамплина были $v=1,2—1,8$ м/сек, а при трамплине — $v=1,0—1,5$ м/сек. Влияние трамплинов на состояние потока выражено при рабочем расходе 150 м³/сек. В случае пропуска этого расхода через левую и среднюю секцию, напоре $H=8,1$ м в верхнем бьефе и глубине 5,5 м в нижнем бьефе скорости были следующие (указаны пульсационные колебания) (табл. 2).

При расходе 60 м³/сек, напоре 8,1 м, глубине в нижнем бьефе 3,6 м (открыт один пролет — левая секция) скорости вдоль левого борта таковы:

Расстояние, м	$v_{\text{макс.}}$ м/сек	$v_{\text{мин.}}$
Без трамплина		
30	4,2	4,0
36	3,3	2,5
42	3,1	2,9
48	3,4	3,1
С трамплином		
30	2,9	2,2
36	2,8	2,4
42	2,4	1,8
48	2,5	1,6

Таблица 2

Расстояние от подошвы пара- болического перепада, м	Ось сооружения		Ось левой секции	
	$v_{\text{макс.}}$	$v_{\text{мин.}}$	$v_{\text{макс.}}$	$v_{\text{мин.}}$
Без гребенчатого трамплина				
12	6,4	6,1	5,0	4,2
18	5,8	5,1	4,2	3,6
24	3,9	3,1	3,1	2,5
30	2,8	2,2	2,9	2,3
48	2,6	—	1,1	—
57	1,6	—	2,3	1,7
72	1,4	1,0	1,8	0,8
С трамплином				
12	4,4	3,6	5,9	5,6
18	1,9	0,7	4,8	4,4
24	1,7	0,5	3,9	3,2
30	0,5	—	3,5	2,6
48	Водоворот		2,3	0,8
57			2,7	1,5
72			—	—

Несмотря на то, что трамплин способствовал уменьшению придонных скоростей, этого было недостаточно, так как местные скорости на рисберме были велики, хотя и убывали к ее концу. Для грунта русла в результате изысканий и расчетов была в проекте установлена средняя допускаемая скорость:

Q , м ³ /сек	$v_{\text{быт.}}$, м/сек
460	2,05—2,40
250	1,56—2,00
150	1,25—1,50

Поэтому на основании исследований были предложены дополнительные конструктивные мероприятия, а именно: устройство зуба за рисбермой на глубину наблюдаемого на модели размыва 1,2 м (при

пересчете на натуру)¹, малого гребенчатого трамплина в конце рисбермы и засыпки крупного материала за рисбермой (из гальки и гравия).

В отчете по исследованиям было также отмечено, что „в обычных условиях эксплуатации плотины следует пропуск воды производить по возможности симметрично; несимметричную работу следует допускать, как правило, только в период ремонта. При работе двух соседних секций (крайней и средней) следует создавать несколько больший расход в средней секции, обеспечивая тем самым более равномерное распределение скоростей при выходе с перепада в нижний бьеф и уменьшая суводи и водовороты“ и „при эксплуатации необходимо не злоупотреблять свойствами быстрооткрывающихся затворов во избежание получения отогнанного прыжка“.

При рабочем проектировании сооружения были учтены все рекомендации лаборатории, за исключением установки гребенчатого трамплина у подошвы параболического перепада и указанных выше дополнительных мер для гашения энергии. Сооружение было построено в 1940 г. и эксплуатировалось длительное время (несмотря на то что при монтаже левого затвора был допущен недосмотр, в силу чего маневрирование им было затруднено) достаточно успешно.

С 1950 по 1960 г. сооружение подвергалось кратковременным обследованиям сотрудниками Института водных проблем и гидротехники АН УзССР и САНИИРИ.

В 1951 г. в результате изучения опыта эксплуатации и состояния нижнего бьефа за водоспуском М. С. Вызго предложил устроить дополнительный гаситель энергии непосредственно за креплением в виде низового гребенчатого трамплина (на сваях), при этом допускалось, что в условиях начавшегося значительного снижения горизонта воды после общих деформаций русла гашение энергии на существующей конструкции уже недостаточно, а проектный режим потока нарушен. Эта конструкция могла бы создать подтопление на водобое и рисберме и расщепление потока на струи при выходе потока в русло для ослабления местного размыва. Данная рекомендация не была реализована.

Изучившая в 1953—1960 гг. опыт эксплуатации многих водохранилищ Средней Азии и их сооружений Е. Я. Фроликова сравнила различные объекты и отметила, что плотина Ташкепринского водохранилища — одно из удачно построенных сооружений. В первые годы эксплуатации особых дефектов сооружения не обнаружено (кроме волосяных трещин в отдельных стенках быстротока и забральной стенке², частичных повреждений каменно-хворостяного крепления в хвостовой части рисбермы). Общий размыв усилился в 1952 г., когда после многих лет с относительно малым расходом воды в пределах 70—200 м³/сек (только в 1941 г. расход достигал 270 м³/сек) прошли большие расходы: в 1952 г. — 235, 1956 — 346, 1957 — 328 м³/сек. Уже в 1952 г. горизонт воды нижнего бьефа был ниже первоначального (в 1940 г.) на 1,6 м, а глубина местного размыва достигла $T=7,5$ м (на расстоянии около 30 м от конца первоначально построенной рисбермы), вследствие чего началось разрушение нижней части фашинно-каменного крепления и смыл камня со всей площади рисбермы. Разрушение рисбермы объясняется, как отмечает Е. Я. Фроликова, тех-

¹ Пересчет сделан по геометрическому моделированию размыва песка на модели крупность $d=0,25$ мм. Как видно будет из дальнейшего, такой пересчет не точен. В отчете лаборатории (1936 г.) указано, что глубина размыва изучалась только качественно.

² Эти волосяные трещины являлись результатом процесса осадки сооружения.

ническими неполадками и неправильной эксплуатацией водосброса. В 1951 г. управление щитовым затвором правого пролета нарушилось ввиду порчи механизма (срыв цепи), в 1952 г. не работал левый щит (заклинился). Пропуск больших расходов воды через две секции создавал сбойные течения, приведшие к сильному разрушению каменного крепления на рисберме. В образовавшуюся воронку размыва в верхней части рисбермы (сразу за бетонной частью, водобоем) в 1952 г. было уложено при ремонте около 400 м^3 рваного камня. В 1952 г. было разрушено уплотнение правого щита. В 1952—1953 гг. правое отверстие водоспуска было зашандорено. Воду спускали через левое и среднее отверстия, в результате чего в 1953 г. отмечался некоторый размыв левого берега отводящего русла в нижнем бьефе водоспуска. Никаких мер против дальнейшего снижения горизонта воды нижнего бьефа не принималось.

В 1954 г. в результате обрыва планок над левым и средним щитами закрыли среднее отверстие. Стали осуществлять сброс воды только через одно левое отверстие. При этом сбросной расход через отверстие равнялся $150 \text{ м}^3/\text{сек}$ (вследствие поврежденного уплотнения в среднем отверстии расход через это отверстие составлял только около $15 \text{ м}^3/\text{сек}$.)

В результате несимметричного пропуска воды левый берег русла за рисбермой подвергся значительному размыву. Объем восстановительных работ по креплению берега выразился в укладке 1000 м^3 камня и хвороста. Осенью 1954 г. были восстановлены верхние уплотнения на щитах и резиновые уплотнения. В 1955—1956 гг. затруднений и повреждений при эксплуатации водоспуска не наблюдалось. В 1957 г. пропуск воды до расхода $250 \text{ м}^3/\text{сек}$ производился нормально и только при дальнейшем возрастании расходов стало размываться крепление дна (в пределах рисбермы) и некрепленное русло.

В 1957 г. при возрастании расходов ($Q > 250 \text{ м}^3/\text{сек}$) восстановленная ранее рисберма стала быстро разрушаться. При $Q = 360 \text{ м}^3/\text{сек}$ снижение горизонта воды достигло $3,5 \text{ м}$; каменное крепление с обеих сторон рисбермы, примыкающее непосредственно к бетонной части за перепадом, было полностью сорвано и вынесено в русло реки, разрушилась бетонная облицовка откоса ныряющей стенки, обнажился шпунтовый ряд (выполняющий роль зуба), сваи повисли в воздухе, так как грунт из-под них был вымыт потоком.

7 мая 1957 г. при пропуске максимального расхода паводка (около $353 \text{ м}^3/\text{сек}$) размыв крепления достиг наибольшей величины, в результате чего сползли откосы, крепленные камнем, а также произошел вымыв грунта из-под концевой части бетонных открьлков в месте сопряжения с рисбермой и частичное разрушение бетонных плит на правом берегу.

В период обследования (10—14 июля 1957 г.) водоспуска, произведенного научными сотрудниками гидротехнической лаборатории В. Н. Шолоховым и Н. Ф. Тушмановым, из водохранилища выдавалось на нужды ирригации $70 \text{ м}^3/\text{сек}$ воды. Этот расход выпускался равными долями через три отверстия сооружения. Глубина на быстротоке составляла $h = 20—35 \text{ см}$.

Вследствие отложения у берегов вынесенного с размыва выше лежащего участка каменного крепления в средней части рисбермы образовался вторичный перепад. Глубина наиболее размывной части воронки достигла $T = 13,52 \text{ м}$ ниже первоначального дна русла. Осенью 1957 г. был произведен ремонт — восстановлено бетонное крепление водобоя ниже параболического перепада, за бетонной частью уложена

на длине 10 м каменно-хвостяная кладка толщиной 2 м, на расстоянии около 30 м за бетонной частью произведено сужение русла береговыми шпорами из тяжелых карабур диаметром 1 м и длиной 10 м, что создало своеобразный водобойный колодец на рисберме; дно земляного русла восстановлено и закреплено мелкими карабурами. С 1958 г. нижний бьеф Ташкепринского водоспуска подтапливается нижерасположенным вновь построенным Сары-Язинским водохранилищем, причем уже в 1959—1960 гг. начался завал русла наносами (в дальнейшем можно ожидать некоторых неблагоприятных явлений вследствие неспособленности быстротока к условиям затопления — размывы вдоль бортов быстротока, как показали лабораторные опыты при исследованиях одного из вариантов конечного сооружения подводящего канала Катта-Курганского водохранилища). В 1948 г. дно воронки размыва за рисбермой было на 6,77 м ниже верха конца бетонной части крепления; в 1957 г. самая низкая точка дна в месте размыва была уже на 13,5 м ниже отметки этого крепления.

Указанное увеличение местного размыва в 1957 г. являлось следствием многоводности года к тому времени, когда уже произошло общее заглубление отводящего русла. Общее понижение отводящего русла, происходящее вследствие размыва его выходящим из водохранилища осветленным потоком, продолжается с момента ввода водохранилища в эксплуатацию, т. е. с 1939—1940 гг. Судя по кривым

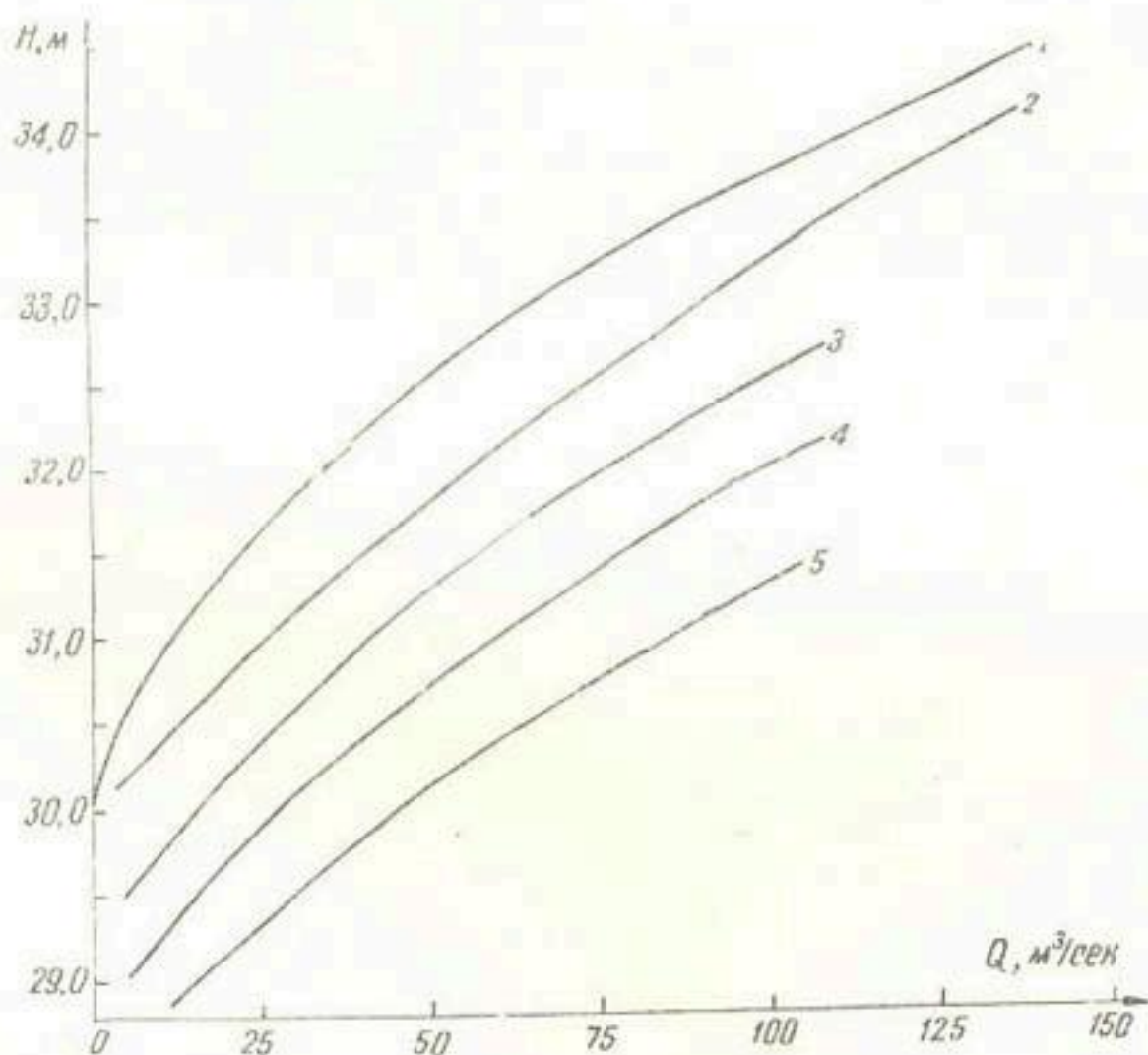


Рис. 7. Кривые зависимости $Q=f(H)$ в створе Ташкепринского г/м поста, расположенного на 355 м ниже щитовой линии водоспуска водохранилища.

1 — расчетная кривая; 2—1940—1941 гг.; 3—1942—1944 гг.; 4—1948—1949 гг.; 5—1956—1959 гг.

изменения зависимости $Q=f(h)$, общее понижение горизонта воды в нижнем бьефе водоспуска к 1957 г. составило 2,35 м (рис. 7).

Чтобы получить более точные оценки интенсивности общего понижения, В. Н. Шолоховым были составлены кривые понижения

горизонтов воды во времени для наиболее часто повторявшихся расходов в 50 и 100 м³/сек. Анализ этих кривых привел В. Н. Шолохова к выводу, что наибольшая интенсивность понижения наблюдалась в первые 2—3 года (1939—1941 гг.) и в последующем понижение стало затухать, изменяясь по закону плавной кривой, которая в пределах периода 1942—1957 гг. оценивается следующей зависимостью:

$$\Delta h = 0,657 \tau^{0,457} \cong \frac{2}{3} \sqrt{\tau},$$

где Δh — понижение горизонта воды, м; τ — годы.

Считая, что общее понижение является функцией не только времени (τ), но и жидкого стока, В. Н. Шолохов установил, что в первые годы эксплуатации даже при примерно одинаковой величине стока интенсивность была наибольшей, а потом постепенно снижалась¹.

Дать точную оценку общего размыва по длине отводящего русла вследствие отсутствия необходимых для этого материалов трудно. Можно лишь, основываясь на съемке русла 1952 г. в нижнем бьефе Ташкепринского водохранилища на 10-км участке, предположить, что зона размыва в период съемки составила 15—20 км и к 1957 г. еще более возросла².

С. Т. Алтуни [5] сообщил, что к 1958 г. понижение горизонта воды в нижнем бьефе этой плотины произошло на 2,6 м, а длина общего размыва русла составила 30 км и что „примером значительного размыва дна и снижения горизонтов воды в нижнем бьефе может служить Ташкепринская плотина. Низшая отметка дна в воронке размыва была на 13 м ниже отметки среднего дна по проекту. Длина воронки размыва составляла около 100 м. Ранее закрепленное фашинами дно было разрушено, там образовалась воронка, глубина которой оказалась на 8,9 м ниже проектного дна. В нижнем бьефе водосброса сильно разрушились крепление, дно и борта отводящего русла. В период эксплуатации с 1940 по 1957 г. почти ежегодно производились защитные работы и в 1958 г. была проведена реконструкция этой плотины“.

Несмотря на то, что русло реки Мургаб сложено из слабых грунтов, а рисберма сделана из фашинной кладки, здесь разрушения и размывы оказались небольшими (меньше, чем за плотиной Вако в США), а ремонтные работы потребовали меньше средств и строительных материалов, чем за плотиной им. 1 Мая на галечниковом грунте русла р. Зеравшан и за другими плотинами на более прочных грунтах с более прочными рисбермами. С. Т. Алтуни [6] подробно описал общие и местные размывы за плотиной, построенной на прочных грунтах.

Несмотря на некоторые дефекты конструкции, особо катастрофических явлений за описываемым сооружением Ташкепринского водохранилища не наблюдалось. И этих явлений, вероятно, не было бы, если бы была учтена общая деформация русла во время проектирования и исследований.

Сопоставим теперь глубины размыва, полученные на модели (в 1935—1936 гг.), с образовавшимися в натуре. Как уже отмечалось

¹ Важно также установить, как пропускался этот сток [10].

² Мы здесь не рассматриваем детально вопросов общих размывов и теорию этих явлений; они освещены в работах С. Т. Алтунина, А. К. Ананяна, И. Г. Есьмана, В. Н. Гончарова, И. И. Леви, Н. И. Шашкова и др.

выше, лабораторные опыты¹ по размыву ставились для качественной оценки явления на основе изучения размыва песка $d=0,25$ мм.

Геометрический условный пересчет показал, что размыв ниже отметки крепления общей длиной 100 м в натуре (30 м водобой и 70 м рисберма) достигал $T=1,2$ м при масштабе модели 1:30 н. в. и глубине на модели $T_{\text{мод}}=4$ см. Эта глубина была получена при расходе, отвечающем $Q=60$ м³/сек в натуре при пропуске его только через левую секцию (худшие условия эксплуатации). После довольно длительного пропуска воды на модели (8,5 час.) начальное дно имело отметку на 3,3 см (в натуре 1 м) выше отметки крепления. Тогда (1935 г.) еще не было известно о надежных способах пересчета модельных данных на натуру. Основываясь на современных способах пересчета и учитывая, что указанный песок почти отвечает натурному грунту, следует считать, что прогноз должен был бы дать другую глубину размыва (а не $T=1,2$ м). Используя зависимость, установленную Н. Н. Суровой,

$$t_{\text{нат}} = t_{\text{мод}} \cdot \lambda^{\varphi},$$

где λ — геометрический масштаб модели;

φ — показатель степени, который будем считать равным $\varphi=1,2$;

$$t_{\text{мод}} = T_{\text{мод}} + h = 4 + \frac{360}{30} = 16 \text{ см} = 0,16 \text{ м};$$

получаем

$$t_{\text{нат}} = 0,16 \cdot 30^{1,2} = 9,4 \text{ м},$$

$$T = t - h = 9,4 - 3,6 = 5,8 \text{ м}$$

вместо найденной геометрическим пересчетом $T=1,2$. Заметим, что пропуск воды на модели других расходов, в том числе отвечающих $Q=460$ м³/сек, давал меньшие глубины размыва, чем при $Q=60$ м³/сек. На это следует обращать внимание при разработке прогнозов согласно данным модельных опытов в случаях несимметричности растекания потока и наличия сбойных течений.

В отчете по лабораторным исследованиям указано, что внезапные попуски приводили к большим размывам. „Опытами установлено, что необходимо крайне осторожно и медленно производить заполнение нижнего бьефа, ибо в противном случае, создавая резкую волну, можно получить сгон прыжка с рисбермы и резкие размывы песчаного русла“. Отмечается также, что „можно рекомендовать устройство низового зуба и засыпку крупным материалом (камень, галька с гравием) на небольшой длине за рисбермой в установку гребенчатого трамплина в конце рисбермы“.

Важно было поставить гребенчатый трамплин и непосредственно у подошвы водослива. Эти рекомендации не были использованы при строительстве, в связи с чем крепление (каменно-хворостяная рисберма) разрушалось и в его пределах образовалась описанная выше яма размыва (в 1952 г. потребовалось около 400 м³ камня для заделки этой размоины). За рисбермой уже в 1948 г. глубина размыва составляла $T \cong 6,8$ м. К этому времени, как видно из рис. 7, горизонт

¹ Почти аналогичная конструкция описана П. Ф. Кононенко [7].

воды нижнего бьефа снизился примерно на 1,2 м против первоначального и 1,8 м против расчетного, принятого в проекте. Поэтому можно считать, что фактические размывы достаточно удовлетворительно подтверждают уточненный прогноз и еще раз свидетельствуют о правильности рекомендаций, приведенных в работе [1].

Необходимость введения гасителей энергии для сокращения длины крепления и уменьшения местных размывов очевидна. Следует считать, что напрасно на водобое Ташкепринской плотины не были установлены гасители энергии, рекомендованные лабораторией. О том, как гребенчатые трамплины уменьшают местные размывы в условиях конструкций, похожих на водосброс Ташкепринской модели, могут свидетельствовать опыты К. Б. Дадабаева [8], выполненные под руководством М. С. Вызго в 1954 г. При одинаковых гидравлических условиях введение гребенчатых трамплинов резко меняло режим в водобойном колодце (рис. 8). Создавался спокойный режим потока

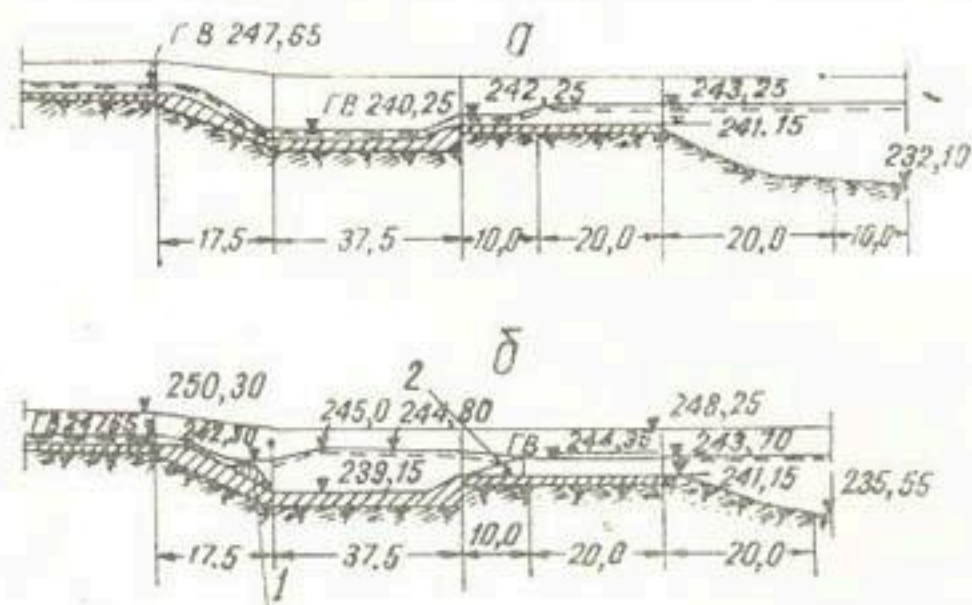


Рис. 8. Протекание потока в водобойном колодце при расходе $395 \text{ м}^3/\text{сек}$ на модели 1:50 н. в:

а—при существующем положении; б—после устройства трамплинов 1 и раздельных стенок 2.

на рисберме и резко сокращалась глубина местного размыва. За описанным Дадабаевым сооружением в дальнейшем русло продолжало заглубляться. Это сооружение было построено на очень высоких отметках без должного учета русловых деформаций, что видно из рис. 9. При паводковых расходах воды в реке, превышавших расчетные предположения, и быстрых увеличениях пропускаемых через сооружение расходов воды после реконструкции сооружение подвергалось дальнейшим разрушениям [9], что свидетельствует о необходимости более точного прогноза не только местных, но и общих размывов русел в нижних бьефах плотин, а также осторожных попусков, на что обращали внимание А. Ф. Бурков и А. А. Угинчус [10].

При прогнозах на основе лабораторных опытов, по-видимому, наиболее правильно применять метод Н. Н. Суrowой [1]. Метод Н. Н. Беяшевского более трудоемок (требуется изучение как размываемых, так и неразмываемых моделей).

Рассматривавший нашу работу заслуженный деятель науки и техники УзССР А. А. Жимский обратил внимание на некоторые конструктивные элементы плотины на р. Псел и водоспуска Ташкепринского водохранилища. Он отметил, что предложение лаборатории об отказе от верхового колодца (см. рис. 5) правильно и привел пример плотины Эхо в США, где такого колодца не было (рис. 10 а). В отли-

чие от водосброса Ташкепринской плотины на плотине Эхо предупреждение от бокового раскачивания и набега струй на борта осуществлялось за счет сужения быстротока. По его мнению, это правильно в условиях возведения сооружений на прочных основаниях (концевая часть быстротока Эхо выходит на скальные грунты). Отмечая большой погонный расчетный расход на Ташкепри (для слабых грунтов), т. е. $q = \frac{450}{24} \approx 22 \text{ м}^3/\text{сек}$, обычный для Фархадской плотины на скальном грунте, А. А. Жимский указывает, что ошибка строителей в том, что они не осуществили гасителей энергии, предложенных лабораторией (гребенчатые трамплины у подошвы параболического перепада). Вторым ряд гасителей, до некоторой степени напоминающих зубья Ребока, в условиях фашиной рисбермы Ташкепринского сооружения несовместим с фашиной рисбермой, а само фашинное крепление совершенно недостаточно для столь большого погонного расхода. Это

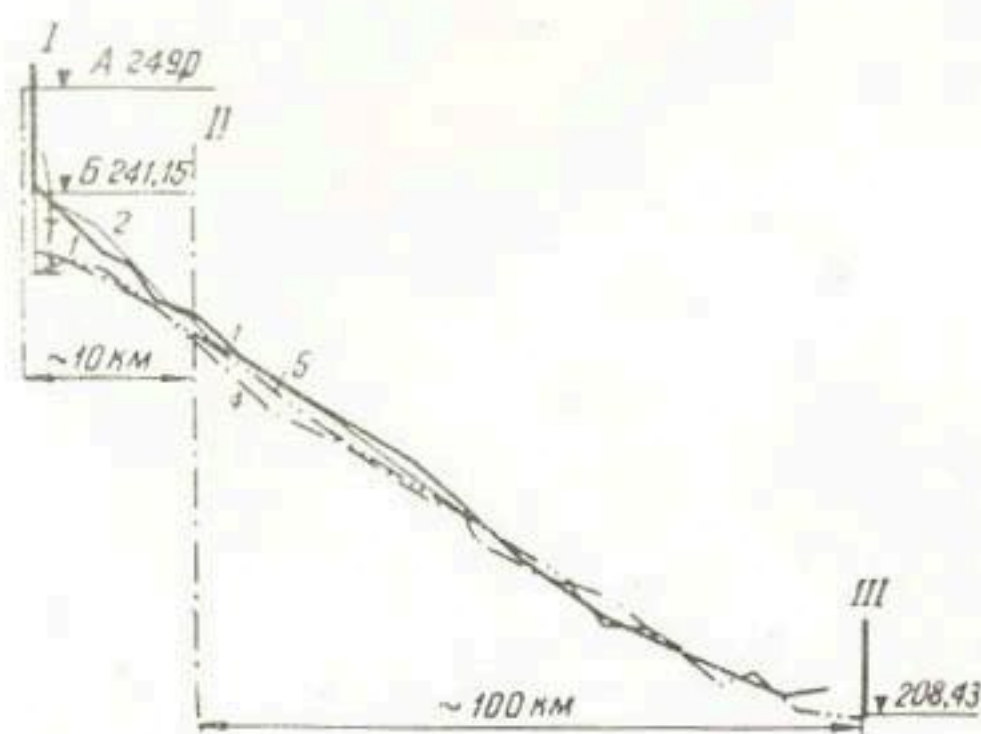


Рис. 9. Продольный профиль русла реки:

I — створ плотины верхнего водохранилища; II — створ плотины верхнего водохранилища; III — створ плотины, построенный в 1927 г.

А — порог оголовка водосброса; Б — конец водобоя за быстротоком; Т — глубина местного заглубления русла (более 4 м).
Дно русла: 1 — 1930 г.; 2 — 1935 г.; 3 — 1954 г.; 4 — 1958 г.

мнение мы разделяем: всегда имеется возможность устройства более прочных креплений. В связи с этим заметим, что при ремонте нижнего бьефа водоспуска Гиндукушской плотины (за которой тоже было слабое крепление и значительные размывы в связи с понижением отметок в русле после его общего размыва) была в 1958 г. применена конструкция, изображенная на рис. 10 б, а для ремонта Тедженского сооружения лаборатория (С. И. Кеберле и К. Б. Дадабаев) разработала конструкцию, представленную на рис. 10 в. В этих условиях для слабых грунтов (супеси) потребовалось значительное гашение энергии, сильное расширение потока и уменьшение погонного расхода. Большое развитие крепления (длина крепления более 250 м) и меры для гашения энергии потребовались и для сооружения, которое первоначально изучал С. В. Избаш. В этом сооружении, возведенном на слабом основании, допущены большие погонные расходы порядка $q = 50 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 пог. м. О местных размывах за этой плотинной в процессе первого периода эксплуатации сообщено К. И. Россинским [11]. Как показала Н. Н. Сурова [1], приведенные

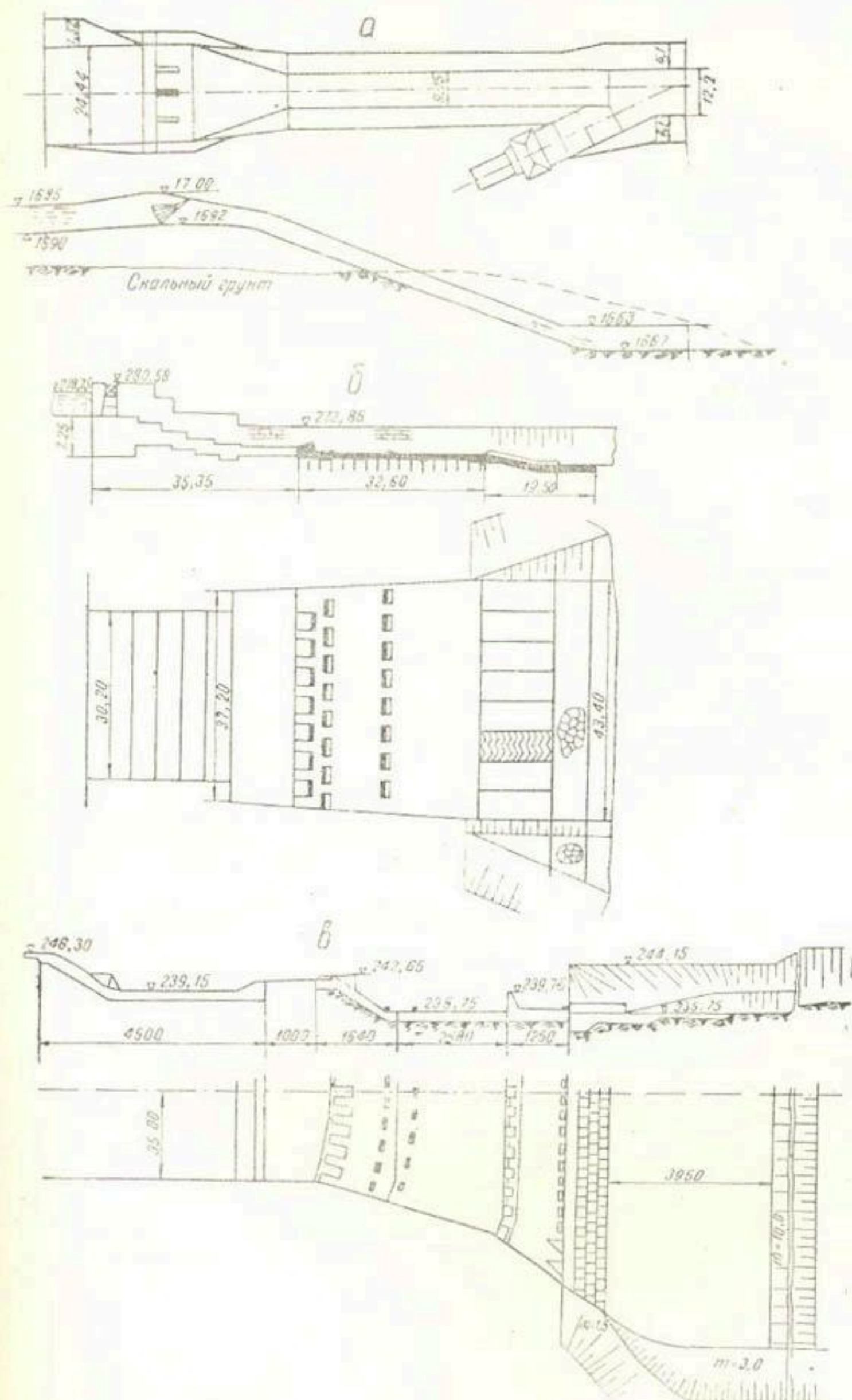


Рис. 10. Схема водовыпуска — водосброса при плотине Эхо в США по проекту 1931 г. на расход $Q_{\max} = 405 \text{ м}^3/\text{сек}$ ($q_{\max} = 45$), общем перепаде $z \cong 31 \text{ м}$ и уклоне быстрого тока $i = 0,25$. Грунт в нижнем бьефе скальный (а).
 Схема Гиндукушской плотины после реконструкции и ремонта 1953 г. (б).
 Схема расположения гасителей энергии для реконструкции нижнего бьефа водовыпуска из Тедженского водохранилища (в).

данные подтверждают правильность разработанных расчетных переходов от модели к натуре по ее методике, т. е. по формуле

$$t_{\text{нат}} = \lambda^2 \cdot t_{\text{мод}}.$$

Указанная методика относится к условиям слабых оснований (песок) и не предусматривает прогнозирования размывов скальных оснований, например таких, на которых построена плотина Эхо.

Следует, однако, иметь в виду, что и скальные грунты подвержены значительным размывам. Так, за плотиной Рио-де-Боннет, построенной в 1945 г. в Уругвае, размыв скальной породы достиг $T \cong 6$ м, а за плотиной Вако в США после размыва скального основания ($T \cong 4$ м) при ремонте разрушенного водобоя затрачено дополнительно почти столько же бетона, сколько было израсходовано бетона при строительстве всей плотины. Имелись разрушения и за Волховской плотиной [12].

ЛИТЕРАТУРА

1. Сурова Н. Н. К вопросу прогноза величины местного размыва за крупными гидроузлами на равнинных реках, Вопросы гидротехники, вып. 6, Ташкент, АН УзССР, 1962.
2. Беляшевский Н. Н. Розрахунок нижнього б'єфу за низьконапірними водоскидними спорудами, обладнаннями заливними полями, Киев, 1959.
3. Избаш С. В. Гидравлика производства работ по преграждению русла, М.—Л., Госстройиздат, 1939.
4. Вызго М. С. Неравномерность распределения удельных расходов воды, пульсация скорости и живой силы потока и учет их при расчетах местных размывов за гидротехническими сооружениями, Труды Института энергетики АН КазССР, т. 2, Алма-Ата, 1960.
5. Алтуни С. Т. Некоторые вопросы проектирования и эксплуатации водохранилищ на реках Средней Азии, В сб. „Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование“, М., АН СССР, 1961.
6. Алтуни С. Т. Результаты полевых исследований русловых процессов у крупного гидроузла, Труды Института сооружений АН УзССР, вып. 8, Ташкент, 1956.
7. Кононенко П. Ф. Узел головных сооружений Кубань-Калаусской обводнительно-оросительной системы, Труды Новочеркасского инженерно-мелиоративного института, т. VI, Новочеркасск, 1958.
8. Дадабаев К. Б. „Гидротехническое строительство“, 1955, № 7.
9. Фроликова Е. Я. Особенности эксплуатации Тедженского водохранилища, Труды САНИИРИ, вып. 101, Ташкент, 1959.
10. Угинчус А. А. Исследования гидротехнических сооружений, М.—Л., Госэнергоиздат, 1939.
11. Россинский К. И. Местный размыв дна в нижнем бьефе водосбросных сооружений Волжской гидроэлектростанции им. В. И. Ленина, Труды III Всесоюзного гидрологического съезда, т. V, Л., 1960.
12. Гольденберг Г. М. Эксплуатация подпорных, водосбросных и водоприемных сооружений гидроэлектростанций, М.—Л., Госэнергоиздат, 1949.
13. Сурова Н. Н. Двухпролетный водовыпуск в русле трапецеидального сечения, Труды САНИИРИ, Ташкент, 1948.
14. Тушманов Н. Ф. Рисберма регулятора канала им. Ахунбабаева, Труды САНИИРИ, Ташкент, 1948.

Э. И. ГРИНЕВ, Р. И. ПАРЕНЧИК

КОЭФФИЦИЕНТ ШЕРОХОВАТОСТИ ДРЕНАЖНЫХ ТРУБ

В последние годы в Узбекистане при освоении засоленных земель все чаще применяется закрытый горизонтальный дренаж.

Закрытые трубчатые дрены, предназначенные для рассоления почвогрунтов, отличаются от дрен, которые служат для отвода избыточной воды при освоении переувлажненных и заболоченных земель: имеют большую глубину заложения (2,5—3,5 м), больший диаметр труб (от 15 см и выше), большую длину (0,5—1,0 км и длиннее) и меньший дренажный модуль (0,1—0,3 л/сек с 1 га).

Как в СССР, так и за рубежом накоплен большой практический опыт применения и расчета трубчатых дрен для осушения заболоченных земель, т. е. для сравнительно неглубоких (0,5—1,0 м), небольшого диаметра (4—15 см) и сравнительно коротких (100—200 м) дрен при высоком дренажном модуле (до 1,0 и более л/сек с 1 га).

Открытые дренажные каналы и коллекторы в СССР широко используются при мелиорации засоленных земель. Закрытые дрены применяются только на небольших опытных участках, наиболее известными из которых являются Джафарханский (Азербайджан) и Золотоординский (Узбекистан). На опытных участках изучался главным образом процесс влияния закрытых дрен на уровень грунтовых вод и динамику рассоления почвогрунтов и грунтовых вод. Вопросы гидравлики дренажных труб почти не рассматривались. Поэтому в настоящее время при проектировании закрытых дренажных систем в широких масштабах на засоленных землях проектные организации не имеют достаточно надежных, проверенных практикой рекомендаций и вынуждены при гидравлических расчетах дренажных труб пользоваться рекомендациями, даваемыми для осушительных дрен, хотя размеры и условия работы дрен различны.

КРАТКИЙ ОБЗОР ЛИТЕРАТУРЫ

Дренажные трубы обычно рассчитываются, как и безнапорные, но при сплошном заполнении по формуле

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} . \quad (1)$$

Для определения коэффициента Шези C имеется много рекомендаций отечественных и зарубежных авторов.

В настоящее время установлено, что величина C в самом общем случае зависит от диаметра, скорости, плотности и вязкости жидкости, абсолютной шероховатости и характера самой шероховатости [5]. Для определенного вида труб, например гончарных, асбоцементных и других, а также для воды при обычной температуре в случае, если кинематический коэффициент вязкости сравнительно мало изменяется, можно написать

$$C = f(vd).$$

Основные формулы, применяемые для определения C при расчете дренажных труб, следующие [3, 4, 6, 9]:
формула Базена

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (2)$$

(коэффициент шероховатости $\gamma = 0,20$);
формула Куттера

$$C = \frac{100}{1 + \frac{K}{\sqrt{R}}} \quad (3)$$

(коэффициент шероховатости $K = 0,27$);
сокращенная формула Гангиле — Куттера

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n_2}}{1 + \frac{23n_2}{\sqrt{R}}} \quad (4)$$

формула Маннинга

$$C = \frac{1}{n_1} R^{1/6}; \quad (5)$$

формула Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^Y, \quad (6)$$

где $Y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10)$.

Н. Н. Павловский [7] предлагает вычислять коэффициент C для труб диаметром $d = 10-30$ см при высоком качестве дренажных работ по формуле Маннинга (5), широко используемой в Америке. Определенные по этой формуле коэффициенты шероховатости n_1 согласно опытам Департамента земледелия США составляли для гончарных труб 0,010—0,012, т. е. в среднем 0,011; отсюда понятно, почему американская формула для C (так называемая формула USDA) при метровых размерах имеет вид $C = 90R^{1/6}$, где R — гидравлический радиус.

Однако данные опыты были поставлены таким образом, что трубы не являлись дренажными, так как вода подавалась насосом в начальное звено и пропусклась по всей длине ее неизменным расходом [2].

Для расчета труб диаметром $d \leq 10$ см при сравнительно невысоком качестве строительных работ по дренажу Н. Н. Павловский рекомендовал принимать вместо $n_1 = 0,011$ $n_1 = 0,012$, при этом формула (5) выражалась $C = 83,3 R^{1/6}$.

Если не было достаточной уверенности в качестве труб и их хорошей укладке, для труб $d \leq 10$ см Н. Н. Павловский предлагал формулу Куттера (3), которая широко известна в дренажной практике Германии.

Для хорошей укладки труб применяли также сокращенную формулу Гангилье — Куттера (4) с коэффициентом шероховатости n_2 , равным по Шпётле 0,0125.

В работе [2] изложены данные американских ученых по коэффициентам шероховатости, собранные Н. В. Макридиным. Ниже мы приводим значения коэффициентов шероховатости из американской практики:

	Коэффициент шероховатости
Из опытов Ярнелла для гончарных труб в зависимости от их диаметра и наполнения	0,0105—0,0202
По данным Рассела для гончарных труб при обыкновенной кладке	0,015
Из расчетного графика Североамериканского бюро для гончарных дренажных труб	0,015
Из североамериканской дренажной практики	0,013—0,017.

Б. А. Бахметьевым [1] представлены значения коэффициентов шероховатости для формул Гангилье — Куттера (4) и Маннинга (5), а также обычных керамиковых дренажных труб:

$n_{2\text{Кут}} = n_{1\text{Ман}} = 0,11$ — при очень хорошем состоянии поверхности труб.

$n_2 = n_1 = 0,012$ — хорошем " " "

$n_2 = n_1 = 0,014$ — обычном " " "

$n_2 = n_1 = 0,017$ — плохом " " "

С. П. Тромбачев [8] считал, что для расчета дренажных труб формула Куттера (3) является лучшей. А. Н. Костяков рекомендовал определять C по формуле (6), принимая при этом значения коэффициента шероховатости n для гончарных труб равными 0,010—0,016, в среднем 0,012—0,014; причем значения коэффициента C для разных обычных в практике диаметров колеблются в пределах 26—44, возрастающая с увеличением диаметра.

П. Г. Киселев предлагает находить значения C по формуле (5) при учете значения n , равного 0,012.

В технических указаниях [12] рекомендуется определять C по формуле (5), при этом n_1 должно составлять для гончарных труб с длиной звеньев меньше 1 м 0,015, гончарных и керамических труб со звеньями длиной 1—2 м 0,013; асбоцементных труб со звеньями длиной более 2 м 0,012.

В настоящее время при гидравлических расчетах закрытых дрен применяется главным образом формула (5).

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТОВ

Наблюдения за построенными дренами в производственных условиях показали, что значительную часть времени дрена работают с подпором, несмотря на то, что они были запроектированы как безнапорные. В связи с этим возникла необходимость выяснить причины нормальной работы дрен и определить фактические значения коэффициентов шероховатости.

Гидравлические расчеты мы проводили под руководством канд. техн. наук А. П. Вавилова. Консультировали по отдельным вопросам доктор техн. наук М. С. Вызго и канд. техн. наук Л. А. Машкович.

Для расчетов использовали материалы полевых исследований, проведенных на опытных участках закрытого дренажа в совхозе „Фархад“ (Голодная степь) за 1959—1960 гг. и в колхозе „Коммунизм“ (Ферганская область) за 1960 г.

В совхозе „Фархад“ дрены были построены механизированным способом с помощью дреноукладчика из звеньев асбоцементных труб длиной 33 см. С обоих концов каждого звена, с одного снаружи и с другого изнутри, сделаны фаски под углом 45°, благодаря которым стыки труб не могли смещаться. Трубы обсыпаны гравийным фильтром. Стыки труб ничем не прикрыты. По длине дрены через каждые 200 м установлены контрольные колодцы.

В колхозе „Коммунизм“ при строительстве дрен применяли асбоцементные трубы длиной звена 3,5—4,0 м, соединенные муфтами, трубы были уложены вручную. Для поступления воды в нижней трети поверхности трубы сделаны круглые отверстия диаметром 10—12 мм в три ряда в шахматном порядке. Трубы обсыпаны гравийным фильтром. Контрольные колодцы установлены через 250 м. Основные размеры дрен, для которых подсчитывался коэффициент шероховатости, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Основные размеры дрен

Опытный участок	Дрены	Диаметр дренажных труб, мм	Длина дрен, м	Средний уклон дрен
Совхоз „Фархад“	Д-3	141	924	0,0065
	Д-5	141	930	0,0063
Колхоз „Коммунизм“	Д-1	141	1663	0,0026
	Д-3	141	1713	0,0021
	Д-5	189	1670	0,0020

В задачу расчетов входило определение фактических значений коэффициентов Шези C и коэффициентов шероховатости по различным формулам и сравнение их с рекомендуемыми.

В качестве исходных данных были использованы устьевые расходы закрытых дрен, замеренные с большой точностью объемным способом, и отметки уровня воды в контрольных колодцах, причем расчет производился только для тех периодов, когда в контрольных колодцах был подпор, т. е. дренажные трубы работали полным сечением.

МЕТОДИКА РАСЧЕТОВ И ПОЛУЧЕННЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ

Для проведения гидравлических расчетов каждая дрена по длине разбивалась на несколько расчетных участков, назначаемых между смежными контрольными колодцами. В совхозе „Фархад“ таких участков четыре на каждой дрене, длиной по 200 м, а в колхозе „Коммунизм“ — пять, длиной каждый 250 м. Нумерация участков ведется сверху вниз, по течению воды.

Расчетная величина расхода в любом сечении принималась пропорциональной расстоянию от начала дрены до выбранного сечения, если считать, что на 1 пог. м длины дрены притекает расход $q = \frac{Q}{Z}$, где Q — расход, замеренный в устье дрены; Z — длина дрены, на который этот расход собирается.

При наличии в смежных колодцах подпора можно считать, что дренажная труба на расчетном участке работает полным сечением. Тогда пьезометрический уклон между колодцами имеет вид

$$I_{\text{пьеэ}} = \frac{\nabla_{\text{в.к.}} - \nabla_{\text{н.к.}}}{l};$$

здесь $\nabla_{\text{в.к.}}$ и $\nabla_{\text{н.к.}}$ — отметки уровня воды в верхнем и нижнем контрольных колодцах;

l — расстояние между колодцами.

Принимая движение воды на каждом расчетном участке установившимся, из уравнения равномерного движения [1] подсчитываем коэффициент Шези C , а по значению C — коэффициенты шероховатости в формулах (2–6). Так как при этом величина C , а следовательно и коэффициент шероховатости, изменяются пропорционально величине расхода, подсчитали коэффициенты шероховатости в двух вариантах:

для $Q_p = Q_{\text{ср}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$ и $Q_p = Q_2$,

где Q_p — расчетный расход;

Q_1 — расход в первом (верхнем) сечении;

Q_2 — расход во втором (нижнем) сечении.

Результаты подсчетов приведены в табл. 2. Чтобы определить, какой из двух вариантов следует принимать за расчетный, подсчитаем потери, создаваемые трением по длине дрены при изменении расхода от Q_1 до Q_2 на длине l (рис. 1):

$$h_{\text{пот}} = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda l Q^2}{d 2g \omega^2}.$$

Обозначая

$$\frac{\lambda}{d 2g \omega^2} = A, \quad (7)$$

имеем

$$h_{\text{пот}} = A l Q^2.$$

Рассматривая потери в районе сечения $m-m$ на участке dx , получаем

$$\frac{h_{\text{пот}}}{l} dx = A \cdot Q_m^2 dx, \text{ где } Q_m = Q_1 + \frac{Q_{\text{нр}}}{l} \cdot x.$$

Интегрируя это выражение, находим

$$\begin{aligned} h_{\text{пот}} &= \int_0^l A Q_m^2 dx = A \int_0^l \left(Q_1 + \frac{Q_{\text{нр}}}{l} \cdot x \right)^2 dx = A \int_0^l Q_1^2 dx + \\ &+ \frac{2Q_1 Q_{\text{нр}}}{l} x dx + \frac{Q_{\text{нр}}^2}{l^2} x^2 dx = A \left[Q_1^2 l + Q_1 Q_{\text{нр}} l + \frac{1}{3} Q_{\text{нр}}^2 l \right] = \\ &= A l \left(Q_1^2 + Q_1 \cdot Q_{\text{нр}} + \frac{1}{3} Q_{\text{нр}}^2 \right). \end{aligned}$$

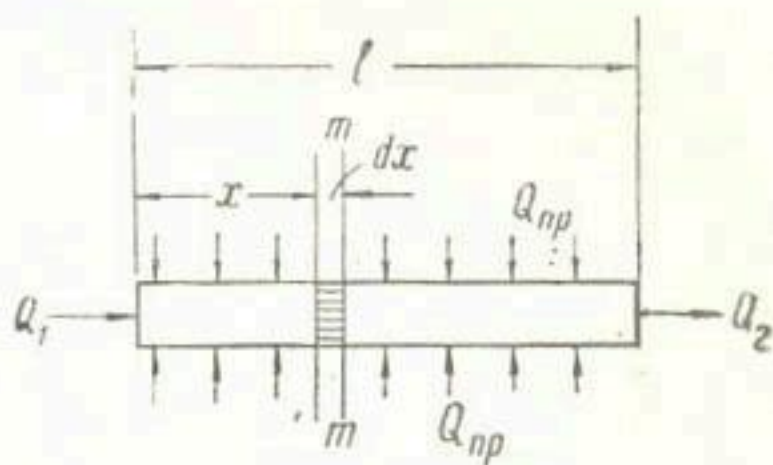


Рис. 1.

Средние значения коэффициентов C и коэффициентов шероховатости по расчетным участкам

Опытные участки	Дрены	Номер расчетных участков	$I_{\text{льез}}$	$Q_{\text{ср}}$		$Q_p = Q_{\text{ср}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$						$Q_p = Q_3$					
				$Q_{\text{ср}}$	Q_2	C_1	n	n_1	n_2	k	γ	C_2	n	n_1	n_2	k	γ
Совхоз "Фархад"	Д-3	I	0,00239	1,41	2,82	10,2	0,0274	0,0562	0,0342	1,661	1,450	20,4	0,0221	0,0280	0,0206	0,734	0,617
		II	0,00287	4,20	5,65	26,7	0,0191	0,0214	0,0171	0,521	0,426	35,9	0,0153	0,0159	0,0146	0,335	0,269
		III	0,00239	7,02	8,45	48,7	0,0128	0,0118	0,0107	0,199	0,148	58,6	0,0109	0,0097	0,0095	0,132	0,092
		IV	0,01770	9,82	11,20	25,2	0,0198	0,0227	0,0179	0,561	0,463	28,7	0,0178	0,0199	0,0160	0,467	0,384
	Д-5	I	0,00382	1,53	3,06	8,2	0,0384	0,0698	0,0400	2,111	1,811	16,4	0,0252	0,0348	0,0224	0,954	0,812
		II	0,00675	4,49	6,12	19,1	0,0235	0,0300	0,0217	0,801	0,671	25,0	0,0190	0,0220	0,0173	0,535	0,443
		III	0,00730	7,66	9,18	30,6	0,0171	0,0187	0,0155	0,530	0,347	36,7	0,0151	0,0156	0,0138	0,325	0,260
		IV	0,00746	10,8	12,20	44,2	0,0135	0,0130	0,0127	0,260	0,183	50,0	0,0122	0,0114	0,0105	0,188	0,141
	Д-1	I	0,00173	1,55	2,23	12,7	0,0293	0,0451	0,0289	1,292	1,102	18,3	0,0236	0,0313	0,0222	0,842	0,710
		II	0,00128	3,01	3,58	28,6	0,0178	0,0200	0,0161	0,469	0,387	34,0	0,0160	0,0168	0,0142	0,364	0,295
		III	0,00188	4,25	4,95	34,0	0,0160	0,0169	0,0148	0,365	0,296	39,7	0,0144	0,0144	0,0127	0,287	0,226
		IV	0,00299	5,63	6,31	35,0	0,0156	0,0164	0,0145	0,348	0,282	39,3	0,0144	0,0146	0,0128	0,291	0,230
		V	0,00382	7,05	7,66	39,0	0,0146	0,0147	0,0129	0,296	0,232	42,3	0,0139	0,0135	0,0121	0,257	0,201
	Д-3	I	0,00083	2,40	3,33	30,7	0,0170	0,0187	0,0153	0,424	0,347	42,5	0,0137	0,0135	0,0120	0,254	0,199
		II	0,00265	4,26	5,18	29,0	0,0177	0,0198	0,0160	0,460	0,378	35,3	0,0154	0,0162	0,0139	0,345	0,277
		III	0,00474	6,10	7,03	31,0	0,0169	0,0185	0,0152	0,418	0,342	35,7	0,0154	0,0161	0,0138	0,339	0,272
		IV	0,00218	4,00	4,44	30,3	0,0171	0,0189	0,0154	0,433	0,354	33,7	0,0161	0,0170	0,0143	0,370	0,300
		V	0,00333	4,94	5,36	30,6	0,0171	0,0187	0,0153	0,427	0,348	33,2	0,0161	0,0173	0,0145	0,378	0,307
	Д-5	I	0,00161	1,55	2,20	6,3	0,0177	0,0957	0,0535	3,261	2,791	9,0	0,0385	0,0670	0,0398	2,201	1,891
		II	0,00340	2,83	3,52	8,0	0,0412	0,0754	0,0445	2,421	2,151	10,0	0,0364	0,0604	0,0371	1,971	1,681
		III	0,00196	4,13	4,85	15,8	0,0276	0,0382	0,0268	1,166	0,991	18,6	0,0247	0,0324	0,0239	0,961	0,801
		IV	0,00188	5,43	6,15	21,4	0,0228	0,0282	0,0215	0,801	0,668	24,3	0,0208	0,0248	0,0195	0,681	0,561
		V	0,00235	6,84	7,46	23,3	0,0216	0,0259	0,0202	0,721	0,596	25,4	0,0202	0,0237	0,0190	0,645	0,531

Колхоз
"Коммунизм"

Таким образом, $h_{\text{пот}} = Al(Q_1^2 + Q_1 Q_{\text{пр}} + \frac{1}{3} Q_{\text{пр}}^2)$, откуда выводим, что

$$A = \frac{I}{Q_1^2 + Q_1} Q_{\text{пр}} + \frac{1}{3} Q_{\text{пр}}^2. \quad (8)$$

Подставляя в уравнение (8) наши данные по каждому расчетному участку, получаем значения A , затем из уравнения (7) определяем коэффициент сопротивления λ , и далее по зависимости $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ находим C . Результаты подсчетов представлены в табл. 3, 4, куда из табл. 2 вписаны значения C для $Q_p = Q_{\text{ср}}$ и C_2 для $Q_p = Q_2$.

Сопоставляя между собой коэффициенты C , C_1 и C_2 , видим, что значения C и C_1 совпадают, следовательно, за расчетные значения следует принимать значение C_1 и соответствующие ему коэффициенты шероховатости (табл. 5).

Ниже мы приводим данные М. С. Вызго [2] о фактических значениях коэффициентов шероховатости гончарных дренажных труб, уложенных на опытном участке в Золотой Орде:

Формула	Коэффициент шероховатости
Маннинга	$n_1 = 0,0175$
Сокращенная Гангилье — Куттера	$n_2 = 0,0148$
Куттера	$K = 0,390$
Базена	$\gamma = 0,287.$

Представленные значения являются средними для наполнений $\frac{h}{d} = 0,28-0,78$ при $d = 151$ мм, гидравлическом радиусе $R = 0,024-0,046$ и уклоне дрены $i = 0,001$ и даны только для одной дрены (собирателя 6), причем по формуле Н. Н. Павловского коэффициент шероховатости не подсчитывался.

В работе [2] представлены также данные о коэффициентах шероховатости еще по одной дрене (собирателя 7) тех же размеров, что и собиратель 6. Средние значения этого коэффициента по формуле Гангилье — Куттера составили $n_2 = 0,0196$.

При сравнении расчетных и фактических скоростей, автор находит, что собиратель 7 заилен. По нашему мнению, более высокие коэффициенты шероховатости собирателя 7 по сравнению с собирателем 6 могут объясняться качеством укладки труб, тем более что собиратель 6 проходит в более плотном грунте и его трубы уложены более тщательно, чем собирателя 7. Следует иметь в виду, что приведенные коэффициенты шероховатости подсчитаны для $Q_p = Q_2$, т. е. несколько занижены, и сопоставлять с нашими данными их следует также для $Q_p = Q_2$.

Сравнение средних значений коэффициентов C и коэффициентов шероховатости для асбоцементных труб со значениями коэффициентов шероховатости для дренажных гончарных труб показывает, что для коротких звеньев асбоцементных труб наши значения коэффициентов шероховатости выше, а для труб длинных ($d = 141$ мм) коэффициенты шероховатости по всем формулам почти совпадают, хотя данные М. С. Вызго приведены для коротких гончарных труб длиной звеньев 30—33 см и $d = 151$ мм.

Рассматривая коэффициенты шероховатости по расчетным участкам по каждой дрене (табл. 3), можно отметить следующее:

Средние значения коэффициентов C и коэффициентов шероховатости для различных участков

Опытные участки	Дрены	$Q_p = Q_{cp} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$						$Q_p = Q_2$					
		C_1	n	n_1	n_2	k	γ	C_2	n	n_1	n_2	k	γ
Совхоз "Фархад"	Д-2	27,7	0,0198	0,0280	0,0200	0,735	0,622	35,0	0,0165	0,0184	0,0152	0,417	0,341
	Д-5	25,5	0,0231	0,0329	0,0224	0,925	0,752	32,3	0,0179	0,0210	0,0160	0,500	0,415
Колхоз "Коммунизм"	Д-1	29,8	0,0187	0,0226	0,0175	0,555	0,458	34,8	0,0165	0,0181	0,0148	0,408	0,333
	Д-3	30,4	0,0172	0,0190	0,0155	0,433	0,354	36,1	0,0154	0,0160	0,0137	0,338	0,272
	Д-5	15,0	0,0322	0,0526	0,0333	1,770	1,440	17,5	0,0282	0,0417	0,0279	1,330	1,090

Таблица 4

Значения коэффициентов C и коэффициентов шероховатости* для различных труб

Размеры асбоцемент- ных труб, мм	C_1	n	n_1	n_2	k	γ	C_2	n	n_1	n_2	k	γ
Короткие трубы ($d = 141$)	26,6	0,0215	0,0305	0,0212	0,830	0,687	34,1	0,0172	0,0197	0,0156	0,458	0,378
Длинные трубы ($d = 141$)	30,1	0,0180	0,0208	0,0165	0,495	0,406	35,5	0,0160	0,0170	0,0142	0,373	0,302
Длинные трубы Д-5 ($d = 189$)	15,0	0,0322	0,0526	0,0333	1,770	1,440	17,5	0,0282	0,0417	0,0279	1,330	1,090

* Для коротких и длинных асбоцементных труб даны средние значения коэффициентов.

подсчитанные значения коэффициентов шероховатости превышают обычно рекомендуемые;

величина коэффициентов шероховатости почти по всем дренам (кроме Д-3 в колхозе „Коммунизм“) изменяется по длине дрены, уменьшаясь к устью;

значения коэффициентов шероховатости для асбоцементных труб длиной 3—4 м и d равном 141 мм меньше, чем для коротких звеньев труб тех же размеров;

значения коэффициентов шероховатости для длинных труб ($d = 189$ мм) оказались выше, чем для труб такой же длины ($d = 141$).

Таблица 5

Сравнение коэффициентов Шези C , C_1 и C_2 , подсчитанных разными способами

Опытные участки	Дрены	Номер расчетных участков	A	λ	C	C_1	C_2
Совхоз „Фархад“	Д-3	I	902	0,6050	11,4	10,2	20,4
		II	155	0,1040	27,4	26,7	35,9
		III	48	0,0322	49,2	48,7	58,6
		IV	182	0,1222	25,4	25,2	28,7
	Д-5	I	1225	0,8220	9,8	8,2	16,4
		II	309	0,2070	19,5	19,1	26,0
		III	124	0,0832	30,7	30,6	36,7
		IV	65	0,0437	42,4	44,2	50,0
	Д-1	I	680	0,4570	13,1	12,7	18,3
		II	149	0,1000	28,0	28,6	34,0
		III	103	0,0692	33,7	34,0	39,7
		IV	94	0,0632	35,3	35,0	39,3
		V	78	0,0523	38,7	38,9	42,3
Колхоз „Коммунизм“	Д-3	I	137	0,0920	29,1	30,7	42,5
		II	145	0,0975	28,4	29,0	35,3
		III	126	0,0846	30,4	31,0	35,7
		IV	137	0,0920	29,1	30,3	33,7
		V	128	0,0860	30,2	30,6	33,2
	Д-5	I	636	1,8400	6,5	6,3	9,0
		II	409	1,1820	8,1	8,0	10,0
		III	111	0,3220	15,7	15,8	18,6
		IV	62	0,1760	21,1	21,4	24,3
		V	51	0,1480	23,0	23,3	25,4

Причинами повышенных значений коэффициентов шероховатости дренажных труб в общем случае могут быть:

местные сопротивления, вызванные разрывами дренажной линии, смещением труб на стыках, наличием гравия или каких-либо предметов в трубах, попавших через разрывы дренажной линии и колодцы, различной конструкцией стыков и качеством их устройства, заиливанием труб по всей длине дрены или на отдельных участках;

низкое качество строительных работ, значительные отклонения от проектной линии как по вертикали, так и горизонтали (волнообразная линия дрены) при строительстве;

просадки отдельных участков дренажной линии, происходящие во время эксплуатации под действием оросительной воды и веса тяжелых

машин вследствие плохой подготовки основания под дренаж в условиях сильнопористых и просадочных грунтов;

сопротивления, создаваемые струйками воды, поступающей в дренаж по ее длине через стыки, отверстия, щели или поры труб.

Относительно равномерное изменение коэффициента шероховатости по длине может объясняться следующим:

несоответствием фактического расхода воды на расчетных участках расчетному, который принимался из условия равномерного притока по длине дренажа. В нашем случае приток воды мог быть максимальным на верхнем участке, постепенно уменьшаясь к устью. При таком допущении коэффициенты шероховатости по длине могли выровняться;

неравномерным, уменьшающимся к устью с увеличением скорости и расхода воды, заиливанием дренажных труб;

сопротивлениями, создаваемыми поступлением воды в дренаж, причем по длине дренажа эти сопротивления должны уменьшаться.

Так как очень сомнительным представляется факт одинакового заиливания при разных расходах и уклонах дренажей различной конструкции, работающих в неодинаковых условиях, вторая причина нам кажется маловероятной.

Для определения потерь, создаваемых за счет притока воды в дренаж, рассмотрим движение жидкости в трубе на участке между сечениями I—I и II—II

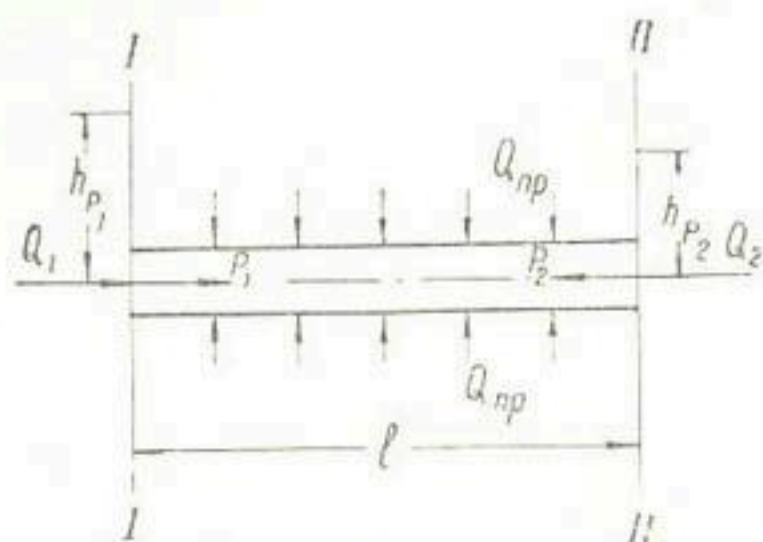


Рис. 2.

Принимая потери на трение незначительными по сравнению с потерями, создаваемыми $Q_{пр}$, напишем уравнения приращения количества движения на участке от сечения I—I до сечения II—II:

$$\left. \begin{aligned} KD_1 &= m_1 v_1 = \rho Q_1 v_1 = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{Q_1^2}{\omega} \\ KD_2 &= m_2 v_2 = \rho Q_2 v_2 = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{Q_2^2}{\omega} \end{aligned} \right\}.$$

Отсюда имеем уравнение приращения количества движения

$$\Delta KD = \frac{\gamma Q_2^2}{g\omega} - \frac{\gamma Q_1^2}{g\omega}.$$

Проектируя действующие силы на ось движения в сечениях I—I и II—II, можем написать

$$\frac{\gamma Q_2^2}{g\omega} - \frac{\gamma Q_1^2}{g\omega} = \gamma h_{p1} \omega - \gamma h_{p2} \omega,$$

откуда

$$\frac{Q_1^2}{g\omega^2} + h_{p1} = \frac{Q_2^2}{g\omega^2} + h_{p2},$$

или

$$h_{p1} - h_{p2} = \frac{Q_2^2}{g\omega^2} - \frac{Q_1^2}{g\omega^2}. \quad (9)$$

Для сечений I—I и II—II уравнение Бернулли будет иметь вид

$$h_{p_1} + \frac{Q_1^2}{2g\omega^2} = h_{p_2} + \frac{Q_2^2}{2g\omega^2} + h_{\text{пот}};$$

из этого выражения получаем

$$h_{p_1} - h_{p_2} = \frac{Q_2^2}{2g\omega^2} - \frac{Q_1^2}{2g\omega^2} + h_{\text{пот}1,2}. \quad (10)$$

Приравняв правые части уравнений (9) и (10), записываем

$$\frac{Q_2^2}{g\omega^2} - \frac{Q_1}{g\omega^2} = \frac{Q_2^2}{2g\omega^2} - \frac{Q_1^2}{2g\omega^2} + h_{\text{пот}};$$

при этом определяем

$$h_{\text{пот}} = \frac{1}{2g\omega^2} (Q_2^2 - Q_1^2),$$

или

$$h_{\text{пот}} = \frac{Q_2^2}{2g\omega^2} \left(1 - \left| \frac{Q_1}{Q_2} \right|^2 \right). \quad (11)$$

Подсчеты по формуле (11) показали, что потери напора достигают максимум 8 см на длине 200—250 м. Таким образом, доля потерь за счет притока воды в дренаж незначительна.

Так как причину изменения коэффициента по длине дренажа установить пока не удалось, за расчетные принимаются средние коэффициенты шероховатости по дренажам в различных вариантах (конструкциях).

Учитывая данные по различным дренажам, а также данные М. С. Вызго, сравнительно большую величину коэффициентов шероховатости вряд ли можно объяснить какими-либо местными сопротивлениями. По нашему мнению, это связано главным образом с качеством строительных работ.

Результаты расчетов свидетельствуют о большой точности формулы Н. Н. Павловского для определения коэффициента шероховатости. Подсчеты по формуле Маннинга показали совпадение результатов при значении $n_1 = n_2 = 0,0144$ (обе кривые $C = f(n)$ пересеклись). При изменении в большую или меньшую сторону значения C меняются более динамично, чем по формуле Павловского.

ВЫВОДЫ

1. Фактические значения коэффициентов Шези C и коэффициентов шероховатости n для исследованных дренажных труб значительно отличаются от рекомендуемых в справочных руководствах и „Технических указаниях по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель“.

2. Для дренажных труб коэффициент шероховатости зависит в основном не от геометрической шероховатости материала стенок трубы¹ (как для водопроводных труб), а от качества строительных работ (отклонения фактической оси дренажа от проектной и смещения отдельных звеньев труб) и конструкции дренажа (количество и качество стыков и водоприемных отверстий). Это подтверждается одинаковыми зна-

¹ Имеет значение не только качество стыков, но и степень отложения тех или иных материалов, например, наносов на поверхности труб, характерных и для облицованных каналов и труб [10, 11].

чениями коэффициентов шероховатости по золотоординским дренам из коротких гончарных труб и по ферганским дренам из длинных асбоцементных труб.

Для дренажных труб коэффициент Шези C следует определять по формуле Н. Н. Павловского, принимая значения коэффициента шероховатости n равными 0,0215 — для дрен из коротких (30—50 см) звеньев труб диаметром 141 мм; $n = 0,0180$ — для дрен из длинных (3—4 м) звеньев труб диаметром 141 мм.

4. Рекомендуемые значения коэффициентов шероховатости дренажных труб можно рассматривать как приближенные.

Для уточнения полученных данных и внедрения их в проектную практику необходимо организовать широкое изучение гидравлических элементов закрытых дрен в полевых и лабораторных условиях для дренажных труб из разного материала, диаметра и конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бахметьев Б. А. О равномерном движении жидкости в каналах и трубах, Л., 1931.
2. Вызго М. С. Шероховатость дренажных гончарных труб, Труды САНИИРИ, вып. 21, Ташкент, 1935.
3. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам, М.—Л., Госэнергоиздат, 1957.
4. Костяков А. Н. Основы мелиорации, М., Сельхозгиз, 1960.
5. Латышенков А. М., Лобачев В. Г. Гидравлика, М., Госстройиздат, 1956.
6. Мостков М. А. Гидравлический справочник, М., Госстройиздат, 1954.
7. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник, М.—Л., ОНТИ, 1937.
8. Тромбачев С. П. Орошение и осушение, Ташкент, САОГИЗ, 1932.
9. Шпётле. Осушение почвы подземным дренажем, Перевод с немецкого, М., 1914.
10. Вызго М. С. Гидравлический расчет фильтрации из каналов и противофильтрационного слоя, Алма-Ата, АН КазССР, 1959.
11. Зегжда А. П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах, М.—Л., Госиздат литературы по строительству и архитектуре, 1957.
12. Технические указания по проектированию горизонтального дренажа засоленных земель, М.—Л., Гипроводхоз, МСХ, 1962.

Е. Я. ФРОЛИКОВА

ИССЛЕДОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВЕТРОВЫХ ВОЛН В МЕЛКОВОДНОЙ ПРИБРЕЖНОЙ ЗОНЕ

Водохранилищные плотины и дамбы, часто имеющие большую протяженность, подвержены разрушающему воздействию ветровых волн. В большинстве случаев дамбы располагаются в береговой зоне.

Ветровая волна, сформировавшаяся в глубоководной части водохранилища, приближаясь к береговой мелководной зоне, претерпевает значительную трансформацию и подходит к напорному откосу плотины, дамбы ослабленной.

Глубоководная волна в прибрежной зоне изменяет свою внешнюю и внутреннюю структуру. Трехмерные глубоководные волны у берега превращаются в двухмерные, которые, независимо от направления общего волнения, подходят к берегу в направлении, близком к нормальному; изменяются форма и размеры волны; уменьшается высота волны и ее длина; резко увеличивается крутизна переднего склона, который к моменту разрушения волны принимает положение, близкое к вертикальному (рис. 1). Наряду с колебательными движениями частиц воды (по разомкнутым эллипсам) отмечается поступательное движение ее к берегу. Наиболее существенна при трансформации волн энергетическая перестройка волны. С уменьшением глубин воды плотность энергии потока волны возрастает и при каком-то ее значении, при так называемой критической глубине, волна разрушается. Процесс обрушения волны сопровождается большой потерей энергии волны. Чем круче уклон дна (поверхность откоса прибрежной зоны), тем быстрее волна разрушается и тем сильнее ее воздействие на земляное дно, тем больше деформация этого дна.

Если для условий развития волнения в глубоководной части водохранилища имеются теоретические и экспериментальные решения, позволяющие с достаточной точностью определять элементы ветровых волн глубокой воды, когда глубина ее $H \geq 0,5L$ (L — длина глубоководной волны), то для мелководной береговой зоны таких решений пока нет. Несмотря на отсутствие теории, которая достоверно и полно раскрывала бы физическую сущность движения воды в прибрежной зоне и законы его изменения, отмечается много рекомендаций по расчету элементов ветровой волны в этой зоне.

Из рис. 2 видно, что существующие рекомендации по расчету ветровых волн на глубинах $H < 0,5L$ не только различны в конечных результатах, но и противоречивы.

Многообразие рекомендаций и формул по трансформации волн объясняется не только сложностью самого процесса, влиянием на него

различных факторов (главным образом — тормозящего влияния дна), но и отсутствием единой методики проведения исследований данного процесса, осложненных сильной вариацией исходных параметров волны в натурных условиях.

При составлении технических условий СН 92—60 [1] и в работе Г. Ф. Красножон и А. Г. Сидоровой [2] сделаны попытки обобщения этих рекомендаций.



Рис. 1.

В целях дальнейшего уточнения расчета трансформации волн и для выяснения сущности самого процесса большое значение имеет накопление данных по исследованию этого явления в натурных условиях Средней Азии.

В Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР в 1959 г. начато изучение трансформации волн. Результаты исследований на Кайраккумском водохранилище частично отражены на рис. 2 (натурные данные): кривой 12 соответствует высота волны 2 м, 13—1,7; 14—1,4; 15—1,25 и кривой 16—1,05 м.

Для изучения процесса трансформации волн при их движении по береговой мелководной зоне, прикрывающей подступы к дамбам обвалования, на Кайраккумском водохранилище установлен волномерный створ, состоящий из максимально-минимальных волномерных вех [3]. Вехи расставлены неравномерно: чем ближе к берегу, тем чаще, через 80—120 м, в глубь водохранилища через 200—400 м. Количество установленных вех колебалось от 12 (1959 г.) до 17 шт. (1961 г.). Вехи ставили так, чтобы охватить весь диапазон глубин (от 1 до 16 м), т. е. иметь на самых крайних вехах высоты волн, сформировавшиеся в условиях глубокой воды. Длина створа в целом составила 2500—2800 м.

На рис. 3 схематически показаны характеристика и оборудование волномерного створа: очертание дна, расположение вех, статические горизонты воды в чаше водохранилища. Все измеренные высоты волн приведены к высотам волн однопроцентной обеспеченности; расчетные данные — к той же обеспеченности.

Рис. 4 иллюстрирует изменение высоты глубоководной волны при ее движении вдоль волномерного створа по материалам наблюдений 13 июня 1961 г. приведены кривые трансформации волн, полученные расчетом по методам Браславского (б) и Лабзовского (в). За исходную высоту волны взята высота глубоководной волны, измеренная по крайней веке. При построении кривой Браславского высота волны после обрушения принята $h_{\text{макс}} = 0,77H = 0,77 \cdot 1,63 = 1,25$ м.

Кривые рис. 4 и другие (не отраженные здесь) показывают, что оба метода расчета не отвечают истинной картине трансформации волны (особенно метод Браславского).

По материалам наблюдений 1961 г. нами составлены графики, отражающие изменение величины $\frac{h}{H}$ и $\frac{h}{h_0}$ по линии волномерного створа. Замеры высот волн сгруппированы по близким значениям абсолютных отметок подпорного горизонта воды в водохранилище (рис. 5).

В выражении $\frac{h}{H}$ h — высота волны по каждой веке, а H — глубина воды у вехи, h_0 — высота глубоководной волны на крайней веке № 15.

Из анализа построенных кривых видно, что глубоководная волна, высотой h_0 , вступая в зону волномерного створа (начальный участок с уклоном поверхности дна $i \approx 0,001$) до вехи № 12 (точка резкого

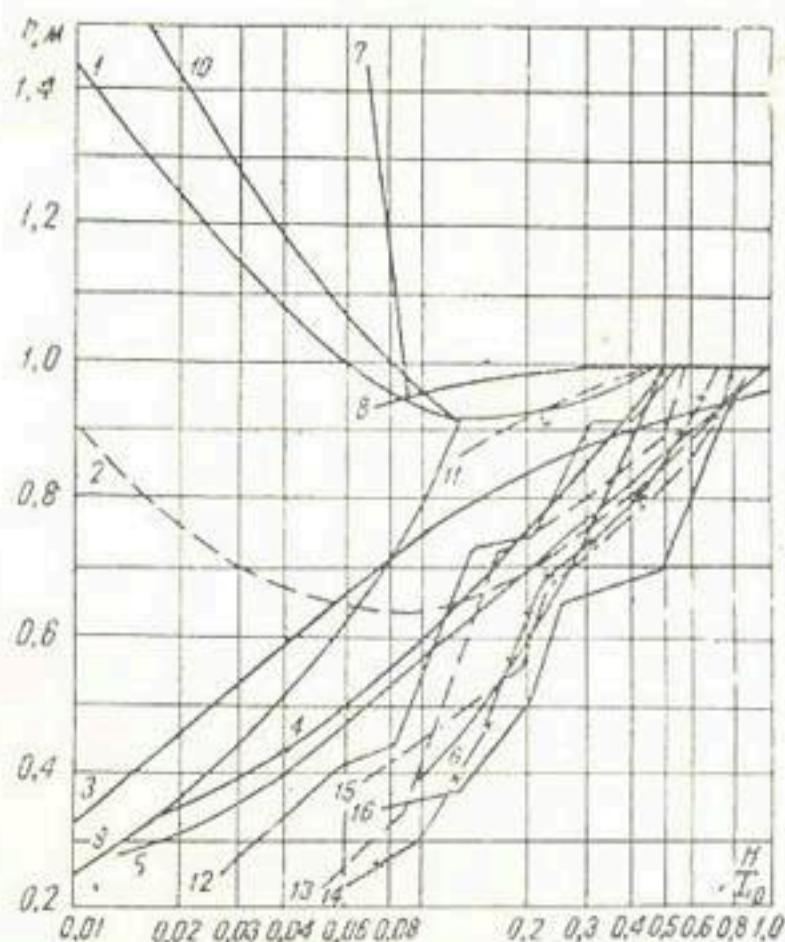


Рис. 2. Изменение величины $\frac{h}{h_0}$ при трансформации (сопоставление методов)

1 — Эри, Крылова (старая теория), Миша, Логинова, Кондратьева, Смирнова, $i=0,2$; 2 — Крылова (новая теория), $h_{\text{мах}}$; 3 — Иванова, $i < 0,01$; 4 — Шишова; 5 — Лабзовского; 6 — Андреянова, $i=0,01$; 7 — Логинова — Мунка, $\left(\frac{h}{L}\right)_0 = 0,05$; 8 — Браславского, $i=0,01$, $h_0=3$ м, $W=20$ м/сек; 9 — Гаэра, $\left(\frac{h}{L}\right)_0 = \frac{1}{10}$; 10 — Смирнова, $i < 0,2$; 11 — ТУ СН 92—60; 12—16 — натурные данные.

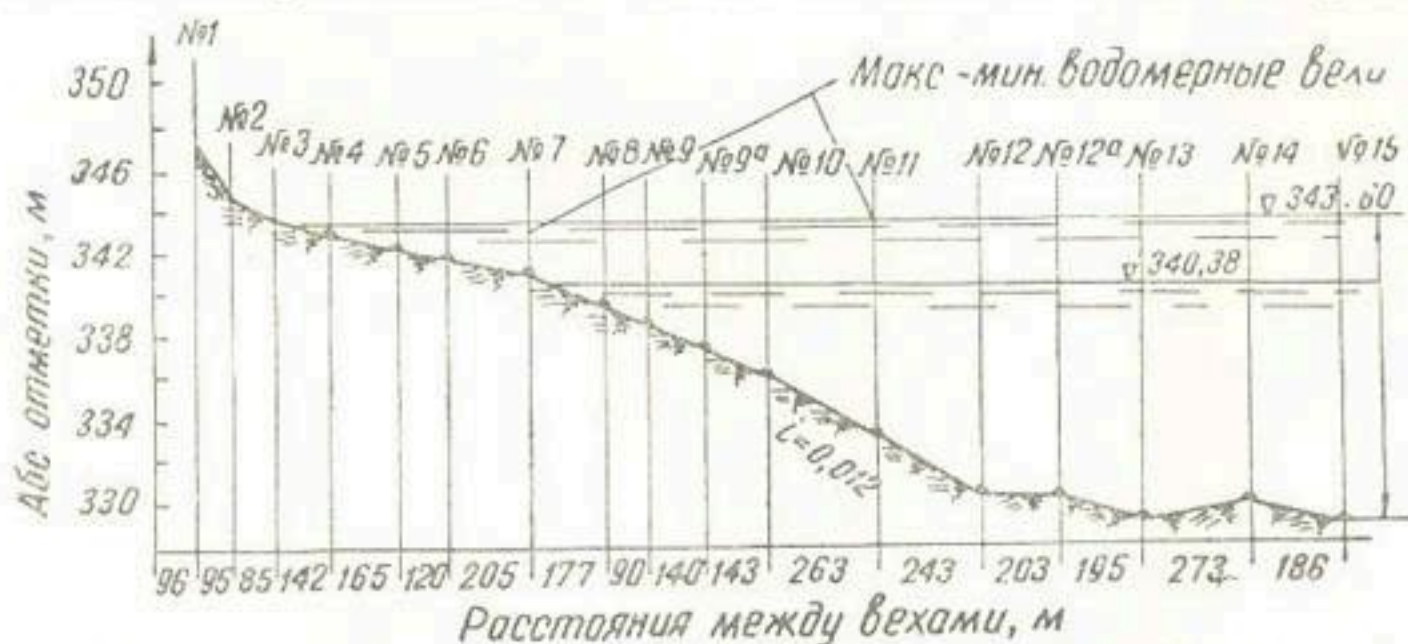


Рис. 3. Кайраккумское водохранилище; продольный профиль по волномерному створу.

перелома уклона дна от $i = 0,001$ до $i = 0,012$), практически проходит без изменения своей высоты. Только после вехи № 12 проявляется

трансформация высоты волны. Когда глубина воды становится примерно равной трем высотам волн ($H \approx 3h$), степень трансформации значительно увеличивается (веха № 10), происходит обрушение волн, высота их заметно снижается и к берегу они подходят в виде отдельных небольших валов с буруном на гребне (см. рис. 1). Таким образом, основная масса энергии волн теряется на этом участке.

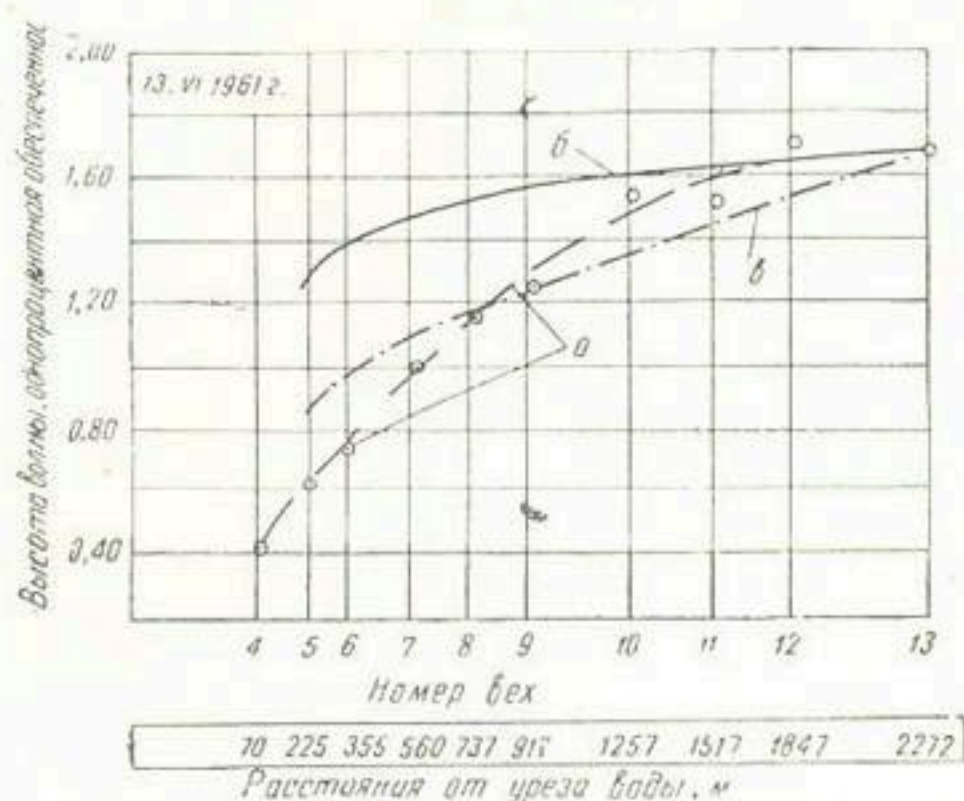


Рис. 4. Кайраккумское водохранилище; трансформация волны при ее движении по мелководному участку к берегу:

а — натурные данные; б — расчет по Браславскому; в — расчет по Лабзовскому.

Вместе с тем малые волны с высотой $h_0 = 50-70$ см, вступив в зону волномерного створа, продолжают наращивать свою высоту, и только тогда, когда отношение $\frac{h}{H}$ достигает значений больше 0,10, проявляется трансформация их высоты.

Если при движении волны по горизонтальному участку дна, длиной $l = (3-4) L_0$ (L_0 — длина глубоководной волны), высота трансформированной волны не зависит от величины h_0 , а определяется главным образом глубиной воды H на этом участке [4], то здесь при движении волны по наклонному дну такой четкой нивелировки высот волн не прослеживается.

В этом случае наиболее сильной трансформации, как и при движении волн по горизонтальному дну, подвергаются крупные волны. Однако конечные результаты трансформации волн различной высоты довольно близки друг к другу.

Для большинства замеренных серий волн (с высотами от 1 до 2 м) отношение $\frac{h}{h_0}$ по вехе, ближайшей к урезу воды, составляет:

$\frac{h}{h_0}$	Число замеров, %
0,20—0,30	36
0,32—0,40	50
0,4 — 0,53 (макс.)	14.

Таким образом, высота трансформированной волны в наших исследованиях в 86% случаев равнялась от 0,20 до 0,40 h_0 , где h_0 — высота глубоководной волны.

Если же высоту трансформированной волны выразить в долях от глубины воды H , то она (с учетом буруна на гребне) в 70% случаев составит от 0,25 до 0,40 H и только в 30% случаев — 0,5 H (не превышая 0,6 H).

Высоту волны непосредственно у берега, пользуясь максимально-минимальными вехами, установить весьма трудно, поэтому лаборатория волновых процессов разработала новую методику измерений. Осенью 1962 г. наблюдения в прибойной зоне Кайраккумского водохранилища проводили с помощью системы волнографов [5], разработанных в той же лаборатории. Эти приборы могут записывать элементы волн во время волнения сразу по всему ряду вех, установленных в прибойной зоне. В той же работе для образца приведена одна из осциллограмм колебаний волновых горизонтов при волнении на Кайраккумском водохранилище.

Обработка материалов таких наблюдений поможет более детально осветить вопрос о волнении непосредственно у берега.

В результате изучения процесса трансформации волн мы пришли к выводу, что для практических расчетов высоту трансформированной волны вблизи берега (когда $H < 3h$ и $i \leq 0,010$) можно определять, пользуясь зависимостью

$$(h_{тр})_{ср} = (0,35 \div 0,40) H, \quad (1)$$

$$(h_{тр})_{макс} = 0,60 H, \quad (2)$$

где H — глубина воды в точке определения высоты волны. Кроме того, эти исследования показали, что практикуемый метод переноса решений для $i = 0$ на случай, когда $i \leq 0,10$, не имеет оснований. Как следует из описанных нами наблюдений, уклоны $i = 0,005 \div 0,010$ существенно влияют на высоту волны и этим влиянием пренебрегать не следует.

На рис. 2 нанесены для сопоставления кривые натуральных наблюдений для разных серий волн от $h = 1$ м до $h = 2$ м, которые наглядно показывают, что при указанных уклонах дна процесс трансформации

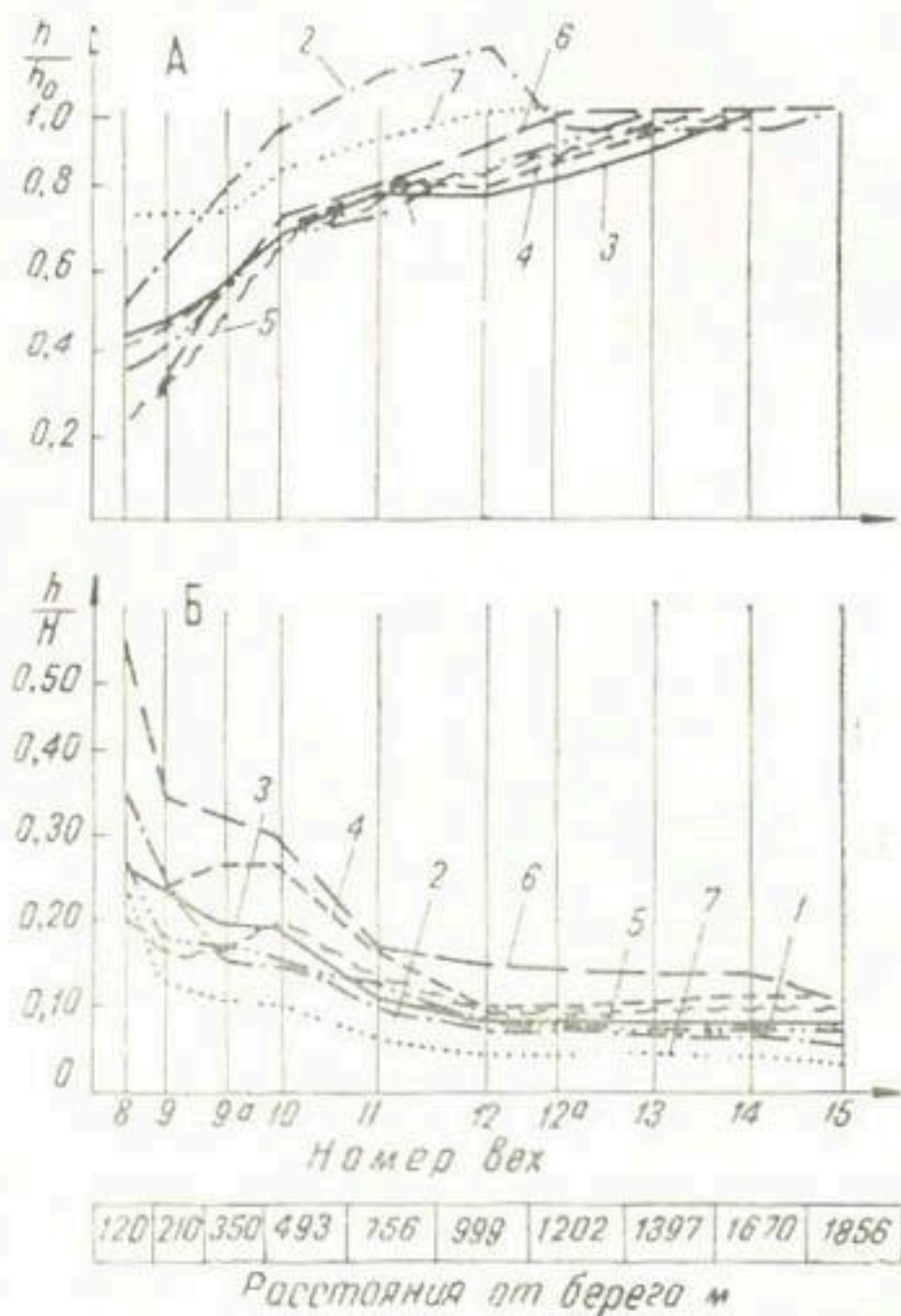


Рис. 5. Кайраккумское водохранилище; изменение величины $\frac{h}{h_0}$ (А) и $\frac{h}{H}$ (Б) по длине волномерного створа (h_0 — высота глубоководной волны по вехе № 15):

измеренные серии волн: 1—4. IX 1961 г. ($h_0 = 0,92$ м); 2—12. IX ($h_0 = 0,79$ м); 3—15. IX ($h_0 = 1,04$ м); 4—20. IX ($h_0 = 1,41$ м); 5—6. IX ($h_0 = 1,16$ м); 6—22. IX ($h_0 = 1,58$ м); 7—4. X ($h_0 = 0,50$ м).

начинается несколько раньше и проходит не так, как это предусматривается большинством известных рекомендаций.

Из материалов наблюдений по волномерному створу видно, что, несмотря на многообразие влияющих факторов на процесс трансформации волн, последний происходит по определенному закону.

Если условно принять, что высота волны в точке уреза воды (у берега) равна нулю (в действительности она не равна 0), а средняя волновая линия совпадает с горизонтом воды в чаше водохранилища, то процесс изменения высоты волны примет определенную форму.

Совместим ось X со средней волновой линией (координатная ось в точке уреза воды, т. е. в точке пересечения линии берега с горизонтом воды) и направим ее вдоль волномерного створа, а ось Y — вверх. Отложим по линии оси Y в точках, где установлены волномерные вехи, прямые отрезки $y = \frac{h}{2}$, соответствующие измеренным высотам

волны по каждой вехе. Расстояния от берега до вех выразим через длину глубоководной волны

$L_0 \left(x_i = \frac{l_i}{L_0} \right)$. Максимальное значение y (на самой крайней удаленной от берега вехе) будет равно $y_{\max} = \frac{h_0}{2}$. Тогда кривая, соединяющая эти отрезки (вернее огибающая вершины гребней), примет форму, близкую к параболе, уравнение которой имеет вид

$$y^2 = a \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \frac{x}{L_0}, \quad (3)$$

где a — коэффициент, зависящий от уклона дна и высоты глубоководной волны h_0 , определяется для конкретного случая $i = 0,005 - 0,010$ кривой, приведенной на рис. 6.

Коэффициент a получен соответствующей обработкой натурных данных при помощи метода наименьших квадратов. Здесь h_0 , L_0 — соответственно высота и длина глубоководной волны; x — расстояние от берега.

Длину участка, на котором проявляется трансформация волн, вычисляем по уравнению

$$l = \frac{L_0}{a} \quad (4)$$

(для случая, когда отношение $\frac{L_0}{h_0} = 12$).

Таким образом, пользуясь уравнением (3) и рис. 6, можно найти высоту трансформированной волны на разных расстояниях от берега в пределах длины l . Искомая высота трансформируемой волны будет

$$h_{\text{тр}} = 2y. \quad (5)$$

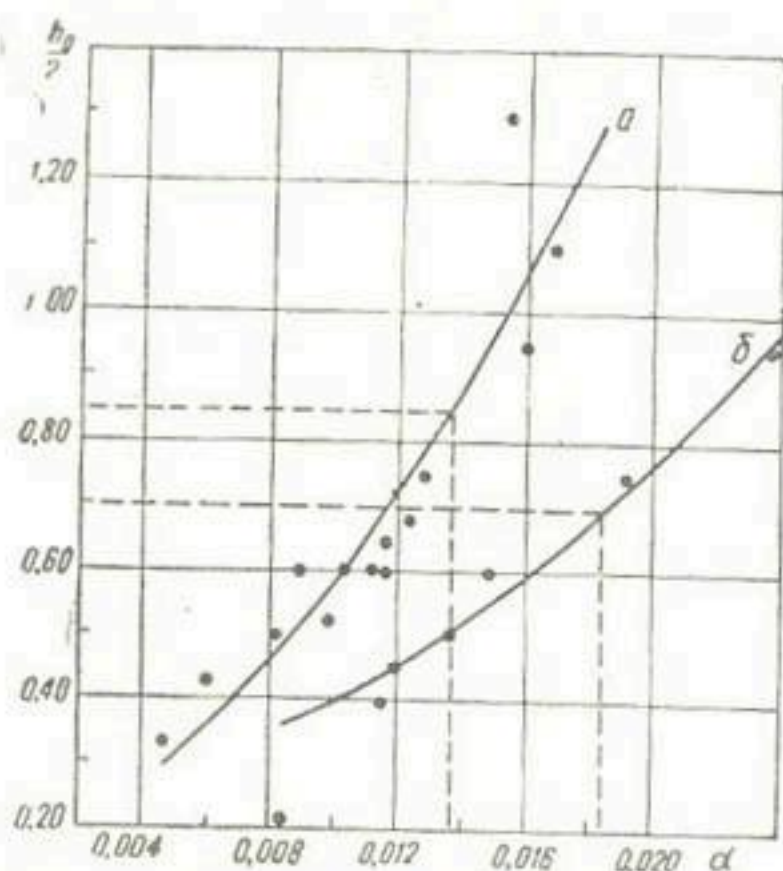


Рис. 6. Кривая зависимости коэффициента a от высоты глубоководной волны: $a - i = 0,005$; $b - i = 0,010$.

Из рис. 7 видно, что кривые, построенные по уравнению (3), полученному нами, неплохо согласуются с данными конкретных наблюдений по волномерному створу.

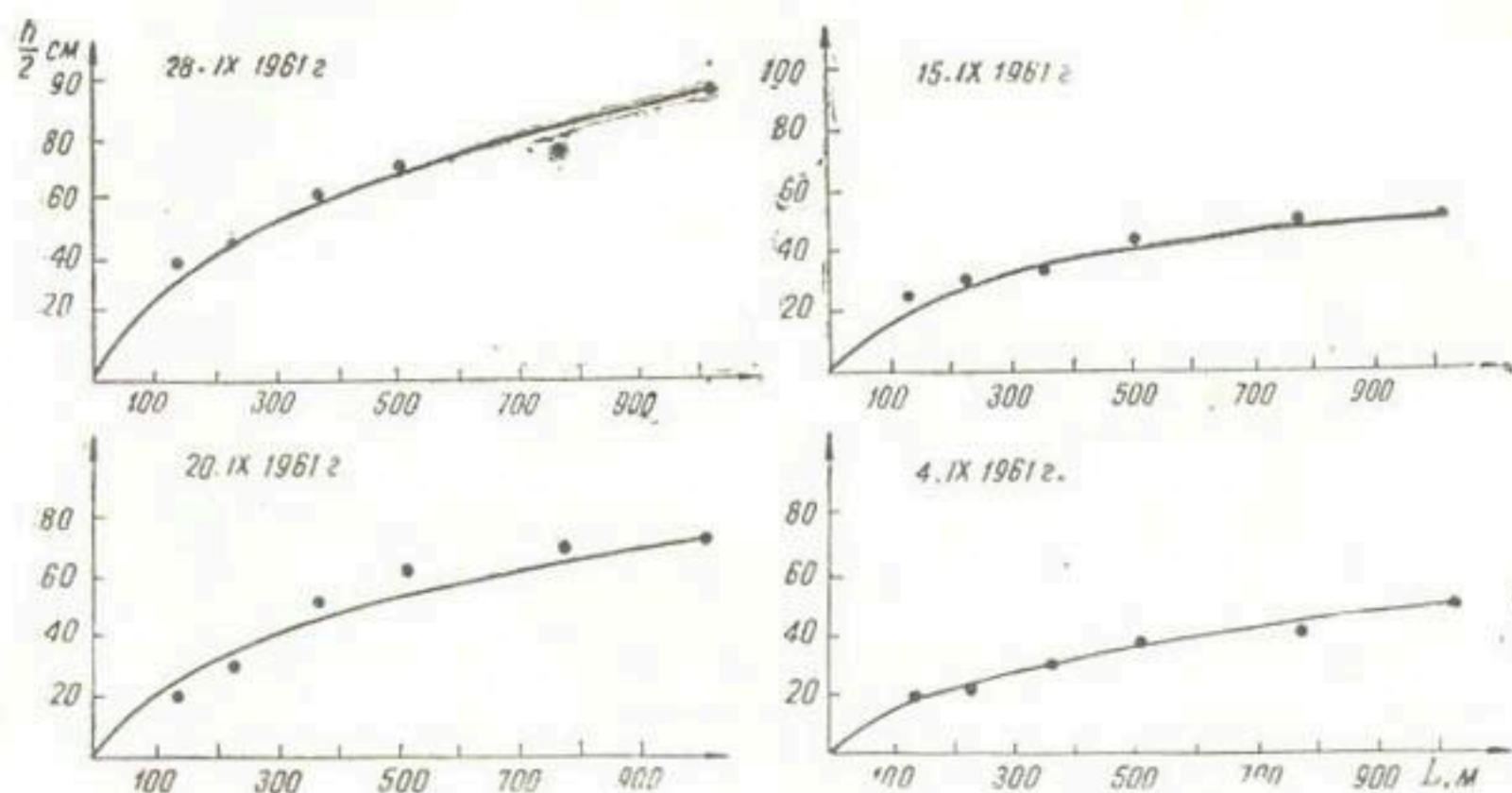


Рис. 7. Трансформация глубоководных волн на наклонном участке дна:

— кривая, построенная по уравнению $u^2 = a \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \frac{x}{L_0}$; . . . натурные данные.

Однако для определения элементов прибойной волны полученных натуральных наблюдений, безусловно, еще не достаточно. Необходимо расширить исследования на участках с разными уклонами дна.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега СН 92—60, М., Издательство литературы по строительству и архитектуре, 1960.
2. Красножон Г. Ф., Сидорова А. Г. Трансформация волны на мелководье, Сб. „Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование“, М., АН СССР, 1961.
3. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам, вып. 7, Л., Гидрометеоиздат, 1957.
4. Фроликова Е. Я. К вопросу о трансформации ветровых волн на мелководье, Труды САННИИРИ, вып. 99, Ташкент, 1959.
5. Гехтер Л. А. Волномер-волнограф (публикуется в этом сборнике).

Е. Я. ФРОЛИКОВА, М. С. КОЖЕВНИКОВА

СОСТОЯНИЕ КРЕПЛЕНИЙ НАПОРНЫХ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН ВОДОХРАНИЛИЩ СРЕДНЕЙ АЗИИ

В настоящее время в связи с широким строительством водохранилищ в Средней Азии большое внимание уделяется защите гидротехнических сооружений от разрушающего действия ветровых волн.

Стоимость креплений, предохраняющих напорные откосы земляных плотин от волнового воздействия, нередко составляет значительную часть стоимости самого земляного сооружения (каменные, бетонные, железобетонные). Несмотря на высокую стоимость креплений, они часто не вполне надежны, быстро разрушаются. На восстановление их затрачиваются большие средства. Крепления, выполненные из местных материалов (фашины, камыша, хвороста), в большинстве случаев затрудняют условия эксплуатации плотин, дамб, не обеспечивают сохранности сооружений, требуют усиленной охраны их в период высоких горизонтов воды в водохранилищах и крупных ежегодных затрат на ремонт.

Такое положение с креплениями напорных откосов водохранилищных плотин в основном объясняется тем, что существующие методы расчета креплений на заданную волновую нагрузку еще не имеют должного обоснования, и отдельные рекомендации, которыми сейчас вынуждены пользоваться проектные организации, имеют большие расхождения в оценке необходимой толщины покрытий, а следовательно, и стоимости крепления, до 3—4 раз [1—8].

Проектирование креплений по наиболее осторожным рекомендациям приводит к крупному, ничем не оправданному перерасходу средств на их возведение; наоборот, использование менее строгих рекомендаций — к тяжелым последствиям (разрушению откосов и даже земляной плотины).

С целью разработки новых, более совершенных типов креплений и уточнения методов их расчета для условий Средней Азии в лаборатории волновых процессов Института водных проблем и гидротехники АН УзССР построен специальный волновой крупномасштабный лоток длиной 80 м, сечением 4×4 м. Волны создаются пневматическим волновым механизмом. Испытание различных типов креплений будет происходить в условиях, близких к натурным.

Проект волнового лотка и его оборудования по заданию САНИИРИ выполнен в проектной организации Средазгипроводхлопок по схемам, разработанным И. К. Никитиным, С. И. Кеберле и другими сотрудниками института [12].

Задача создания рациональных типов креплений напорных откосов плотин, экономически выгодных и вполне надежных в эксплуатации, может быть успешно решена лишь в комплексе лабораторных и натурных исследований. Только в натуральных условиях мы можем иметь наличие всех факторов, влияющих на состояние креплений (колебания температуры, осадка плотины, переменная влажность, нерегулярность ветровых волн и др.) и определяющих сроки службы.

Наблюдения над состоянием креплений построенных водохранилищных плотин играют большую роль при правильной оценке эффективности того или иного типа крепления. Наиболее распространенным типом одежды земляных плотин в Средней Азии является крепление из рваного камня (мощение, укладка, наброска). В последнее время на крупных водохранилищных плотинах укладывают крепление из бетонных и железобетонных, сборных и монолитных плит (Ташкентское, Чимкурганское, Южно-Сурханское, II Тедженское и др.). На водохранилищах Туркмении еще имеются плотины с фашиным и хворостяным креплениями.

К числу водохранилищ, откосы плотин которых покрыты каменной одеждой, относятся Каттакурганское, Кайраккумское, Ташкентское.

Каттакурганское водохранилище (береговое) расположено в естественной котловине, выход из которой прегражден земляной плотиной с максимальной высотой 28 м и длиной 3,98 км. При полном заполнении чаши водохранилища водой образуется водоем с зеркалом в 64,7 км² и объемом воды в 662 млн. м³.

Напорный откос имеет заложение от $m=5$ в нижней части до $m=3$ на верхних отметках. Первоначально крепление сделано из рваного камня, уложенного на подготовку толщиной 30 см (из слоя песка и гравия). На верхних восьми метрах плотины толщина крепления 80, ниже — 40 см. Стоимость крепления составляет 17,2 млн. руб. при стоимости самой плотины в 110,1 млн. руб. (в ценах до 1961 г.). Такая конструкция крепления оказалась недостаточно устойчивой и неоднократно разрушалась под действием ветров южного румба (табл. 1).

Таблица 1

Дата разрушения	Ветер			Площадь разрушения, м ²	
	направление	скорость, м/сек	продолжительность действия, час	в один слой	в два слоя
6.III 1952	ЮЗ	25	—	1750	—
9.III 1953	ЮЗ	20	—	3031	326
26—27.III 1953	Ю	с порывом до 28	—	6500	400
20.II 1954	Ю	с порывом до 34	4—5	9600	—
26.II и 2.III 1954	ЮЗ	17	2,5—3	3200	—

На восстановление крепления плотины требовалось 500—600 тыс., а в отдельные годы — до 1 млн. руб. (в тех же ценах).

В 1954 г. начались работы по усилению существующей кладки. Первоначально в верхней части откоса от гребня по высоте через 3 м уложено три бето-бетонных пояса параллельно оси плотины.

Пояса сечением $0,5 \times 0,6 \text{ м}^2$ сделаны заподлицо с каменной кладкой. В 1955 г. эти пояса усилены (в плоскостях между поясами) зигзагообразными схватками укладкой бетона поверх камня.

1 апреля 1955 г. юго-западный ветер, действующий со скоростью 22—24 м/сек, за 4 часа разрушил крепление полосой около 3 м на площади 1800 м^2 ; обнажились бетонные пояса со стороны воды, а на пк 19—21 разрушились схватки.

В 1956—1957 гг. на участке пк 12—пк 20 взамен зигзагообразных схваток (треугольных) были устроены между поясами прямоугольные клетки размером $9 \text{ м} \times 4,5 \text{ м}$, выполненные из буто-бетона и втопленные заподлицо, как и сами пояса, в кладку.

В 1959 г., когда горизонт воды в чаше находился на уровне третьего пояса, шторм юго-западного направления ($W=25 \text{ м/сек}$) разрушил значительную часть третьего пояса, все крепления в треугольных клетках, лежащих основанием на поясе, и значительную часть в прямоугольных клетках. В треугольных клетках, опирающихся вершиной на третий пояс, крепления разрушены лишь частично. Общая площадь разрушения составила 4022 м^2 (рис. 1—2).

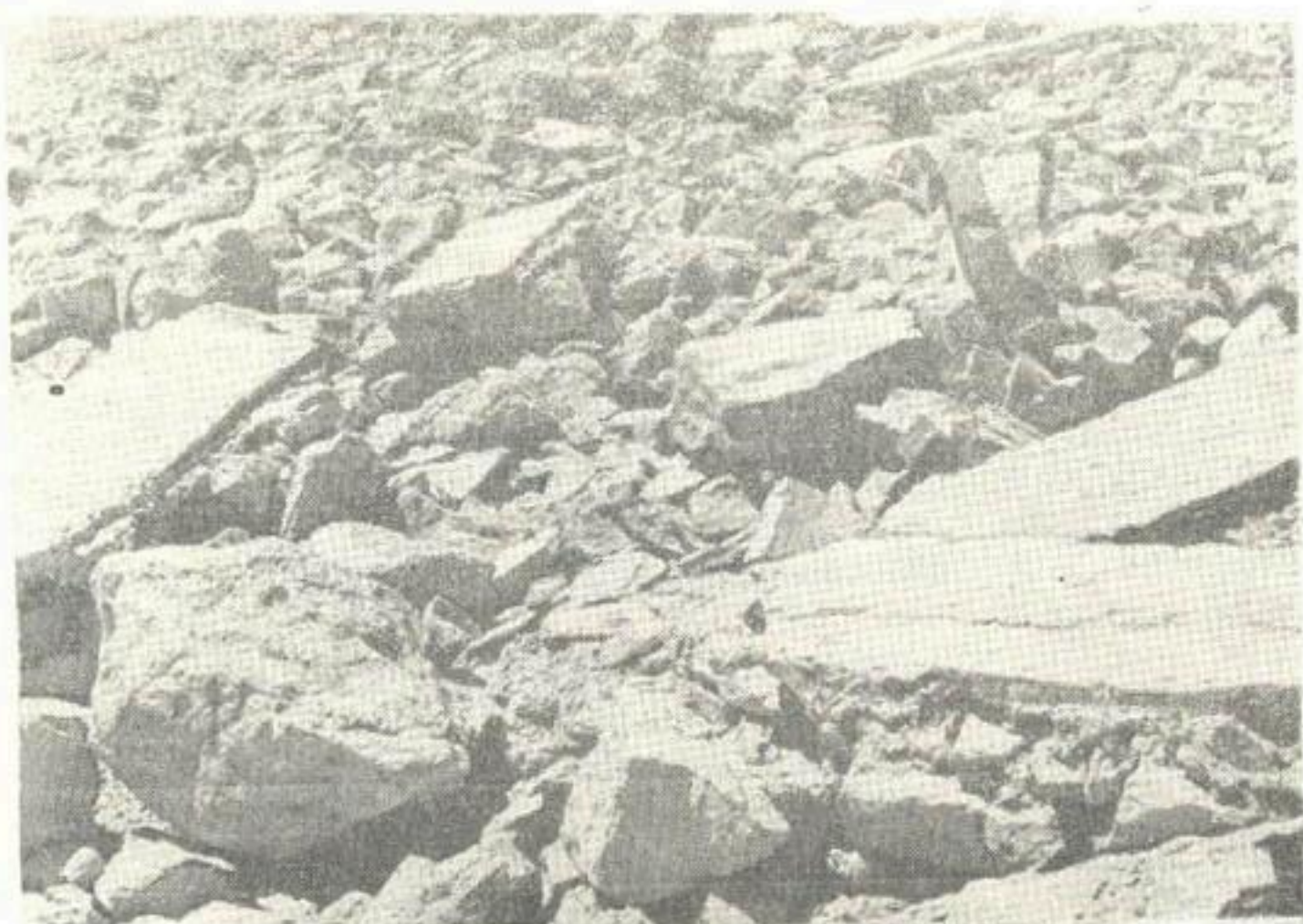


Рис. 1. Каттакурганское водохранилище; вид разрушенного каменного крепления откоса плотины.

По решению научно-технического Совета Минводхоза УзССР в 1959—1960 гг. кладка восстановлена с некоторыми изменениями в технике укладки камня (рис. 3). Верхний слой камня в клетках перебирали и укладывали вновь без расклиновки, пустоты засыпали гравийной смесью, а сверху кладку заливали бетонным раствором, проникающим на толщину 10 см. В 1961 г. наблюдались только лишь отдельные очаги разрушений.

Из вышеизложенного видно, что каменное крепление плотины Каттакурганского водохранилища, соответствующее своими параметрами расчетным формулам Б. А. Пышкина, П. А. Шанкина, П. К. Божича, М. И. Лупинского, плохо сопротивляется волновому воздействию,

и крупные затраты средств и материалов на его реконструкцию пока не дали нужного эффекта.



Рис. 2. Каттакурганское водохранилище; разрушение бетонного пояса крепления откоса плотины.

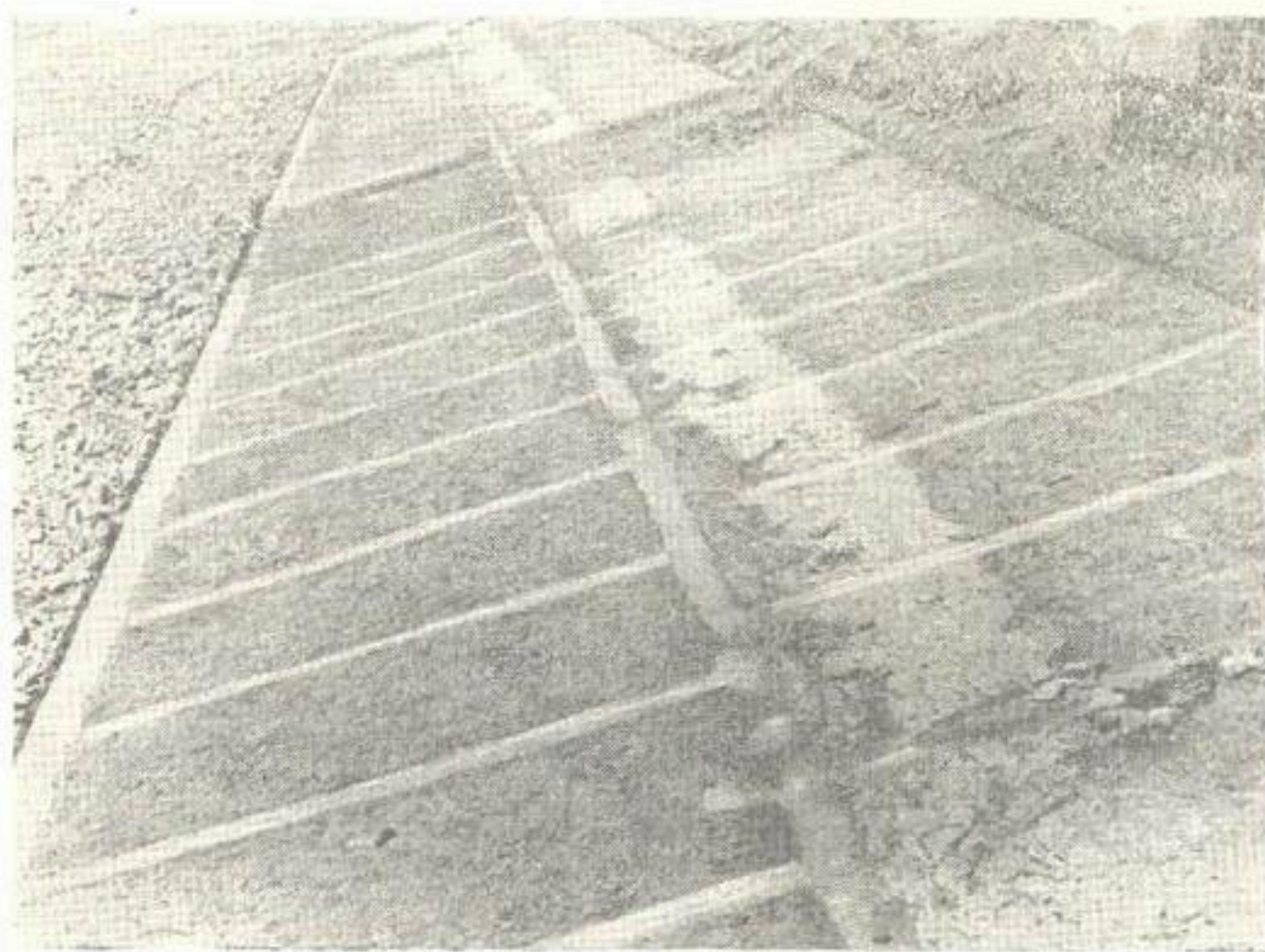


Рис. 3. Каттакурганское водохранилище; вид напорного откоса плотины после ремонта (1961 г.).

Разрушение креплений данной плотины может происходить по следующим причинам:

недоучет ветрового, а следовательно, и волнового режимов водохранилища (расчетная скорость ветра 17 м/сек, фактическая $W = 25 - 28$ м/сек и даже больше);

недостаточное заложение откоса; крепление не представляет собой качественной мостовой; заложение откоса в верхней части, наиболее часто подвергающейся разрушению, по проекту $m = 3$, а фактически $m = 2,0 - 2,3 - 2,5$;

малая толщина подстилающего слоя, не являющегося фильтром для уменьшения скорости воды, которая проходит через крепление при ударе волны. Большая масса воды, проникая через кладку крепления, усиленную частыми ремонтами, при наличии больших пустот в кладке, не погасив своей энергии при откате, выносит гравий, мелкий камень и вырывает плохо закрепленные камни. Стоит вырвать один камень, как очаг разрушения интенсивно увеличивается;

небольшая глубина заложения буто-бетонных поясов по сравнению с самой толщиной кладки. Часть воды, движущейся в кладке при ударе волны, встречая сопротивление в виде бетонного пояса, ударяется и выбрасывает камни, примыкающие к поясу со стороны воды, пояс обнажается. Пояс, лишенный опоры, под давлением воды, откатывающейся назад, разрушается и увлекает все камни, лежащие в клетках, для которых данный пояс являлся основанием.

Разрушение треугольных клеток, опирающихся основанием на буто-бетонный пояс, обычно начинается с вершины треугольника, что объясняется возрастанием удельных расходов воды по мере продвижения наката волны к вершине клетки.

Для сохранности крепления каменной укладки большое значение имеет размер камней и качество их укладки. Крупные камни должны составлять костяк, прикрывающий вынос более мелких камней, хорошо расклинованных и уложенных на достаточный по величине и качеству подстилающий слой; пустоты не должны превышать размеры основной массы камней. Практиковавшаяся на Каттакурганском водохранилище засыпка пустот гравием, независимо от их размера, ничего не давала; гравий при откате волны выносился.

Каменное крепление, уложенное на Ташкепринской плотине, служит примером высокого качества работ по укладке, благодаря которому скелет крепления хорошо сопротивляется воздействию волн.

Ташкепринское водохранилище расположено в пойме р. Мургаб и образовано плотиной, перегораживающей поперек русло реки. Плотина земляная, из однородного суглинистого грунта, укатанная, длиной 1260 м. Высота плотины в русловой части 22, средняя высота 8,75 м. Напорный откос по всей высоте имеет заложение 1:4 и защищен от волнового воздействия одиночной каменной отмосткой из рваного камня слоем 40 см. Камень уложен на подстилающий слой из балласта толщиной 40 см. Между камнем и балластом проложен 5—10-сантиметровый слой травы сенгрен. Камни верхнего слоя подобраны и по размерам и по форме, хорошо расклинены и не имеют больших пустот. Внешняя поверхность довольно ровная и гладкая, правее входной части водоспуска заметна некоторая просадка откоса.

За весь период эксплуатации (с 1941 г.) небольшие разрушения крепления наблюдались лишь в правом углу чаши (до 1955 г.). В остальной части плотины по линии уреза воды (водохранилище в заполненном виде находилось продолжительное время) в последние годы отмечались только редкие небольшие очаги выброса одного-двух камней, легко ликвидируемых после сработки запасов воды водохранилища. Кое-где

появились пустоты, но камни скелета по-прежнему оставались устойчивыми.

Слой травы между камнем и балластом способствовал в отдельных местах заcolmатированию балласта и образованию гравийно-илистой массы. На нижних горизонтах и выше уреза воды кладка сохранилась очень хорошо.

В устойчивости крепления, очевидно, наряду с хорошим качеством строительных работ, достаточной толщиной подстилающего слоя, немалую роль сыграла прослойка из сенгрена, являющаяся хорошим гасителем энергии волны и препятствующая выносу подстилающего балласта.

Образцы этой травы (*Pota mogeton pectinatus*), вынутые из-под крепления через 14 лет эксплуатации водохранилища (1954 г.) и исследованные в Институте ботаники АН УзССР, хорошо сохранились и не подвергались гниению при переменном водном режиме.

Хорошие качества сенгрена учтены при строительстве нижележащего, Сары-Язинского водохранилища, где также в каменном креплении уложена травянистая прослойка в 5—10 см (из сенгрена, перекати-поле и др.).

Каменное крепление применено и на Кайраккумском водохранилище, расположенном на р. Сыр-Дарье, в западной части Ферганской межгорной котловины (Кайраккумской впадине). Длина его 60 км, ширина колеблется от 20 км в средней части и до 8—9 км ближе к плотине.

Земляная глухая плотина, перекрывающая русло реки, выполнена намывным способом. Длина ее в русловой части 503 м, в береговой пойменной 699 м. Максимальная высота плотины в русловой части 32, в береговой 21 м. Максимальный напор 20,8 м. При полном заполнении водохранилища создается запас воды в 4,16 млрд. м³, в том числе полезный объем 2,6 млрд. м³. Напорный откос плотины в верхней части имеет заложение $m=4$, ниже $m=5$. Характеристика каменного крепления плотины видна из данных табл. 2.

Таблица 2

Местоположение крепления	Номер слоя	Проект крепления		Фактическое исполнение	
		размер камней и способ укладки	толщина слоя, м	размер камней и способ укладки	толщина слоя, м
Русловая часть плотины	1	Наброска $d=35-45$ см с расклиновкой и подбором верхнего слоя	1,10	Наброска из камней $d=30-150$ см с большими пустотами	~1—1,5
	2	Мелкий камень $d=10-15$ см (дресва)	0,30		
	3	Промытый шагал	0,70	Непромытая карьерная мелочь	1,0
		Общая толщина	2,10		2—2,5
Правобережная часть плотины (пойма)	1	Укладка из камней $d=35-45$ см	0,70	Наброска из мелких камней $d=25-45$ см	1,0
	2	$d=10-15$ см (дресва)	0,30	Без заполнения пустот и выравнивания откоса	
	3	Промытый шагал	0,50	Непромытая карьерная мелочь	0,5
		Общая толщина	1,50		1,5

Общий вид крепления плотины в русловой части показан на рис. 4. Разрушений крепления на плотине пока не замечено. Однако даже визуально видно, что крепление в русловой части кое-где просело. Очевидно, это произошло за счет осадки плотины и выноса мелких камней и гравия из-под крепления через большие пустоты. Благодаря существованию на подходе к плотине земляной косы, далеко входящей в море, ветровое волнение в районе плотины небольшое.

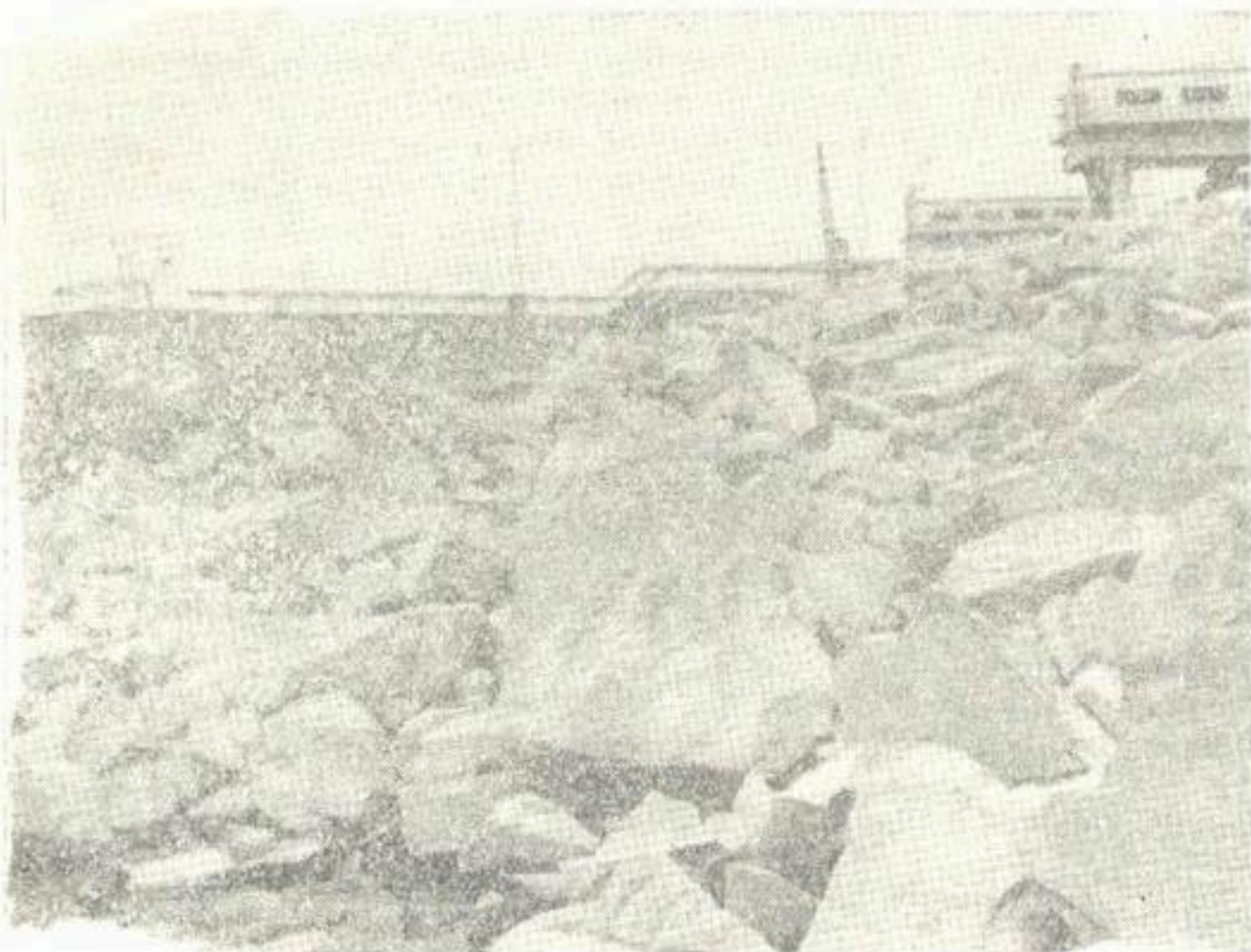


Рис. 4. Кайраккумское водохранилище; крепление напорного откоса плотины.

Водохранилище на значительном расстоянии ограждено дамбами обвалования. Крепление напорного откоса дамб подвергается большим разрушениям; особенно в тяжелых условиях находится Поселковая дамба (длина 850 м), непосредственно с левой стороны примыкающая к сооружению ГЭС. Крепления этой дамбы выполнены отмосткой из рваного камня слоем 30 см, по подготовке из шагала толщиной 30 см. Напорный откос имел заложение $m=2$. На других участках дамб креплений не сделано (позже произведена гравийная отсыпка на начальном участке Чкаловской дамбы, служащей продолжением Поселковой). Разрушение креплений напорных откосов дамб началось с первого года заполнения чаши водохранилища и продолжалось в последующие годы, достигая больших размеров. Объем разрушений на приплотинных дамбах в 1959 г. достиг 4500 м³. Основные очаги разрушений сосредоточены на первых 1800 м. Местами каменное крепление полностью разрушено, откосы крутые, обрывистые (рис. 5).

На начальном участке дамбы, непосредственно примыкающей к понурной части регулятора ГЭС, каменное крепление после неоднократного ремонта заменено бетонными плитами и местами залито бетоном.

Разрушение каменных креплений на этих участках является примером несоответствия принятых конструкций крепления реальным

условиям. Основные причины разрушения следующие: большая крутизна откоса ($m \leq 2$); несоответствие толщины и, главное, состава подстилающего слоя; наличие большого количества пустот, через которые выносится мелкий материал подстилающего слоя, незначительная расклиновка кладки.

По этим же причинам каменные крепления разрушаются и на других водохранилищах с более слабым ветровым режимом (Рудасайское, Камашинское и др.).



Рис. 5. Кайраккумское водохранилище; вид разрушенного крепления поселковой дамбы.

В последние годы каменные крепления заменяют более дорогими, тяжелыми: бетонными и железобетонными плитами, сборными и монолитными, часто укладываемыми непосредственно на грунт насыпи (плотины Ташкентского, Чимкурганского, Южно-Сурханского, II Тедженского и других водохранилищ).

Опыта по эксплуатации таких плотин в условиях сильного ветрового режима Средней Азии пока еще нет. Для этих креплений существенное значение имеет осадка плотины и проницаемость швов.

Оползание откоса, повлекшее за собой и нарушение креплений плотины (монолитные плиты) на Ташкентском водохранилище (рис. 6), побудило проектировщиков и строителей связывать плиты друг с другом пропусканием через них дополнительных стержней (в обоих направлениях). Однако это мероприятие не может быть эффективным, если грунт будет выноситься через швы (аналогично разрушению бетонного крепления на Цимлянском водохранилище).

Крепление плотины Ташкентского водохранилища представляет большой интерес, так как крепление уложено непосредственно (без подготовки) на гравелистое основание (тело плотины). На этой же плотине построен опытный полигон, на котором будут испытаны различные типы креплений. В первые годы там заложено восемь типов бетонных и железобетонных плит (неодинаковые по размерам, толщине, способу изготовления и укладки на разных основаниях — гравелистых и суглинках, с подготовкой и без подготовки. Данные наблюдений над

креплениями Ташкентской плотины помогут решить вопрос не только о типе крепления, но и о значении состава и размеров подстилающего слоя.

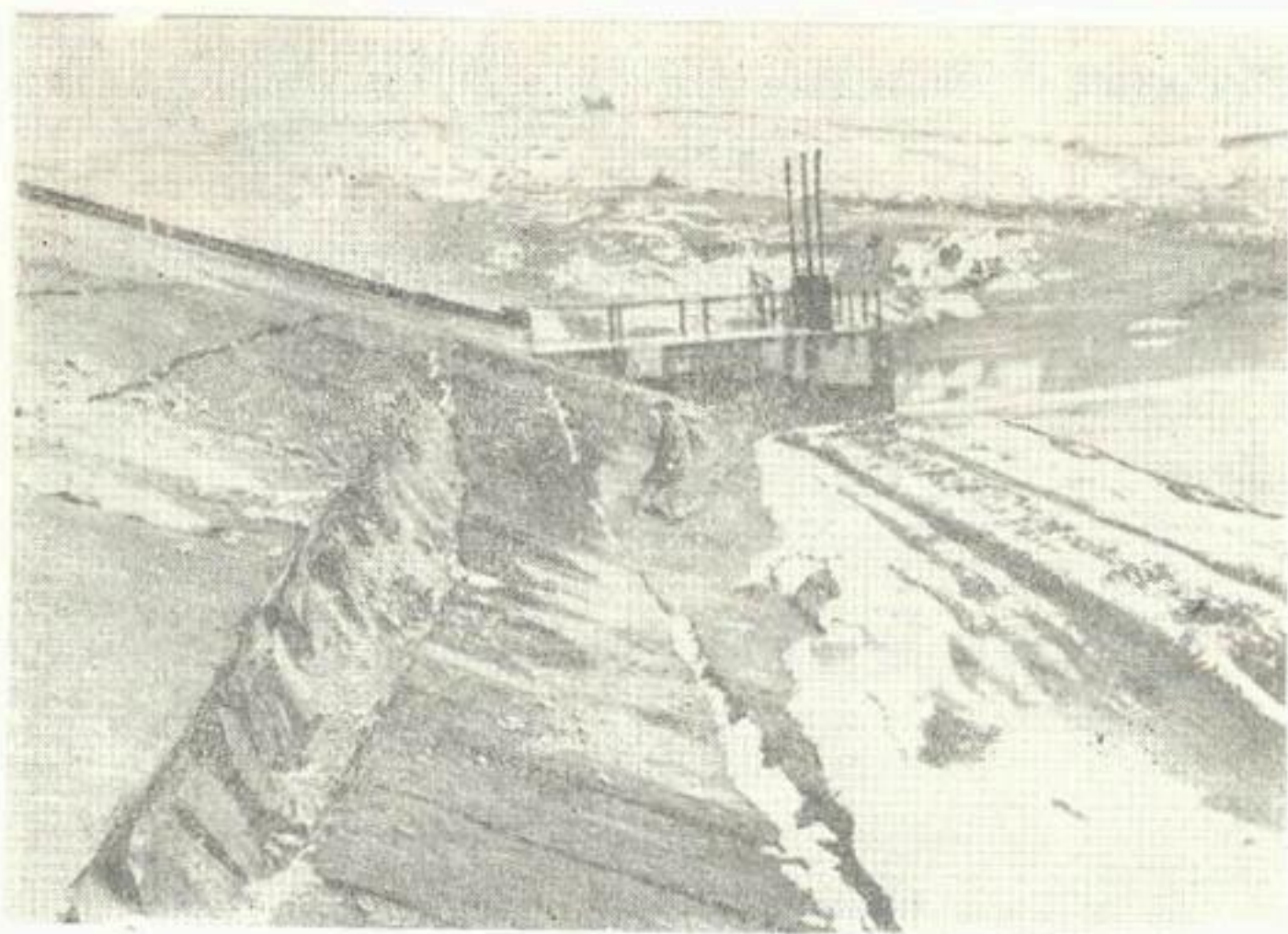


Рис. 6. Ташкентское водохранилище; оползание напорного откоса плотины.



Рис. 7. Тедженское водохранилище; разрушение фашинного крепления ветровой волной.

Крепления из камыша и хвороста применяли и применяют на плотинах и дамбах Тедженского водохранилища (рис. 7), некоторых

водохранилищах Мургабского каскада (Колхоз-Бентское, Иолотанское, Гиндукушское) и др.

Фашинные и хворостяные крепления плохо сопротивляются волновому воздействию, быстро приходят в негодность и сильно загрязняют воду (особенно важно это в малоемких водохранилищах, используемых одновременно и для водоснабжения). На ежегодные ремонты таких креплений расходуются большие средства. Ремонт фашинного крепления требует большой затраты рабочей силы (на заготовку хвороста, изготовление, укладку) и крупных денежных средств. На дамбах и плотине Тедженского водохранилища за 1950—1952 гг. было разрушено 58 тыс. m^2 , или 25% всей укрытой креплением площади. На ремонт затрачено 980 тыс. руб., на восстановление земляного полотна — около 500 тыс. руб. (в ценах до 1 января 1961 г.). В среднем за год разрушения составляли примерно 20—25 тыс. m^2 при стоимости ремонта от 500 до 700 тыс. руб. в год. Характер разрушения откоса дамбы виден из рис. 8.



Рис. 8. Тедженское водохранилище; разрушенное фашинное крепление левой дамбы.

На Тедженском водохранилище в 1960 г. проводили работы по реконструкции крепления дамб обвалования; фашинные крепления заменены пологими земляными откосами с заложением на верхних горизонтах $m = 20—25$, на нижних — $m = 10$.

Как показали наблюдения за деформацией дамб на озерах Каракумского канала, пологие откосы являются реальной мерой защиты дамб от разрушающего воздействия ветровых волн. Очевидно, в местах строительства земляных сооружений, где отсутствуют местные материалы для крепления, устройство таких откосов будет эффективно.

На Учкызылском водохранилище (участок Западной дамбы) в виде опыта применено устройство пологого откоса с заложением $m = 10$, покрытого песчано-гравелистой смесью, которая залита сверху местной нефтью. Толщина пропитанного слоя ($t = 15$ см) неравномерна и местами составляет не более 4—5 см. Грунты тела дамбы мелкопесчаные. Указанное заложение откоса оказалось крутым, и при волнении

последний стал разрушаться, нефтевание поверхности откоса практически ничего не дало (рис. 9).

Несмотря на то, что первый опыт таких креплений оказался неудачным, нам представляется, что он будет перспективным. Для выбора величины заложения откоса и способа закрепления его поверхности необходимо доработать этот метод крепления, учитывая накопленный опыт при эксплуатации неукрепленных дамб Каракумского канала [10, 11].

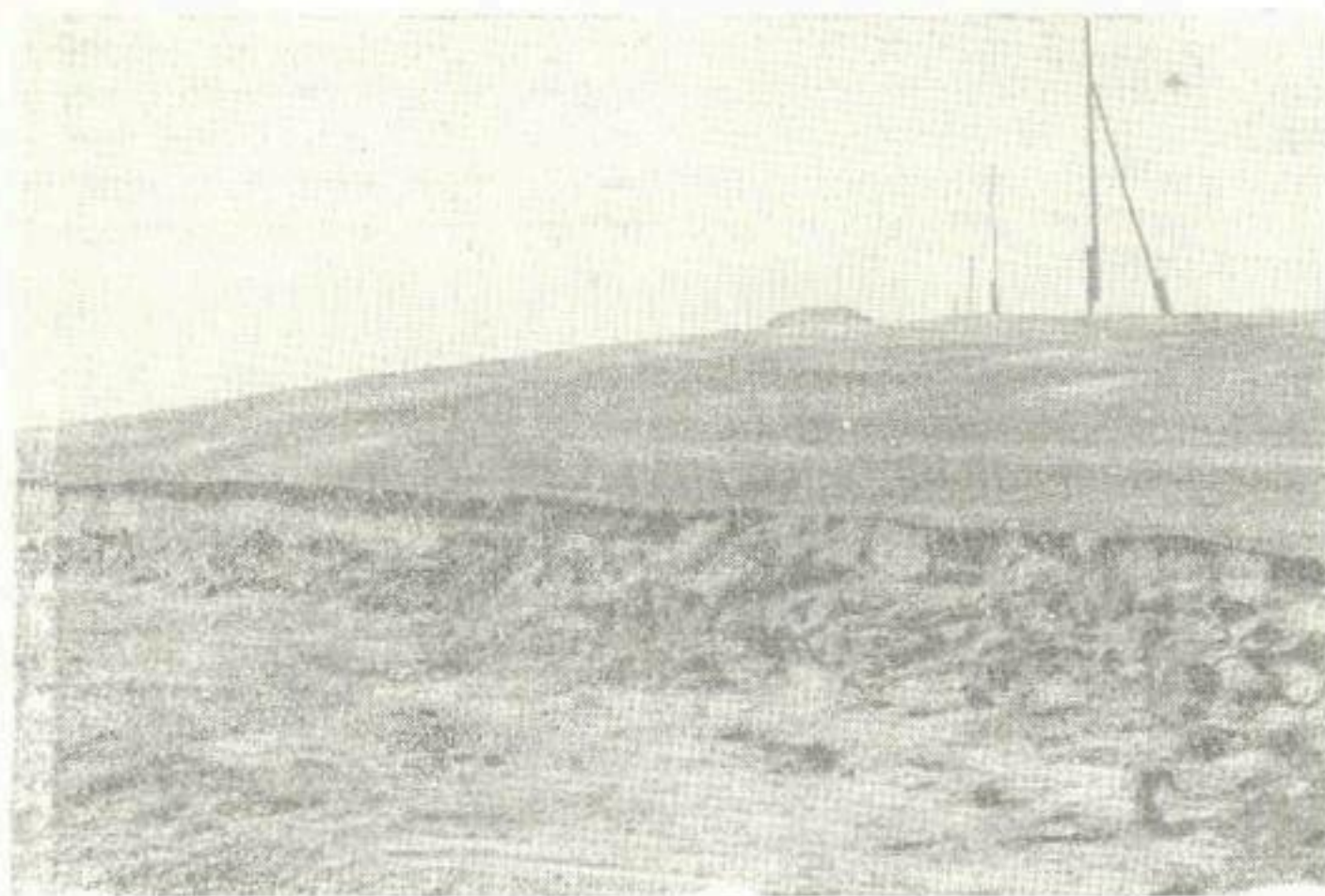


Рис. 9. Учкызылское водохранилище; разрушение полого напорного откоса Западной дамбы.

Возможно, в некоторых случаях, как полагает М. С. Вызго, будет целесообразно делать крепления откосов плотин из указанного слоя смеси гравия и песка, подобранной на основе исследований Ш. Г. Сугурова [9].

Таким образом, изучение состояния креплений в натурных условиях поможет решить проблему создания рациональных, надежных и дешевых конструкций креплений земляных сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технические указания по проектированию и устройству каменных креплений гидротехнических сооружений в мелиоративном строительстве, М., Сельхозгиз, 1955.
2. Шанкин П. А. Воздействие ветровых волн на гидротехнические сооружения, Изд-во „Речной транспорт“, 1955.
3. Шанкин П. А. К вопросу расчета каменных креплений откоса земляных плотин, „Гидротехническое строительство“, 1953, № 11.
4. Лупинский М. И. Каменные крепления верховых откосов земляных плотин, „Гидротехническое строительство“, 1952, № 5.
5. Пышкин Б. А. О взвешивающем действии волны на крепление откоса в виде мостовой, „Морской флот“, 1945, № 4.
6. Лупинский М. И. Крепление верховых откосов земляных плотин из плит, „Гидротехника и мелиорация“, 1953, № 10.

7. Указания по расчету покрытий откосов на воздействие прогрессивных волн, НИАИ ВВС, 1955.
 8. Андрейчук И. Я. О расчете плит, предохраняющих напорные откосы земляных плотин, „Гидротехника и мелиорация“, 1955, № 9.
 9. Сугуров Ш. Г. Некоторые результаты исследований фильтрационной способности крупных разнородных грунтов, Автореферат кандидатской диссертации, Ташкент, ТИИИМСХ, 1962.
 10. Акмурадов Х. Деформация ветровой волной мелководных участков, прикрывающих подступ к дамбам со стороны водохранилища, Труды САНИИРИ, вып. 99, 1959.
 11. Попов И. Я. Экспериментальные исследования необлицованных откосов земляных гидротехнических сооружений, Сборник докладов по гидротехнике, М.—Л., Госэнергоиздат, 1961.
 12. Никитин И. К. Пневматический волнообразователь для крупномасштабного волнового лотка, Труды САНИИРИ, вып. 99, 1959.
-

Л. А. ГЕХТЕР

ВОЛНОМЕР-ВОЛНОГРАФ С РЕОСТАТНЫМ ДАТЧИКОМ

Для наблюдения за ветровым волнением в пресноводных водохранилищах в волновой лаборатории Института водных проблем и гидротехники АН УзССР изготовлен волномер-волнограф с реостатным датчиком. Этим прибором в любой момент определяют состояние водной поверхности. Кроме того, волномер-волнограф непрерывно в течение суток записывает на фотобумагу высоту волнения (рис. 1). С помощью прибора можно получить осциллограммы, характеризующие частоту и амплитуду серии волн (рис. 2).

В комплект прибора входят следующие узлы: реостатный датчик с согласующим трансформатором; приемник со стрелочным указателем волн; осциллограф типа МПО-2 с отметчиком времени типа П-104 и фотонасадкой.

Датчик с согласующим трансформатором устанавливают в водохранилище на расстоянии до 1,5 км от берега. Для укрепления датчика обычно используют плавучую заякоренную вежу. Датчик соединяют с остальными узлами аппаратуры, расположенными на берегу, при помощи изолированного двужильного провода, который проложен по дну водохранилища.

Аппаратура получает питание от сети переменного тока. Для стабилизации питающего напряжения применяют стабилизатор напряжения типа СН-250. На рис. 3 изображена электрическая схема аппаратуры (стабилизатор напряжения, силовые узлы осциллографа и отметчик времени на схеме не показаны).

На схеме обозначены: реостатный датчик D ; согласующий трансформатор Tr_c ; элементарное сопротивление датчика g ; трансформатор питания Tr_n ; выпрямительные мосты B_1, B_2 , собранные на плоскостных германиевых диодах; дроссели $Dr_1 \div Dr_4$ (сталь Ш-16 пакет 16 мм, провод ПЭ 0,2 мм); электролитические конденсаторы 200 мкф C_1, C_2, C_3, C_4 ; стрелочный указатель $Ус$ — миллиамперметр М-49 с шунтом (шунт на схеме не изображен); осциллографный вибратор МОВ-2 типа VIII с шунтом Шл (шунт на схеме не обозначен); балансирующее сопротивление R_6 ; постоянные сопротивления R_1, R_2 ; неоновая лампочка L (сигнализатор включения); предохранитель $Пр$; выключатель $Вк$.

Датчик прибора состоит из одинаковых элементарных сопротивлений, находящихся внутри стержня из изоляционного материала. Свободные концы сопротивлений выведены наружу к контактам, рас-

положенным вдоль всего стержня на равных расстояниях друг от друга. Контакты замыкаются водой с заземленным металлическим стержнем. Величина элементарных сопротивлений должна быть значительно больше сопротивления воды в промежутке между контактом и металлическим стержнем и в то же время значительно меньше

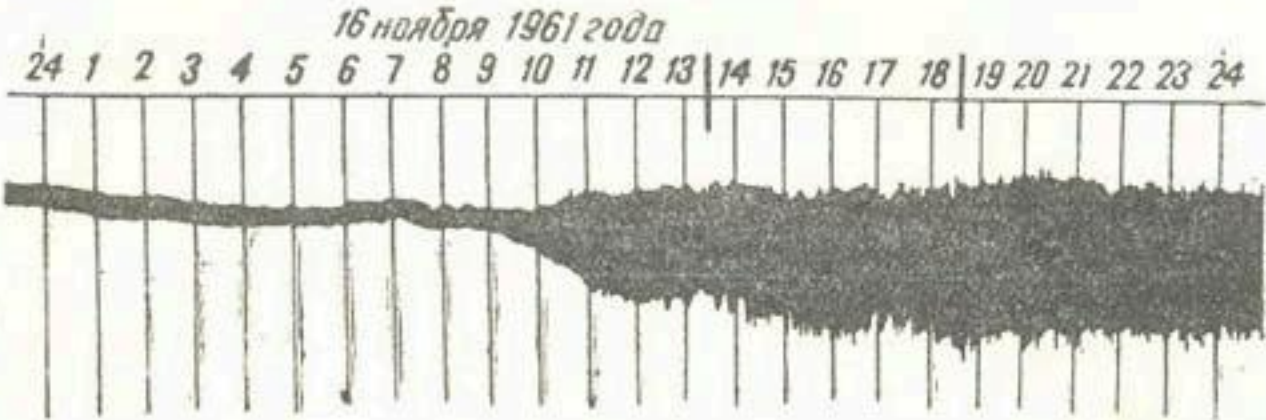


Рис. 1. Уменьшенная фотокопия записи высоты волнения (часовая сетка нанесена тушью на волнограмму для облегчения ее обработки; черными штрихами между 13 и 14 и 18 и 19 часами отмечено время записи осциллограмм, характеризующих серию волн).

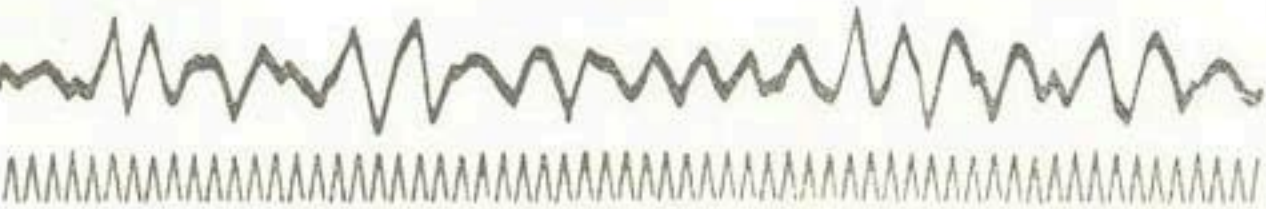


Рис. 2. Фотокопия участка осциллограммы, характеризующей частоту и амплитуду серии волн (внизу — отметки отметчика времени 1 гц).

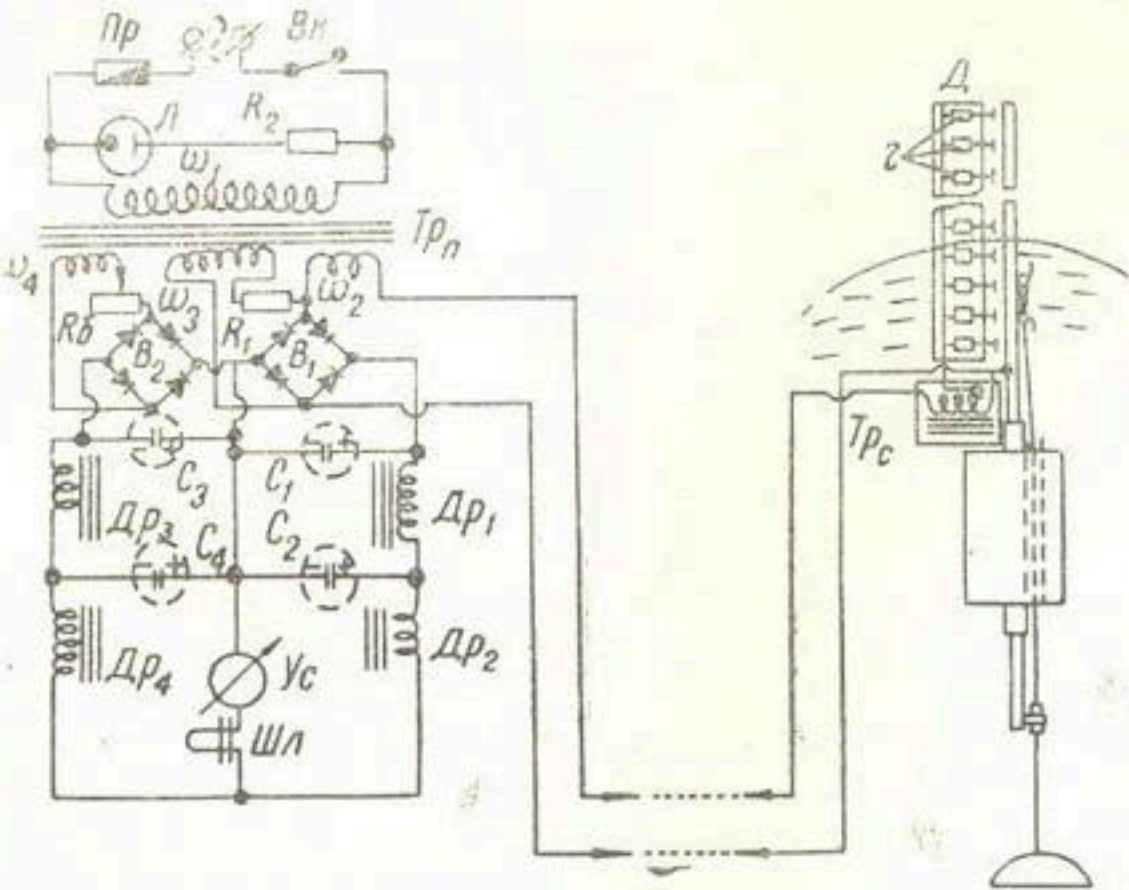


Рис. 3. Принципиальная схема волномера-волнографа.

сопротивления мокрой поверхности тела датчика. Исходя из этих соображений, величину элементарного сопротивления принимают равной около 25 000 ом.

Для натуральных исследований изготовлены датчики двух типов. Первый тип датчика состоит из трех плексигласовых стержней-элементов размером $10 \times 50 \times 850$ мм³ каждый. При соединении их вместе они образуют датчик длиной 2550 мм.

Внутри каждого стержня-элемента размещено 17 шт. сопротивлений марки КИМ 25 ком. Одни концы сопротивлений соединены между собой, другие выведены к контактам, представляющим собою луженые латуинные диски диаметром 25 мм и расположенным вдоль стержня-элемента на расстоянии 50 мм друг от друга.

Другой тип датчика состоит из газовой трубы, диаметром 3/4 дюйма, длиной 3000 мм. Труба разрезана вдоль по диаметру. Внутри нее размещены 60 шт. сопротивлений марки КИМ 25 ком. Одни концы сопротивлений соединены между собой, другие через плексигласовые втулки выведены к контактам. Для гидроизоляции внутреннюю полость датчика заполняют битумом.

Помимо указанных датчиков, для лабораторных опытов изготовлен плексигласовый датчик длиной 500 мм и с 50 контактами, расположенными на расстоянии 10 мм друг от друга.

Обмотка ω_2 , выпрямительный мост B_1 , дроссели Dp_1 и Dp_2 , стрелочный указатель $Ус$, шлейф осциллографа $Шл$, согласующий трансформатор Tr_c и датчик составляют измерительную цепь. Сила тока в этой цепи, если не учитывать потери в трансформаторе Tr_c , определяется соотношением

$$I = \frac{Un}{R_0 n + \lambda^2 r}, \quad (1)$$

где U — э.д.с., развиваемая в обмотке ω_2 ;

n — число затопленных контактов;

R_0 — общее суммарное сопротивление измерительной цепи, за исключением сопротивления датчика;

λ — коэффициент трансформации согласующего трансформатора.

При помощи согласующего трансформатора достигается условие

$$\lambda^2 r \gg R_0 n, \quad (2)$$

в силу чего выражение (1) можно заменить линейной зависимостью

$$I = \frac{Un}{\lambda^2 r}.$$

Обмотка ω_3 создает ток, сдвигающий рабочую точку выпрямительных диодов моста B_1 , на линейный участок их характеристики. Чтобы обмотка ω_3 не влияла на измерительную цепь, ее включают в цепь последовательно с сопротивлением R_1 , и чтобы ток, создаваемый обмоткой ω_3 , и ток потерь согласующего трансформатора не перегружали измерителей $Ус$ и $Шл$, через них во встречном направлении пропускают ток от обмотки ω_4 . Для регулировки этого тока служит переменное сопротивление R_6 , а для его выпрямления — мост B_2 . Фильтры, состоящие из электролитических конденсаторов и дросселей, сглаживают 100-герцовые пульсации выпрямленных токов.

Для суточной записи на фотобумагу высоты волны на осциллографе МПО-2 удаляют матовое стекло и неподвижно закрепляют многогранное зеркало. На место матового стекла устанавливают фотонасадку —

светонепроницаемую камеру с часовым барабаном от метеорологического самопишущего прибора.

На часовой барабан накладывают фотобумагу (осциллографную), на которой записывается амплитуда волны. Эта волнограмма представляет собой черную полосу переменной ширины на светлом фоне (см. рис. 1). Ширина такой полосы соответствует высоте волнения. Осциллограмма серии волн записывается на фотопленке обычным способом при скорости движения пленки 2—4 мм/сек. Масштаб обоих типов записей устанавливают тарировкой.

Волномер-волнограф описываемой конструкции применяется с 1961 г. при наблюдениях за ветровым волнением на Кайрак кумском, Каттакурганском и Ташкентском водохранилищах.

Л. А. ГЕХТЕР, А. К. ЗАКУРДАЕВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНДУКТИВНЫХ ДАТЧИКОВ И ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ ЦЕПЕЙ К НИМ

В настоящее время в гидротехнических исследованиях большую роль играют различные методы электрических измерений неэлектрических величин, позволяющие получать точные и объективные данные о различных процессах, протекающих в движущейся жидкости.

Среди всевозможных способов электрических измерений неэлектрических величин видное место занимает индуктивный способ, нашедший широкое применение в научно-исследовательских работах, осуществляемых волновой лабораторией Института водных проблем и гидротехники АН УзССР.

Индуктивный метод измерения обладает следующими положительными качествами: объективностью получаемых результатов; большой точностью измерений; возможностью передачи значений измеряемой величины на расстояние; сравнительной простотой в изготовлении измерительной аппаратуры; надежностью работы аппаратуры в условиях повышенной влажности и резких изменений температуры; устойчивостью тарировочной характеристики аппаратуры.

В настоящей работе описаны принцип действия, основные расчетные зависимости, лабораторный метод проектирования и некоторые конструкции вышеназванной аппаратуры. В данное время промышленные предприятия пока не выпускают для гидротехников всех необходимых приборов, и исследователи вынуждены их делать сами.

Скелетная схема аппаратуры (рис. 1) для электрического измерения неэлектрических величин индуктивным методом состоит из воспринимающего и упругого элементов индуктивного преобразователя, измерительной цепи, измерителя, генератора тока звуковой частоты и стабилизатора напряжения. Обыкновенно воспринимающий и чувствительный элементы и индуктивный преобразователь конструктивно объединены в одном приборе, называемом индуктивным датчиком.

Принцип действия аппаратуры сводится к следующему. Измеряемая величина (сила, давление и т. п.) воздействует через воспринимающий элемент на упругий элемент, который, изгибаясь, воздействует на индуктивный преобразователь, в результате чего изменяются индуктивные сопротивления обмоток преобразователя. Индуктивный преобразователь включают в измерительную цепь, получающую питание от генератора тока звуковой частоты. Иногда между генератором тока звуковой частоты и измерительной цепью находится согласующий трансформатор или усилитель мощности. Для стабильности работы генератор звуковой частоты подключают к электрической сети через

феррорезонансный стабилизатор напряжения; к выходу измерительной цепи — измеритель, получающий от измерительной цепи ток, который пропорционален изменению индуктивных сопротивлений обмоток преобразователя.

В качестве стабилизатора напряжения, генератора тока звуковой частоты и измерителя применяют стандартные приборы, стабилизаторы УСН-350, СН-250, звуковые генераторы ЗГ-10, ГЗ-1, миллиамперметры, осциллографы МПО-2, Н-102 и другие или нестандартные приборы, изготавливаемые исследователями.

Датчик. В зависимости от диапазона измеряемых величин и габаритов датчика воспринимающий и упругий элементы и индуктивный преобразователь, а также измерительная схема конструируются пока в основном для каждого конкретного исследования.

В описываемых датчиках применен индуктивный дифференциальный преобразователь, схема устройства которого изображена на рис. 2.

Преобразователь состоит из двух сердечников 1, набираемых из штампованных пластин трансформаторной стали, обмоток и стального якоря 2, расположенного на некотором расстоянии δ от каждого из сердечников. Якорь перемещается пропорционально измеряемой величине в направлениях, указанных стрелками на рис. 2. Индуктивное сопротивление одной половины преобразователя определяется известным соотношением

$$X_L = \frac{0,8\pi^2 f \omega^2}{\frac{l_{cm}}{\mu_c S_c} + \frac{2(\lambda\delta + \Delta\delta)}{\mu_v S_v}} 10^{-8} \text{ ом.} \quad (1)$$

Как указывает В. М. Шлядин [17], для большинства индуктивных датчиков величина $\frac{1}{\lambda} \approx 0,7-0,8$, т. е. $\lambda = 1,43-1,25$,

где λ — коэффициент, зависящий от рассеяния магнитного потока;

f — частота тока питания, Гц;

ω — количество витков в обмотке;

l_{cm} — длина магнитной силовой линии в магнитопроводе, см;

μ_c — относительная магнитная проницаемость магнитопровода;

S_c — площадь поперечного сечения магнитного потока в сердечнике, см²;

δ — величина воздушного зазора, см;

$\Delta\delta$ — перемещение якоря;

μ_v — относительная магнитная проницаемость воздуха;

S_v — площадь поперечного сечения магнитного потока в воздухе, см²;

X_L — индуктивное сопротивление, ом.

Так как

$$\mu_c \gg \mu_v = 1, l_{cm} > 2\delta \text{ и } S_c \approx S_v,$$

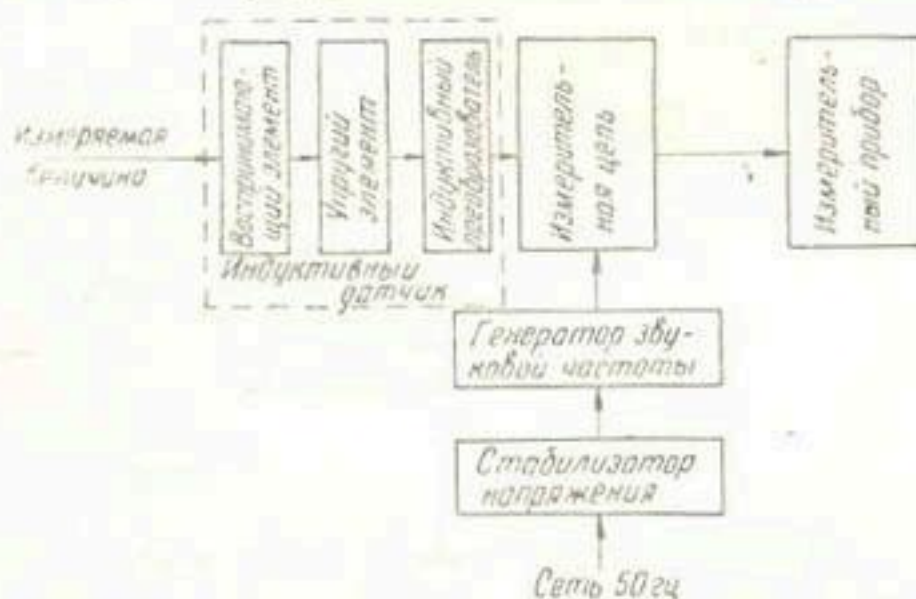


Рис. 1.

соотношение (1) можно с достаточной степенью точности заменить формулой

$$X_L = \frac{0,4\pi^2 f \omega^2 S_c}{\lambda \delta + \Delta \delta} 10^{-8} \text{ ом.} \quad (1')$$

Индуктивное сопротивление одной половины преобразователя при постоянных габаритах сердечника и постоянной величине воздушного зазора целиком определяется диаметром провода обмотки и частотой тока питания (при условии полного заполнения окна сердечника обмоткой).

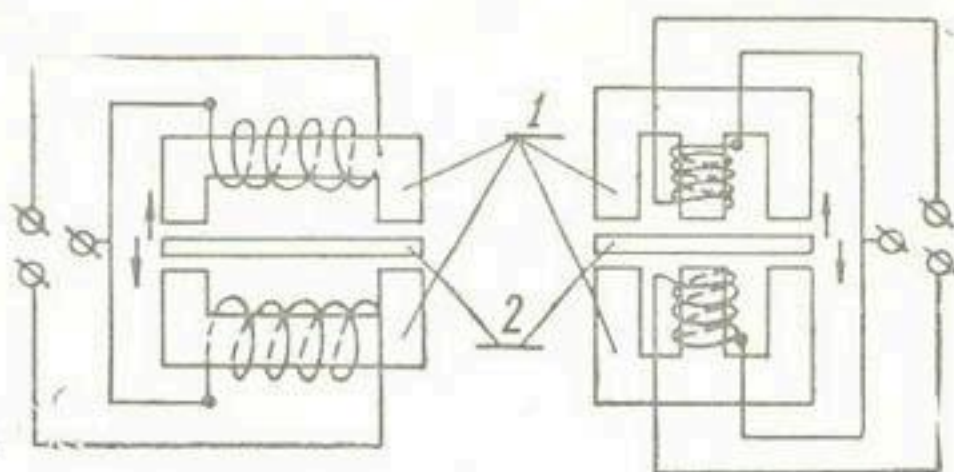


Рис. 2.

Действительно, ввиду того, что площадь окна сердечника ($S_{\text{окн}}$, см^2), число витков ω и диаметр провода (d , см) связаны между собой выражением

$$\omega = \frac{4KS_{\text{окн}}}{\pi d^2}, \quad (2)$$

(K — коэффициент заполнения окна сердечника обмоточным проводом) из соотношения (1) получаем

$$X_L = \frac{12,8 K^2 S_{\text{окн}} 10^{-8}}{\frac{l_{\text{см}}}{\mu_c S_c} + \frac{2\lambda \delta}{\mu_v S_v}} \cdot \frac{l}{d^4} \text{ ом.} \quad (3)$$

Активное сопротивление одной половины преобразователя $R_{\text{пр}}$ при неизменных параметрах сердечника определяется диаметром провода (при условии полного заполнения окна сердечника обмоткой).

Так как

$$R_{\text{пр}} = \frac{l_{\text{ср. вит}} \omega}{S_{\text{пр}}},$$

где $l_{\text{ср. вит}}$ — средняя линия витка;

ρ — удельное сопротивление материала провода;

ω — число витков,

при учете соотношения (2) запишем

$$R_{\text{пр}} = 16\rho \frac{l_{\text{ср. вит}} K S_{\text{окн}}}{\pi^2 d^4} \text{ ом.} \quad (4)$$

Если провод медный, то

$$R_{\text{пр}} = 283 \frac{l_{\text{ср. вит}} \cdot S_{\text{окн}}}{d^4} 10^{-7} \text{ ом.} \quad (4')$$

* Активное сопротивление зависит и от частоты тока питания, но эта зависимость в описываемой аппаратуре проявляется незначительно, и поэтому ею можно пренебречь.

При постоянной частоте тока питания ($f_{\text{пит}} = \text{const}$) максимальная реактивная мощность, подводимая к одной половине преобразователя $Q_{\text{пр}} = I^2 X_L$, ограничена нагреванием обмотки вследствие выделения активной мощности $P_{\text{пр}}$, равной $I^2 R_{\text{пр}}$.

Из приведенных выражений видно, что с увеличением частоты тока питания растет и максимально возможная реактивная мощность, подводимая к преобразователю и не сопровождающаяся перегревом обмоток.

На якорь преобразователя действует электромеханическая сила $F_{\text{я}}$, определяемая соотношением [14]

$$F_{\text{я}} = \frac{1,28 \cdot 10^{-1} S_c}{\delta^3} (I\omega)^2 \Delta \delta \text{ г.} \quad (5)$$

Здесь S_c — сечение сердечника около воздушного зазора, см^2 ;

δ — толщина воздушного зазора, см ;

I — сила тока, а ;

ω — число витков в обмотке;

$F_{\text{я}}$ — сила притяжения, г .

Так как реактивная мощность, подводимая к половине преобразователя, находится по формуле

$$Q_{\text{пр}} = \frac{Q \cdot 8\pi^2 S_c \cdot 10^{-8}}{\frac{l_{\text{см}}}{\mu_c} + 2\lambda\delta} \cdot f(I\omega)^2, \quad (6)$$

то для уменьшения электромеханической силы (в небольших пределах) при неизменной реактивной мощности, подводимой к преобразователю, необходимо увеличить частоту тока питания. Как указывает А. М. Туричин [15], желательно, чтобы электромеханическая сила была по крайней мере на один порядок меньше усилия, вызывающего перемещения якоря.

В волновой лаборатории ИВПиГ АН УзССР применяли три вида датчиков (рис. 3).

Датчик типа I использовали для определения статических и пульсационных давлений на небольшой площадке стенки лабораторной модели донного водосброса под действием движущейся воды (для определения отрывающего усилия, испытываемого плитой базальтовой облицовки и доходившего до 100 г).

Датчик типа II сконструирован для исследования вибрации модели плоского затвора. С его помощью измеряют нагрузки до 10 кг; датчиком типа III — гидравлический удар в напорном асбоцементном трубопроводе в натурных условиях. Этот датчик рассчитан для измерения нагрузки до 10 ат.

У датчика типа I и II упругим элементом является стальная консольная балочка (приблизительные размеры ее $l \times b \times h = 30 \times 20 \times 1,5 \text{ мм}$), у датчика типа III — стальная плоская мембрана. В зависимости от конструкции и назначения датчика упругим элементом может служить балочка на двух опорах, стержень, работающий на сжатие или растяжение, спиральная пружина, гофрированная мембрана, сжатый газ и т. д.

Расчет упругого элемента датчика зависит от вида измеряемой нагрузки (статической или динамической). Под статической нагрузкой понимаем такую нагрузку, которая не изменяется во времени или изменяется так, что возникающими при этом силами инерции можно пренебречь ввиду их малости. Если же перемена нагрузки вызывает

возникновение сил инерции, которыми пренебречь нельзя, такая нагрузка будет динамической.

Исследования, проведенные с индуктивным датчиком, показали, что величину зазора между якорем и сердечником назначают в пределах 0,3—5,0 мм. Свыше 5 мм зазор делать нецелесообразно, так как значительно возрастает рассеяние магнитного потока, зазор менее 0,3 мм трудно регулировать. Максимальное перемещение якоря при таких зазорах может осуществляться от 0,25 до 4,5 мм.

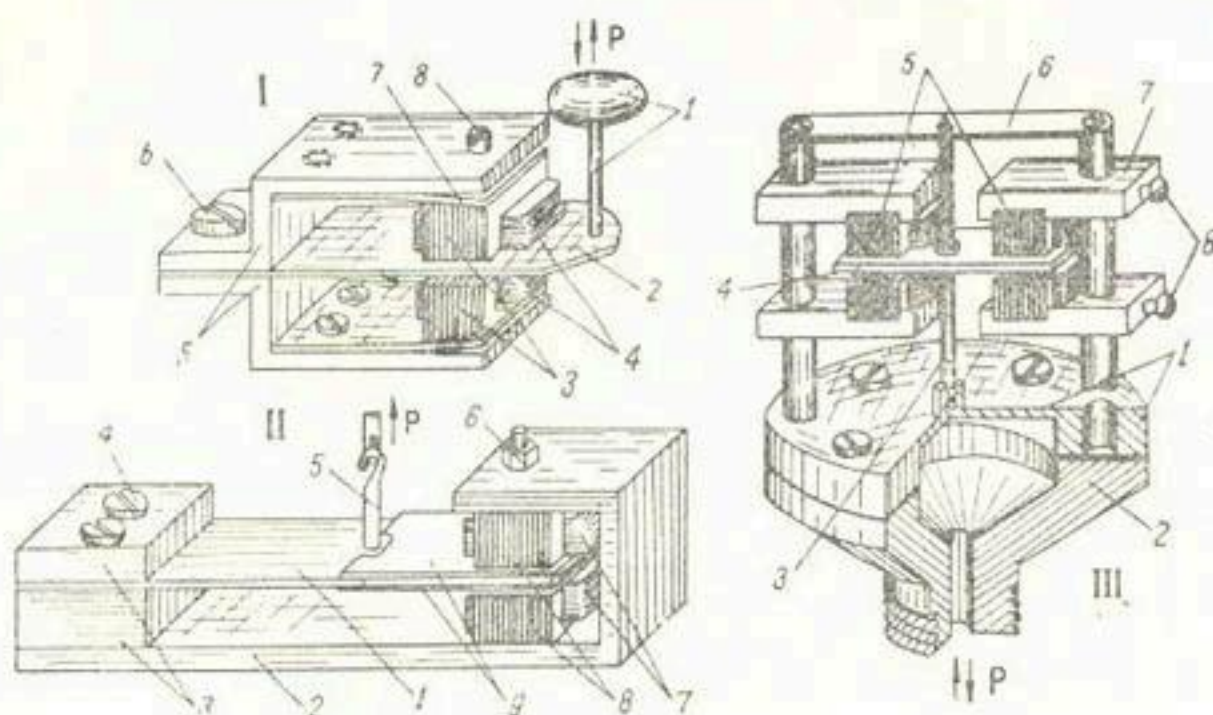


Рис. 3. Конструктивные схемы индуктивных датчиков:

I—датчик с консольной балочкой; 1—воспринимающий элемент; 2—упругий элемент (консольная балочка), являющийся одновременно и якорем; 3—Ш-образный сердечник из пластины трансформаторной стали; 4—обмотка; 5—планки крепления; 6—стягивающий винт; 7—пружина, к которой крепится сердечник; 8—винт, регулирующий зазор между якорем (упругим элементом) и сердечником. II—датчик повышенной чувствительности с консольно-балочкой; 1—упругий элемент (консольная балочка); 2—планка крепления; 3—зажимы упругого элемента; 4—стягивающий винт; 5—воспринимающий элемент в виде тяги; 6—регулятор воздушного зазора; 7—обмотка; 8—сердечник из Ш-образных пластин трансформаторной стали; 9—якорь, являющийся продолжением консоли, выполнен из двух пластин трансформаторной стали. III—датчик с мембраной; 1—упругий элемент—цельновыточенная мембрана с опорным кольцом; 2—корпус датчика; 3—тяги; 4—якорь; 5—сердечник; 6—пружина; 7—крепежная колодка; 8—крепежные винты.

При расчете упругого элемента датчика на статическую нагрузку следует задаться максимальным перемещением якоря (в вышеупомянутых пределах) и воспринимающего элемента, исходя из условий проводимого опыта. Необходимо также, хотя бы ориентировочно, знать максимальное усилие, которое действует на воспринимающий элемент датчика. Размеры упругого элемента определяются по известным формулам сопротивления материалов (табл. 1).

Из рис. 3 видно, что датчик типа I выполнен с упругим элементом, рассчитанным при L меньше l , а датчик типа II — с упругим элементом при L больше l .

При расчете упругого элемента по максимальной деформации проверяют элемент по допускаемым напряжениям, так, чтобы $\sigma_p \leq [\sigma]$, где σ_p — напряжения при расчете;

$[\sigma]$ — допускаемые напряжения для материала, из которого изготавливается упругий элемент.

При измерении датчиком динамической нагрузки его упругий элемент совершает вынужденные колебания с наличием сил сопротивления. Рассмотрим упругий элемент, который изготовлен в виде консольной балочки, имеющей на конце воспринимающий элемент весом W .

При действии на упругий элемент силой $Q \cdot \sin \omega t$ [13] уравнение движения конца консоли записываем известным из теоретической механики выражением

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2n \frac{dx}{dt} + \omega^2 x = q \sin mt. \quad (7)$$

Таблица 1

Упругий элемент	Деформация
Консольная балочка	I В точке приложения нагрузки $y = \frac{Pl^3}{3EI}$
	II В точке измерения деформации $L < l$ $y = \frac{PL^2}{2EI} \left(l - \frac{L}{3} \right)$
	III $L > l$: $y = \frac{Pl^3}{2EI} \left(L - \frac{l}{3} \right)$
Мембрана круглая, защемления по окружности	I Равномерно распределенная нагрузка интенсивности P $y = 0,0106 \frac{PD^4}{Eh^3}$
	II Сосредоточенная сила P в центре мембраны $y = 0,17 \frac{PD^2}{\pi Eh^3}$

Примечание. l — расстояние от защемления до точки приложения нагрузки; L — расстояние от конца защемления до точки измерения деформации; D — диаметр мембраны; E — модуль упругости материала, из которого изготавливается упругий элемент; I — момент инерции сечения (для сечения прямоугольной балочки $I = \frac{bh^3}{12}$); h — толщина упругого элемента (мембраны, балочки).

Здесь

$$n = \frac{2g}{2W};$$

$\alpha \frac{dx}{dt}$ — сила сопротивления;

$$\omega = \frac{Kg}{W}$$

K — груз, вызывающий деформацию (прогиб) упругого элемента, равную единице, $q = \frac{gQ}{W}$.

Интеграл этого уравнения находим в виде

$$x = e^{-nt} (A \sin \omega_1 t + B \cos \omega_1 t) - \frac{2qmn}{(\omega^2 - m^2)^2 + 4m^2n^2} \cos mt + \frac{q(\omega^2 - m^2)}{(\omega^2 - m^2)^2 + 4m^2n^2} \sin mt. \quad (8)$$

Из уравнения (8) можно получить выражение амплитуды вынужденных колебаний C , представляющей собой отношение $C = \frac{A_{\text{вын}}}{A}$, где $A_{\text{вын}}$ — амплитуда вынужденных колебаний упругого элемента; A — амплитуда вынуждающей силы

$$C = \frac{\delta_{ст}}{\sqrt{\left(1 - \frac{f}{f_0}\right)^2 + \frac{f^2}{f_0^2} \beta^2}}. \quad (9)$$

Здесь $f_0 = \frac{\omega}{2\pi}$ — собственная частота системы упругий — воспринимающий элементы;

$f = \frac{m}{2\pi}$ — частота возмущающей силы;

$\beta = \frac{2n}{\omega}$ — величина, зависящая от сил сопротивления,

$$C = \frac{A_{\max}}{A}.$$

На рис. 4 показаны кривые зависимости уравнения (9). Из рисунка

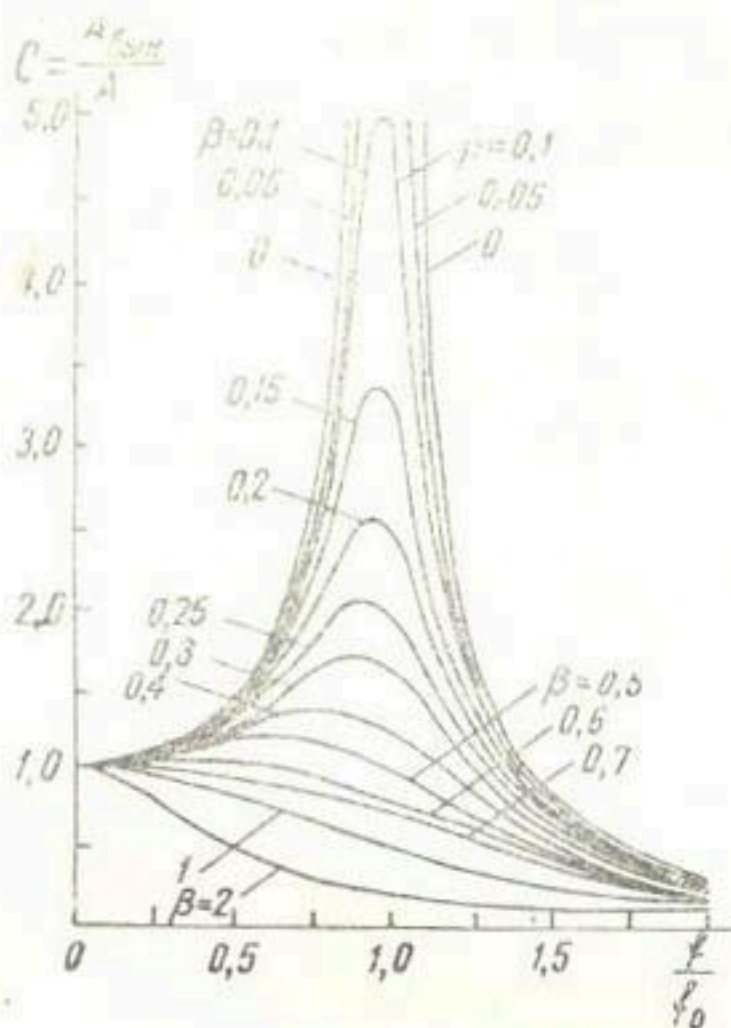


Рис. 4.

видно, что точность измерения динамической нагрузки датчиком будет тем выше, чем меньше отношение $\frac{f}{f_0}$. Для того чтобы погрешность измерения не превосходила 5%, достаточно соблюдения неравенства

$$f_0 \geq 4f, \quad (10)$$

т. е. собственная частота системы упругий — воспринимающий элементы должна быть выше измеряемой частоты динамической нагрузки по меньшей мере в четыре раза.

На рис. 5 даны кривые изменения динамической нагрузки во времени. Кривая *a* изображает нагрузку, период изменения которой T остается постоянным во времени; такая нагрузка характеризуется двумя параметрами: амплитудой A и периодом T (или частотой $f = \frac{1}{T}$).

Кривая *в* выражает нагрузку, у которой и амплитуда и период не

остаются постоянными во времени; они изменяются, являясь функциями каких-то случайных величин; такую нагрузку можно характеризовать [6] максимальной амплитудой $A_{\max}$ и спектром периодов, или спектром частот. Гидродинамическая нагрузка турбулентного потока является нагрузкой типа II. Нагрузка типа I возникает в машинах, детали которых вращаются с постоянной угловой скоростью или имеют возвратно-поступательное движение с постоянным периодом.

При расчете упругого элемента датчика, измеряющего динамическую нагрузку, для соблюдения соотношения (10) необходимо хотя бы ориентировочно знать частоту измеряемой нагрузки. Изучая гидродинамическую нагрузку (пульсации давлений и скоростей) на моделях гидротехнических сооружений, максимальную частоту нагрузки можно принять равной 150—200 цг .

Исследователей в этой области большей частью интересуют только крупномасштабные пульсации, частота которых не превосходит

40—50 гц. Таким образом, ориентируясь на крупномасштабные пульсации, собственную частоту системы упругий — воспринимающий элемент назначаем равной $f_0 = 150—200$ гц.

Размеры упругого элемента определяют с помощью различных методов [10]: проф. С. А. Бернштейна, энергетическим, заменой распределенной массы сосредоточенной, способом приведенных масс и другими, задаваясь собственной частотой системы упругий — воспринимающий элемент.

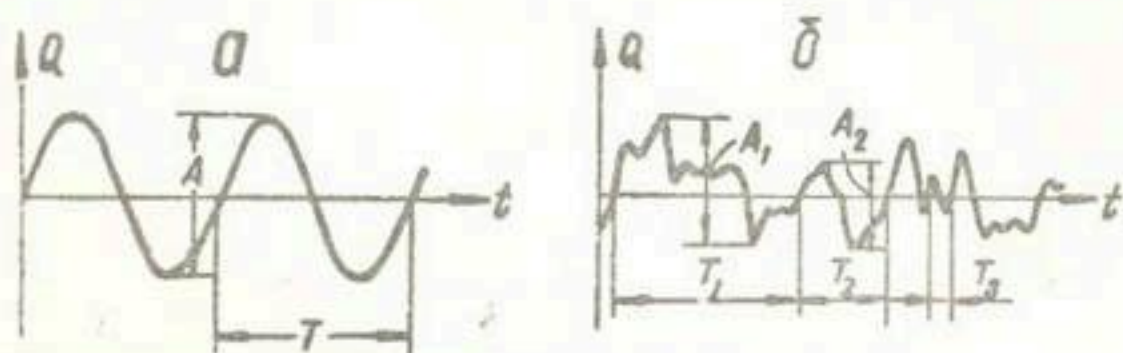


Рис. 5.

Собственную частоту указанной системы, если не учитывать массу упругого элемента, можно найти по известному выражению

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{y}} \text{ гц}, \quad (11)$$

где y — деформация (прогиб) под действием веса воспринимающего элемента W .

Для датчика с упругим элементом в виде консольной балочки (рис. 3, 1) имеем

$$y = \frac{Wl^3}{3EI} = \frac{4Wl^3}{Ebh^3}.$$

Подставив в (11) выражение для y , получим

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{gEbh^3}{4Wl^3}} = \frac{1}{4\pi} \sqrt{\frac{Ebh^3}{M_0l^3}}. \quad (11')$$

Здесь $M_0 = \frac{W}{g}$ — масса воспринимающего элемента.

Из формулы (11') можно приближенно определить размеры упругого элемента. Для точного установления размеров обратимся к способу приведенных масс. По этому методу предполагаем, что упругий элемент невесом, но часть его массы ml , равномерно распределенной по длине l , считаем сосредоточенной и приложенной на конце консоли.

Приведенную массу упругого элемента находим по выражению

$$M = \frac{\int_0^l m(x) y^2(x) dx}{y_a^2}, \quad (12)$$

где $m(x)$ — функциональная зависимость распределения массы по оси Ox (при b и $h = \text{const}$ и однородном материале упругого элемента $m(x) = m$);

$y(x)$ — уравнение изогнутой оси упругого элемента;

y_a — максимальная деформация (прогиб) упругого элемента на конце консоли.

Для упругого элемента в виде консольной балочки (под действием силы $p = 1$) максимальную деформацию находим по выражениям

$$y_a = \frac{l^3}{3EI}, \quad (13)$$

$$y(x) = \frac{l^3}{3EI} \left(\frac{3lx^2 - x^3}{2l^3} \right) = \frac{y_a}{2l^3} (3lx^2 - x^3). \quad (14)$$

Подставив выражение (13) и (14) в (12) и считая $m(x) = m$, будем иметь

$$M = \frac{m}{4l^6} \int_0^l (3lx^2 - x^3) dx = \frac{33}{140} ml. \quad (15)$$

Приведенная масса оказалась равной $\frac{33}{140}$ массы упругого элемента.

Таким образом, чтобы точно определить собственную частоту упругого элемента в формуле (11'), к массе воспринимающего элемента M_0 прибавляем $\frac{33}{140}$ массы упругого элемента, и формула (11') принимает вид

$$f_0 = \frac{1}{4\pi} \sqrt{\frac{Ebh^3}{l^3 \left(M_0 + \frac{33}{140} ml \right)}} 2\pi, \quad (16)$$

или, заменяя массы соответствующими весами, окончательно получаем

$$f_0 = \frac{1}{4\pi} \sqrt{\frac{gEbh^3}{l^3 \left(W + \frac{33}{140} \gamma bhl \right)}}, \quad (16')$$

где γ — объемный вес материала упругого элемента.

Из формулы (16') можно найти размеры упругого элемента l , b и h для датчиков типа I и II (см. рис. 3). В табл. 2 приведены формулы определения собственных частот для некоторых наиболее употребительных упругих элементов.

Таблица 2

Упругий элемент	Собственная частота, $гц$
Консольная балочка	$f_0 = \frac{1}{4\pi} \sqrt{\frac{gEbh^3}{l^3 \left(W + \frac{33}{140} \gamma bhl \right)}}$
Балочка на двух опорах	$f_0 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{gEbh^3}{l^3 \left(W + \frac{17}{33} \gamma bhl \right)}}$
Мембрана (в качестве упругого и воспринимающего элементов одновременно, а также и якоря), зажатая по краям	$f_0 = 46,2 \frac{h}{D} \sqrt{\frac{E}{(1 - \mu)^2 \gamma}}$

Примечание. E — модуль упругости; h — толщина упругого элемента; γ — объемный вес материала упругого элемента; μ — коэффициент Пуассона мембраны; l — длина балочки; b — ширина балочки; D — диаметр мембраны.

В случае, когда невозможно установить частоту нагрузки даже ориентировочно, размеры упругого элемента назначают конструктивно и снимают частотную характеристику исследуемого процесса; по известной уже частоте в дальнейшем рассчитывают упругий элемент датчика.

Чем выше собственная частота упругого элемента, тем ниже чувствительность датчика, и поэтому в некоторых случаях уменьшают собственную частоту упругого элемента с тем, чтобы повысить чувствительность датчика. В таких случаях для избежания погрешностей при пересчете полученных данных записывают на пленке осциллографа (или каком-либо другом самопишущем приборе) кривую затухающих колебаний системы упругий — воспринимающий элементы. Уравнение затухающих колебаний системы представляет собой известное выражение

$$x = x_0 e^{-nt} \cos \omega t, \quad (17)$$

где $n = \frac{\alpha g}{2W}$;

x_0 — амплитуда в момент удара по воспринимающему элементу;
 ω — круговая частота.

Степень затухания зависит от величины постоянной n . Амплитуда колебания уменьшается после каждого цикла (T) в отношении $\frac{e^{-nT}}{1}$. Определив из осциллограммы отношение двух соседних амплитуд, находим постоянную n .

Коэффициент β , зависящий от величины сил сопротивления (9), имеем из выражения

$$\beta = \frac{2n}{\omega} = \frac{nT}{\pi}. \quad (18)$$

Установив β , а f и f_0 взяв из опыта, выясняем погрешность измерений по соотношению (9) или по рис. 4. Подобный метод удобен только при нагрузках периодической (см. рис. 5, а) или непериодической, имеющих довольно узкий спектр частот ($f_{\max} = 1,2f_{\min}$); в случае, когда непериодическая нагрузка имеет широкий спектр частот $f_{\max} = 10f_{\min}$, вышеуказанный метод становится громоздким и трудоемким.

Приведенный расчет упругой системы датчика при воздействии на нее динамической нагрузки справедлив только тогда, когда упругая система деформируется в ту или другую сторону относительно своего равновесия (рис. 6, а).

При пульсации, происходящей относительно какого-либо другого положения (рис. 6, б), в расчет вводят загруженную упругую систему с массой нагрузки, определяемой произведением $S\Delta_0\gamma$, где S — площадь воспринимающего элемента;

γ — объемный вес жидкости;

Δ_0 — высота столба жидкости (рис. 6, б).

Для измерения пульсирующей нагрузки можно компенсировать осредненную нагрузку специальными компенсаторами [18].

Индуктивные датчики могут быть различных конструкций в зависимости от вида измеряемых нагрузок и условий, в которых надлежит работать датчику. Тем не менее при проектировании датчика необходимо предусматривать, чтобы корпус датчика был достаточно жестким; жесткость деталей, к которым крепятся сердечники с катушками, превосходили жесткость упругого элемента по меньшей мере в 10 раз; приспособления давали бы возможность плавно изменять зазор между

сердечниками и якорем; чтобы в узлах передачи якоря с упругим элементом отсутствовал свободный ход — люфт.

Измерительные цепи (рис. 7) представляют собою мосты переменного тока с вентильными элементами. В литературе подобные схемы описаны недостаточно [1, 3, 4, 5].

Применение указанных схем упрощает конструкцию измерительной аппаратуры, а также позволяет определять не только величину, но и направление изменения измеряемой величины. Прибор, собранный по одной из этих схем, обладает фазочувствительностью. На схеме *a* и *б* (см. рис. 7) приняты следующие обозначения: вентильный элемент или группа вентилях (*B*), обладающая односторонней проводимостью; индуктивные сопротивления (X_{L_1} ; X_{L_2}) преобразователя



Рис. 6.

(для простоты активные составляющие сопротивлений преобразователя на схеме не показаны); балансирующее сопротивление R_6 ; измеритель, изм. (миллиамперметр или вибратор осциллографа); токи (I_1 , I_2) в ветвях схемы; точки схемы *AB*, согласующие трансформаторы Tr_1 , Tr_2 .

Рассмотрим работу прибора, собранного по схеме *a*. Если величина измеряемого параметра равна нулю и прибор сбалансирован, т. е.

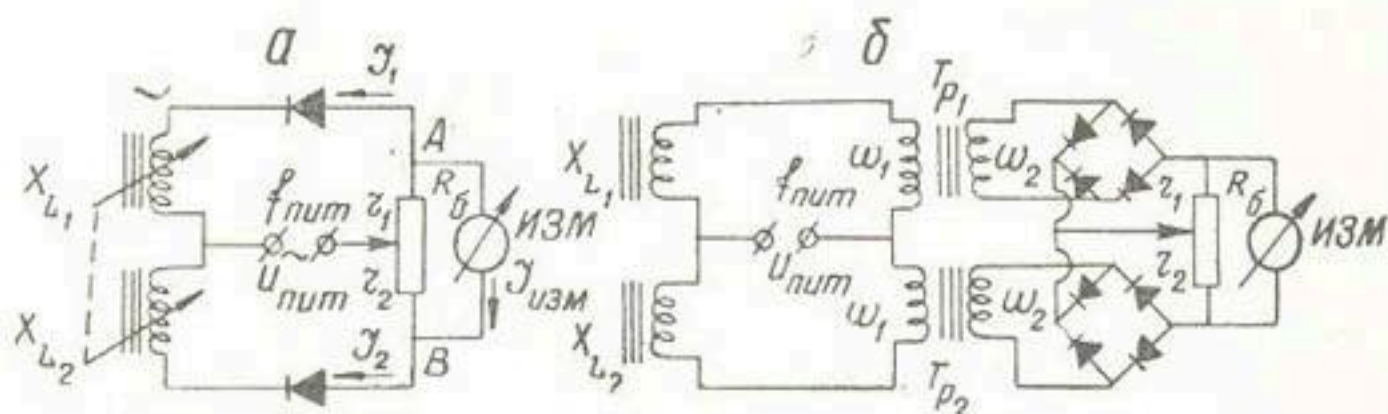


Рис. 7.

$X_{L_1} = X_{L_2}$ и $r_1 = r_2$ (на самом деле в этом случае $X_{L_1} \approx X_{L_2}$, а балансировка наступает при выполнении условия $\frac{X_{L_1}}{X_{L_2}} = \frac{r_1}{r_2}$), то токи в плечах

равны ($I_1 = I_2$). Тогда потенциалы точек *A* и *B* тоже будут равны и ток через измеритель не проходит. Когда же под действием измеряемого параметра равновесие нарушается ($X_{L_1} > X_{L_2}$), то токи в плечах изменяются ($I_1 < I_2$). Следовательно, потенциал в точке *A* будет меньше потенциала в точке *B* и через измеритель пойдет ток от *B* к *A*. Если же под влиянием измеряемого параметра равновесие изменится в другую сторону ($X_{L_1} < X_{L_2}$), то ток через измеритель направится от *A* к *B*.

Так как схема обладает выпрямительными свойствами, для нее должно выполняться соотношение [12]

$$I_{изм} = \pm \gamma \frac{I_{изм}}{K_{\phi}}, \quad (19)$$

где $I_{\text{изм}}$ — ток, протекающий через измеритель;

γ — коэффициент, зависящий от X_L и $\frac{1}{2} R_0$ [12] и определяемый по рис. 8;

$I_{\text{изм}}^{\sim}$ — эффективное значение тока, который протекал бы через измеритель при замене вентильных элементов схемы проводниками;

K_{ϕ} — коэффициент формы тока.

В идеальном случае при синусоидальном токе $K_{\phi} = 1,11$. При использовании полупроводниковых вентилей [7] $K_{\phi} \approx 1,15$.

Воспользовавшись символическим методом, составив и решив уравнения Кирхгофа для моста переменного тока, находим $I_{\text{изм}}^{\sim}$

$$I_{\text{изм}}^{\sim} = \left| \frac{\dot{U}_{\text{пит}} (\bar{z}_1 \bar{z}_4 - \bar{z}_2 \bar{z}_3)}{(\bar{z}_1 + \bar{z}_2)(\bar{z}_3 + \bar{z}_4) \bar{z}_{\text{изм}} + \bar{z}_1 \bar{z}_2 (\bar{z}_3 + \bar{z}_4) + \bar{z}_3 \bar{z}_4 (\bar{z}_1 + \bar{z}_2)} \right|. \quad (20)$$

Пренебрегая емкостным сопротивлением преобразователя, считая сопротивление балансировки и измерителя чисто активным, записываем

$$\left. \begin{aligned} \bar{z}_1 &= X_{L_1} \operatorname{ctg} \varphi + jX_{L_1} \\ \bar{z}_3 &= X_{L_2} \operatorname{ctg} \varphi + jX_{L_2} \\ \bar{z}_2 &= r_1 + j0 \\ \bar{z}_4 &= r_2 + j0 \\ \bar{z}_{\text{изм}} &= R_{\text{изм}} + j0 \end{aligned} \right\}, \quad (21)$$

где j — мнимая единица;
 $\cos \varphi$ — для индуктивных датчиков, как указывает Туричин, обычно колеблется от 0,3 до 0,6 [15];

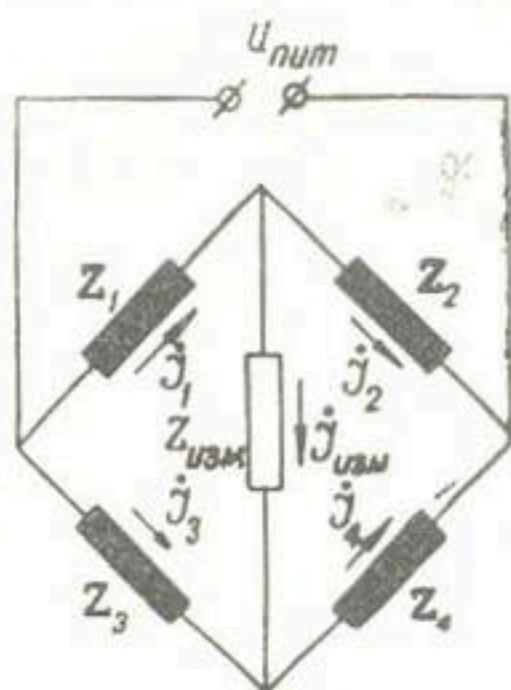


Рис. 8.

$$\operatorname{ctg} \varphi = \frac{\cos \varphi}{\sqrt{1 - \cos^2 \varphi}}.$$

Из соотношения (20) видно, что мост сбалансирован, т. е. $I_{\text{изм}}^{\sim} = 0$ при условии

$$\bar{z}_1 \bar{z}_4 = \bar{z}_2 \bar{z}_3, \text{ или } \frac{\bar{z}_1}{\bar{z}_3} = \frac{\bar{z}_2}{\bar{z}_4},$$

или

$$\frac{X_{L_1} \operatorname{ctg} \varphi + jX_{L_1}}{X_{L_2} \operatorname{ctg} \varphi + jX_{L_2}} = \frac{r_1}{r_2}. \quad (22)$$

Но так как при равенстве нулю измеряемого параметра индуктивные сопротивления обеих половин преобразователя равны между собой, то условие (22) принимает вид

$$\left. \begin{aligned} X_{L_1} &= X_{L_2} = X_L \\ \bar{z}_1 &= \bar{z}_3 = z \\ r_1 &= r_2 = \frac{1}{2} R_6 \\ \bar{z}_2 &= \bar{z}_4 = \frac{1}{2} R_6 \end{aligned} \right\} . \quad (22')$$

Под воздействием измеряемого параметра равновесие нарушается и переменные принимают следующие значения:

$$\left. \begin{aligned} \bar{z}_1 &= X_L \operatorname{ctg} \varphi + j (X_L + \Delta X_{L_1}) \\ \bar{z}_3 &= X_L \operatorname{ctg} \varphi + j (X_L + \Delta X_{L_2}) \\ \bar{z}_2 &= \bar{z}_4 = \frac{1}{2} R_6 \\ \bar{z}_{\text{изм}} &= R_{\text{изм}} \end{aligned} \right\} \quad (21')$$

Эти соотношения приближенные, так как изменение активной части полного сопротивления не учитывается.

Используя (21) и (21') и пренебрегая ΔX_{L_1} и ΔX_{L_2} в знаменателе, преобразуем выражение (20).

$$\tilde{I}_{\text{изм}} = \left| \frac{U_{\text{пит}} \frac{1}{2} R_6 [X_L \operatorname{ctg} \varphi + j (X_L + \Delta X_{L_1}) - X_L \operatorname{ctg} \varphi - j (X_L + \Delta X_{L_2})]}{\left(\bar{z} + \frac{1}{2} R_6\right)^2 R_{\text{изм}} + \bar{z} R_6 \left(\bar{z} + \frac{1}{2} R_6\right)} \right|.$$

Так как модуль произведения (частного) равен произведению (частному) модулей, получаем

$$\tilde{I}_{\text{изм}} = \frac{\frac{1}{2} U_{\text{пит}} R_6 |(\Delta X_{L_1} - \Delta X_{L_2})|}{\left|\bar{z} + \frac{1}{2} R_6\right| \cdot \left|\left(\bar{z} + \frac{1}{2} R_6\right) R_{\text{изм}} + \bar{z} R_6\right|},$$

или

$$\begin{aligned} \tilde{I}_{\text{изм}} &= \left(\frac{1}{2} U_{\text{пит}} R_6 |\Delta X_{L_1} - \Delta X_{L_2}| \right); \\ &: \left\{ \left[\sqrt{X_L^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2} \right] \times \right. \\ &\times \left[\sqrt{R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] +} \right. \\ &< \dots \frac{\dots}{+ 2 R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \operatorname{ctg} \varphi \right] +} \dots > \\ &\left. \left. < \dots \frac{\dots}{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi)} \right] \right\}. \end{aligned} \quad (23)$$

Пользуясь соотношением (1'), определяем ΔX_{L_1} и ΔX_{L_2} и подставляем в уравнение (23).

Предположим, что у индуктивности X_{L_1} воздушный зазор уменьшился на величину $\Delta\delta$, а у индуктивности X_{L_2} соответственно увеличился на $\Delta\delta$.

Тогда

$$\Delta X_{L_1} = 0,4\pi^2 f \omega^2 S_c \frac{\Delta\delta}{\lambda\delta(\lambda\delta - \Delta\delta)} 10^{-8},$$

$$\Delta X_{L_2} = 0,4\pi^2 f \omega^2 S_c \frac{-\Delta\delta}{\lambda\delta(\lambda\delta + \Delta\delta)} 10^{-8}.$$

Следовательно,

$$|\Delta X_{L_1} - \Delta X_{L_2}| = 0,4\pi^2 f \omega^2 S_c \frac{2\Delta\delta}{\lambda^2\delta^2 - (\Delta\delta)^2} 10^{-8},$$

но так как согласно соотношению (1')

$$0,4\pi^2 f \omega^2 S_c \cdot 10^{-8} = \lambda\delta X_L, \text{ получаем}$$

$$|\Delta X_{L_1} - \Delta X_{L_2}| = \frac{2X_L \Delta\delta \cdot \lambda\delta}{\lambda^2\delta^2 - (\Delta\delta)^2},$$

или

$$|\Delta X_{L_1} - \Delta X_{L_2}| = \frac{2X_L}{1 - \left(\frac{\Delta\delta}{\lambda\delta}\right)^2} \cdot \frac{\Delta\delta}{\lambda\delta}.$$

Отсюда выражение (23) принимает вид

$$\begin{aligned} I_{\text{изм}}^* = & \frac{U_{\text{пит}} R_6 X_L \Delta\delta}{\left[1 - \left(\frac{\Delta\delta}{\lambda\delta}\right)^2\right] \sqrt{X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2}} \times \\ & \times \left[1: \sqrt{R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] + \dots} \right] > \\ & < \dots \frac{\dots}{+ 2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \text{ctg} \varphi \right] + \dots} \dots > \\ & < \dots \frac{\dots}{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi)} \dots \left. \right]. \end{aligned} \quad (24)$$

Если дробь $\frac{\Delta\delta}{\lambda\delta}$ достаточно мала, то соотношение (24) заменяем линейной зависимостью

$$\begin{aligned} \tilde{I}_{\text{изм}} = & \frac{U_{\text{пит}} R_6 X_L \Delta\delta}{\lambda\delta \sqrt{X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2}} \times \\ & \times \left[1: \sqrt{R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] + \dots} \right] > \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \left\langle \dots \frac{+2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \text{ctg} \varphi \right] +}{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi)} \dots \right\rangle \\ & \quad \left[\dots \frac{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi)}{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi)} \dots \right]. \end{aligned} \quad (25)$$

Определяем относительную ошибку, вызванную этой линейной аппроксимацией:

$$\alpha = \frac{I_{\text{изм}} - \tilde{I}_{\text{изм}}}{I_{\text{изм}}} = \frac{\frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta}\right)^2} - 1}{\frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta}\right)^2}},$$

т. е.

$$\alpha = \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta} \right)^2. \quad (26)$$

Применяя соотношение (25), выражение (19) с заранее известной степенью точности заменяем

$$\begin{aligned} I_{\text{изм}} &= \frac{\gamma U_{\text{пит}} R_6 X_L \Delta \delta}{K_{\phi} \lambda \delta \sqrt{X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2}} \times \\ & \times \left[1: \sqrt{X_L^2 \left[(1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg}^2 \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right]} + \dots \right] > \\ & \left\langle \dots \frac{+2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) \right]}{+ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi)} \dots \right\rangle. \end{aligned} \quad (27)$$

Учитывая, что реактивная мощность, потребляемая одной половиной индуктивного преобразователя в течение рабочего полупериода (преобразователь, подключенный к схеме а в отличие от преобразователя, подключенного к схеме б, потребляет энергию только в течение одного полупериода), определяется по формуле

$$Q_{\text{пр}} = \frac{U_{\text{пит}}^2 X_L}{X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2},$$

запишем выражение мощности тока, протекающего через измеритель

$$\begin{aligned} Q_{\text{изм}} &= I_{\text{изм}}^2 R_{\text{изм}} = \left\{ R_{\text{изм}} Q_{\text{пр}} R_6 X_L \left(\frac{\gamma}{K_{\phi}} \right)^2 \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta} \right)^2 \right\} : \\ & : \left\{ R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] + \right. \\ & \left. + 2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \text{ctg} \varphi \right] + X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) \right\}. \end{aligned} \quad (28)$$

Как известно, отклонение стрелки измерительного механизма находится в прямой зависимости от мощности $P_{\text{изм}}$, выделяемой током, проходящим через этот измерительный механизм.

Из соотношения (28) видно, что при всех прочих равных условиях мощность, отдаваемая измерительному прибору $P_{\text{изм}}$, изменяется при перемене сопротивления измерительного прибора $R_{\text{изм}}$ и достигает наибольшей величины при максимуме функции:

$$\varphi(R_{\text{изм}}) = R_{\text{изм}} : \left\{ R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{4} R_6^2 \right] + 2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \text{ctg} \varphi \right] + \right. \\ \left. + X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) \right\}. \quad (29)$$

Функция $\varphi(R_{\text{изм}})$ действительно имеет максимум, так как

$$\varphi(0) = \varphi(\infty) = 0$$

и

$$\varphi(0 < R_{\text{изм}} < \infty) > 0.$$

Для определения величины $R_{\text{изм}}$, при которой функция $\varphi(R_{\text{изм}})$ принимает свое максимальное значение, приравняем нулю производную этой функции и решаем полученное уравнение. Если это уравнение в области существования функции $(0; \infty)$ имеет один корень, то он и является искомым значением

$$\frac{d\varphi(R_{\text{изм}})}{dR_{\text{изм}}} = \left\{ X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) - R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \right. \right. \\ \left. \left. + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] \right\} : \left\{ R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \right. \right. \\ \left. \left. + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] + 2R_{\text{изм}} X_L R_6 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{2} R_6 \text{ctg} \varphi \right] + X_L^2 R_6^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) \right\}^2 = 0,$$

откуда находим следующее выражение:

$$R_{\text{изм}} = \frac{X_L R_6 \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \varphi}}{\sqrt{X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \text{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2}}. \quad (30)$$

Соотношение (30) и определяет оптимальную величину сопротивления измерительного прибора.

Находим мощность $P_{\text{изм}}$, получаемую измерительным прибором при условии согласования сопротивления измерительного прибора $R_{\text{изм}}$ с сопротивлением схемы, т. е. при выполнении соотношения (30) и при постоянной мощности $S_{\text{ц}}$, отдаваемой источникам питания

$$S_{\text{н}} = \frac{2U_{\text{нм}}^2}{\sqrt{X_L^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2}},$$

$$P_{\text{изм}} = \left[\frac{1}{4} S_{\text{н}} R_6 X_L \left(\frac{\gamma}{K_{\Phi}} \right)^2 \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta} \right)^2 \right] : \left\{ \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi} \times \right.$$

$$\times \left[X_L^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + X_L R_6 \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} R_6^2 \right] +$$

$$+ \left[X_L (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_6 \operatorname{ctg} \varphi \right] \sqrt{X_L^2 (1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) +$$

$$\dots < \frac{1}{4} R_6^2} \dots \left. \right\}.$$

Обозначаем $\frac{R_6}{X_L} = k$. Тогда

$$P_{\text{изм}} = \left[k \frac{1}{4} S_{\text{н}} \left(\frac{\gamma}{K_{\Phi}} \right)^2 \left(\frac{\Delta \delta}{\lambda \delta} \right)^2 \right] : \left\{ \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi} \times \right.$$

$$\times \left[1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + k \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} k^2 \right] + \left[1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + \frac{1}{2} k \operatorname{ctg} \varphi \right] \times$$

$$\times \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + k \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} k^2} \left. \right\}.$$

Из этого соотношения видно, что мощность, полученная измерительным прибором $P_{\text{изм}}$, будет наибольшая, когда принимает максимальное значение функция

$$\psi(k) = k : \left\{ \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi} \left[1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + k \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} k^2 \right] + \right.$$

$$\left. + \left[1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + \frac{1}{2} k \operatorname{ctg} \varphi \right] \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi + k \operatorname{ctg} \varphi + \frac{1}{4} k^2} \right\}.$$

Эта функция действительно имеет максимальное значение, так как

$$\psi(0) = \psi(\infty) = 0 \text{ и } \psi(0 < k < \infty) > 0.$$

Для определения значения k , при котором измерительный прибор приобретает максимальную мощность, находим числитель производной от функции $\psi(k)$, приравниваем его к нулю и получаем уравнение

$$[k^4 + 4k^3 \operatorname{ctg} \varphi - 4k^2 - 16k(1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi) \operatorname{ctg} \varphi - 16(1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi)^2] = 0.$$

Согласно правилу Декарта, говорящему, что число положительных корней уравнения не больше числа перемен знаков в ряду коэффициентов его левой части и может отличаться от него на четное число, заключаем, что полученное уравнение может иметь только один положительный корень. Приближенное решение этого уравнения дает следующие значения положительных корней, соответствующих разным $\cos \varphi$:

$$\left. \begin{array}{cccccccc} \cos \varphi & 0 & 0,1 & 0,3 & 0,4 & 0,5 & 0,55 & 0,6 & 0,65 \\ k & 2,54 & 2,5 & 2,5 & 2,53 & 2,61 & 2,68 & 2,76 & 2,87 \end{array} \right\}. \quad (31)$$

Из приведенного ясно, что измерительная цепь, собранная по схеме *a*, при всех прочих равных условиях отдает измерителю большую мощность, если она удовлетворяет условиям (30) и (31), т. е. выполняются соотношения

$$\left. \begin{aligned} R_6 &= kX \\ R_{\text{изм}} &= \frac{X_L R_6 \sqrt{\frac{1}{1-\cos^2 \varphi}}}{\sqrt{X_L^2 \frac{1}{1-\cos^2 \varphi} + X_L R_6 \frac{\cos \varphi}{\sqrt{1-\cos^2 \varphi}} + \frac{1}{4} R_6^2}} \end{aligned} \right\}.$$

У большинства индуктивных датчиков $\cos \varphi \approx 0,6$, и

$$X_L \approx 0,68 R_{\text{изм}}, \quad (32)$$

$$R_6 \approx 1,88 R_{\text{изм}}, \quad (33)$$

$$X_L \approx 0,36 R_6. \quad (33')$$

Измерительная цепь, собранная по схеме *a*, совместно с низкоомным измерителем применима только при малой длине соединительных проводов, так как согласно выражениям (33) и (33') при малом $R_{\text{изм}}$ будут малыми R_6 и X_L и сопротивление длинных соединительных проводов может внести большие погрешности.

При большой длине соединительных проводов нами применяется измерительная цепь, собранная по схеме *б* и отличающаяся от схемы *a* наличием согласующих трансформаторов и двухполупериодным выпрямлением.

Благодаря согласующим трансформаторам создается возможность, согласовав величину балансировочного сопротивления с сопротивлением измерителя по уравнению (33), согласовать с ней большее по величине индуктивное сопротивление одного плеча преобразователя X_L по формуле

$$X_L = \frac{0,36}{n^2} R_6. \quad (34)$$

Здесь n — коэффициент трансформации согласующего трансформатора.

Так как схема *б* характеризуется двухполупериодным выпрямлением, то для нее соотношение (19) неприемлемо и его заменяем соотношением

$$I_{\text{изм}} = \pm \eta \frac{\tilde{I}_{\text{изм}}}{K_{\Phi}}. \quad (35)$$

где η — коэффициент, зависящий от к. п. д. согласующих трансформаторов, а также от качества вентилях, $\eta \approx 0,6 - 0,8$.

Учитывая выражение (35), ранее выведенные для схемы *a* соотношения (27) и (28) при замене в них коэффициента γ на коэффициент η становятся справедливыми для схемы *б*.

С помощью проведенных выше рассуждений можно произвести расчет и конструирование измерительной аппаратуры. Но ввиду того, что мы применяли приближенные и упрощенные математические соотношения, реальные характеристики изготовленного прибора будут несколько отличаться от расчетных. Эти отклонения не имеют решающего значения, так как после изготовления прибор обязательно под-

вергается налаживанию, а затем тарируется. Перед работой аппаратура прогревается, т. е. некоторое время (от 15 минут до 1,5 часа) находится во включенном состоянии.

Методика проектирования и расчета сводится к следующим положениям:

1. В зависимости от типа и назначения датчика выбираем его конструктивное оформление. При этом обращаем внимание на возможность точной и плавной регулировки величины воздушного зазора.

2. Определяем максимально возможное усилие $\max F$ (в диапазоне измерений), действующее на упругий элемент.

3. Расчет упругого элемента производим по вышеприведенным формулам (см. табл. 1 и 2) в зависимости от рода измеряемой нагрузки: динамической, статической или суммарной.

4. Находим смещение якоря из положения равновесия при воздействии на упругий элемент силы $\max F$.

5. Воспользовавшись соотношением (26), определяем величину воздушного зазора

$$\delta \geq \frac{\max \Delta \delta}{\lambda \sqrt{\alpha}}, \quad (26')$$

где величина α характеризует отклонение тарировочной кривой от прямой линии.

Если величина δ получается очень большой, то заново перерассчитываем упругий элемент или изменяем конструкцию связи между упругим элементом и якорем. Желательно, чтобы воздушный зазор был как можно меньше для уменьшения рассеяния магнитного потока и чтобы имелась возможность плавной и точной регулировки воздушного зазора.

6. Определяем максимально возможное усилие $F_{\text{я}}$, которое может быть передано якорю.

7. В соответствии с соображениями, изложенными ранее для измерительной цепи, применяем схему *а* или *б*.

8. Выбираем измеритель и экспериментально устанавливаем минимальную частоту f_m , с которой подвижная часть измерителя уже практически не успевает колебаться. Обыкновенно эта частота превосходит резонансную частоту подвижной части измерителя в 3–5 раз: $f_m = (3 \div 5) f_{\text{рез}}$.

9. По формуле (33) вычисляем величину балансировочного сопротивления $R_6 \approx 1,88 R_{\text{изм}}$.

10. Находим величину индуктивного сопротивления одного плеча преобразователя. Для схемы *а* — по формуле (33'), т. е.

$$X_L \approx 0,36 R_6.$$

Для схемы *б* индуктивное сопротивление одного плеча датчика должно быть гораздо больше сопротивления проводов, или

$$X_L \gg R_{\text{провод}}.$$

Определяем полное сопротивление одного плеча преобразователя

$$P_{\text{пр}} = Q_{\text{пр}} \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \varphi}.$$

11. Пользуясь соотношением (28), выясняем, какую реактивную мощность $Q_{\text{пр}}$ необходимо подвести к одному плечу преобразователя.

Для схемы *a* имеем

$$Q_{\text{пр}} = \left\{ \max I_{\text{изм}}^2 \left\{ R_{\text{изм}}^2 \left[X_L^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + X_L R_0 \text{ctg} \varphi + \right. \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{4} R_0^2 \right] + 2 R_{\text{изм}} X_L R_0 \left[X_L (1 + \text{ctg}^2 \varphi) + \frac{1}{2} R_0 \text{ctg} \varphi \right] + \right. \\ \left. \left. + X_L^2 R_0^2 (1 + \text{ctg}^2 \varphi) \right\} : \left[X_L R_0^2 \left(\frac{\gamma}{K_\Phi} \right)^2 \left(\frac{\max \Delta \delta}{\lambda_2} \right)^2 \right] \right\}. \quad (28')$$

Для схемы *b* то же, что и для схемы *a*. С той лишь разницей, что в знаменателе $\frac{\gamma}{K_\Phi}$ заменяется на $\frac{\eta}{K_\Phi}$,

где $\max I_{\text{изм}}$ — сила тока, при котором стрелка измерителя отклоняется на всю шкалу.

Определяем полную мощность, потребляемую одним плечом преобразователя $P_{\text{пр}} = Q_{\text{пр}} \sqrt{1 + \text{ctg}^2 \varphi}$.

12. Изготавливаем опытный образец одной половины индуктивного преобразователя. На сердечник помещаем одну обмотку, полностью заполняющую окно и состоящую из витков ω^* провода в эмалистой изоляции. Число витков ω^* может быть любым, так как для намотки можно применить провод любого диаметра. Для механической прочности обычно используют провод не тоньше 0,1 мм. Обмотку желательно проверить на отсутствие короткозамкнутых витков. Изготовленный таким образом опытный образец одной половины преобразователя последовательно с амперметром подключаем к генератору тока звуковой частоты (рис. 9); параллельно обмотке опытного образца преобразователя — вольтметр. При помощи амперметра и вольтметра контролируем мощность $P^* = IU$, получаемую обмоткой ω^* .

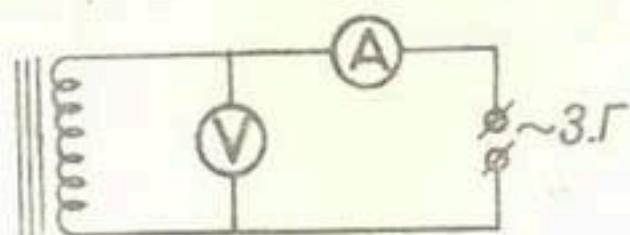


Рис. 9

Генератор тока звуковой частоты, в качестве которого обычно используется прибор ЗГ-10, настраиваем на частоту $f_{\text{пит}}$, определяемую системой неравенств $f_{\text{пит}} \geq f_m$, $f_{\text{пит}} \geq 10 f_{\text{изм. пр}}$, где $f_{\text{изм. пр}}$ — максимальная частота процесса, для измерения которого изготавливается датчик.

Повышая амплитуду выхода звукового генератора, увеличиваем мощность P^* до величины, равной $P_{\text{пр}}$. При этом температура обмотки не должна превышать 60° . Если она будет больше указанной, увеличиваем частоту $f_{\text{пит}}$, создаваемую звуковым генератором, и на этой частоте доводим значение P^* до величины $P_{\text{пр}}^*$. Найдя частоту $f_{\text{пит}}$, при которой без значительного нагревания обмотки мощность P^* достигает значения, равного $P_{\text{пр}}$, записываем соответствующие этому режиму значения силы тока I и напряжений U .

По формуле (5) для данного случая определяем величину электромеханической силы. Если найденное значение электромеханической

* Если во всем диапазоне звуковых частот из-за перегрева обмотки значение P^* довести до величины $P_{\text{пр}}$ не удастся, то измерительная цепь будет содержать усиленный элемент. Здесь этот случай не приводится.

силы F_s значительно меньше силы F_a , то этими значениями можно ограничиться. Если же F_s незначительно меньше F_a , то соответствующим образом повышаем частоту тока, создаваемого генератором, и на повышенной частоте находим значения силы тока и напряжения, при которых мощность P^* равна $P_{пр}$ (случай, когда сила F_s велика, в статье не приводится).

Найденные таким образом величины частоты, напряжения и силы тока обозначаем $f_{\text{пит}}; U^*; I^*$ и находим $z^* = \frac{U^*}{I^*}$.

13. Определяем число витков ω обмотки одной половины готового преобразователя.

Так как [1]

$$X_L \sim \omega^2, \quad z \sim X_L, \quad \text{то} \quad z \sim \omega^2,$$

и, следовательно,

$$\omega = \omega^* \sqrt{\frac{z_{\text{пр}}}{z^*}}.$$

14. Находим диаметр провода обмоток преобразователя

$$d = \sqrt{k_{33} \frac{S_{\text{окн}}}{\omega}},$$

где d — диаметр провода, мм;

$S_{\text{окн}}$ — площадь окна сердечника, мм²;

$$k_{33} \approx 0,6 \div 0,8.$$

15. При использовании измерительной цепи, собранной по схеме б, рассчитываем согласующий трансформатор. Коэффициент трансформации получаем из соотношения (34):

$$n \approx \sqrt{0,36 \frac{R_6}{X_L}}.$$

При этом индуктивное сопротивление первичной обмотки ω_1 согласующего трансформатора должно быть в 5 ÷ 10 раз больше индуктивного сопротивления одного плеча готового преобразователя, т. е.

$$X_{L_{\text{тр}}} = (5 \div 10) X_L.$$

Затем определяем индуктивность первичной обмотки

$$L_{1\text{тр}} = \frac{X_{L_{1\text{тр}}}}{2\pi f_{\text{пит}}}.$$

Для первичной обмотки ω_1 согласующего трансформатора применяем провод в эмалистой изоляции, диаметр которого равен диаметру провода обмотки преобразователя или незначительно больше его. Для вторичной обмотки ω_2 этого трансформатора — провод в эмалистой изоляции. Диаметр этого провода приблизительно в $\sqrt{\frac{1}{n}}$ раз больше диаметра провода первичной обмотки. Выбираем типоразмер пластин сердечника. Число витков первичной обмотки трансформатора находится по формуле [14]

$$\omega_1 = \frac{4S_{\text{окн. тр}} k_{3\text{тр}}}{\pi (d_{1\text{тр}}^2 + n d_{2\text{тр}}^2)},$$

где $S_{\text{окно тр}}$ — площадь окна сердечника трансформатора, мм^2 ;
 $d_{1 \text{ тр}}$ — диаметр провода первичной обмотки, мм ;
 $d_{2 \text{ тр}}$ — диаметр провода вторичной обмотки, мм ;
 n — коэффициент трансформации согласующего трансформатора;
 $k_{3 \text{ тр}}$ — коэффициент заполнения окна сердечника, равный 0,3–0,4.

Число витков вторичной обмотки определяем из соотношения $\omega_2 = n\omega_1$, сечение сердечника [14] —

$$S_{\text{ст}} = \frac{L_{\text{тр}} l 10^{-8}}{0,4\pi\omega_1^2\mu_0}.$$

Здесь $S_{\text{ст}}$ — сечение сердечника, см^2 ;
 l — средняя длина магнитной силовой линии;
 $\mu_0 \approx 400$ — начальная магнитная проницаемость трансформаторной стали.

Затем находим толщину пакета сердечника $h = 1,1 \frac{S_{\text{ст}}}{a}$,
 где a — ширина сердечника, см .

Если вычисленная толщина пакета будет несоразмерно большой или малой, то выбираем другой типо-размер пластин сердечника.

16. Определяем значение силы тока I , проходящего через выпрямительный элемент, и амплитудное значение обратного напряжения U_m , которое падает на выпрямительном элементе.

Для схемы *a* имеем

$$I = \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}}; \quad U_m = \sqrt{2} I \sqrt{X_L^2 + \left(\frac{1}{2} R_6 + X_L \operatorname{ctg} \varphi\right)^2}.$$

Для схемы *b* —
$$I = \frac{\sqrt{2}}{n} \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}},$$

так как

$$U_m = \frac{1}{2} I_m \cdot \frac{1}{2} R_6,$$

то

$$U_m = \frac{\sqrt{2}}{4n} R_6 \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}}.$$

По найденным значениям I и U_m , пользуясь справочными данными по плоскостным германиевым диодам (см. ниже), выбираем соответствующие вентиля. Если выпрямительный элемент будет пропускать большой ток, то применяем группу из параллельно соединенных вентилях.

Диод	ДГ-Ц21	ДГ-Ц22	ДГ-Ц23	ДГ-Ц24	ДГ-Ц25	ДГ-Ц26	ДГ-Ц27
Выпрямленный ток	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	0,1	0,1
Наименьшее обратное пробивное напряжение	75	150	225	300	450	525	600.

17. Определяем напряжение питания, силу тока и мощность, потребляемую измерительной цепью.

Для схемы *a* в рабочий полупериод имеем

$$I_{\text{ц}} = z \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}}, \quad U_{\text{ц}} = \frac{U_m}{\sqrt{2}}, \quad P_{\text{ц}} = I_{\text{ц}} \cdot U_{\text{ц}}.$$

Ток $I_{\text{ц}}$ и мощность $P_{\text{ц}}$ используются только в течение рабочего полупериода.

Если от одного генератора тока звуковой частоты одновременно параллельно питаются несколько одинаковых измерительных цепей, собранных по схеме *a*, то направление включения вентиля в этих цепях выбираем так, чтобы половина количества измерительных цепей работала в течение одного полупериода питающего тока, а другая половина — в течение другого полупериода.

В этом случае выходная мощность генератора тока звуковой частоты должна удовлетворять соотношению

$$P_{\text{г}} = \begin{cases} P_{\text{ц}} \frac{N}{2}, & \text{если } N \text{ число четное,} \\ P_{\text{ц}} \frac{N+1}{2}, & \text{если } N \text{ число нечетное,} \end{cases}$$

где N — число измерительных цепей одновременно питаемых генератором тока звуковой частоты.

Для схемы *b* —

$$I_{\text{ц}} = 2 \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}}, \quad U_{\text{ц}} = I_{\text{пр}} \sqrt{X_L^2 + \left(X_L \operatorname{ctg} \varphi + \frac{R_6}{2n^2}\right)^2},$$

$$P_{\text{ц}} = U_{\text{ц}} \cdot I_{\text{ц}}.$$

Если от одного генератора тока звуковой частоты одновременно параллельно питаются несколько измерительных цепей, собранных по схеме *b*, то генератор должен обладать выходной мощностью, определяемой соотношением $P_{\text{г}} = NP_{\text{ц}}$. Когда генератор тока звуковой частоты обладает необходимой выходной мощностью, но не дает нужного напряжения $U_{\text{ц}}$, применяем переходной трансформатор. Генератор, не обладающий необходимой выходной мощностью, дополняется усилителем мощности*.

Пример расчета индуктивного датчика. Требуется спроектировать индуктивный датчик для лабораторных гидравлических исследований пульсационной составляющей давления (вакуума) в верхнем изгибе трубы модели сифона. Максимальное отрицательное давление (вакуум), измеренное ранее с помощью пьезометров, составляет $h_{\text{вак}} = 60 \text{ см вод. ст.}$

1. Конструкция датчика изображена на рис. 10. Упругий элемент датчика выполнен в виде стальной консольной балочки. Объемный вес материала составляет $\gamma_6 = 7,8 \text{ г/см}^3$. Размеры балочки $l \times b = 4,0 \times 1,8 \text{ см}$. Диаметр воспринимающего элемента (площадки) равен $D = 0,6 \text{ см}$, диаметр тяги $d = 0,2 \text{ см}$, толщина площадки $\delta_{\text{пл}} = 0,05 \text{ см}$, длина тяги $l_{\text{т}} = 4,5 \text{ см}$. Материал площадок — латунь с удельным весом $\gamma_{\text{пл}} = 8,7 \text{ г/см}^3$ и тяги — сталь $\gamma_{\text{т}} = 7,8 \text{ г/см}^3$. Массой соединительного винта и контргайки при расчете пренебрегаем ввиду их малости.

2. Определяем осредненную пульсационную нагрузку. Вакуум в точке измерения $p_{\text{вак}} = 60 \text{ см}$. Поверхность площадки измерения

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,6^2}{4} = 0,28 \text{ см}^2.$$

*Справочный материал, необходимый для конструирования этого усилителя, можно получить, пользуясь „Справочником радиолюбителя“ под общей ред. Л. А. Куликовского.

Нагрузка $P = p \cdot S = 60 \cdot 0,28 = 17 \text{ г}$
 (в данном случае предполагаем $P = \max F$).

3. Находим толщину h упругого элемента. Основным параметром, определяющим размеры упругого элемента, считаем собственную частоту системы упругий — воспринимающий элементы f_0 .

а. Вес воспринимающего элемента $W_{в.э} = V_{\tau} \cdot \gamma_{\tau} + 2V_{пл} \cdot \gamma_{пл}$,

где V_{τ} — объем тяги;

$V_{пл}$ — объем площадки

$$W_{в.э} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot L_{\tau} \gamma_{\tau} + 2 \frac{\pi D^2}{4} \delta_{пл} \cdot \gamma_{пл} = 1,35 \text{ г.}$$

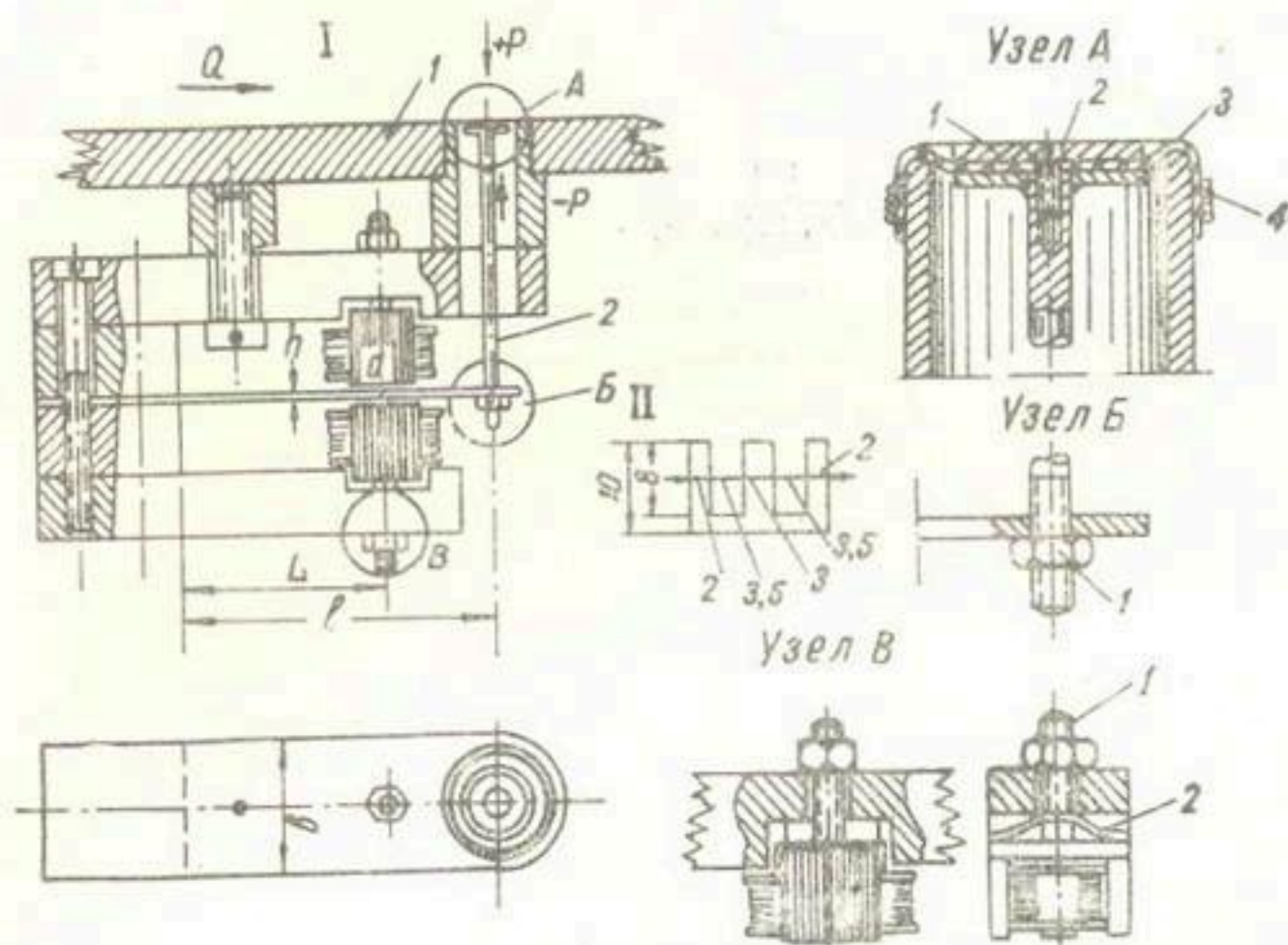


Рис. 10. Конструктивная схема индуктивного датчика:

1—I—стенка модели; 2—тяга воспринимающего элемента. II—пластинка сердечника ($\delta = 0,5 \text{ мм}$). Узел А—1—площадка воспринимающего элемента; 2—винт; 3—резина ($\delta = 0,05 \text{ мм}$); 4—обмотка нитками. Узел Б—1—контргайка. Узел В—1—винт; 2—плоская пружина.

6. Собственную частоту находим по формуле

$$f_0 = \frac{1}{4\pi} \sqrt{\frac{gEb h^3}{l^3 \left(W + \frac{33}{140} l b h \gamma_0 \right)}}$$

Здесь $g = 980 \text{ см/сек}^2$; $E = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$; $b = 1,8 \text{ см}$; $l = 4,0 \text{ см}$;
 $W = W_{в.э} + P = 1,35 + 17 = 18,35 \text{ г} = 18,3 \cdot 10^{-3} \text{ кг}$.

Подставив эти значения в формулу, получаем

$$f_0 = 1,87 \cdot 10^4 \sqrt{\frac{h^3}{18,3 + 13h}}.$$

Давая ряд значений h , строим кривую $f_0 = \Phi(h)$.

Задаемся максимальной частотой измеряемого процесса. Считаем $f_{изм. пр} = 30-50 \text{ гц}$. Отсюда собственная частота системы $f_0 = 4f_{изм} = 120-200 \text{ гц}$.

Используем пружинную сталь толщиной $h=1$ мм. По кривой $f_0 = \Phi(h)$ находим, что балочка при $h=1$ мм имеет $f_0=134$ гц, что вполне допустимо.

4. Определяем прогиб упругого элемента в точке a по формуле

$$y = \frac{PL^2}{2EI} \left(l - \frac{L}{3} \right).$$

Имеем $P=17$ г; $L=3,0$ см; $l=4,0$ см. Тогда

$$y = \frac{17 \cdot 10^{-3} \cdot 9}{2 \cdot 2 \cdot 10^{-6} \cdot 1,5 \cdot 10^{-4}} \left(4 - \frac{3}{3} \right) = 0,0077 \text{ мм},$$

т. е. $\max \delta = 0,0077$ мм.

5. Находим величину воздушного зазора по формуле (26'), приняв $\alpha=0,01$:

$$\delta \geq \frac{0,0077}{1,43\sqrt{0,01}} \approx 0,054 \text{ мм}.$$

Практически такой малый воздушный зазор очень трудно осуществить и регулировать. Поэтому величину воздушного зазора делаем больше, чем ее определяет соотношение (26). Величина воздушного зазора описываемого датчика принята равной 0,5 мм.

6. Определяем силу F_x по формуле

$$F_x = \frac{Pl}{L} = \frac{17 \cdot 4,0}{3,0} = 22,7 \text{ г}.$$

7. Выбираем измерительную схему. Так как датчик предполагается использовать в лабораторных условиях и имеется возможность применить короткие (до 2 м) соединительные провода, то согласно вышеизложенному для измерительной цепи берем схему a .

8. Применяем в качестве измерителя вибратор МОВ-2 типа VIII с осциллографом МПО-2. Допустимый ток вибратора 0,002 а, а внутреннее сопротивление $R_{изм} \approx 11$ ом.

Экспериментально устанавливаем, что минимальная частота, с которой зеркальце вибратора не успевает колебаться, практически составляет $4 \div 5$ кГц. Принимаем $f_m = 5$ кГц.

9. Вычисляем величину балансирующего сопротивления

$$R_6 \approx 1,88 \cdot 11 = 20,7 \text{ ом}.$$

10. Определяем величину индуктивного сопротивления одного плеча преобразователя:

$$X_L = 0,362 \cdot 20,7 = 7,5 \text{ ом}.$$

Вычисляем полное сопротивление одного плеча преобразователя

$$z = 7,5 \sqrt{1 + 0,56} = 9,4 \text{ ом}.$$

11. Находим мощность $Q_{пр}$, которую необходимо подвести к одному плечу преобразователя, принимая $\max I_{изм} 10^{-3}$ а и $\lambda = 1,25$. Воспользовавшись соотношением (28'), получаем $Q_{пр} = 1,557$ ватт.

Полную мощность потребляемой одной половиной преобразователя запишем в виде

$$P_{пр} = 1,56 \sqrt{1 + 0,75^2} = 1,95 \text{ ватт}.$$

12. Изготавливаем опытный образец одной половины индуктивного преобразователя, содержащий 71 виток провода ПЭ $d=0,44$ мм, т. е. $\omega^*=71$ виток, $S_c=0,30$ см². На частоте $f_{\text{ит}}=5$ кГц находим данные $I^*=0,4$ а; $U^*=4,76$; $P^*=1,9$ см.

По формуле (5) устанавливаем для данного случая величину электромеханической силы

$$F_s = \frac{1,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,30}{0,05^3} (0,4 \cdot 71)^2 \cdot 0,00077 = 0,12 \text{ г.}$$

Полученное значение электромеханической силы значительно меньше (на два порядка) силы $F_s=22,7$ г.

Полное сопротивление обмотки ω^* будет выражено формулой

$$z^* = \frac{4,7}{0,4} = 11,8 \text{ ом.}$$

13. Определяем число витков ω одной половины преобразователя

$$\omega = 71 \sqrt{\frac{9,4}{11,8}} = 63 \text{ вит.}$$

14. Находим диаметр провода обмоток преобразователя

$$d = \sqrt{0,6 \frac{S_{\text{окп}}}{\omega}} = \sqrt{0,6 \frac{21}{63}} = 0,45 \text{ мм.}$$

15. Вычисляем значение силы тока I , проходящего через выпрямительный элемент и амплитудное значение обратного напряжения U_m , которое падает на выпрямительном элементе:

$$I = \sqrt{\frac{1,95}{9,4}} = 0,45 \text{ а,}$$

$$U_m = \sqrt{2} \cdot 0,45 \sqrt{7,5^2 + \left(\frac{20,7}{2} + 7,5 \cdot 0,75\right)^2}.$$

По значениям I и U_m , пользуясь данными по плоскостным германиевым диодам, устанавливаем, что при использовании в качестве вентилей диодов типа ДГ-Ц24 их необходимо соединять в параллельные пары.

16. Находим силу тока питания, напряжение и мощность, потребляемую одной измерительной цепью в рабочий полупериод:

$$I_u = 2 \sqrt{\frac{P_{\text{пр}}}{z_{\text{пр}}}} = 0,91 \text{ а,}$$

$$U_u = \frac{U_m}{\sqrt{2}} = 8 \text{ в,}$$

$$P_u = 0,91 \cdot 8 = 7,28 \text{ ватт.}$$

Согласно приведенным расчетам изготовлены два опытных образца датчиков, каждая катушка которых содержит 63 витка провода в эмалированной изоляции диаметром 0,4 мм.

Датчики подключали к измерительным цепям, имеющим переменные проволочные сопротивления $R_6=20$ ом и параллельно спаренные

германиевые диоды ДГ-Ц24 в каждом плече. На выходе измерительных цепей включали вибраторы МОВ-2 типа VIII.

Вентили в измерительных цепях включали таким образом, чтобы в один полупериод питающего напряжения работал один датчик, а во время следующего полупериода — другой. В этом случае искажение формы тока питания мало и, следовательно, погрешности показаний измерительных приборов, контролирующих ток питания, тоже небольшие.

При токе питания измерительной цепи 0,93 а и напряжении 8 в с нагрузкой на воспринимающем элементе 17 г ток разбаланса, проходящий через вибратор, составляет для одного из измерительных каналов 0,94, а для другого — 0,91 мка.

Проектируемая измерительная аппаратура предназначена для одновременной записи давлений в десяти точках. Поэтому звуковой генератор должен обладать выходной мощностью

$$P_z = 7,28 \frac{10}{2} = 36,4 \text{ в} \cdot \text{а}.$$

Для этого сконструировали и изготовили звуковой генератор ЗГ-40, имеющий выходную мощность 40 в·а, балансировочное устройство, состоящее из 14 измерительных цепей (4 запасных), а также 10 датчиков. Каждый датчик, подключенный к своему измерительному каналу, протарирован совместно с закрепленным за ним вибратором осциллографа. Перед работой аппаратура требует 15-минутного прогрева. Запись измеряемых давлений производят одновременно двумя осциллографами типа МПО-2.

В заключение заметим, что описываемая аппаратура с успехом применена при исследованиях моделей гидротехнических сооружений. С ее помощью определены максимальные усилия, отрывающие облицовочные плиты в донных водосбросах Вахшской головной ГЭС [5], изучена вибрация плоского затвора с различными очертаниями нижних кромок для сбросов Южно-Сурханского водохранилища, измерены пульсации давлений в верхнем изгибе трубы модели сифона. В настоящее время запроектирована, изготовлена и опробована аппаратура для регистрации волнового воздействия на плиты креплений откосов Ташкентского водохранилища и большого и малого лотков лаборатории.

ЛИТЕРАТУРА

1. Агейкин Д. Датчики, „Радио“, 1959, № 10.
2. Асе Б. А., Жукова Н. М. Детали и узлы авиационных приборов и их расчет, М., Оборонгиз, 1960.
3. Беляев Н. М. Сопротивление материалов, М., Физматгиз, 1959.
4. Карандеев К. Б. Полупроводниковые выпрямители в измерительной технике, Киев, АН УССР, 1954.
5. Кеберле С. И., Закурдаев А. К., Перепелкина В. В. Лабораторное определение максимальных усилий, отрывающих облицовочные плиты в донных водосбросах Вахшской головной ГЭС, Труды САНИИРИ, Ташкент, вып. 110, 1960.
6. Кумин Ч. И., Преображенский Н. А., Юдицкий Г. А. Моделирование пульсации давления на стенках напорной галереи, „Известия ВНИИГ“, т. 52, Л., 1954.
7. Мильштейн В. Н. Основы электрического расчета индуктивных измерителей малых перемещений, „Автоматика и телемеханика“, 1940, № 2.
8. Мильштейн В. Н. Энергетические соотношения в электроизмерительных приборах, М., Госэнергоиздат, 1960.

9. Основы автоматического регулирования, т. II, часть I, Элементы систем автоматического регулирования, под ред. В. В. Солодовникова, М., Машгиз, 1959.
 10. Прокофьев И. П., Смирнов А. Ф. Теория сооружений, М., Трансжелдориздат, т. III, 1948.
 11. Простой модулятор для измерительных приборов, "Радио", 1959, № 6.
 12. Розенблат М. А. Магнитные усилители, М., Изд-во "Советское радио", 1960.
 13. Тимошенко С. П. Теория колебаний в инженерном деле, М., Гостехтеориздат, 1937.
 14. Трапезников В. А., Городецкий И. Е., Петров Б. Н., Фельдбаум А. А. Автоматический контроль линейных размеров изделий, М., Оборонгиз, 1947.
 15. Турчин А. М. Электрические измерения неэлектрических величин, М., Госэнергоиздат, 1959.
 16. Фетисов М. М. Использование индуктивных преобразователей для измерения нестационарных давлений, Труды ЛПИ, № 176, Л., Машгиз, 1955.
 17. Шлядин В. М. Элементы автоматики и телемеханики, М., Госэнергоиздат, 1958.
 18. Преображенский П. А., Юдицкий Г. А. Приборы для измерения пульсации давления воды на стенках сооружения, "Известия ВНИИГ", т. 52, Л., 1954.
-

М. С. КОЖЕВНИКОВА

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРАВИЕЛОВКИ И ПЕСКОЛОВКИ

Одной из первостепенных задач при водозаборе является эффективная борьба с наносами, которая обычно начинается в пределах самого подводящего русла, причем используют поперечную циркуляцию для отклонения наносов от зоны водозабора или же различные наносоперехватывающие средства на плотине.

Однако эти мероприятия избавляют поток только от донных наносов и поэтому рассматриваются как первая ступень защиты [1]. Для предохранения потока от наносов часто вводят вторую и третью ступени защиты в виде отстойников гравия и песка.

Дополнительные сооружения необходимы для отделения фракций, которые не должны поступать в каналы; количество и крупность отклоняемых наносов зависят от конкретного назначения канала и его транспортирующей способности.

В 1950—1956 гг. в САНИИРИ И. К. Никитин разработал криволинейный отстойник непрерывного действия, использующий принцип поперечной циркуляции при непрерывном автоматическом самопромысле [2,3].

Отстойники данной конструкции построены на деривационном канале Ангренской ГРЭС (Узбекистан), на ирригационном канале Вельвили-Чай и подпитывающем Турианчайском канале (Азербайджан).

ОТСТОЙНЫЕ СООРУЖЕНИЯ АНГРЕНСКОЙ ГРЭС

Узел головных сооружений на р. Ангрен предназначен для технического водоснабжения Ангренской ГРЭС.

По техническим условиям, приведенным в проекте Ленинградского отделения Теплоэлектропроекта, средняя крупность смеси наносов, поступающих в деривационный канал за отстойные сооружения гидроузла, не должна превышать в диаметре 0,1 мм.

Участок, на котором построено водозаборное сооружение, представляет собой предгорную часть р. Ангрен. В паводок по реке могут двигаться наносы диаметром до 0,5—1,0 м. Поэтому водозаборное сооружение имеет три ступени последовательной борьбы с наносами. Первой ступенью является сам гидроузел, отделяющий при водозаборе основную массу крупных наносов диаметром свыше 30—50 мм. Наносы с фракцией 50 мм и менее в некоторых режимах попадают в регулятор водозабора, вследствие чего в начале деривации устанавливают вторую ступень защиты — гравиеловку, отделяющую фракции

в диапазоне от 50 до 1 мм. Третья ступень защиты от наносов — песколовка, окончательно очищающая воду от мелкого песка в соответствии с требованиями технических условий.

Принцип действия гравиеловки и песколовки основан на поперечной циркуляции в изогнутом русле, усиленной поперечным уклоном дна к выпуклому берегу [4], и непрерывном рассредоточенном сбросе воды с наносами у выпуклого берега.

Вода, поступающая с наносами в плавно изогнутый участок канала (криволинейный отстойник), имеет небольшие скорости, поэтому наносы, взмученные на входе в сооружение, оседают в придонные слои. Поперечные циркуляционные токи, возникающие на изгибе, смещают донные и оседающие в придонные слои наносы к выпуклому берегу. На дне, вдоль основания откоса выпуклого берега, расположены сбросные галереи, в результате чего все донные и придонные наносы, двигаясь в виде узкой полосы вдоль фронта сбросных отверстий, захватываются ими и сбрасываются в нижний бьеф.

Конструкция криволинейной песколовки обладает двумя характерными особенностями, существенным образом отличающими это сооружение от других отстойников: малое отношение глубины H к ширине B , равное $1/12$, и обратный поперечный уклон дна (глубина у выпуклого берега больше, чем у вогнутого).

Песколовка и гравиеловка — сооружения с непрерывным промывом. Вода в них движется с разной скоростью. Угол суммарного поворота потока в том и другом сооружении принят 90° . Из рис. 1 виден общий план отстойных сооружений.

Для создания устойчивого движения крупных наносов и, следовательно, обеспечения хорошей работы гравиеловки дно ее выполнено с искусственной шероховатостью в виде бетонных шашек размером $0,30 \times 0,30 \times 0,10$ м, расположенных в шахматном порядке на расстоянии 1,0 м друг от друга.

В гравиеловке вдоль выпуклого берега находятся восемь сбросных галерей размером $0,40 \times 0,40$ м, через которые осуществляется промывка потока. У выпуклого берега песколовки расположены 12 сбросных галерей сечением $0,40 \times 0,40$ м. Вывод пульпы из гравиеловки и песколовки в пойму реки происходит с помощью сбросных лотков.

Криволинейные отстойные сооружения рассчитаны на пропуск форсированного расхода воды $30 \text{ м}^3/\text{сек}$, обеспечивающего подачу на ГРЭС $24 \text{ м}^3/\text{сек}$ осветленной воды, которая из песколовки поступает на ГРЭС по каналу с трапецеидальным сечением.

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

С 1950 по 1956 г. в САНИИРИ И. Н. Никитин испытывал криволинейные отстойные сооружения на моделях. В 1951 г. построена первая модель (малая) песколовки в масштабе 1:30 натуральной величины. Основной задачей при испытании этой модели было изучение особенностей циркуляционного течения при малых $\frac{H}{B}$, а также характера движения донных наносов в русле, осаждения и самопромыва наносов в новом отстойнике на различных режимах его работы.

В 1952 г. исследована большая модель песколовки масштабом 1:6 натуральной величины. Основные опыты проводили с естественными взвешенными наносами р. Салар, которые подавала на модель насосная станция вместе с водой.

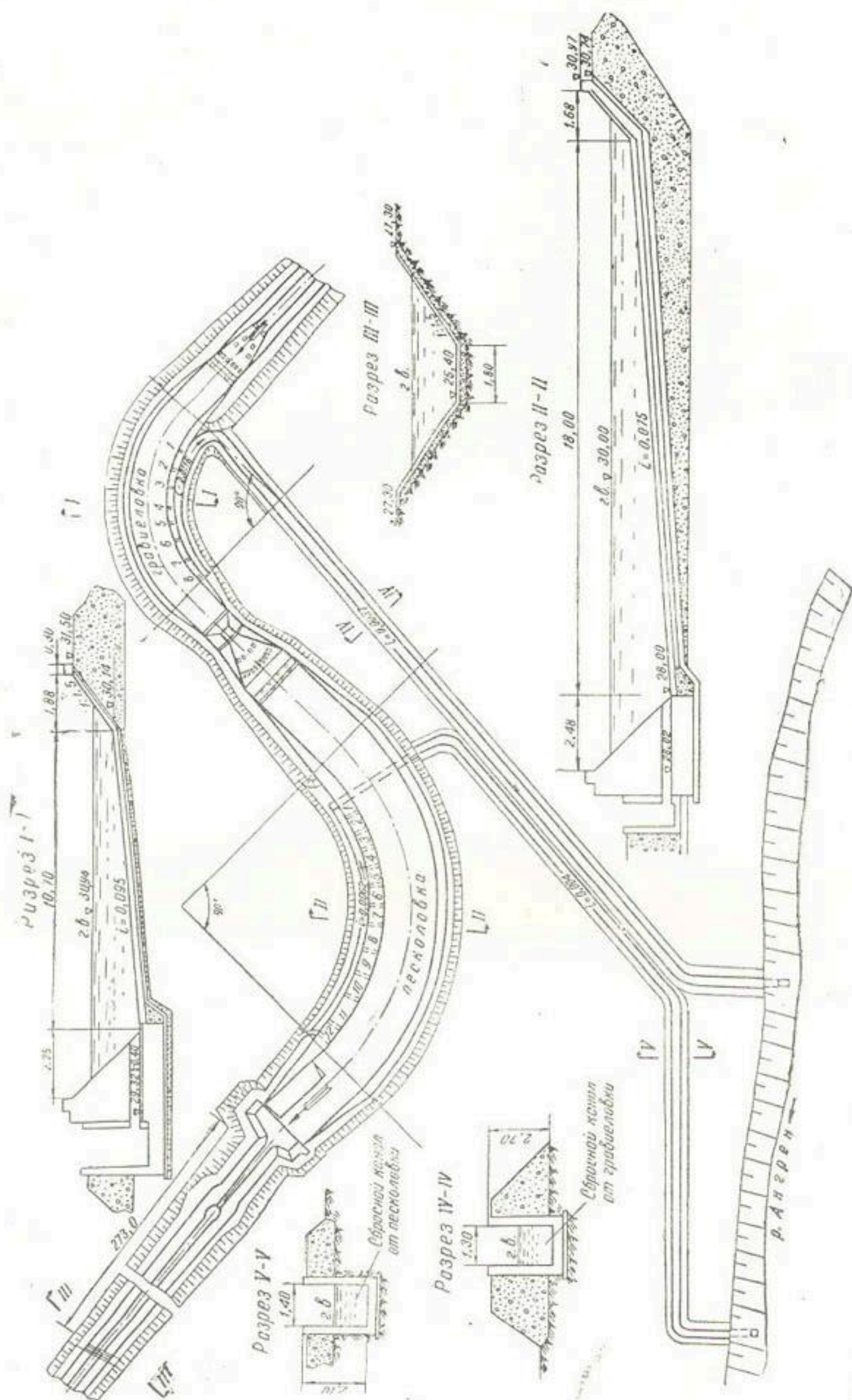


Рис. 1. Криволинейные отстойные сооружения Ангренской ГРЭС.

Поступающие на модель взвешенные сальарские наносы состояли из частиц песка диаметром от 0,6 до 0,03—0,001 мм. Средняя гидравлическая крупность наносов, поступающих на модель, составляла 7÷12 мм/сек (в отдельных опытах в результате дополнительного введения в поток некоторого количества крупных фракций крупность наносов искусственно повышалась до $W_{\text{ср}}=30$ мм/сек).

Расход воды менялся от 75 до 250 л/сек, что соответствовало 6,6—22 м³/сек в натуре.

Исследования моделей полностью подтвердили положительную роль обратного поперечного уклона дна сооружения. Все донные наносы, как крупные, так и мелкие, циркуляционными токами подводились к сбросным галереям и полностью перехватывались ими при 5÷7-процентном расходе сбросной воды.

Измерения осветления показали, что песколовка сохраняет свою эффективность даже при очень мелких наносах. Например, в одном из опытов при сохранении вполне удовлетворительного самопромыва зафиксировано осветление до 78% при средней гидравлической крупности взвешенных наносов, поступающих в песколовку, 7,5 мм/сек. Сооружение на этом режиме практически полностью отделяло все песчаные фракции диаметром крупнее 0,1 мм.

На основании изучения вышеуказанных моделей Ленинградское отделение Теплоэлектропроекта составило проект гравиеловки и песколовки для деривационного канала Ангренской ГРЭС. В 1957 г. эти сооружения там построены.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

В 1960—1961 гг. мы изучали гидравлический режим при расходах воды на входе в гравиеловку от 4 до 20 м³/сек. Исследовать же режим при форсированном расходе воды $Q=30$ м³/сек не имели возможности, так как деривационный канал не был подготовлен к пропуску такого расхода.

В процессе натуральных наблюдений на входе и выходе сооружения замеряли мутность и брали пробы для фракционного анализа донных наносов, вследствие чего помимо суммарного осветления вычисляли и величины осветлений S_w для каждой отдельной фракции с гидравлической крупностью W . Результаты замеров (при открытых сбросных отверстиях) в опыте от 26 марта 1961 г. помещены в таблице.

По данным механического анализа проб взвешенных наносов, выяснилось, что все фракции (если включить и донные) $d=10\div0,46$ мм отделяются гравиеловкой полностью, а песколовкой улавливаются и удаляются фракции $d=0,37\div0,15$ мм.

Через песколовку в канал проходит очень незначительная часть взвешенных наносов. Так, в канал поступают наносы $d=0,37$ мм—1%; $d=0,28$ мм—7; $d=0,20$ мм—17; $d=0,15$ мм—24; $d=0,12$ мм—30%; $d<0,08$ мм—50%.

Суммарное осветление воды в гравиеловке равно 74, а в песколовке—53%. Технические условия на осветление воды рекомендуют, чтобы $d_{\text{ср}}$ смеси наносов, проходящих за отстойные сооружения, был меньше 0,1 мм, что в данном случае удовлетворяется, так как в результате наблюдений получено $d_{\text{ср}}=0,09$ мм < 0,1 мм.

На основании проведенных натуральных исследований криволинейных отстойников можно сделать следующие выводы и рекомендации:

1. При постоянном сбросе воды из отстойных сооружений в количестве 15—20% от поступающего расхода гравиеловка и песколовка вполне удовлетворительно осветляют поток до расчетных величин.

2. Поперечная циркуляция, образующаяся в гравиеловке, не только отклоняет к выпуклому берегу донные наносы, но производит перераспределение по сечению всех крупных фракций взвешенных наносов.

Место замера	Расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$	Глубина, м	Скорость течения, $\text{м}/\text{сек}$	Мутность, $\text{г}/\text{л}$	Расход взвешенных наносов, $\text{кг}/\text{сек}$	Расход донных наносов, $\text{кг}/\text{сек}$
На входе в гравиеловку	17,55	1,10	1,50	1,61	28,3	0,031
На входе в песколовку	14,50	0,70	1,10	0,42	6,05	Наносов нет
Сбросной канал гравиеловки	3,05	1,10	2,35	2,52	7,60	0,048
Сбросной канал песколовки	2,40	1,05	1,72	1,21	2,90	0,002
Деривационный канал за песколовкой пк 30	12,10	1,40	2,22	0,20	2,37	Наносов нет
В конце гравиеловки	14,50	1,05	1,30	0,42	6,05	То же
В конце песколовки	12,10	1,48	0,45	0,20	2,37	То же

3. Сопрягающее сооружение на входе в гравиеловку не полностью выравнивает скорость по сечению вследствие того, что после поворота подводящего канала поток не успевает выравниваться. Сопрягающее сооружение на входе в песколовку работает вполне удовлетворительно.

4. При малых сбросных расходах 300—500 л/сек, допускающих лишь кратковременную периодическую промывку, транспортирующая способность сбросных каналов недостаточна. Необходимо увеличить уклон в сбросных каналах, тем более, что топографические и гидрологические условия позволяют это сделать.

В период натурных исследований отмечено, что поток, выходящий из галерей, подпирает воду, которая протекает по сбросному каналу (донные галереи расположены под прямым углом к сбросному каналу), и тем самым заливает две галереи в гравиеловке и три в песколовке.

Транспортирующая способность каналов снижается в результате засорения сбросных каналов крупными камнями диаметром до 1 м.

5. При проектировании рассматриваемых сооружений по материалам изысканий считалось, что в осенне-зимний период при расходах воды в реке менее 10 $\text{м}^3/\text{сек}$ наносы в отстойники не поступают.

Однако это не так; наносы идут по реке в течение всего года при любых расходах. В зимнее время расход воды по реке падает до 3—5 $\text{м}^3/\text{сек}$; ее забирает ГРЭС полностью. Воды на сброс не хватает в продолжение трех-четырех месяцев. За это время в отстойниках откладывается большой объем наносов, которые в виде песка поступают в деривационный канал, затем в напорный бассейн ГРЭС и наконец в конденсаторы. Создаются очень тяжелые условия для эксплуатации сооружений. При появлении сбросных расходов (в весенний паводок) щитовые отверстия сбросных галерей открываются по возможности полностью и все отложения смываются водой в течение 1—1,5 месяца, в зависимости от объема донных отложений.

К небольшому недостатку конструкции песколовки относится оседание небольшого количества мелких взвешенных наносов на участке за последней сбросной галереей.

6. Для улучшения эксплуатационных показателей необходимо учитывать следующее:

а) щитовые отверстия сбросных галерей всегда нужно держать открытыми;

б) если в межень нельзя забрать воду в канал в достаточном для ГРЭС количестве, то сбросные галереи надо прикрывать щитами наполовину и при первой же возможности снова полностью открывать;

в) если воды не хватает и для половинного сбросного расхода, то необходимо производить периодические промывки наносов в течение суток поочередно через каждую сбросную галерею;

г) для облегчения манипуляций со щитами сбросных отверстий нужно устроить две пары переносных электромоторов с редукторами для механического поднятия и опускания, сохранив при этом ручной привод;

д) за действием донных галерей требуется систематический надзор и периодическая очистка их от наносов, так как длительная работа на режиме с несколькими забитыми галереями может вызвать нежелательные отложения наносов в отстойниках и тем самым снизить осветление воды;

е) рекомендуется очистить сбросные лотки от камней и закрыть их сбросными железобетонными плитами;

ж) при проектировании отстойников рассматриваемой конструкции выход донных галерей в сбросную траншею предлагается делать под острым углом по движению воды; прямой участок песколовки в конце ее сократить примерно вдвое; уклон сбросного лотка песколовки увеличить.

ПЕСКОЛОВКА ВЕЛЬВИЛИ-ЧАЙСКОГО ГИДРОУЗЛА

Данная песколовка построена в 1956 г.; предназначена она для осаждения наносов крупностью 0,1–2 мм. Максимальный расход песколовки $Q = 6,6 \text{ м}^3/\text{сек}$, промывной расход $0,6 \text{ м}^3/\text{сек}$. По проекту процент осветления воды в песколовке составляет 17%.

В отличие от песколовки Ангренской ГРЭС это сооружение не имеет порога в конце и стенка выпуклого берега выполнена в виде вертикальной тонкой стенки (рис. 2).

Обследование, произведенное нами 17 сентября 1962 г., показало, что при заборе воды в песколовку в количестве $2,5 \text{ м}^3/\text{сек}$ донные наносы, в том числе и песок, в песколовку не поступают, так как выше на гидроузле организована хорошая очистка потока от наносов (гравия и песка) водоприемными решетками [5], выравнивающей решеткой и отстойником с промывной трубой; на режиме при пяти открытых отверстиях (всего 15) в песколовке не задерживаются взвешенные наносы. Мутность взятых проб на входе и выходе из песколовки одинаковая ($\rho_{\text{на входе}} = 3,40 \text{ г/л}$; $\rho_{\text{на выходе}} = 3,40 \text{ г/л}$).

Происходит это потому, что в конце песколовки не построен порог, который бы снижал скорость воды. По замерам средняя скорость воды в песколовке была значительно выше ($\sim 1,20 \text{ м/сек}$), чем предусмотренная проектом ($\sim 0,80 \text{ м/сек}$).

Вторым недостатком сооружения является выход донных галерей в сбросную траншею под прямым углом, вызывающий подпор первых сбросных галерей.

Гравиеловки и песколовки непрерывного действия при устранении вышеуказанных недостатков и при постоянном наличии сбросной

воды в количестве 15—20% будут надежно и качественно осветлять воду. По проекту, выполненному Ленинградским отделением Теплоэлектропроекта, рассматриваемые сооружения в полтора-два раза дешевле многокамерного отстойника, поэтому их можно рекомендовать к широкому внедрению.

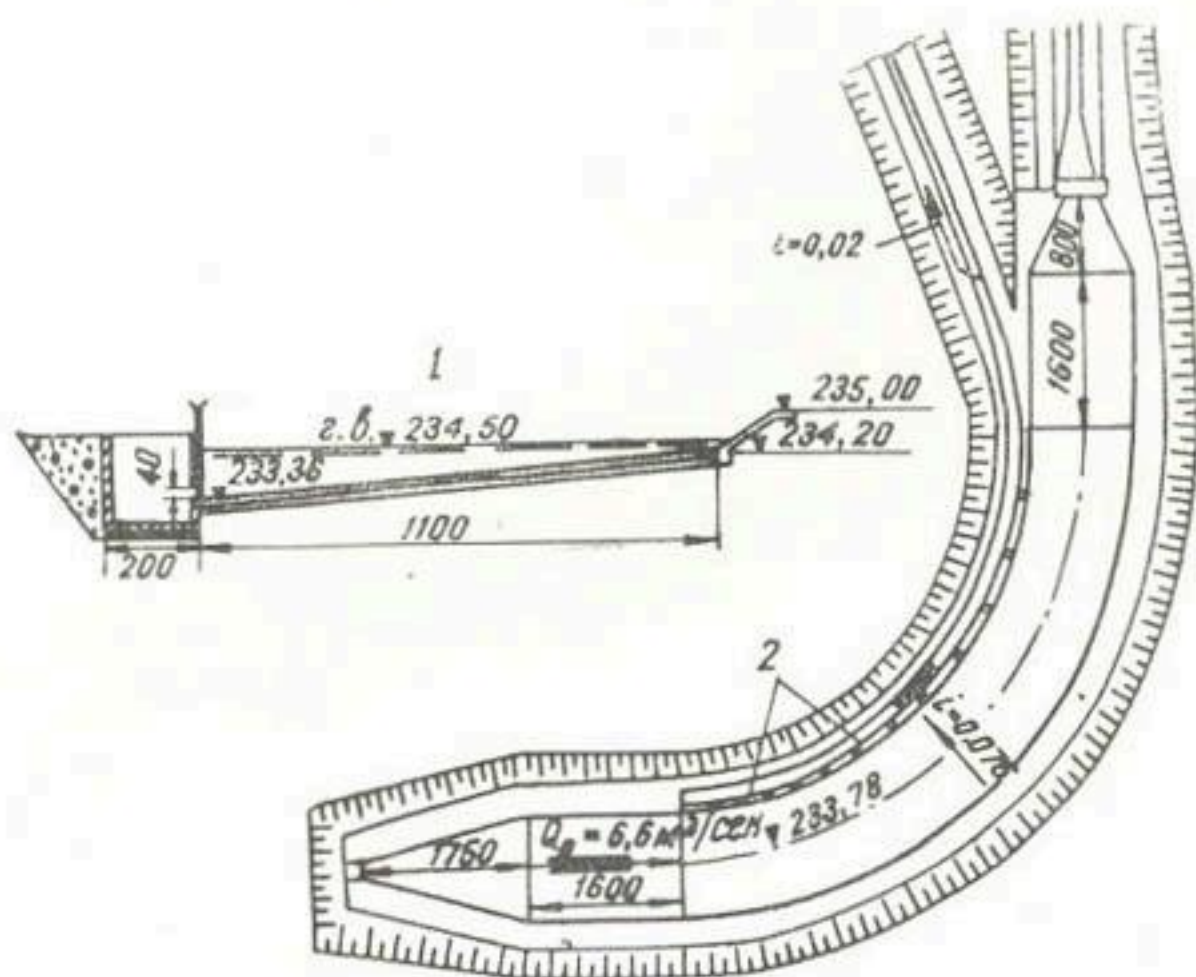


Рис. 2. Песколовка Вельвили-Чайского гидроузла:

1—поперечный разрез 1—1; 2—промывные галереи 0,3×0,4 м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Якштас И. А. Ступени защиты каналов от речных наносов, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 1, Ташкент, АН УзССР, 1955.
2. Никитин И. К. Криволинейный отстойник с непрерывным промывом, Автореферат кандидатской диссертации, Ташкент, 1954.
3. Никитин И. К. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом, Труды САНИИРИ, вып. 86, 1957.
4. Юшманов О. Л. О песколовках на канале, „Гидротехника и мелиорация“, 1956, № 1.
5. Арыкова А. И., Жулаев Р. Ж. Улучшенный тип водозабора с донной решетчатой галереей, Алма-Ата, АН КазССР, 1961.

З. И. РЯДОВА

ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ВОДОСЛИВ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Водослив с широким порогом как конструктивный элемент гидротехнического сооружения представляет собой стенку с горизонтальной поверхностью, возвышающуюся над дном водотока на некоторую высоту p и имеющую в направлении течения достаточно большую ширину δ , которая обеспечивает возможность существования над порогом участка медленно изменяющегося движения.

Истечение через водослив обычно усложнено наличием бокового сжатия, затопления, различным наклоном входной грани, очертанием входной кромки, формой поперечного сечения. Таким образом, понятие водослива с широким порогом в современном значении объединяет более сложные конструктивные схемы, однако до тех пор, пока вследствие отклонения от первоначального типа не нарушается принципиально само явление истечения через водослив с широким порогом.

В общем случае явление истечения через водослив с широким порогом возникает как следствие сжатия потока, вертикального или горизонтального, вызывающего соответственное изменение структуры потока и преобразование скоростей на участке между сечениями 1—1 и С—С (рис. 1), причем степень сжатия потока в зависимости от условий обтекания конструктивных элементов входа на порог может быть различной. Условия обтекания элементов входа определяются:

относительной высотой порога $\psi = \frac{p}{H}$;

относительной шириной пролета $\beta = \frac{b}{B}$;

углом наклона передней грани θ или $\operatorname{tg} \theta$;
формой входной кромки (острая, закругленная).

Явление истечения через водослив с широким порогом, которое может обуславливаться отличными одна от другой конструктивными схемами сооружения, требует последовательного рассмотрения его, начиная от более простого случая — истечения через водослив в условиях плоской задачи без затопления — и переходя к более сложным формам.

В случае классической схемы водослива степень сжатия потока определяется только относительной высотой порога $\psi = \frac{p}{H}$ (имея в виду порог с прямоугольной входной кромкой). Явление водослива

возникает тогда, когда взаимообусловленные степень сжатия потока и степень преобразования скоростей настолько велики, что при входе потока на порог осуществляется переход его из спокойного состояния, в котором он находился до водослива, в бурное состояние на пороге. При этом линия свободной поверхности на участке входа пересекает линию критической глубины.

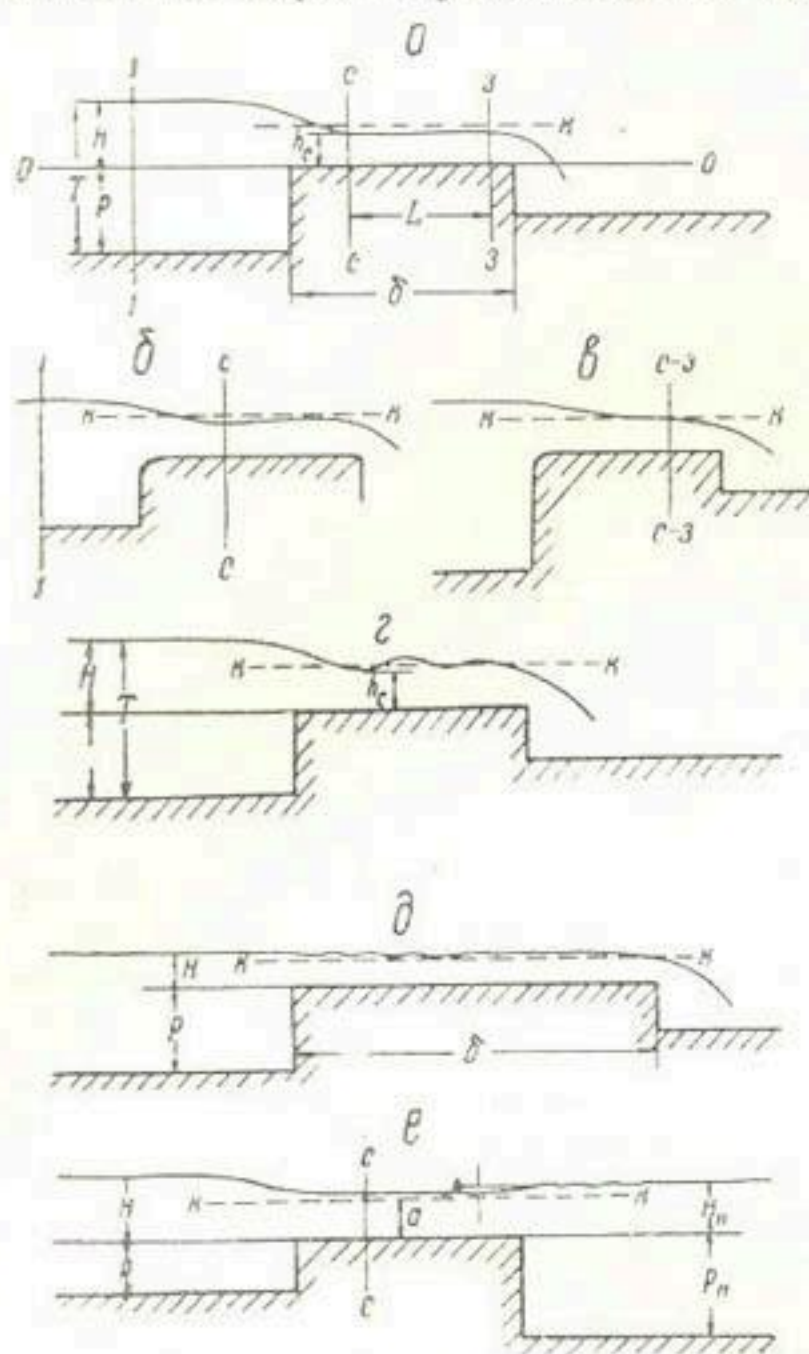


Рис. 1. Формы свободной поверхности потока на водослив:

а, б, в—водослив нормальной ширины без бокового сжатия (классическая форма); г—водослив „избыточной“ ширины (начальный момент затопления от „избыточной“ ширины); д—водослив „избыточной“ ширины (или „самозатопляющийся“); е—водослив „нормальной“ ширины, затопленный.

для преодоления местного сопротивления и обеспечения скорости на пороге. В этой связи движение воды на входном участке возможно рассматривать как аналогию явления водопада, где после снижения энергосодержания до минимума движение продолжается как свободное падение частиц жидкости под действием силы тяжести (схема на рис. 2, где вход на водослив с широким порогом уподобляется переливу через стенку при предельно поднятом дне нижнего бьефа).

Переход потока от состояния его в нестесненном русле к явлению водослива с широким порогом по мере увеличения стеснения

Таким образом, внешним признаком явления водослива нужно признать форму свободной поверхности (см. рис. 1), характеризующуюся наличием участка спада при входе на порог, заканчивающегося на некотором расстоянии от входного ребра „сжатым“ сечением с глубиной, меньшей критической, последующего участка кривой подпора, в пределах которого глубина вдоль потока возрастает, не достигая критической, и, наконец, участка слива, расположенного на некотором расстоянии от конца порога*.

Явление водослива в указанном выше смысле возникает при некоторой конечной высоте порога P и такой величине относительной высоты порога $\frac{P}{H}$, когда потери энергии при обтекании вертикальной грани порога — его уступа — становятся несоизмеримо большими по сравнению с потерями на трение на этом участке. В потоке перед порогом необходимо накопление потенциальной энергии, достаточное

* Описание этой формы свободной поверхности встречается в работах А. И. Шварца, Г. И. Сухомела, В. В. Смыслова, А. Р. Березинского, М. Д. Чертоусова, однако без четкого выделения ее из всех других форм как первоосновы, как имманентного признака возникновения именно явления водослива с широким порогом в его „чистом“ виде.

русла, как и всякий переход из одного качественного состояния в другое, совершается скачком. Поэтому аналитические зависимости, призванные описать явление водослива, на „начальной“ границе явления, при $\left(\frac{p}{H}\right)_{\min}$, должны претерпевать разрыв непрерывности, а эмпирические зависимости именно здесь должны иметь нижний предел своей применимости.

Разработка метода расчета требует предварительных теоретических изысканий и изучения опытного материала. В настоящей работе использованы экспериментальные данные многих исследователей (Г. И. Сухомела, А. Р. Березинского, М. Д. Чертоусова, М. З. Абрамова), а также результаты наших опытов.

Теоретические предпосылки, определяющие направление настоящего исследования водослива и обосновывающие разработанную расчетную методику, выражаются несколькими положениями, отмечающими специфику этого явления.

1. Рассматривая истечение через водослив как процесс обтекания вертикальной грани порога — его уступа — и последующее течение по порогу, мы находим необходимым отразить в расчетных зависимостях всю область реально существующего движения перед водосливом, названную нами „активной“ зоной, которая ограничивается свободной поверхностью и той линией тока, где скорость движения частиц практически может быть принята равной нулю.

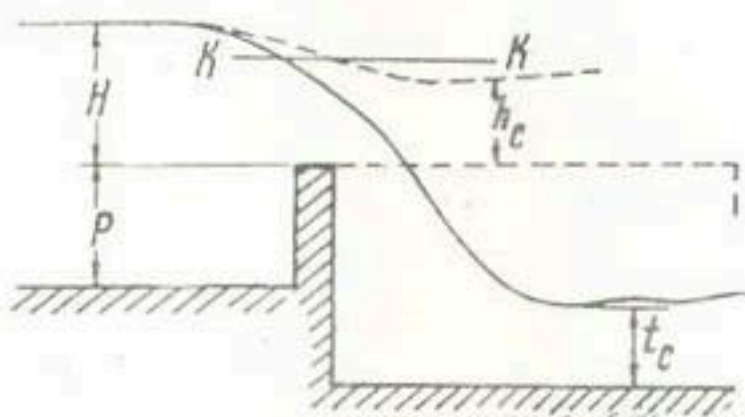


Рис. 2.

В связи с этим формула расхода должна иметь вид

$$q = f(mT),$$

где T — глубина „активной“ зоны, в отличие от „обычной“ формулы водослива вида

$$q = f(mH),$$

где H — напор, измеряемый от гребня водослива.

Дело в том, что величина H , не будучи параметром, характеризующим пространственные границы области протекания явления, не может быть элементом определяющего критерия подобия. Пределом глубины „активной“ зоны $T_{\text{пред}}$, ниже которой движение практически отсутствует, является высота порога $p = 3H$, устанавливаемая таковой пока по опытным данным*.

II. Истечение через водослив в энергетическом смысле не является однотипным процессом, подчиняющимся единой энергетической схеме на всех своих участках; оно должно быть расчленено на две зоны: первая зона — обтекание уступа, предопределяющее величину запаса энергии и, следовательно, глубину потока h_c в „сжатом“ сечении, и вторая зона — дальнейшее течение по порогу в соответствии

* Использованы выводы А. Р. Березинского [4], который, анализируя опытные данные, показывает, что влияние относительной высоты порога на пропускную способность водослива ощущается только до величины $\frac{p}{H} < 3,0$.

с имеющимся запасом энергии. При этом отчетливо выступает роль „сжатого“ сечения, как сечения, лимитирующего пропускную способность водослива.

III. Потери энергии „на вход“ независимы от последующего течения по порогу, поскольку оно совершается при глубине, меньшей критической. Это обстоятельство отмечено А. И. Шварцем и позже подтверждено специальными опытами М. З. Абрамова и А. Р. Берзинского.

Таким образом, явление истечения через водослив, если его рассматривать только в отношении пропускной способности, определяется первой зоной, т. е. областью обтекания уступа. Из сказанного выше следует, что параметрами, характеризующими границы этой области, являются величины: T — глубина потока перед водосливом, и h_c — глубина потока в „сжатом“ сечении.

Ранее с целью разработки метода расчета нами рассмотрены схемы водослива без бокового сжатия, незатопленного и затопленного [1, 2], а также водослив с боковым сжатием без затопления [3] на основе единых теоретических и методических предпосылок.

Общая зависимость, полученная приложением закона количества движения к отсеку жидкости между сечениями 1—1 и C—C, имеет вид*

$$q = \frac{0.5}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{(s^2 - k^2 + N)k}{1 - k}} \cdot \sqrt{2g} \cdot T^{3/2} \text{ или } q = m_T \sqrt{2g} \cdot T^{3/2},$$

где T — полная глубина воды перед порогом, причем $T_{\text{пред}} = 4H$;
 m_T — коэффициент расхода

$$m_T = \frac{0.5}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{(s^2 - k^2 + N)k}{1 - k}},$$

или

$$m_T = \frac{0.5}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{(s^2 - k^2) \beta k}{1 - k}}.$$

В этих уравнениях

$$s = \frac{H}{T} \text{ и } k = \frac{h}{T}.$$

Здесь H — напор перед водосливом, измеряемый от поверхности порога;

h — глубина воды на пороге водослива в „сжатом“ сечении;

в случае незатопленного водослива $h = h_c$, причем $h_c < h_k$;

в случае затопленного водослива $h = a$, причем $a > h'_c > h_k$.

Слагаемое N и множитель β учитывают форму выхода; влияние их на количественное значение m равноценно, так как

$$\beta = \frac{s^2 - k^2 + N}{s^2 - k^2}.$$

При прямоугольной форме входной кромки (реакция порога R определяется в предположении гидростатического давления по вертикальной грани уступа)

$$N = 0 \text{ и } \beta = 1.0.$$

* Рекомендации по расчету водослива с наклонной входной гранью и водослива трапецидального сечения, вытекающие из рассмотрения явления водослива в таком же разрезе, помещены в диссертации автора „Истечение через водослив с широким порогом“.

При закругленной форме входной кромки (когда $R' = \eta R$)

$$N = B, \text{ причем } B = f(\psi),$$

эмпирически получено

$$B = 0,034 \frac{1+s}{1+\psi},$$

или

$$\beta = 1,16 + 0,017\psi^2.$$

Анализом опытных данных установлено, что коррективом на неравномерность распространения скоростей и пульсации — величиной α — пренебрегать не следует. Осредненное значение его найдено равным: для водослива без бокового сжатия $\alpha = 1,06$, для водослива с боковым сжатием $\alpha = 1,15$.

Параметры, характеризующие граничные условия отсека жидкости, из которых величина T рассматривается как заданная, а величина h_c количественно обусловлена конкретными обстоятельствами процесса обтекания уступа, находятся в определенной зависимости.

Выражая „сопротивляемость“ уступа величиной, пропорциональной степени преобразования энергии из потенциальной в кинетическую при переходе потока из спокойного состояния в бурное, т. е. отношению параметров кинетичности в граничных сечениях отсека, мы получили в работах [1 и 2] обработкой экспериментальных материалов зависимость

$$\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = f\left(\frac{p}{H}\right)$$

для прямоугольного и закругленного входа, но

$$\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = \frac{h_c^3}{T^3} = k^3.$$

Аналитически зависимость $k = f\left(\frac{p}{H}\right)$ выражается уравнениями

$$k = \sqrt[3]{\frac{0,0205}{\left(\frac{p}{H}\right)^{0,4}} - 0,0022}$$

и

$$k = \frac{0,311}{\left(\frac{p}{H}\right)^{0,55}}$$

соответственно для прямоугольного и закругленного входа.

Истечение через водослив с боковым сжатием подчиняется общей принципиальной схеме водослива, благодаря чему характер зависимостей между гидравлическими элементами потока сохраняется.

Вопрос об учете совместного влияния вертикального и бокового сжатия решен в нашей предыдущей работе [3] введением „приведенной“ относительной высоты порога $\psi_{пр} = \left(\frac{p}{H}\right)_{пр}$. Этот параметр рас-

сматривается как относительная высота порога условного водослива без бокового сжатия с сопротивлениями на вход, равными тем, которые характеризуют заданный водослив с боковым сжатием.

Связь между „приведенной“ относительной высотой порога и отношением параметров кинетичности $\frac{\Pi_1}{\Pi_2}$ выражается той же формулой, которая получена для плоского водослива:

$$\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = \frac{0,0205}{\left(\frac{p}{H}\right)^{2/3}} - 0,0022,$$

преобразованной к виду

$$\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}} = \left[\frac{0,0205}{\frac{\Pi_1}{\Pi_2} - 0,0022} \right]^{3/2}.$$

Здесь Π_1 — параметр кинетичности в сечении перед порогом, определяется по условиям верхнего бьефа, т. е.

$$\Pi_1 = \frac{Q^2}{gB^2T^3};$$

Π_2 — параметр кинетичности в „сжатом“ сечении на пороге, определяется в предположении (проверенном обработкой опытных данных), что величина его на водосливе без сжатия и со сжатием, при прочих равных условиях $\left(b, \frac{p}{H}\right)$ одинакова: Π_2 находится по заданной физической относительной высоте порога $\frac{p}{H}$, как для плоского водослива

$$\Pi_2 = \frac{q^2}{gh_c^3} = \frac{m_1^2 2gT^3}{k^3 gT^3} = 2 \frac{m_1^2}{k^3}.$$

Форма входа в случае водослива с боковым сжатием вносит изменения в характер протекания, учитываемые теми же зависимостями, которые получены для плоского водослива, т. е. для водослива с закругленным входом и закругленными устоями

$$\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = \left[\frac{0,311}{\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}}^{0,55}} \right]^3 = \frac{0,030}{\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}}^{1,65}},$$

откуда

$$\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}} = \left[\frac{0,030}{\frac{\Pi_1}{\Pi_2}} \right]^{0,605}.$$

Водослив с прямоугольным входом и закругленными устоями можно рассчитывать с достаточной степенью точности по первой схеме — прямоугольный порог, прямоугольные устои, — увеличивая расчетное значение расхода на 3%*.

Общая зависимость для определения величины расхода имеет такой же вид, как для плоского водослива:

* Случай, когда явление водослива возникает только вследствие бокового сжатия, т. е. при $p = 0$, без нарушения общности метода рассчитывается с помощью параметра $\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}}$. Расчет приведен в диссертации автора.

$$q = \frac{0,5}{V^{\frac{1}{2}}} \sqrt{\frac{(s_{\text{пр}}^2 - k_{\text{пр}}^2) k_{\text{пр}}}{1 - k_{\text{пр}}}} \sqrt{2g} \cdot T_{\text{пр}}^{\frac{1}{4}}.$$

Здесь коэффициент $\alpha = 1,15$ и относительные величины $s_{\text{пр}} = \frac{H}{T_{\text{пр}}}$ и $k_{\text{пр}} = \frac{h_c}{T_{\text{пр}}}$ соответствуют „приведенной“ относительной высоте порога $\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}}$.

Затопление водослива рассмотрено нами с точки зрения теории сопряжения бьефов (сопряжение бурного потока на пороге со спокойным потоком нижнего бьефа). В этом освещении затопленное истечение наступает тогда, когда уровень воды на пороге превышает глубину, сопряженную с глубиной, которая должна установиться в сжатом сечении при незатопленном истечении (с тем же отношением $\frac{p}{H}$), т. е.

для затопления водослива необходимо условие $a > h'_c$, причем отношение $\sigma = \frac{a}{h'_c}$ характеризует степень затопления.

Здесь a — глубина на пороге затопленного водослива;

h'_c — глубина, сопряженная со сжатой; для нахождения h'_c использована известная формула

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

или в относительных величинах —

$$k'_c = \frac{k}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{k_k}{k_c} \right)^3} - 1 \right].$$

Степень затопления водослива, определяющая пропускную способность его, находится в зависимости не только от условий нижнего бьефа, но и от условий верхнего бьефа (входа на порог).

Зависимость, характеризующую затопленный плоский водослив, в общем виде можно представить следующим образом:

$$f(p, H, a, h'_c, H_n) = 0,$$

или в относительных величинах, выделяя относительную глубину на пороге водослива,

$$k_a = f(\psi, \sigma, \psi_n),$$

где все три компонента $\psi = \frac{p}{H}$, $\sigma = \frac{a}{h'_c} = \frac{k_a}{k'_c}$, $\psi_n = \frac{p}{H_n}$ взаимозависимы.

Эти полностью определяющие затопленный водослив компоненты объединяются предложенным нами критерием A таким образом, что k_a становится однозначной функцией A ,

$$k_a = f(A).$$

Величина A представляет собой комбинацию множителей

$$A = \frac{\psi^{3/4} \cdot \psi_n}{\sigma^2}$$

Зависимость $k_a = f(A)$ аналитически выражается уравнением

$$k_a = \frac{0,41}{\sqrt[3]{A + \varepsilon_A}},$$

причем для плоского водослива с прямоугольным входом —

$$\varepsilon_A = 0,1A^2 - 0,003A^{3,5} + \frac{0,002}{A^2}$$

и для плоского водослива с закругленным входом —

$$\varepsilon_A = 0,1A^2 = 0,006A^3 + \frac{0,012}{A^{1,5}}.$$

В этих зависимостях неизвестная (искомая) величина k_a содержится и в правой и в левой части уравнения. Поэтому введено еще преобразование

$$Ak_a^2 = \frac{\psi^{3/4} \cdot \psi_n \cdot h_c'^2}{a^2} \cdot \frac{a^2}{T^2} = \psi^{3/4} \cdot \psi_n \cdot k_c'^2,$$

где $k_c' = \frac{h_c'}{T}$ — относительная сопряженная глубина, которая зависит только от ψ .

Произведение Ak_a^2 обозначено через B' ,

$$B' = \psi^{3/4} \cdot \psi_n \cdot k_c'^2.$$

Если $k_a = f(A)$, то справедлива и такая зависимость:

$$k_a = f(Ak_a^2), \text{ т. е. } k_a = f(B'),$$

но здесь правая часть может быть вычислена по заданным условиям ψ и ψ_n .

Переходя к наиболее сложному случаю истечения — затопленному водосливу с боковым сжатием, — мы полагаем, имея в виду общность наших решений, что в этом случае процесс истечения должен описываться теми же уравнениями и зависимостями, которые справедливы для частных условий: суммарное влияние сжатия, вертикального и бокового, оценивается параметром $\left(\frac{P}{H}\right)_{\text{пр}}$, устанавливаемым по заданным условиям, так же как для незатопленного водослива при использовании вышеприведенных формул и зависимостей. Дальнейший расчет выполняется по формулам и графикам затопленного водослива.

Общая зависимость для определения расхода в „приведенных“ величинах будет, по-прежнему, такова:

$$q = \frac{0,5}{V^\alpha} \sqrt{\frac{(s_{\text{пр}}^2 - k_{a\text{пр}}^2) k_{a\text{пр}}}{1 - k_{a\text{пр}}}} \sqrt{2g} \cdot T_{\text{пр}}^{2/2},$$

где $\alpha = 1,15$ (учитывая, что водослив имеет боковое сжатие).

Обработка опытных данных проф. М. Д. Чертоусова и наших, выполненная в соответствии с предлагаемой расчетной методикой, показала вполне удовлетворительное сближение расчетных и опытных

результатов, что свидетельствует о правильном воплощении в указанных зависимостях законов движения жидкости через водослив с широким порогом.

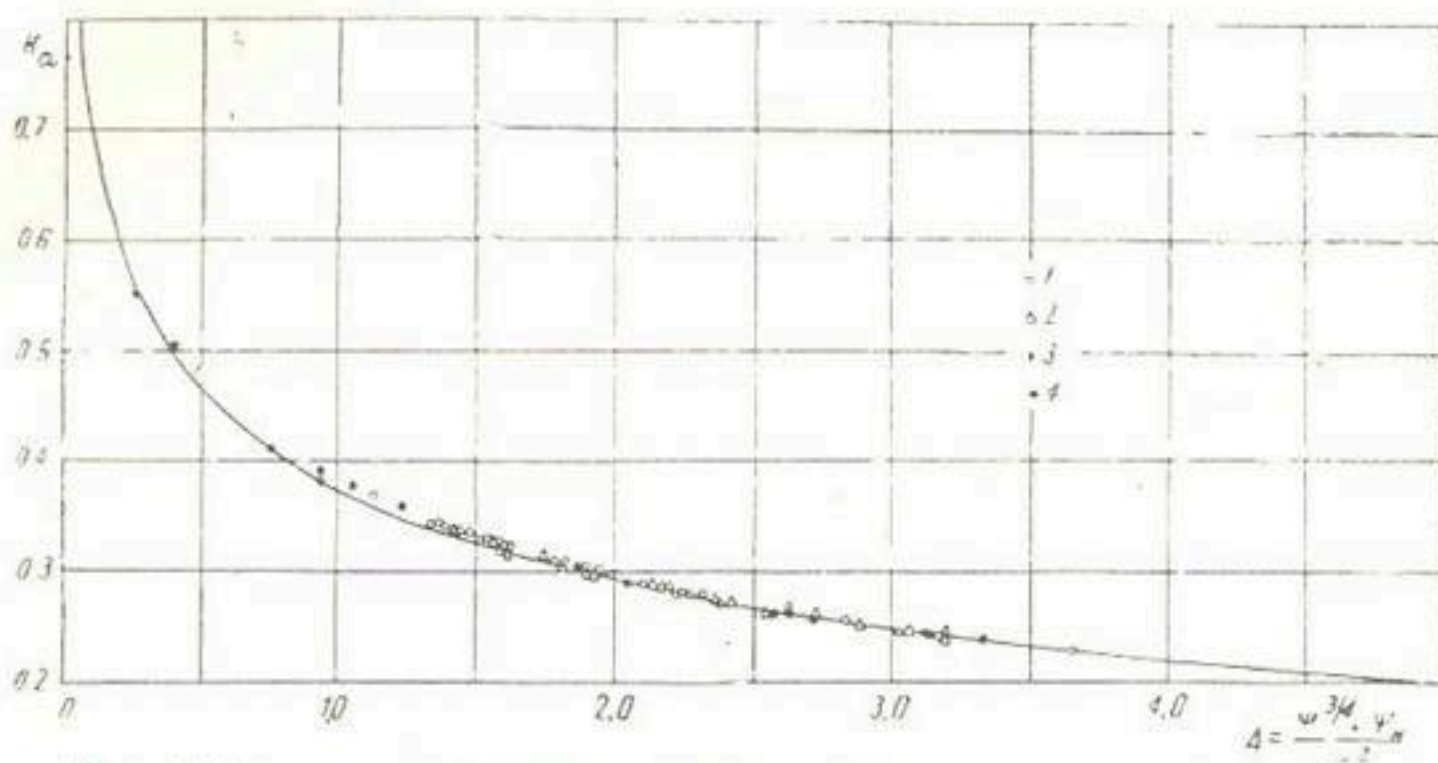


Рис. 3. Водослив с боковым сжатием, кривая зависимости $k_a = f(A)$:
1— $\beta=0,903$; 2— $\beta=0,748$; 3— $\beta=0,478$ (опыты М. Д. Чертоусова); 4— $\beta=0,50$ (опыты САННИИРИ)

На рис. 3 и 4 представлены кривые зависимости $k_a = f(A)$ и $k_a = f(B')$ для водослива с боковым сжатием, где A и B' вычисляются по „приведенным“ величинам. Эти кривые, а также аналити-

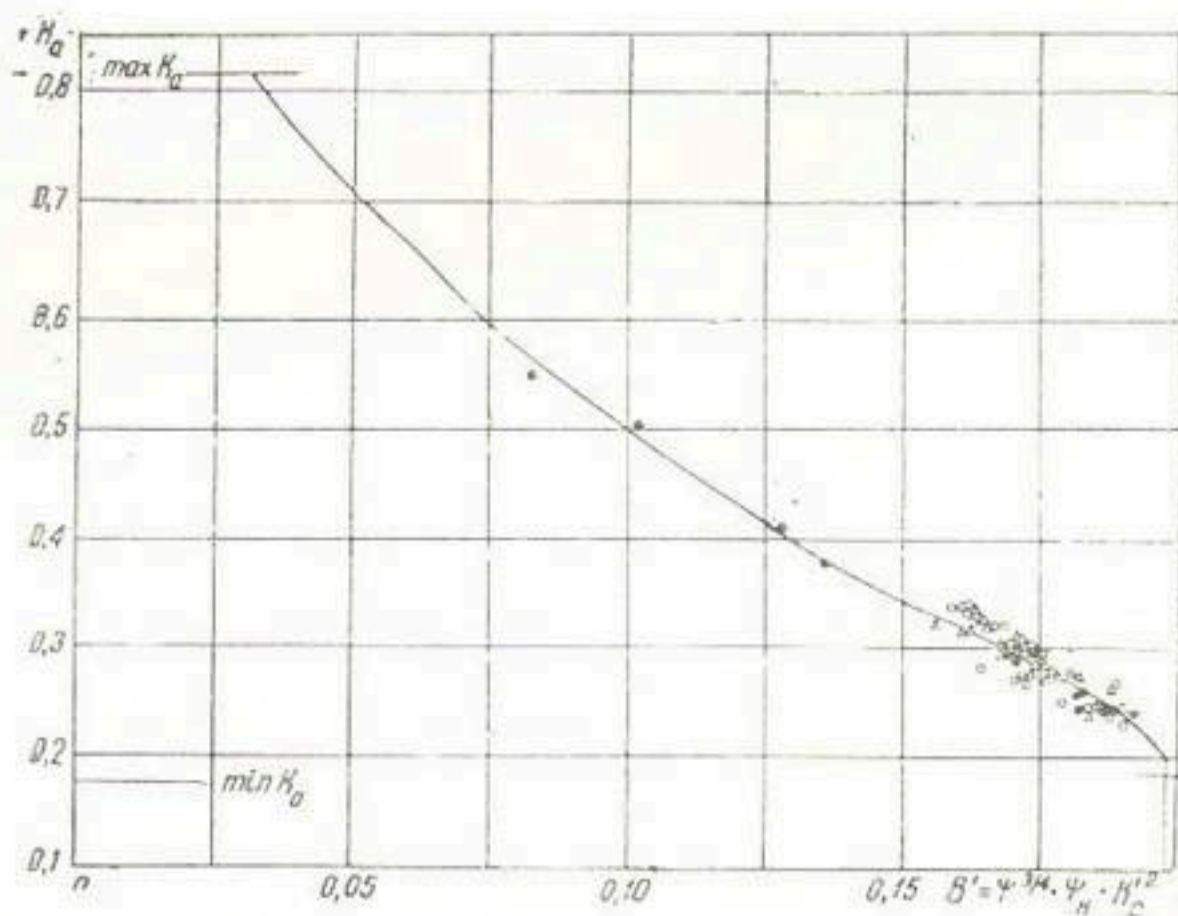


Рис. 4. Водослив с боковым сжатием, кривая зависимости $k_a = f(B')$ (условные обозначения те же, что и на рис. 3).

ческая зависимость, соответствующая им, имеют такой же характер, как аналогичные кривые и зависимости для плоского водослива, и отличаются лишь величиной постоянного коэффициента и выражением для ϵ_A (главным образом вследствие неодинакового значения α):

$$k_a = \frac{0,386}{\sqrt[3]{A + \varepsilon_A}};$$

здесь

$$\varepsilon_A = 0,04A^{2,5} + 0,06.$$

Порядок расчета поясним на примерах.

Дано [5, стр. 26, опыт 42, сер. II]: $H = 0,1417$ м, $H_n = 0,1269$ м, $B_1 = B_2 = 0,498$ м, $b = 0,45$ м, $p = p_n = 0,20$ м. Требуется найти q .

Сначала по заданным условиям в предположении отсутствия затопления определяем характеристики водослива с боковым сжатием $\frac{p}{H}$ и β и необходимые параметры плоского водослива (при использовании графиков достаточно определения β , $\frac{p}{H}$ и Π_2).

В данном случае $\beta = 0,903$ м; $\frac{p}{H} = 1,42$ м; $T = 0,3417$; $\Pi_2 = 1,602$.

Далее, задаем ряд значений Q (затопленного водослива с боковым сжатием), и для каждого из принятых значений Q находим „приведенную“ относительную высоту порога $\left(\frac{p}{H}\right)_{пр}$, соответствующие ей „приведенные“ величины и, наконец, выполняем полный расчет затопленного водослива (для примера расчет выполнен в две стадии) (табл. 1 и 2).

Таблица 1

Определение „приведенных“ величин

Q , м ³ /сек	q , м ³ /сек	Π_1	Π_2	$\frac{\Pi_1}{\Pi_2}$	$\left(\frac{p}{H}\right)_{пр}$	$p_{пр}$, м	$T_{пр}$, м
0,025	0,0555	0,0064	1,602	0,0040	2,21	0,313	0,4547
0,030	0,0666	0,0093	1,602	0,0058	1,87	0,265	0,4067
0,035	0,0779	0,0127	1,602	0,00793	1,60	0,227	0,3687
0,040	0,0990	0,0165	1,602	0,0103	1,385	0,1965	0,3382

Таблица 2

Расчет затопленного водослива по вычисленным „приведенным“ величинам

$\left(\frac{p}{H}\right)_{пр} = \psi$	$p_{пр}$	$T_{пр}$	$\psi_n = \frac{p_{пр}}{H_n}$	k'_c	B'	k_a	$s = \frac{H}{T_{пр}}$	$m_{пр}$	q , м ³ /сек
2,21	0,313	0,4547	2,47	0,204	0,1865	0,251	0,311	0,0497	0,0681
1,87	0,265	0,4067	2,09	0,231	0,178	0,277	0,348	0,0605	0,070
1,60	0,227	0,3687	1,79	0,256	0,1695	0,300	0,385	0,0731	0,0725
1,385	0,1965	0,3382	1,55	0,285	0,175	0,285	0,419	0,0902	0,0787

По данным табл. 2 строим две кривые $q = f\left(\frac{p}{H}\right)_{пр}$ (рис. 5), пересечение которых указывает точку, соответствующую искомым расходу и $\left(\frac{p}{H}\right)_{пр}$; найденное таким образом значение расхода равно $q = 0,0704$ м³/сек; опытная величина $q = 0,0704$ м³/сек.

Обратная задача.

Дано [5, стр. 26, опыт 5, сер. II]: $Q = 0,04635 \text{ м}^3/\text{сек}$; $H_n = 0,3264 \text{ м}$; $B_1 = B_2 = 0,498 \text{ м}$; $b = 0,45 \text{ м}$; $p = p_n = 0,20 \text{ м}$. Требуется найти H .

В этом случае единственной известной характеристикой водослива с боковым сжатием является $\beta = 0,903$. Перейдем к погонному расходу

$$q = \frac{0,04635}{0,45} = 0,103 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Задаем ряд значений H (имея в виду, что это напор на водосливе с боковым сжатием при наличии затопления):

$$\Pi_1 = \frac{Q^2}{gB^2T^3} = \frac{0,00088}{T^3}.$$

Минимальное значение H , которым можно задаться для производства расчета, в каждом конкретном случае должно быть, очевидно, не меньше H_n .

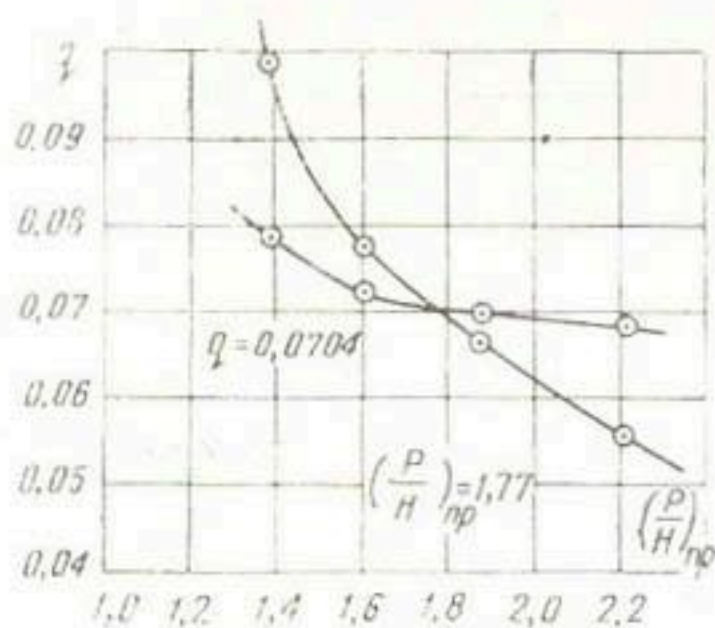


Рис. 5.

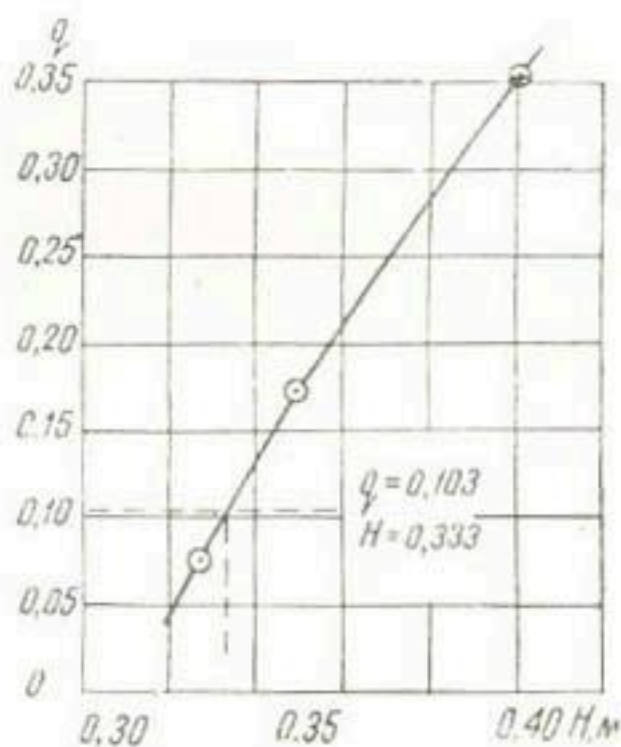


Рис. 6.

По данным расчетной табл. 3 строим кривую $q = f(H)$ (рис. 6). Найденное значение $H = 0,333 \text{ м}$, опытное значение $H = 0,329 \text{ м}$.

Таким образом, для расчета затопленного водослива с боковым сжатием необходима система графиков:

$\Pi_2 = f\left(\frac{p}{H}\right)$ — для плоского водослива; $\Pi_2 = 2 \frac{m^2}{k^3}$;

$\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = f\left(\frac{p}{H}\right)$ — по уравнению $\frac{\Pi_1}{\Pi_2} = \frac{0,0205}{\left(\frac{p}{H}\right)^{3/2}} - 0,0022$; используется для

нахождения $\left(\frac{p}{H}\right)_{пр} = f\left(\frac{\Pi_1}{\Pi_2}\right)$ ввиду того, что характер

зависимости не изменяется;

$k'_c = f\left(\frac{p}{H}\right)$ — зависимость для расчета именно водослива с боковым сжатием: в этом случае формула для коэффициента расхода имеет постоянный множитель перед корнем 0,465, а не 0,485, как для плоского, и, следовательно, отличные от плоского водослива значения $k_{кр}$ и k'_c ;

$k_a = f(B')$ — зависимость специально для водослива с боковым сжатием: здесь прототип B' — кривая $k_a = f(A)$ — выражается уравнением, также отличающимся от плоского величиной постоянного множителя.

Т а б л и ц а 3

Расчет затопленного водослива по „приведенным“ величинам

$H, \text{ м}$	$\frac{p}{H}$	$T, \text{ м}$	Π_1	Π_2	$\frac{\Pi_1}{\Pi_2}$	$\left(\frac{p}{H}\right)_{\text{пр}} = \psi$	$p_{\text{пр}}, \text{ м}$	$T_{\text{пр}}, \text{ м}$
0,327	0,610	0,527	0,00602	1,613	0,00374	2,281	0,745	1,072
0,35	0,571	0,55	0,0053	1,596	0,00332	2,40	0,840	1,190
0,40	0,500	0,60	0,00406	1,545	0,00263	2,62	1,905	1,450
0,45	0,445	0,65	0,00320	1,51	0,00212	2,81	1,265	1,715

$\psi_{\text{н}} = \frac{p_{\text{пр}}}{H_{\text{н}}}$	$k'_{\text{с пр}}$	B'	$k_{a \text{ пр}}$	$S_{\text{пр}}$	$m_{\text{пр}}$	$q, \text{ м}^3/\text{сек}$
2,28	0,20	0,169	0,301	0,305	0,01525	0,075
2,57	0,19	0,1785	0,275	0,294	0,0298	0,172
3,21	0,179	0,212	0,177	0,276	0,0455	0,353
3,87	0,17	0,2425	0,177	0,262	0,0417	0,416

Критерий затопления. Как уже было сказано, для затопления водослива необходимо условие $a > h'_c$. В соответствии с этим критерий затопления можно представить равенством

$$a = \sigma_{\min} \cdot h'_c,$$

или в относительных величинах —

$$k_a = \sigma_{\min} \cdot k'_c,$$

где $\sigma_{\min}$ выражает минимальное превышение a над h'_c , которое требуется для того, чтобы нарушить неустойчиво критическое состояние потока и привести к затоплению сжатого сечения, т. е. к состоянию затопленного истечения через водослив:

$$k_a = \frac{a}{T} \text{ — относительная глубина на пороге;}$$

$$k'_c = \frac{h'_c}{T} \text{ — относительная сопряженная глубина (см. рис. 1).}$$

Конкретная величина сжатой глубины на пороге предопределена предшествующими условиями течения и не может изменяться вследствие каких-либо изменений ниже сжатого сечения пока поток остается бурным, т. е. при заданных и неизменных условиях верхнего бьефа (при заданном отношении $\frac{p}{H}$, если водослив без бокового сжатия) в сжатом сечении возможно только одно значение глубины, и по мере повышения уровня нижнего бьефа постепенного увеличения ее, а следо-

вательно, и какого-либо изменения коэффициента расхода не должно быть до тех пор, пока состояние потока в какой-то момент скачком не перейдет в другое состояние, соответствующее верхней ветви энергетического графика. Тогда, в случае дальнейшего увеличения глубины уже затопленного водослива, начнется уменьшение коэффициента расхода (при $H = \text{const}$).

Поскольку h_c , так же как h_k и h_c , является функцией условий входа (для плоского водослива с прямоугольной кромкой — функцией $\frac{P}{H}$), становится ясным, в какой мере процесс затопления, а следовательно, в каждом случае и степень затопления связаны с относительной высотой порога.

Исходя из предположения, что в начальный момент затопления коэффициент расхода еще равен коэффициенту расхода незатопленного водослива, сопоставим значения m_3 , подсчитанные по нашему уравнению

$$m_3 = 0,485 \sqrt{\frac{(s^2 - k_a^2) k_a}{1 - k_a}} \quad (1)$$

при $k_a = k$ и $k_a = k'_c$ для ряда значений s (соответствующих возможному диапазону изменения $\frac{P}{H}$ от 0,187 до 3,0 для порога с прямоугольным входом).

Расчет, приведенный в табл. 4, показывает, что величина m_3 при $k_a = k'_c$ всегда, кроме минимальных значений $\frac{P}{H}$, несколько больше, чем при $k_a = k$. Физически невозможно, чтобы с переходом к затопленному состоянию коэффициент расхода увеличивался, поэтому началом затопления следует считать момент, когда поток в сжатом сечении приобретает такую относительную глубину k_a , большую k'_c , при которой коэффициенты расхода водослива незатопленного и минимально затопленного равны.

Графическая интерпретация уравнения (1) позволяет наглядно представить весь процесс затопления водослива в зависимости от основной характеристики плоского водослива — величины $\frac{P}{H}$, или, что то же, s (рис. 7). График построен на основании следующего принципа: каждому значению s на рис. 7 соответствует одна кривая зависимости m_3 от относительной глубины k_a в пределах изменения ее от $k_a = k$ (это еще незатопленный водослив — точки обрисовывают наружную кривую $a - б$) до $k_a = s$ (эту величину можно считать предельным значением k_a , когда $a = H$ и поэтому $m_3 = 0$). Максимальным коэффициентом расхода в зоне затопленного истечения будет, как уже указано, $m_3 = m_T$. На рис. 7 видно, что значение m_3 для всех кривых (кроме случая минимальной относительной высоты порога, т. е. $s = 0,833$) соответствует величине k_a , большей k'_c . Подсчитано по данным табл. 4 и рис. 7, что в среднем для всех значений s (кроме верхнего) отношение $\sigma_{\min} = \frac{k_a}{k'_c} = 1,06$. Следовательно, в начальный момент

затопления относительная глубина на пороге водослива должна быть

$$k_a = 1,06 k'_c.$$

Участки кривых между точками с абсциссой, равной k и $\min k_a = 1,06k'_c$, нанесенные пунктиром, не являются выражением или характеристикой действительного физического состояния потока. Этот интервал в значениях k_a представляет собой зону, где нарушается непрерывность течения зависимостей, описывающих явление, где совершается скачкообразный переход от незатопленного истечения к затопленному с изменением глубины на пороге от h_c к a через критическую глубину.

Таблица 4

Полная характеристика плоского затопленного водослива

$\frac{p}{H}$	s	k	m	k'_c	m
0,187	0,842	0,630	0,355	0,634	0,355
0,20	0,833	0,610	0,345	0,628	0,345
0,30	0,770	0,495	0,283	0,589	0,292
0,40	0,714	0,428	0,240	0,550	0,245
0,50	0,666	0,383	0,209	0,511	0,212
0,60	0,625	0,347	0,1835	0,470	0,188
0,70	0,589	0,320	0,164	0,443	0,166
0,80	0,555	0,2975	0,148	0,413	0,151
0,90	0,525	0,2785	0,134	0,384	0,137
1,0	0,500	0,263	0,1232	0,366	0,1255
1,20	0,455	0,237	0,1045	0,329	0,107
1,40	0,416	0,2165	0,091	0,297	0,0915
1,60	0,385	0,200	0,08	0,270	0,0807
1,80	0,357	0,1845	0,07	0,249	0,0715
2,0	0,333	0,1713	0,063	0,230	0,0639
2,20	0,313	0,160	0,057	0,215	0,0578
2,40	0,294	0,149	0,0515	0,201	0,0522
2,60	0,278	0,139	0,047	0,187	0,0478
2,80	0,263	0,129	0,0426	0,182	0,0434
3,0	0,250	0,120	0,0393	0,175	0,040

При малых значениях $\frac{p}{H}$, когда h_c близка к линии критической глубины, этот интервал суживается, становясь при $\frac{p}{H} = 0,187$ (крайняя кривая на рисунке) практически близким к нулю (но не достигая нуля, как это следует из ранее изложенного).

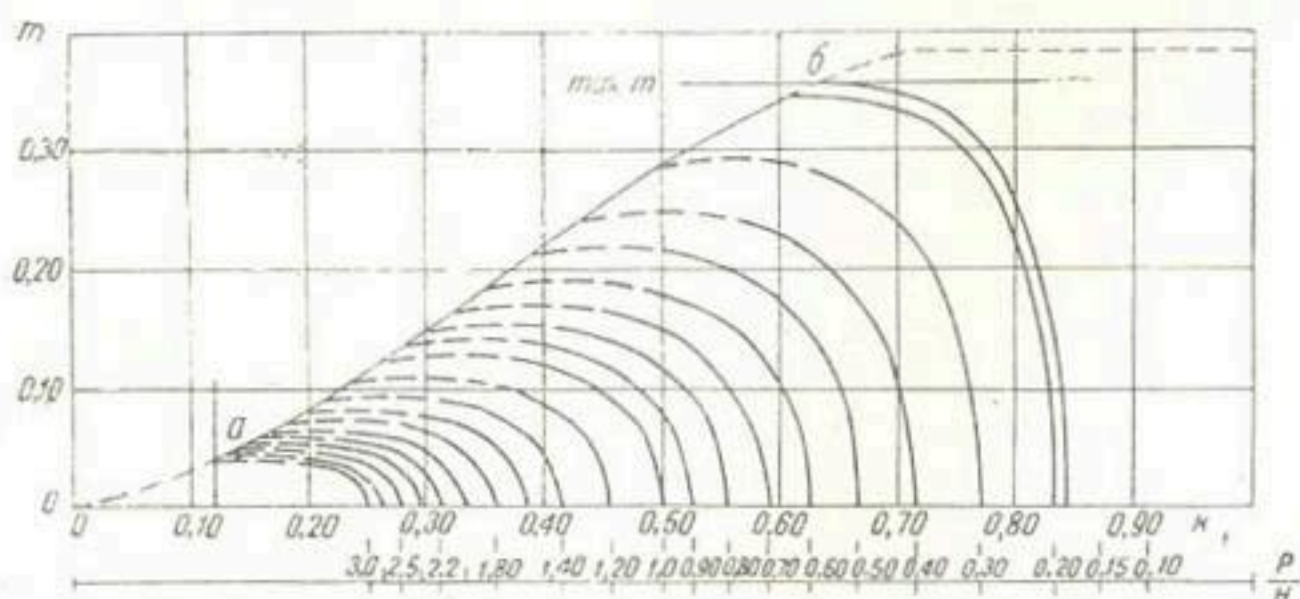


Рис. 7. Характеристика плотного затопленного водослива.

Наружная кривая ($a - b$), являющаяся кривой зависимости $m_r = f(k)$ незатопленного водослива, имеет своими физически обусловленными границами следующие значения k :

для нижней границы $k = 0,120$, соответствующее величине $\frac{p}{H} = 3,0$; для верхней границы $k = 0,630$, соответствующее величине $\frac{p}{H} = 0,187$.

Выше этой точки должен располагаться участок кривой, соответствующий состоянию водослива с $\frac{p}{H} < 0,187$, когда на пороге еще не образуется классическая форма свободной поверхности и все движение совершается с глубинами, большими h_k . Состояние потока на пороге при $\frac{p}{H} < 0,187$ не отвечает схеме истечения через водослив с широким порогом и здесь не рассматривается.

Практическое использование критерия затопления не представляет затруднений. При заданных по условиям задачи величинах H , H_n и p проверка достаточности значения H_n для затопления водослива производится с помощью уже известных зависимостей. Порядок действий при этом следующий: находится $\frac{p}{H}$ и соответствующие значения k и k'_c как для незатопленного водослива; далее, по кривой $k_a = f(B')$ определяется k_a также по заданным условиям;

$$\psi = \frac{p}{H}, \quad \psi_n = \frac{p}{H_n} \text{ и } k'_c,$$

$$B' = \psi^{3/4} \cdot \psi_n \cdot k'^2_c$$

при $k_a > 1,06 k'_c$ — водослив затоплен;

при $k_a < 1,06 k'_c$ — водослив не затоплен.

В таком плане выполнена обработка опытов М. Д. Чертоусова по затоплению водослива (табл. 5). Полученные результаты позволяют считать, что предлагаемое решение вопроса о критерии затопления, вытекающее из теории сопряжения бьефов, является принципиально правильным.

Знаменующие начало затопления величины a' , определенные в опытах и подсчитанные по критерию затопления, не всегда полностью совпадают, как видно из табл. 5, но эти отклонения в какой-то степени могут быть объяснены и вероятной неточностью опытного определения a' , так как фиксирование действительного момента затопления встречает известные трудности ввиду отсутствия четко выраженного показателя, а также ввиду того, что момент затопления сжатого сечения приурочен не к единственной глубине, а может находиться в некотором, правда очень ограниченном, интервале глубин в зависимости от случайного обстоятельства.

Определение критерия затопления водослива с широким порогом на основании анализа энергетического состояния потока и применения положений теории сопряжения бьефов должно быть справедливым и в случае водослива с боковым сжатием. Только условие затопления и критерий затопления будут выражены теперь в „приведенных“ величинах

$$a > h'_{cnp} \text{ и } k_a = \sigma_{min} k'_{cnp}.$$

В наиболее поздней из опубликованных работ на тему о водосливе с широким порогом, в работе А. П. Исаева [6] рассматривается вопрос

Водослив без бокового сжатия. Опытные данные М. Д. Чертоусова [5]
по затоплению водослива

$Q, \text{ м}^3/\text{сек}$	$q, \text{ м}^3/\text{сек}$	$H, \text{ м}$	$a_0 = H'_n$	$\frac{p}{H} = \psi$	k	k'_c	$\psi_n = \frac{p}{H'_n}$	B'	k'_0	$1,06k'_c$
Серия I $B_1 = B_2 = 0,30 \text{ м}; \quad \bar{z} = 1,0 \text{ м}; \quad b = 0,30 \text{ м}; \quad p = p_n = 0,155 \text{ м}$										
0,006	0,02	0,2073	0,0443	2,95	0,122	0,176	3,5 (3)	0,21	0,270	0,1865
0,012	0,04	0,2387	0,0595	1,85	0,181	0,242	2,23	0,207	0,280	0,2565
0,018	0,05	0,2670	0,0937	1,385	0,219	0,300	1,655	0,1908	0,320	0,318
0,024	0,08	0,133	0,118	1,165	0,243	0,335	1,31	0,165	0,377	0,355
0,030	0,10	0,1523	0,1293	1,02	0,260	0,363	1,20	0,161	0,387	0,384
0,036	0,12	0,1718	0,1483	0,90	0,277	0,390	1,045	0,147	0,424	0,413
Серия II $B_1 = B_2 = 0,50 \text{ м}; \quad \bar{z} = 1,0 \text{ м}; \quad b = 0,50 \text{ м}; \quad p = p_n = 0,20 \text{ м}$										
0,025	0,050	0,0966	0,0779	2,07	0,168	0,225	2,57	0,225	0,222	0,238
0,040	0,080	0,1388	0,1156	1,44	0,214	0,290	1,73	0,192	0,318	0,307
0,055	0,110	0,1652	0,1423	1,21	0,235	0,326	1,405	0,173	0,350	0,345
0,070	0,140	0,1913	0,170	1,045	0,256	0,357	1,18	0,1545	0,404	0,378
0,085	0,170	0,2175	0,1921	0,92	0,275	0,384	1,04	0,144	0,433	0,406
0,100	0,200	0,2346	0,208	0,85	0,283	0,402	0,95	0,138	0,450	0,426
Серия III $B_1 = B_2 = 0,498 \text{ м}; \quad b = 0,498 \text{ м}; \quad p = p_n = 0,20 \text{ м}; \quad \bar{z} = 1,0 \text{ м}$										
0,0251	0,0505	0,1058	0,0852	1,89	0,179	0,239	2,34	0,214	0,256	0,254
0,0384	0,077	0,1375	0,1132	1,455	0,211	0,289	1,77	0,1955	0,310	0,306
0,0496	0,10	0,1623	0,1334	1,23	0,234	0,323	1,50	0,183	0,340	0,342
0,05515	0,111	0,1744	0,1436	1,145	0,245	0,338	1,39	0,1755	0,355	0,358
0,0608	0,122	0,1885	0,1582	1,06	0,255	0,354	1,26	0,165	0,378	0,376

о коэффициенте затопления и критерии затопления. Указав на существование только двух направлений* решения вопроса об истечении через затопленный водослив с широким порогом, данный автор в отличие от имеющихся эмпирических способов определения коэффициента затопления в „обычной“ формуле водослива

$$q = m\sigma_3 \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

из отношения

$$\sigma_3 = \frac{m_3}{m} = \frac{q_3}{q} \quad \text{при } H = \text{const}$$

предлагает тоже эмпирический способ нахождения этого коэффициента из отношения

$$\sigma'_3 = \frac{m_3}{m'} = \left(\frac{H_{0\text{нез}}}{H_{0\text{зат}}} \right)^{3/2} \quad \text{при } q = \text{const.}$$

Поскольку существует функциональная связь между величинами q и H_0 , такая перестановка зависимости едва ли может внести что-либо новое в существо вопроса. При этом весь расчет значительно усложняется, так как σ_3 оказывается функцией не только H_n и H_0 (как, например, у А. Р. Березинского), но еще связывается и с $H_{\text{пред}}$ и $H_{0\text{нез}}$. У А. П. Исаева принято, что $H_{\text{пред}} = kh_{\text{кр}}$ и соответствует обычно

* Известны и другие способы анализа истечения через затопленный водослив, в частности изложенный в [2].

рекомендуемому критерию затопления $\frac{H_n}{h_k} \geq k$, где k — коэффициент, больший единицы. Полагая, что $H_{пред}$ есть глубина, сопряженная с глубиной на пороге, указанный автор правильно ставит вопрос о связи k с коэффициентом расхода. В нашей работе [2] изложен метод расчета затопленного водослива, построенный на основании принципа сопряжения бьефов — бурного потока со спокойным, с привлечением многочисленных опытных данных, что является надежным критерием. Там эта связь — зависимость степени затопления от коэффициента расхода — выражена тесно и непосредственно, так как все зависимости строятся в функции основной характеристики водослива, предопределяющей его пропускную способность (его коэффициент расхода): относительной высоты порога $\frac{p}{H}$ и формы входа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рядова З. И. О расчете незатопленного водослива с широким порогом при закругленном входе, ДАН УзССР, 1956, № 2.
2. Рядова З. И. О расчете водослива с широким порогом, Труды САНИИРИ, вып. 94, 1958.
3. Рядова З. И. К расчету водослива с широким порогом, Сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 3, Ташкент, АН УзССР, 1961.
4. Березинский А. Р. Пропускная способность водослива с широким порогом, М., Стройиздат, 1950.
5. Чертоусов М. Д. Истечение через затопленный водослив с широким порогом, Труды ЛПИ, № 187, 1955.
6. Исаев А. П. Истечение через затопленный водослив с широким порогом, Коэффициент затопления, Доклады ТСХА, вып. 74, 1962.

СОДЕРЖАНИЕ

Член-корреспондент АН УзССР М. С. Вызго, Ю. М. Кузьминов. Влияние шероховатости дна водотока на длину гидравлического прыжка	5
А. А. Кадиров. О расщеплении струи для эффективного гашения избыточной энергии	14
С. И. Кеберле, В. В. Перепелкина. Сифонные водосбросы для лотковой ирригационной сети	20
М. Б. Селяметов. Гашение энергии потока в концевых сбросах трубчатой ирригационной сети	22
Член-корреспондент АН УзССР М. С. Вызго, Л. З. Кравченко. Примеры прогноза местного размыва за сооружениями и проверки его на основе опыта эксплуатации	29
Э. И. Гринев, Р. И. Паренчик. Коэффициент шероховатости дренажных труб	49
Е. Я. Фроликова. Исследование и расчет ветровых волн в мелководной прибрежной зоне	61
Е. Я. Фроликова, М. С. Кожевникова. Состояние креплений напорных откосов земляных плотин водохранилищ Средней Азии	68
Л. А. Гехтер. Волномер-волнограф с реостатным датчиком	80
Л. А. Гехтер, А. К. Закурдаев. Проектирование индуктивных датчиков и измерительных цепей к ним	84
М. С. Кожевникова. Натурные исследования гравиеловки и пескеловки	112
З. И. Рядова. Истечение через водослив с широким порогом	119

Редактор *К. А. Шафеева*
 Технический редактор *З. П. Горьковая*
 Корректор *Н. Н. Близнюк*

Р-04641 Сдано в набор 28/V—63 г. Подписано к печати 11/VII—63 г. Формат 70×108^{1/16}=4,25 бум.л.—Печ. л. 11,64 Уч.-изд. л. 10,1 Изд. № 729 Тираж 650.
 Цена 85 к.

Типография Издательства АН УзССР, Ташкент, Хорезмская, 9. Заказ 789.
 Адрес Издательства: ул. Куйбышева, 15.