
ТРУДЫ СРЕДНЕАЗИАТСКОГО ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬНОГО ИНСТИТУТА ИРРИГАЦИИ

СБОРНИК СТАТЕЙ

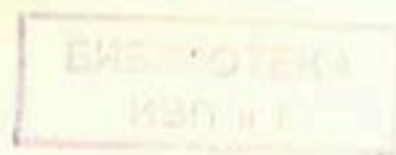
ПО ИРРИГАЦИИ И ГИДРОТЕХНИКЕ

ГОСИЗДАТ УзССР — 1948 — ТАШКЕНТ

ТРУДЫ СРЕДНЕАЗИАТСКОГО ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА ИРРИГАЦИИ

ВЫПУСК 73

СБОРНИК СТАТЕЙ ПО ИРРИГАЦИИ И ГИДРОТЕХНИКЕ



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО УЗССР
ТАШКЕНТ—1943

ПРЕДИСЛОВИЕ

Предлагаемый вниманию читателей 73-й выпуск трудов Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации (САНИИРИ) содержит некоторые работы института в области гидротехники.

Статьи В. И. Ярцева и М. В. Бутырина описывают новые конструкции водомерных сооружений, позволяющие улучшить учет оросительной воды на ирригационных системах. В работах М. С. Вызго, Л. А. Машковича, Н. Н. Суровой, Н. Ф. Тушманова, М. Л. Дзюбалтовской, С. И. Кеберле и С. Н. Милосердова освещены вопросы борьбы с размывами за гидротехническими сооружениями и предлагаются новые решения этой задачи, которые будут способствовать улучшению проектирования новых сооружений и предотвратить разрушение действующих сооружений.

Предлагаемые в этих статьях методы устраняют недостатки, которые имеются в до сего времени используемых рекомендациях зарубежных инженеров.

В статьях подробно изложены результаты исследований, моделей таких крупных сооружений, как регулятор канала им. Ахунбабаева, сбросное сооружение Фархадской гидроэлектростанции, новый головной регулятор канала им. Кирова, Касансайское водохранилище и др., а также опыт многолетней эксплуатации сооружений Атбашинской ирригационной системы.

В сборник включена также статья М. С. Вызго и И. А. Якштаса, представляющая результат изучения мероприятий по борьбе с наносами и рекомендуемая конструктивные установки для защиты каналов от поступающих наносов.

Значительный интерес представляет статья Н. С. Гражданкиной, посвященная результатам исследований по использованию дарбазинской минеральной опоки в качестве добавки к портланд-цементу. Исследованиями доказано, что использование дарбазинской опоки не только сокращает расход, но и значительно повышает солеустойчивость бетона, замешанного с добавкой опоки, что особенно важно для минерализованных грунтов Средней Азии.

Опубликование указанных работ представляет интерес для широкого круга специалистов и практиков, связанных со строительством и эксплуатацией ирригационных систем.

Директор САНИИРИ А. И. Алексеев.

М. С. ВЫЗГО

Доктор технических наук

и инж. И. А. ЯКШТАС

ДОННАЯ ЩЕЛЬ ДЛЯ БОРЬБЫ С НАНОСАМИ

1. О ЗАИЛЕНИИ ГОЛОВНЫХ УЧАСТКОВ БОЛЬШОГО ФЕРГАНСКОГО КАНАЛА И ТАШ-САКИНСКОЙ МАГИСТРАЛИ

Крупнейшие ирригационные каналы — Большой Ферганский канал имени И. В. Сталина с расходом воды свыше $100 \text{ м}^3/\text{сек.}$ и Таш-Сакинский канал в Южном Хорезме с расходом воды свыше $200 \text{ м}^3/\text{сек.}$ — требуют к себе особого внимания, так как они построены в период массового скоростного предвоенного ирригационного строительства и орошают огромные хлопковые массивы Ферганской долины и Южного Хорезма.

Между тем неудовлетворительная борьба с наносами затрудняет эксплуатацию этих и многих других каналов, снижая эффект ирригационных мероприятий.

Подсчеты показывают,¹ что общая масса наносов, поступающих ежегодно в Таш-Сакинский канал, может достигать до 7 миллионов м^3 , из них около 1 миллиона м^3 составляют песчаные фракции, движущиеся в подавляющей массе в придонном и донном слоях.

Землесосами выбрасывается из головной части этого канала около 1 миллиона м^3 наносов ежегодно. Однако, землесосы не успевают очищать отстойник до проектной отметки: происходит временная закупорка наносами входной части и уменьшение пропускной способности канала, затем скорость движения воды в этом месте канала вместо $0,6 \text{ м/сек.}$ по проекту возрастает до $1,5$ и даже 2 м/сек. , и тогда наносы целиком проносятся в канал.

Природные условия Ташсакинского водозабора неблагоприятны: неустойчивое русло реки Аму-Дарья постоянно переформируется, образуя отмели и кайры, закупоривающие левобережный проток реки, из которого питается канал. Выступ речного берега² выше регулятора направляет поток к узлу, так что береговая часть пролетов регулятора питается струями, поднимающимися со дна, наиболее насыщенными песком.

В таблице 1 приведено распределение наносов в пролетах регулятора по наблюдениям 1940 года³.

¹ Такие подсчеты сделаны в проекте установки металлических щитов проф. М. В. Попова, составленном ВНИИГИМом.

² Целесообразно срезать этот выступ из прочного мергеля.

³ Отчет САНИИРИ за 1940 г. „Водозабор и борьба с наносами в низовьях рек“, Н. И. Теперин и И. А. Якштас. Машинопись, технический архив САНИИРИ.

Таблица 1

Отверстия	Место взятия пробы	Мутность (в граммах на литр)				
		в 1 л на литр	0,25 — 0,05	0,05 — 0,01	0,01 — 0,005	мельче 0,005
Крайнее левое	У поверхности	2,73	9,4	67,3	19,7	8,5
"	У порога	3,87	23,6	49,4	14,3	12,7
Среднее	У поверхности	2,49	11,5	59,4	18,0	11,1
"	У порога	2,91	16,4	45,3	18,9	19,4
Крайнее правое	У поверхности	1,79	10,4	40,0	21,9	27,7
"	У порога	3,04	18,6	43,8	19,0	18,6

К июню месяцу первого года эксплуатации (1940 г.) дно головной части канала, вследствие передвижения песчаных канров из реки в канал, поднялось на 1—2 м.

Такие явления повторяются ежегодно в период предпосевных поливов и в периоды прохождения паводков. Так, по данным Управления Амударьинскими ирригационными каналами¹, в 1945 году дважды наблюдалось забрасывание головного участка канала (в июне и августе), причем в течение 3-х суток дно канала поднималось на 1,2—1,6 м, затем с увеличением местного уклона потока возросшими скоростями гряды песка перемещались вниз по каналу, постепенно распластывались, и отметки дна более или менее восстанавливались до обычных. Завал канала песком снижал водоподачу на 30—35%.

Аналогичная картина наблюдалась и в 1946 г., когда вскоре после зимне-весенней очистки головная часть канала была быстро завалена (к апрелю на 0,75 м, а в мае до 1,5 м). Это привело к катастрофическому нарушению плановой водоподачи и к открытию дополнительных голов для подпитывания канала, т. е. к возобновлению тяжелой системы неинженерного многоголовного водозабора. Это требует разработки мероприятий по улучшению работы Ташсакинского регулятора и методов его эксплуатации.

Подобные затруднения возникают и при эксплуатации других водозаборных узлов и каналов, в частности Большого Ферганского канала им. И. В. Сталина. Головной участок Большого Ферганского канала подвержен завалам крупными гравелисто-песчаными наносами. За первые три года эксплуатации дно головной части канала повысилось на два метра². В проекте предусматривалось устройство отстойника. Конструкция отстойника и его выполнение должны были быть уточнены после первого периода эксплуатации временной ряжевой Куйган-Ярской плотины³.

Общие соображения и данные по эксплуатации позволяют считать, что отстойник в обычном смысле здесь не требуется.

В процессе эксплуатации затруднения с водозабором вынудили прибегать к промывкам головного участка канала. Промывка 1944 г. через головное сооружение ближайшего отвода Улуг Нар не дала эффекта. В 1946 году промывка производилась через специальный прокол в дамбе канала (аналогичный прием промывки применялся на головном участке Атбашинской магистрали в Киргизии). Однако такой метод является технически несовершенным и не может быть рекомендован в качестве

¹ Д. В. Кусков «Опыт эксплуатации межреспубликанских каналов Ю. Хорезма». Ургенч, 1945 г., Технический архив САНИИРИ.

² Створ гидрометрического поста.

³ В настоящее время в гидротехнической лаборатории САНИИРИ производятся исследования для реконструкции этой плотины.

постоянной меры борьбы с наносами, особенно на крупных магистралях. Предстоит реконструкция Куйган-Ярского узла с заменой временных сооружений (ряжей) постоянными (железобетон) с дооборудованием плотины затворами. При этой реконструкции необходимо обратить особое внимание на осуществление мероприятий по борьбе с наносами. Не останавливаясь на других примерах из практики эксплуатации, считаем возможным ниже указать приемы, основанные на использовании идеи расслоения потока, которые могут быть применимы для улучшения работы Ташсакинского и Куйган-Ярского узлов и других объектов.

2. ПРИМЕРЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ИДЕИ РАССЛОЕНИЯ ПОТОКА

Идея расслоения потока давно привлекает к себе внимание ирригаторов.

На бетонированном деривационном канале Naches (США)¹ посредством углубления дна (рис. 1) донные наносы поступают в направляющие патрубки с входными отверстиями 10×75 см и далее по гончарным трубам, диаметром в 30 см, отводятся в сборный колодец.

Донные промывные галереи послужили прототипом многих и более крупных сооружений, и в частности по примеру Изарской плотины они применены с успехом при водозаборе из Боз-су в деривационный канал Кадырьинской ГЭС, а также на Фархадской плотине на р. Сыр-Дарье. Известна конструкция Эльседана, примененная на Чумышской плотине на р. Чу. Борьба с наносами на этом узле проходит достаточно успешно².

Опыт эксплуатации Ассакинского узла на Шаарихан-сае и плотины на Кугарт-сае показал, что рекомендованные САНИИРИ на основе лабораторных экспериментов выносные полки³ в корне изменили состояние борьбы с наносами на этих объектах. Плотина, построенная в 1930 г. на реке Кугарт-сай вблизи города Джалаал-Абада, вследствие конструктивных дефектов работала неудовлетворительно. Правый и левый водоприемники заваливались наносами. Из-за необходимости частых очисток водозабор через регуляторы плотины был прекращен, и для осуществления его, в обход плотины, были устроены два канала с инженерным водозабором.

В 1935 г. гидротехнической лабораторией САНИИРИ на модели были разработаны мероприятия по восстановлению работы этой плотины путем деления потока у регулятора горизонтальной плоскостью на две зоны при помощи устройства выносного полка. Верхняя зона потока, не содержащая крупных донных наносов, поступает в регулятор, а нижняя, содержащая донные наносы, отводится в сброс — в реку.



Рис. 1

¹ Etcheverry, B. A. Irrigation Practice and Engineering, 1916, т. III. Данных по эксплуатации этого сооружения не приведено.

² Описание водозабора см. в книге Д. Я. Соколова «Водозаборные устройства для гидростанций и ирригации». М.—Л. 1937 г. Исследования в пусковой период описаны в журнале САНИИРИ «Ирригация и гидротехника», № 5 и 7 за 1935 г.

³ Предложены А. В. Троицким.

Предложение было осуществлено в практике обоих регуляторов Кугартской плотины, и таким образом работа плотины восстановлена.

Ирригационное управление Министерства водного хозяйства Киргизской ССР о работе этого устройства сообщило: „Забор воды с устройством полков несравненно улучшился против существовавшего ранее. Если ранее правый регулятор плотины выходил из строя в течение 5—10 дней (труба закупоривалась наносами), а левый в течение 10—15 дней заваливался камнями, то на протяжении 1937—1938 гг. ни труба правого регулятора, ни отводящая часть канала левого регулятора не требовали за вегетационный период ни одной чистки. Мы считаем, что благодаря созданию лобового подхода воды в верхнем бьефе плотины (устройство регулирующих дамб) и расчленению потока у водозаборных отверстий путем устройства полков, вопрос работы плотины в смысле водозабора в основном разрешен“.

Мероприятие это продолжает оправдывать себя и по сие время. Полки аналогичной конструкции были устроены и в Узбекистане в 1937 г. на Ассакинской плотине на Шаарихан-сае, где они с первого же года показали хорошую работу.

Обследования работы этой плотины в натуре, проведенные в 1937 г., показали, что после установки полков поступление донных наносов в регулятор совершенно прекратилось, тогда как раньше регуляторы закупоривались наносами и требовали очистки по несколько раз в месяц. По данным эксплуатации за 1938 г., во время работы полков не было ни одной очистки. Мало того, прекращение поступления донных наносов вызвало самоочищение головных участков магистральных каналов от ранее отложившихся на них наносов. Так, на левобережном канале имени Ахунбабаева, согласно произведенным съемкам, с головной его части было вынесено 12500 м³ галечно-песчаных отложений. Такое благоприятное положение сохранялось до тех пор, пока временные полки, сделанные из дерева, не разрушились. Полки работали хорошо, несмотря на то, что они имели конструктивные недочеты, вызывавшие задержку мусора на стойках и противодействие снизу из-за расположения щитов не перед полками, а за ними.

Эти временные полки не были заменены постоянными и даже не были отремонтированы. Остатки их были удалены, и узел вернулся к прежнему состоянию. Теперь вновь затрачивается много труда на очистку каналов от наносов; в то же время отводящее русло Шаарихан-сая размывается ниже плотины, так как недостаточно пополняется наносами. Такое положение нельзя считать нормальным.

Успешное использование выносных полков на Кугартской плотине и на Шаарихан-сае (Ассакинская плотина) позволяет рекомендовать эту конструкцию для применения в борьбе с крупными наносами.

Дальнейшим развитием идеи расслоения потока является устройство порога с галлереей¹.

При разработке схемы борьбы с наносами в голове Большого Ферганского канала эта идея также нашла свое отражение — было предложено, в частности еще в 1942 г., устройство порога со щелью в канале².

¹ И. Г. Колесников. Вестник с-х науки „Мелиорация и гидротехника“, вып. 2, 1940 г.

² Техническ. архив САНИИРИ „Инструкция по технической эксплуатации Куйган-Ярского руслового участка“, машинопись, 1943 г. и „Схемы мероприятий по борьбе с заилием Б-К имени Сталина ниже Куйган-Ярской плотины“, машинопись, 1942 г. Н. И. Теперин и Т. М. Спесивцева. Несколько иная схема аналогичного устройства для борьбы с наносами предложена инж. В. Ф. Поярковым. См. „Бюллетень ячейки НИТО“, Сводпронз, 1948 г. Им же составлен в 1948 г. проект такой же конструкции для головного участка Южного Ферганского канала.

3. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ ДОННОЙ ЩЕЛИ

Опыты выполнены в стеклянной лотке гидротехнической лаборатории САННИИРИ. Опытная установка по схеме, представленной на рис. 2, состояла из расширяющейся галереи квадратного сечения со щелевым входом помещенной в гидравлическом лотке лаборатории под углом 45° к потоку (Ташсакинский регулятор расположен примерно под тем

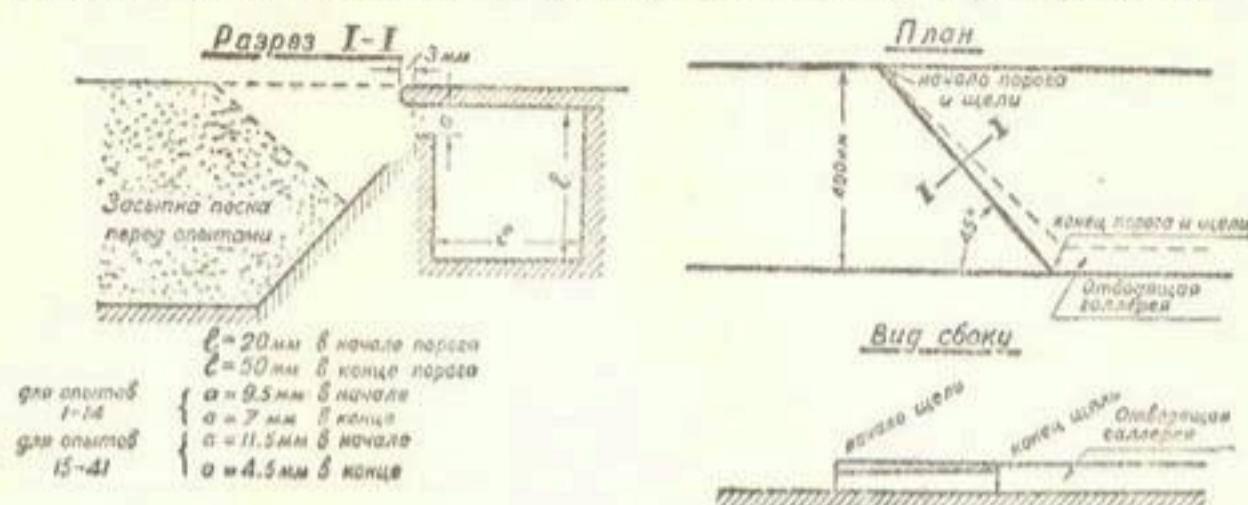


Рис. 2

же углом к течению реки Аму-Дарьи). Сечение галлерей в начале меньше, в конце больше, высота отверстия входной щели, наоборот, больше в начале, а в конце меньше. Щель расположена в верхней части фронтальной стенки порога.

В качестве наносов использовались пески, механический состав которых приводится в таблице 2.

Таблица 2

№ песка	Обозначения на рис. 3	Диаметр (мм)							
		3	3-2	2-1	1-0.5	0.5-0.2	0.25-0.1	0.1	средн.
1	⊕	—	—	1	31	24	33	8	0,4
2	×	—	—	—	13	58	22	7	0,3
3	⊙	—	—	3	23	24	28	22	0,4
4	⊖	3	5	10	37	20	12	4	0,8
5	□	—	—	—	3	22	50	25	0,2

Наносы во время опытов в подходящем потоке (в лотке) перемещались в донном слое и несколько взмучивались потоком перед порогом. Подаваемая на модель вода измерялась водосливом Чиполетти, а прошедшая через галерею водосливом Томсона. Наносы, прошедшие через галерею (в сброс), а также прошедшие поверх порога, улавливались в соответствующих песколовках. Средние скорости потока определялись по расходам воды и живым сечениям потока.

Модельные исследования 1945 г. с песком № 1 показали, что насыщенность наносами сбрасываемого потока прямо пропорциональна насыщенности донными наносами подходящего потока.

Результаты опытов приведены в таблице 3.

Одновременно было установлено, что насыщенность потока в сбросной галлее донными наносами значительно больше насыщенности потока, подходящего к порогу.

Таким образом, опыты показали устойчивую относительную перегрузку донными наносами потока галереи сброса по сравнению с подходящим потоком.

Таблица 3

№ № опытов	Сброс воды в гал- лерею в % от рас- хода воды в канале	Сброс наносов в галлерею в % от общего стока наносов	Процентное отно- шение количества наносов к расходу воды	Насыщенность наносами сброс- ного потока (г/литр)	Насыщенность наносами подхо- дящего потока (г/литр)
2	6,2	53,2	8,6	0,512	→ 0,0597
5	4,9	43,7	8,9	0,150	0,0169
7	7,3	49,8	6,8	0,99	0,146
Средн.	6,1	48,9	8,1	0,54	0,0742

В 1946 г. опыты были продолжены¹. Были испытаны пески № 2, 3, 4 и 5, причем несколько изменены размеры щели².

Результаты опытов сведены в таблицу 4.

Таблица 4

№ № опытов	Расход воды в подводящем лотке (л/сек.)	Расход воды в сбросной гал- лерее (л/сек.)	% сброса воды	Глубина на пороге (см)	Скорость на пороге (см/сек)	% сброса наносов
Песок № 2						
1	15,0	0,70	4,66	15,0	23,8	54,5
2	15,0	0,75	5,0	9,8	36,3	43,5
3	15,0	0,75	5,0	12,5	28,5	38,2
4	25,0	1,25	5,0	15,0	39,7	48,2
5	21,2	1,25	5,9	12,2	41,0	43,8
6	30,5	1,00	3,30	11,2	65,8	49,2
7	30,0	1,00	3,33	15,0	48,4	42,5
8	30,0	1,00	3,33	18,9	38,4	36,6
9	25,0	0,75	3,00	15,6	38,8	38,2
10	25,0	0,75	3,00	12,5	48,5	41,1
11	25,0	0,75	3,00	18,1	33,4	28,0
12	25,2	0,75	2,98	18,2	33,5	42,2
13	25,2	0,75	2,98	18,0	33,9	41,8
14	30,5	1,50	4,90	11,7	61,8	58,3
15	25,0	0,75	3,00	12,7	47,8	43,7
16	30,5	1,50	4,90	11,4	63,5	74,5
17	30,5	1,50	4,90	11,0	65,9	75,3
18	49,0	2,50	5,10	18,5	64,5	79,5
Песок № 3						
19	25,0	0,75	3,00	12,6	48,0	30,5
20	25,2	0,75	2,98	18,0	33,6	34,5
21	25,0	0,75	3,00	10,3	59,0	43,5
22	25,5	1,25	4,9	10,1	60,0	59,5
23	25,5	1,25	4,9	10,1	60,0	73,3
24	25,7	1,50	5,83	10,1	60,0	67,4
25	25,7	1,50	5,83	10,3	60,0	68,3
26	24,7	1,75	6,80	10,3	58,2	75,7
27	25,7	2,00	7,80	10,1	59,0	72,9
28	15,0	0,75	5,0	10,1	37,1	36,2
29	25,5	1,50	5,87	10,0	60,0	54,5
30	30,0	1,50	5,0	11,3	63,5	80,1

¹ Измерения произвел мл. научный сотрудник К. М. Яблоков под руководством И. А. Якутис.

² Рис. 2.

№№ опытов	Расход воды подводящем лотке (л/сек.)	Расход воды в сбросной гал- лерее (л/сек.)	% сброса воды	Глубина на пороге (см)	Скорость на пороге (см/сек)	% сброса наносов
--------------	---	--	------------------	---------------------------	--------------------------------	---------------------

Песок № 4

31	25,0	0,75	3,0	12,6	48,0	78,0
32	30,0	1,5	5,0	11,2	63,5	91,7
33	25,5	1,25	4,90	10,1	60,0	94,5
34	25,5	0,75	2,90	10,2	61,0	90,7
35	25,5	1,50	5,90	10,1	60,0	95,0

Песок № 5

38	30,5	1,5	4,90	11,2	65,0	52,2
39	30,5	1,5	4,9	11,5	63,0	61,5
40	25,0	0,75	2,98	12,5	48,5	43,0
41	25,0	0,75	2,98	12,7	47,8	39,4

На рис. 3 приведен график зависимости сброса наносов от сброса воды (в процентах) при одинаковых скоростях и расходах воды для

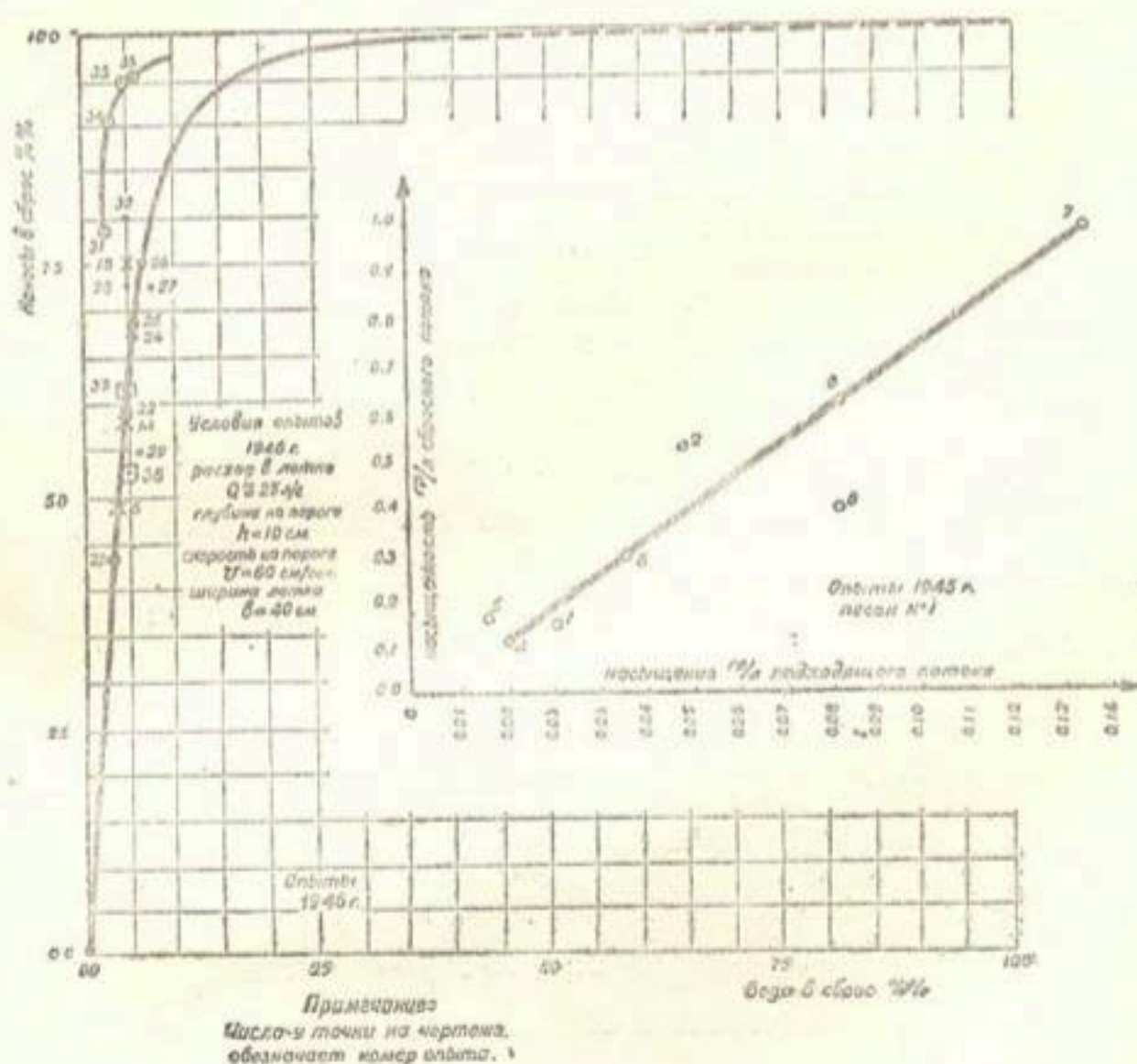


Рис. 3

песков различной крупности. Опыт показывает, что крупные частицы легче заходят в галерею: почти все 100% наносов сбрасываются очень малым расходом воды. Мелкий песок поступает в галерею сброса в

меньшем количестве. Однако, при 5% сброса воды сбрасывается около 60% наносов.

Эти высокие показатели заслуживают особого внимания при разработке мер по борьбе с наносами.

4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И ЕГО ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ

Примеры, приведенные в предыдущем разделе, позволяют рекомендовать широкое применение порога со щелью в нашей ирригационной практике. Некоторую трудность представляет гидравлический расчет щели галлерей. Целесообразно требовать, чтобы расход воды, поступающей в щель, был равномерно распределен по ее длине, что приводит к условию $q = \frac{Q}{S}$. Расход воды, поступающей в галерею, суммируется по ее длине, что соответствует условиям гидравлики переменного расхода воды вдоль галлерей от $Q_x = 0$ до $Q_x = Q$. Это приводит к тому, что вдоль щели действует различный напор h . Расчет напора пока не может быть сделан с полной точностью. Решение задачи облегчается, если потребовать, чтобы средняя скорость вдоль галлерей была постоянной ($v = \frac{Q}{\omega} = \text{Const}$), т. е. чтобы сечение галлерей тоже было переменным и увеличивалось к концу пропорционально длине щели. Очевидно, скорость v должна гарантировать транспортирование наносов во взвешенном состоянии, т. е. зависеть от крупности наносов. Установление такой скорости в настоящее время не представляет особой трудности. Задача же гидравлического расчета заключается в определении действующего напора (пьезометрического) внутри галлерей и, следовательно, в учете потерь напора вдоль галлерей.

Для случая постоянной средней скорости вдоль галлерей переменного сечения потери напора вдоль галлерей могут быть определены приближенно, исходя из общего уравнения движения жидкости с переменным расходом (переменная масса):

$$\frac{1}{g} \int \frac{1-v}{\omega} v dQ + \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + y + hf = \text{Const} \quad (1)^1$$

где v_1 — проекция (на ось галлерей) скорости присоединяющейся массы,

а v — отношение этой проекции к скорости в галлее,

т. е. $v = \frac{v_1}{v}$,

ω — площадь живого сечения (переменная по длине).

Выражая потери по Шези-Маннингу $hf = n^2 v^2 \frac{S}{R^{4/3}}$ и принимая во внимание, что $v = \text{const}$, $dQ = v d\omega$ и $\frac{P}{\gamma} + y = h$, переписываем уравнение (1) в форме

$$\int \left[\frac{(1-v)}{g} \frac{v^2}{\omega} d\omega + dh + n^2 v^2 \frac{ds}{R^{4/3}} \right] = \text{const} \quad (2)$$

Решение этого интеграла в общем виде невозможно² в виду не-

¹ В. М. Маккавеев и И. М. Коновалов. Гидравлика, М. — Л. 1940 г.

² С некоторыми упрощениями интегрирование выполнено А. С. Кожевниковым в использованных нами работах: 1) „Интегрирование дифференциального уравнения установившегося движения потока с переменным расходом“ и 2) „К расчету промывной галлерей со щелью“. Ташкент. Машинопись. Технический архив САНИИРИ, 1947 г.

определенности изменения гидравлического радиуса по длине галлерей, т. е. функции $R=f(S)$. Приближенное интегрирование¹ по участкам приводит к выражению

$$h_1 - h_2 = \frac{(1-v)v^2}{g} \ln \frac{\omega_2}{\omega_1} + n^2 v^2 \frac{S_{1-2}}{R_{cp}^{4/3}} \quad (3)$$

где R_{cp} — средний гидравлический радиус на участке 1—2.

Решение интеграла (2) значительно упрощается для частных случаев квадратного и кругового сечения галлерей, когда $R=f(S)$ выражается простой зависимостью.

Так, для галлерей квадратного сечения имеем (так как $R=\frac{l}{4}$):

$$R = \frac{1}{4} \left(\frac{q}{v} \right)^{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}} S^{\frac{1}{2}}$$

кроме того, совмещая начало координат с началом сборной части галлерей, имеем

$$Q = qS \quad \text{и} \quad \omega = \frac{Q}{v} = \frac{q}{v} S.$$

Интеграл последнего члена уравнения (2), учитывающий потери на трение, будет

$$hf = 4^{4/3} n^2 v^2 \left(\frac{v}{q} \right)^{\frac{2}{3}} \int_1^2 S^{\frac{2}{3}} ds$$

или

$$hf = 3 \cdot 4^{4/3} \frac{n^2 v^{2,67}}{q^{2/3}} \left[S^{\frac{1}{3}} \right]_1^2$$

и окончательно

$$hf = K \frac{n^2 v^{2,67}}{q^{2/3}} (\sqrt[3]{S_2} - \sqrt[3]{S_1})$$

где

$$K = 3 \cdot 4^{4/3} \approx 19.$$

Поэтому общие потери напора по длине сборной части галлерей между начальным (Н) и конечным (К) сечениями в этом случае выражаются уравнением

$$h_n - h_k = \frac{(1-v)v^2}{g} \ln \frac{\omega_k}{\omega_n} + K \frac{n^2 v^{2,67}}{q^{2/3}} (\sqrt[3]{S_k} - \sqrt[3]{S_n}) \quad (4)$$

Аналогичные рассуждения показывают, что уравнение (4) имеет силу и для кругового сечения при $K=16$.

Таким образом, круговое сечение дает в 1,2 раза меньшие потери на трение, чем квадратное. Учитывая, что при круговом сечении в трубе легче обеспечивается винтовое движение и транспортирование наносов, рекомендуется именно эта, круговая, форма сечения.

Уравнения (2) и (4) не применимы для сечения 0—0, где по положенным в основу расчета условиям $\omega=0$, почему необходимо начало расчета вести, отступая от начала галлерей на некоторую величину.

Применение щели-порога облегчается при наличии достаточных напоров для самотечного промыва сброса, т. е. для условий Большого Ферганского канала, Атбашинской системы и других каналов в горных и предгорных районах. Однако, и для низовий рек не исключена целесообразность применения этой конструкции. Так, в проекте нового водо-

¹ Произведено И. А. Якишас

заборного устройства канала Пахта-Ариа в Кара-Калпакской АССР эта конструкция может использовать наличный перепад (напор). Несколько труднее обеспечить сброс наносов в условиях отсутствия свободного напора, как, например, на Ташсакинской магистрали и других подобных каналах. Тем не менее, при детальном изучении вопроса применение щели-порога и здесь оказывается целесообразным, поскольку указанное выше количество наносов (миллионы m^3 ежегодно) в настоящее время удаляется землесосами и вручную¹. Для откачки воды из галлерей (до 5% от расхода воды в канале) потребуются насосы с большей мощностью, чем мощность землесосов — но удаление пульпы будет облегчено и, кроме того, стационарные насосные установки дешевле в эксплуатации, чем передвижные землесосы (Ирригатор и др.), требующие большого обслуживающего штата. Кроме того, в условиях Ташсакинского канала представляется возможность электрифицировать насосную станцию, используя Шаватскую ГЭС².

Схема порога-щели при откачке сбросной воды может найти широкое применение и на внутрисистемных устройствах (в том же Ю. Хорезме ККАССР и др. районах), при этом можно использовать местные понижения и озера в качестве наносоприемников.

В порядке первого производственного опыта подобное сооружение намечено построить в 1949 году на канале Кинчак-Боз-су.

¹ М. Я. Шапша, "Применение землесосов в ирригации", журнал "Гидротехническое строительство" № 2 за 1947 год.

² Тем более, что без борьбы с наносами на Таш-Саке эта ГЭС будет претерпевать затруднения от завала напорного бассейна песком и перебоев с водозабором.

М. С. ВЫЗГО
Доктор технических наук

ДЛИНА КРЕПЛЕНИЯ НИЖНЕГО БЬЕФА, РАЗМЫВ ПРИ ОТСУТСТВИИ ГАСИТЕЛЕЙ ЭНЕРГИИ¹ и МЕРЫ ЗАЩИТЫ

(Материалы к составлению норм для расчетов и конструирования нижнего бьефа гидротехнических сооружений)

1. Отсутствие правильного решения задачи о длине крепления в нижних бьефах гидротехнических сооружений приводит к многочисленным случаям размывов. Попытки решить задачу на основе прямых наблюдений за построенными сооружениями в Индии, как известно, привели инженера Бляя к формулам для отыскания длины водобоя и рисбермы, причем рекомендуемые им формулы стали широко применяться и в нашей ирригационной практике. Формулы Бляя приведены в таблице 1.

Таблица 1

Элемент сооружения Тип сооружения	Водобой	Общая длина (водобой + рисберма)
Водосливная плотина и перепад	$0,61C \sqrt{z_0}$	$1,16 C \sqrt{qz} = B_1 \sqrt{qz}$
Промывной шлюз	$1,07C \sqrt{z_0}$	$1,75 C \sqrt{qz} = B_2 \sqrt{qz}$

где:
 q — погонный расход воды,
 z_0 — напор над дном водобоя,
 z — напор над горизонтом воды в нижнем бьефе,
 C — коэффициент, зависящий от свойств грунта: его значения приведены по Бляю (таблица 2).

¹ Несмотря на то, что для огромного большинства строящихся и ремонтируемых сооружений обязательно введение гасителей, вопрос о сооружениях без гасителей все же имеет свое значение, главным образом методическое.

п.п.	Грунт	C	E_1	E_2
1	Тонкий ил и мелкий песок	от 15 до 18	от 17 до 21	от 26 до 32
2	Грубый песок и гравий с песком	9 — 12	10 — 14	16 — 21
3	Булыжник и галька с песком	4 — 6	5 — 7	7 — 10

Как и все эмпирические формулы и приемы, рекомендации Бляя имеют за собой, несомненно, то преимущество, что они, будучи апостериорными (выведенными из опыта), согласуются с данными прямых наблюдений в натуре (в Индии). Но в этом и их недостаток, так как они подобраны на ограниченном материале более или менее однотипных сооружений. Это, с одной стороны, приводит к ошибкам при применении этих формул в несвойственных для них случаях и, с другой стороны, к справедливой их критике¹, вследствие чего формулы Бляя все реже рекомендуются и заменяются другими. К сожалению, в нашей литературе и справочниках чаще можно найти менее правильную формулу для длины водобоя и реже — более правильную для всей длины крепления (для рассмотренных Бляем типов конструкций с удлиненным креплением сооружений на слабых основаниях).

Для галечниково-гравелистых грунтов и коротких креплений по типу французско-швейцарских плотин, известны рекомендации Кёхлина, приводимые в таблице 3.

Таблица 3

$l:H$	1,5	2	2,5
$y:H$	1,5	1,25	1,00

где:

l — длина крепления,

H — напор,

y — глубина зуба.

В справочнике по мелиорации и гидротехнике, том I (ВНИИГИМ, 1934 г.), ориентировочно размеры рисбермы рекомендуется назначать равными

в шлюзах-регуляторах от 5 до 6 H ,

в промывных шлюзах от 5 до 8 H .

Как видим, предложения Кёхлина и ВНИИГИМа учитывают только геометрические размеры и не учитывают расхода воды, поэтому они не могут рекомендоваться в дальнейшем.

2. Многочисленными специальными исследованиями, теоретическими и лабораторными, в значительной части выполненными советскими учеными и инженерами, детально разработан вопрос о гидравлическом расчете водобойной части сооружения как в его надземной части, так

¹ В. Д. Журип. „Основы гидротехнического расчета“. „Вестник ирригации“ № 9, 1924 г., где, кроме формул Бляя, рассмотрены рекомендации и других зарубежных инженеров.

и по подземному контуру. В нашу практику прочно вошла для определения общей длины крепления следующая формула для креплений без водобойных колодцев и стенок, с горизонтальной рисбермой (рис 1).

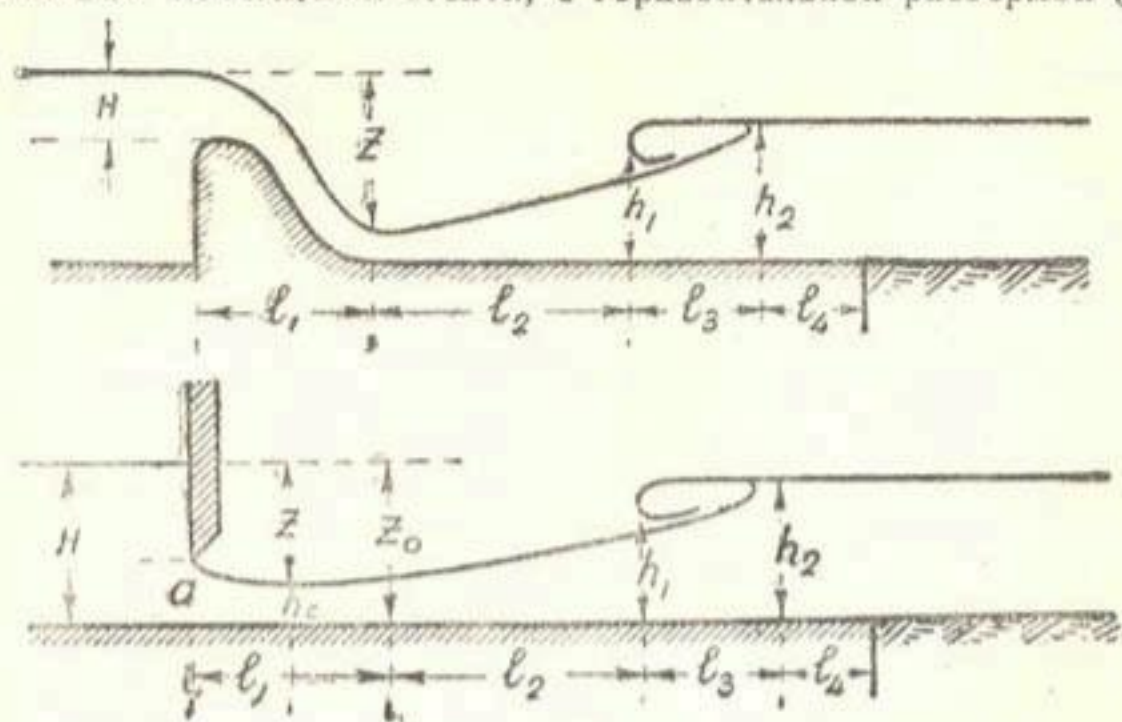


Рис. 1

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \quad (1)$$

где:

- l_1 — длина участка водобоя до сжатого сечения,
- l_2 — длина между сжатым сечением и прыжком (длина кривой подпора),
- l_3 — длина прыжка (в прямоугольном и широком русле)

$$l_3 = 5(h_2 - h_1) \approx 5h_2.$$

l_4 — дополнительный участок „запаса“.

Расчет первых трех членов формулы (1) обычно не представляет большого труда и излагается в курсах и гидравлических справочниках.

Для последнего члена формулы (1) имеются различные рекомендации, причем обычно указывается, что они достаточно произвольны¹. Назначая длину l_4 кратной глубине на рисберме, т. е. рекомендуя пользоваться формулой

$$l_4 = \lambda_4 h \quad (2)$$

обычно рекомендуют значения λ_4 от 1 до 2. Проф. Чертоусов М. Д. предлагает² увеличить этот коэффициент до 3; в практике Средней Азии иногда рекомендуют брать его значение равным 8.

Для сооружений с затопленным прыжком, считая длину крепления от „сжатого“ сечения, получаем

$$l = l_3 + l_4$$

или

$$l = (\lambda_3 + l_4) h = \lambda h \quad (3),$$

¹ А. И. Ахутин „Курс гидротехнических сооружений“. Под редакцией проф. Блазняка и Гриница 1936 г.

² М. Д. Чертоусов. „Материалы к нормам гидравлических расчетов водосбросных сооружений“, Ташкент, 1944 г., техн. архив САНИИРИ.

где $\lambda = \lambda_3 + \lambda_4$, причем $\lambda_3 = 5$.

При рассмотрении таблицы (2) видим, что по Бляю $\lambda \cong B =$ от 5 до 32, что примерно¹ отвечает значениям $\lambda_4 =$ от 0 до 27, так как им рассмотрены случаи затопленного водобоя.

Для определения длины крепления имеются еще формулы Избаша,² Вейц, Абрамова и Факторовича.³

Формула Абрамова М. З. имеет вид

$$l = l_a + l_p$$

где длина вод боя равна

$$l_a = 4,5h_2$$

длина рисбермы равна

$$l_p = \left(0,475 + \frac{1,67}{\ln \eta}\right) \cdot l_a,$$

относительная высота прыжка

$$\eta = \frac{h_2}{h_1}$$

Напишем эту формулу в виде

$$\lambda = \frac{l}{h_2} = 6,7 + \frac{7,5}{\ln \eta} \quad (4)$$

Поскольку обычная относительная высота прыжка равна от 2 до 15, то, составив таблицу значений (табл. 5), видим, что относительная длина крепления по Абрамову находится примерно между $\lambda \cong$ от 10 до 18, т. е. $\lambda_4 =$ от 4 до 13.

Таблица 5

η	1,5	2	5	10	15
λ	25,4	17,1	11,4	9,9	9,5

Таким образом, значение λ по Абрамову не находится в резком противоречии с данными Бляя.

¹ Действительно, по Бляю $l = B \sqrt{q z}$, тогда как правильнее писать

$$l = l_3 + l_4 = \lambda h = \lambda \sqrt{q \sqrt{z}}$$

так как

$$h = h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 - \frac{8q^2}{g h_1^3}} - 1 \right] = 0,95 \sqrt{q \sqrt{z}} \cong \sqrt{q \sqrt{z}}$$

В условиях сооружений Индии при почти одинаковых z ошибочное введение $\sqrt{q z}$ вместо $\sqrt{q \sqrt{z}}$ мало ощутимо, и прокорректировано Бляем введенными им коэффициентами.

² Избаш С. В. „Гидравлика производства работ по преграждению русла“. 1939 г. Госгудройздат.

³ Факторович М. Э. „Расчет крепления водобоя и рисбермы“ 1943 г., машинопись, технический архив САНИИРИ.

Формула Абрамова едва ли правильно отражает влияние η , так как с увеличением η , казалось бы, коэффициент λ должен не убывать, а возрастать.

Формула инж. Вейц И. И. имеет вид

$$l_4 = \frac{3CR}{2g} \left[1 - \frac{1}{(\alpha_2 - 0,15)^{2/3}} \right] \quad (5)$$

где:

R — гидравлический радиус;

C — коэффициент в формуле Шези (напр. табл. 11);

α_2 — коэффициент (корректив) неравномерности распределения скорости в сечении сразу за прыжком;

g — ускорение силы тяжести.

По Вейцу связь между η и α_2 может быть сокращенно представлена таблицей 6.

Таблица 6

$\eta = \frac{h_2}{h_1}$	1	1,5	2,0	2,5	8	15
α_2	1	1,05	1,14	1,3	2,2	3,0

При $\eta = 2$ и $\alpha_2 = 1,14^1$ формула (5) приводит к $\lambda_4 = 0$, т. е. $l_4 = 0$.

Далее, если принять $R \cong h$ и обозначить через $\frac{1}{m}$ величину

$$\frac{1}{m} = \frac{3 \left[1 - \frac{1}{(\alpha_2 - 0,15)^{2/3}} \right]}{g},$$

то можно написать формулу Вейца в виде:

$$\lambda_4 = \frac{C^2}{m} \quad (6)$$

Сведем в таблицу 7 значения коэффициента λ_4 для креплений с искусственной шероховатостью ($C \cong 20$) и для гладких рисберм ($C = 50$ и более).

Таблица 7

α_2	$\frac{C}{m}$	20	50	100
3	27	16	93	240
2	40	10	62	160
1,5	70	6	35	91

Как показывает таблица, для сравнительно гладких рисберм получены очень большие значения λ , а следовательно и l .

Формула Факторовича М. Э. имеет вид²

$$l_4 = \frac{(\alpha_2 - \alpha) C^2 R}{2g} \quad (7)$$

¹ Вопрос о коэффициенте α_2 очень слабо изучен. На основе наблюдений за местными размывами мы считаем, что в сечении сразу за прыжком любой относительной высоты свыше $\eta = 2$ он равен примерно $\alpha_2 = 2$ до 2,5.

² М. Э. Факторович отмечает, что формулы (5) и (7) предложены автором для определения длины переходного участка от сечения за прыжком с повышенной кинетичностью потока до сечения с нормальной энергонасыщенностью.

где α_2 — сразу за прыжком;
 α — в конце крепления ($\alpha \cong 1$).

Обозначив через $\frac{1}{m}$ величину $\frac{1}{m} = \frac{\alpha_2 - \alpha}{2g}$ и приняв $R = h$, напомним формулу Факторовича в виде

$$\lambda_4 = \frac{C^2}{m}.$$

Составив таблицу 8 — значений коэффициента λ_4 , наглядно видим, что эта формула дает еще больший запас, чем предыдущая.

Таблица 8

α_2	$\alpha_2 - \alpha$	$\frac{C}{m}$	20	50	80
3	2	10	40	250	640
2	1	20	20	125	320
1,2	0,2	100	4	25	64

Формула Избаша С. В. имеет вид:

$$l = l_a + l_p,$$

где длина водобоя $l_a \cong 5h$ и длина рисбермы

$$l_p = \frac{C^2 h}{g} \left(1 - \sqrt[4]{\frac{\alpha}{\alpha_2}} \right) \quad (8)$$

Обозначив через $\frac{1}{m}$ величину

$$\frac{1}{m} = \frac{1 - \sqrt[4]{\frac{\alpha}{\alpha_2}}}{g}$$

получаем

$$\lambda_4 = \frac{C^2}{m}.$$

Составив таблицу 9, видим, что при $\alpha_2 = 2$ по Избашу для значений C от 40 до 80 — величины коэффициента λ_4 — от 25 до 98 и λ_4 от 30 до 103.

Таблица 9

$\frac{\alpha_2}{\alpha_1}$	$\frac{C}{m}$	20	30	40	50	60	80	100
3	40	10	25	40	65	95	160	260
2	65	6	14	25	38	55	98	154
1,2	200	2	5	8	18	19	32	53

Таким образом, по Избашу значения λ_4 меньше, чем по Вейцу и Факторовичу, но значительно больше, чем по Ахутину, Чертоусову, Абрамову и Бляю.

Следовательно, в отдельных рекомендациях изменение коэффициента запаса длины крепления равно λ_4 от 0 до нескольких сотен. Столь большой диапазон рекомендуемых значений не может быть терпим в дальнейшем.

3. Анализ показывает, что к оценке длины крепления с точки зрения гидравлики надземного потока (оставляя в стороне вопрос о подземном фильтрационном потоке) следует подходить с оценки успокоенности потока, выравнинности его скоростей. Действительно, с удлинением крепления, поток все более и более успокаивается (при одной и той же глубине на рисберме), причем распределение энергии по глубине все более выравнивается, пульсация уменьшается, скорости распределяются примерно так же, как в русле (т. е. α приближается к единице), и местного размыва не наблюдается. Наоборот, в случае отсутствия крепления размывы бывают наибольшие. В этом случае мы имеем дело с „бурным режимом“ потока, а тогда, как известно¹, глубина в месте размыва равна

$$t = K\sqrt{qz} \quad (9)$$

Значения коэффициента размыва (K) приведены в таблице 10.

Таблица 10

Угол наклона потока (струи) к горизонту β°	0	12	25	50	90
Коэффициент $K_{\text{макс}}$ для обычных грунтов и скалы (после длительного размыва)	1,4	1,7	2,0	2,7	3,3
Коэффициент $K_{\text{макс}}$ для плывунов . . .	1,4	1,8	2,4	3,3	4,5

Легко заметить, что при $\beta \approx 0^\circ$, т. е. малом наклоне струи, и при горизонтальном направлении бурного потока грунт почти не оказывает влияния на конечную глубину размыва. Это было замечено и Шокличем А., который для случая истечения из-под щита (промывной шлюз) при коротком креплении при $l \approx 1,5 H$ на основе экспериментов дал эмпирическую зависимость (случай одинаковых отметок дна русла и водобоя)

$$T = 0,378q^{0,35} z^{0,50} \quad (10)$$

т. е.

$$t_{\text{макс}} = T + h = 0,378q^{0,35} z^{0,50} + q^{0,50} z^{0,25} \quad (11)$$

Прямое сравнение результатов вычислений по формулам (11) и (9) дает достаточно близкую сходимость.

Таким образом, в условиях отсутствия развитого крепления при горизонтальном направлении потока для глубины в месте размыва имеем

$$t_{\text{макс}} = 1,4 \sqrt{q \sqrt{z}} \quad (12)$$

¹ *Гидротехническое строительство* № 9, 1940 г. и № 7 за 1947 г., статьи Вызго М. С., Тезисы докладов конференции НИТО строителей 1941 г. в г. Москве. Более подробно этот вопрос рассмотрен и изложен в нашей работе „Решение некоторых задач по борьбе с размывами нижних бьефов гидротехнических сооружений“ (докторская диссертация), машинопись, 1944 г. Библиотека Московского Гидромелиоративного института им. В. Р. Вильямса.

или для глубины местного размыва

$$T = t_{\text{макс}} - h = (K - 1) \sqrt[3]{q \sqrt{z}} = 0,4 \sqrt[3]{q \sqrt{z}} \quad (13)$$

Если отметка горизонта воды нижнего бьефа будет ниже, чем отвечающая h_2 , и будет приближаться к h_1 , то ось потока несколько искривится, угол β может достигнуть 18° , и тогда $K \cong 1,8$, что хорошо подтверждается другими исследователями.

Однако в виду того, что с удлинением рисбермы, очевидно, нельзя допускать в ее конце вторичного перепада, в дальнейшем будем учитывать угол $\beta = 0$.

Результаты исследований Эйнвахтера, Избаша и небольшой серии произведенных в 1944 г. опытов в САНИИРИ по изучению влияния длины горизонтального крепления на размыв позволяют дать значения коэффициентов K для удлиненных, сравнительно гладких ($C = 40 - 50$) креплений и $\lambda = f(C, K)$ для укороченных.

Связывая λ с шероховатостью, впредь до более широких исследований, полагаем возможным рекомендовать для коэффициента λ формулу (14).

$$\lambda_s = C(K - 1) = 0,4C \quad (14)$$

и следовательно

$$l_p = 0,4 \cdot C \sqrt[3]{q \sqrt{z}} = 0,4 C \cdot \frac{q}{v_{\text{дон}}}$$

где:

C — коэффициент в формуле Шези, зависящий от шероховатости рисбермы.

Значения коэффициентов λ и λ_s приводим в таблице 11.

Таблица 11

Конструкция рисбермы	C	λ_s	$\lambda = \lambda_s + 5$
Искусственная шероховатость	20	8	13
Грубая мостовая из рваного камня	30	12	17
Мостовая, грубый бетон	40	16	21
Кирпичная и тесовая кладка, бетон	50	20	25
	60	24	29
Струганные доски, тщательная цементная штукатурка, асфальт	80	32	37
	100	40	45

Следовательно, наши рекомендации дают для значений $C =$ от 40 до 80, величину $\lambda_s =$ от 16 до 32 и около 20 при $C = 50$, что соответствует $\lambda = 25$ и $K = 1$ (табл. 12).

4. С увеличением длины крепления уменьшается глубина размыва, которую находим по формуле

$$t = K \sqrt[3]{q \sqrt{z}}$$

Значения коэффициента K для гладкой поверхности крепления, когда $C \cong 50$, приведены в таблице 12.

Относительная длина λ	5	10	20	25
Коэффициент глубины (K)	1,4 = $K_{\max}$	1,3	1,2	1
	от 0,8	0,5	2	0
Объемный коэффициент (w)	до 2,4	1,5	0,6	0
	ср. 1,2	1,0	0,4	0

Нет, однако, никакой необходимости всегда добиваться полного отсутствия размыва, т. е. стремиться к длинной и дорогой набережной.

Действительно, устраивая низовой зуб — экран, можно за ним допустить размыв, глубина которого будет меньше глубины основания зуба.

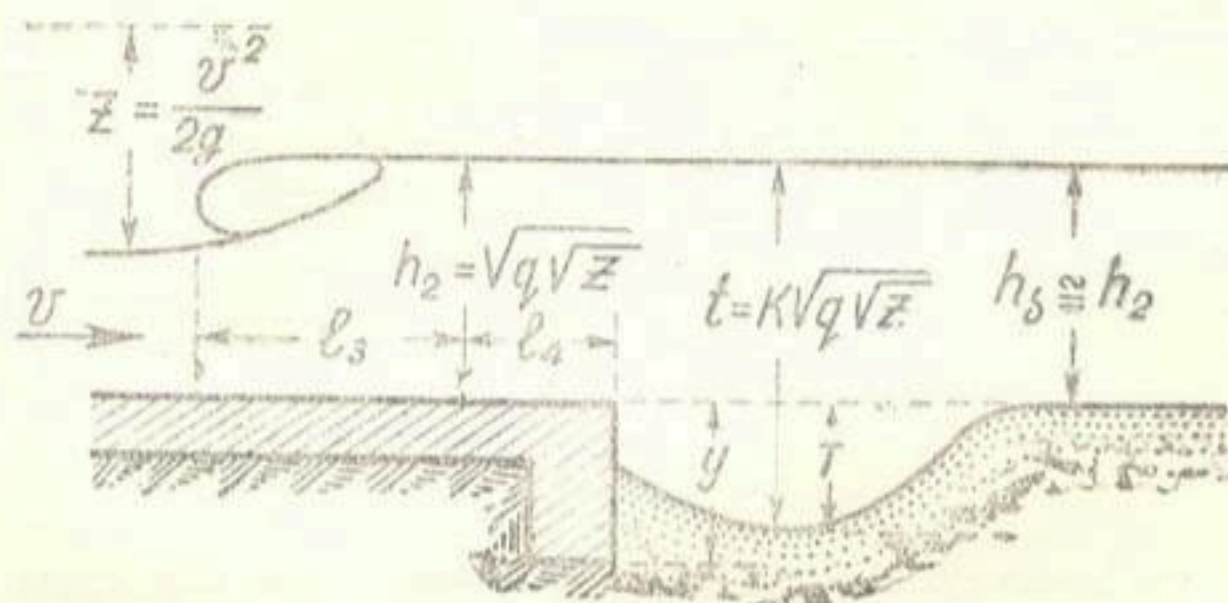


Рис. 2

Обозначим глубину зуба через y (рис. 2) и, считая, что допустим размыв

$$T \approx \Delta \cdot y, \quad (15)$$

находим длину участка крепления l_4 , пользуясь формулой

$$l_4 = \lambda_4 h,$$

где

$$\lambda_4 = C \left[\frac{t_{\max} - t}{t} \right] = C \left[\frac{1,4h}{\Delta y + h} - 1 \right] \quad (16)$$

Здесь $t_{\max}$ — глубина t при $\lambda \leq 5$, т. е. практически для случаев без крепления (наибольший размыв). Для случаев, когда размыва нет, т. е. когда $T = 0$, формула (16) дает $\lambda_4 = 0,4 C$.

Все вышесказанное позволяет ввести в расчет длины крепления достаточную определенность.

Поясним это на примере:

Пусть $z = 3$ м; $y = 1$ м, $\Delta = 0,75$, т. е. $T = 0,75$ м.

Требуется подсчитать длину гладкого крепления ($C = 50$) для трех сооружений с различными расходами воды $q_1 = 2$, $q_2 = 4$ и $q_3 = 25$ м³/сек. на один пог. м. Результаты подсчетов, сведенные в таблицу 13, показывают, что в первом случае крепления не требуется, так как формула (16) дает отрицательное значение для λ_4 .

Таблица 13

q	$h = \sqrt[3]{q \sqrt{z}}$	λ_4	$l_4 = \lambda_4 h$
2	1,85	—	Не требуется
4	2,63	4,5	1,6 м
25	6,57	13,0	85,3 м

Очевидно, во многих случаях целесообразнее несколько увеличивать зуб, чем делать длинную рисберму. Практика гидротехнического строительства это подтверждает¹.

Следует подчеркнуть, что рекомендуемый нами способ расчета основан на обязательном требовании, что глубина на рисберме h отвечает не только требованию затопленности прыжка, но и допустимой средней скорости в отводящем русле (в канале).

Очевидно, если $v = \frac{q}{h}$ будет больше допустимой скорости, то последует общая деформация русла, что недопустимо.

Рассмотрим еще один пример. Пусть допустимая средняя скорость в канале равна $v = 0,8$ м/сек; расход $q = 0,5$ м³/сек. на один метр ширины русла; тогда глубина в русле должна быть не меньше $h = \frac{q}{v} = \frac{0,5}{0,8} \cong 0,63$ м. Очевидно, на сооружении без гасителей мы в данном случае можем допустить напор не более отвечающего условию начала затопленного прыжка, когда $h = 0,95 \sqrt[3]{q \sqrt{z}}$,

т. е.

$$z = \frac{h^4}{0,95^4 q^2} = \frac{0,63^4}{0,95^4 \cdot 0,5^2} \cong 0,80 \text{ м.}$$

Этому условию отвечает вторая схема на рис. 3. При этой схеме, на основе обычных гидравлических расчетов, находим глубину в сжатом сечении равной около $h_c = 0,12$, открытие щита равным около $a = 0,20$, и напор перед щитом $H = 0,92$ м.

Небольшое увеличение открытия щита может при пропуске того же расхода изменить схему истечения и привести к схеме 1 (верхняя на рис. 3), а небольшое уменьшение открытия ($a < 0,20$) к схеме 3 (нижняя на рис. 3). Поэтому в условиях эксплуатации нужно внимательнее относиться к маневрированию затворами.

Подсчитаем, какую глубину размыва T следует ожидать, если не делать рисберму (длина водобоя указана на рис. 3). По формуле (13) находим для всех трех схем.

$$T_{\max} = 0,4h \cong 0,25 \text{ м и } t_{\max} = 0,25 + 0,63 = 0,88 \text{ м.}$$

Поставим себе две задачи при расчете длины бетонной рисбермы в двух предположениях:

- а) — размыв не допускается,
- б) — допускается размыв на глубину $T = 0,15$ м, причем $y = 0,20$ м (т. е. $\Delta = 0,75$).

В первом случае имеем при $C = 80$, согласно таблицы 11, коэффициент $\lambda_4 = 32$, т. е. $l_4 = 32 h = 20$ м (таблица 14). Во втором случае, пользуясь формулой (16), находим

$$\lambda_4 = 80 \left[\frac{0,85}{0,15 + 0,63} - 1 \right] = 7,2 \cdot h_4 \cong 45 \text{ м.}$$

¹ Например, Газалакентская (Яман-Джарская) плотина на р. Чирчик (водозаборный узел Чирчикских ГЭС), французо-швейцарский тип плотин и другие.

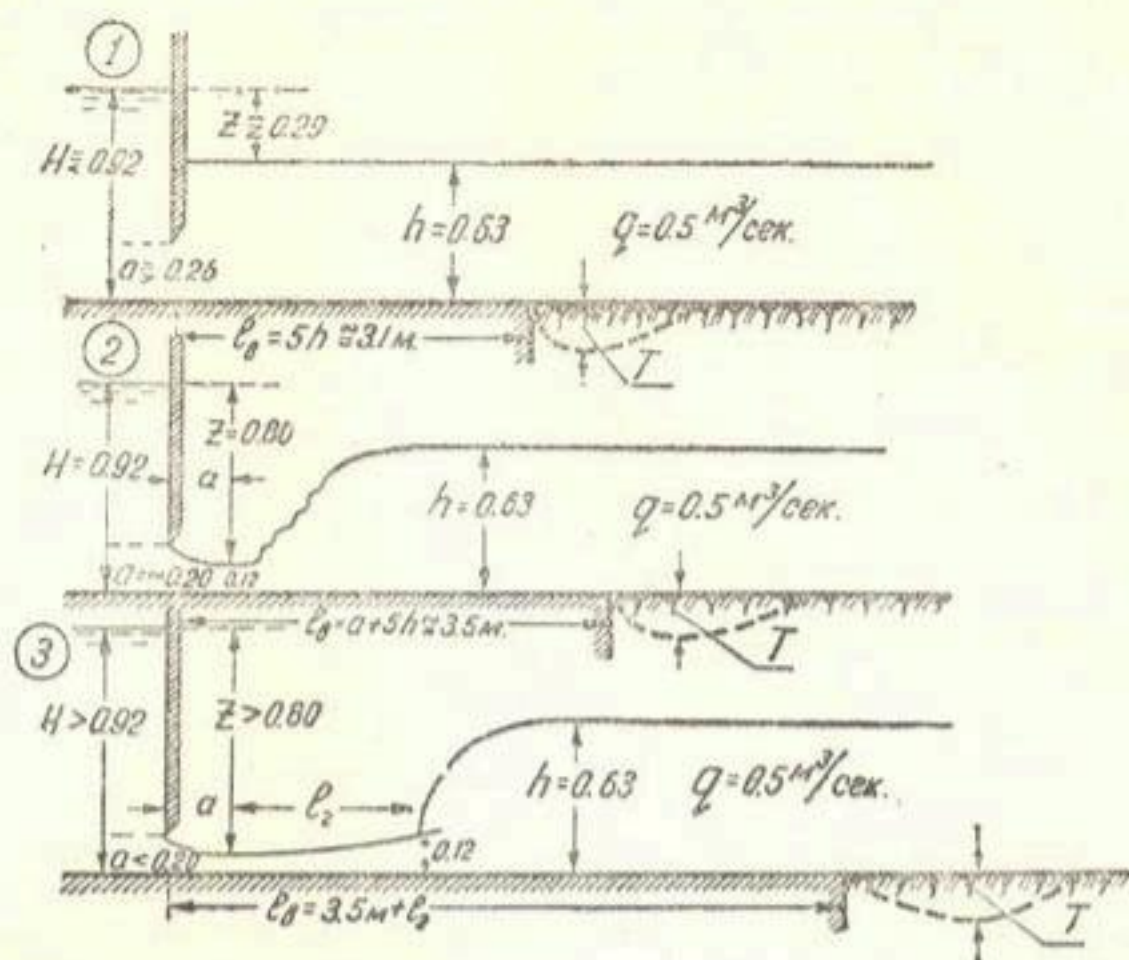


Рис. 5

Таким образом при устройстве зуба длина рисбермы уменьшается более чем в 4 раза (на $20 - 4,5 = 15,5$ м или на 77%).

Для этого же примера подсчеты λ_4 и l_4 по разным формулам приведены в таблице 14 (принято $\alpha_2 = 2$ и $\eta = \frac{0,12}{0,63} \approx 5$).

Таблица 14

Ф о р м у л а	λ_4	l_4	По сравнению с 4
ВНИИГИМ	—	4,5—8	недостаточно
Бляй	11—16	7—10	
Абрамов	7,5	4,7	
Вызго	32	20	рекомендуется
Избаш	98	62	
Вейц	160	100	излишне велика
Факторович	320	200	

5. В условиях, способствующих искривлению динамической оси (сбояности течения), необходимо вводить еще дополнительные поправки к расчету длины крепления. Именно, необходимо иначе рассчитывать длину прыжка (l_3). Если для случая отсутствия сбоя $l_3 \approx 5(h_2 - h_1)$, то в условиях сбоя эта длина увеличивается в несколько раз.

Опыты 1944 г. гидротехнической лаборатории САНИИРИ¹ показали, что создающаяся в трапециевидном русле сбояность течения удлинняет

¹ Выполнены доцентом В. М. Малышко.

зону прыжка, которая может быть подсчитана по подобранной нами эмпирической формуле¹.

$$\frac{l_3}{h_2 - h_1} = 0,3 (Fr + 40) \quad (17)$$

где $Fr = \frac{v_1^2}{gh_1}$ есть „коэффициент кинетичности“, или число Фруда для сечения перед прыжком. В опытах это число изменялось от 6 до 60². Формула (17) может быть также представлена в виде:

$$\frac{l_3}{h_2 - h_1} \cong \frac{l_2}{h_2} = 5 \left[2,4 + \left(\frac{0,76z}{h_2} \right)^2 \right] \quad (17)$$

причем, как указано выше,

$$h_2 \cong \sqrt{q \sqrt{z}}.$$

Сравнение формулы (17) с формулой Сафранца для прыжка в прямоугольном русле, т. е. с формулой (18)

$$\frac{l_3}{h_2 - h_1} = \frac{11,8 \sqrt{Fr}}{\sqrt{1 + 2Fr} - 3} \cong \frac{4 \sqrt{Fr}}{\sqrt{Fr} - 1} \cong 5 \quad (18)$$

показывает, что сбойность в трапециoidalном русле увеличивает длину прыжка при одинаковых числах Фруда примерно от 2,5 до 6 раз.

Затопление прыжка уменьшает его длину. Те же опыты показали, что увеличение глубины до $h = 1,25 h_2$ уменьшает коэффициент в формуле (17) с 0,30 до 0,25, а увеличение до $h = 1,50 h_2$ до 0,20 (т. е. на 30%³).

6. Объем местного размыва (объем вальцев) еще Ребоком рекомендовано подсчитывать по формуле

$$W = wq \sqrt{z} \quad (19)$$

без достаточных, правда, обоснований для выбора значений коэффициента w , который Ребок считает равным от 1,2 до 2,4.

Эта эмпирическая формула может быть обоснована, коэффициенты исправлены. Так, для свободного прыжка в прямоугольном русле объем вальца равен

$$W \cong \frac{h_2 l_3}{2} = \frac{5h_2^2}{2} = 2,5q \sqrt{z}, \text{ т. е. } w = 2,5.$$

Для несвободного прыжка (в водобойном колодце), когда $l_3 \cong 3h_2$, получаем

$$W = 1,5q \sqrt{z}, \text{ т. е. } w = 1,5.$$

Для воронки размыва за креплением при горизонтальном направлении потока в случае отсутствия сбойности течения и когда форма размыва в продольном профиле близка к треугольнику, образованному глубиной T и откосами m_1 и m_2 , объем воронки размыва будет равен (рис. 4, двойная штриховка)

$$W = \frac{m_1 + m_2}{2} T^2 \quad (20)$$

¹ Журнал „Гидротехническое строительство“ № 2, 1947 г. Статья автора. По данным американских исследований $l_3 = 5 \left(1 + 4 \sqrt{\frac{B_2 + B_1}{B}} \right)$, где B_1 и B_2 ширина по зеркалу до и после прыжка.

² В настоящее время в гидротехнической лаборатории САНИИРИ производится детальное исследование явлений растекания и ликвидации сбойности. Опыты выполняет Л. А. Мамкович.

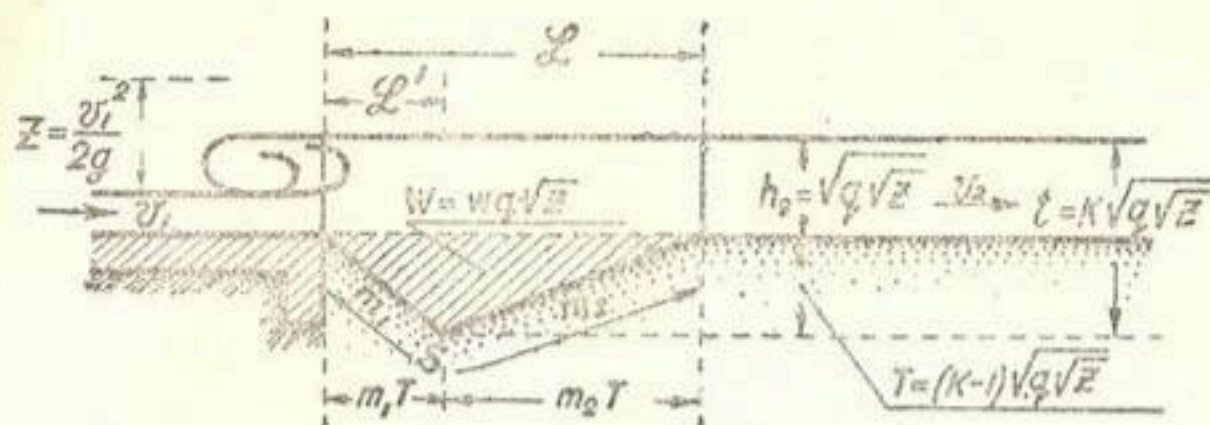


Рис. 4

где

$$T = (K - 1) \cdot \sqrt{q\sqrt{z}}.$$

Однако, форма размыва, зависящая от свойства грунта, еще недостаточно изучена.

В этом отношении можно использовать формулы, основанные на рекомендациях Лера¹.

$$S = \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^2} = \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + \eta^2} \quad (21)$$

$$a \cong \frac{q \cdot (v_1^2 - v_2^2)}{1,8 v_2^2} = \frac{q}{1,8} (\eta^2 - 1) \quad (22)$$

$$L = \frac{S}{n}, \text{ где } n \text{ от } 1,2 \text{ до } 1,5 \quad (23)$$

$$L' = \frac{L}{n'}, \text{ где } n' \text{ от } 3 \text{ до } 6 \quad (24)$$

Иными словами, по Леру $\frac{m_2}{m_1} = \text{от } 3 \text{ до } 6$. Здесь $\eta = \frac{v_1}{v_2} = \frac{h_2}{h_1}$.

Этими рекомендациями придется пользоваться впредь до более точного решения задачи².

Очевидно, размыв легко можно уменьшить отсыпкой булыжного камня. Объем засыпки рекомендуем подсчитывать, используя формулу (20).

Учитывая, что для обычных условий можно принять

$$\frac{m_1 + m_2}{2} \cong 5 \text{ до } 15,$$

находим при очень коротком креплении наибольший объем по формуле (19) при $w = \text{от } 0,8 \text{ до } 2,4$.

¹ Журнал Der Bauingenieur, 1926 г. тетрадь 6. Общие деформации размыва русла следует рассчитывать способом Е. А. Замарина, „Курс гидротехнических сооружений“, том II, изд. 1946 г.

² Определить глубину размыва по Леру при горизонтальной рисберме нельзя, так как им дана формула

$$t = \frac{S}{n \cdot n'} \cdot \operatorname{tg} \beta = L' \cdot \operatorname{tg} \beta$$

котора всегда дает $t = 0$ при $\beta = 0$.

Для других длин значения w приведены в табл. 12.
Размер камня верхнего слоя засыпки рекомендуется брать по формуле

$$d = 0,2 v^2,$$

где

$$v = v_{\text{ср}} = \frac{q}{h},$$

а для остальной засыпки $d =$ от $0,1 v^2$ до $0,05 v^2$ (смесь).

Эти рекомендации могут применяться при определении объемов предохранительных и ремонтных работ, причем для массовых сооружений с достаточной для практики точностью можно считать $w = 1$, т. е. объем засыпки

$$W = q \sqrt{z}.$$

М. Л. ДЗЮБАЛТОВСКАЯ

БЫСТРОТОК СБРОСА ФАРХАДСКОЙ ГЭС И КОНЦЕВОЙ ВОДОДЕЛИТЕЛЬ

Ряд сооружений Фархадской ГЭС интересен новизной своих конструкций. Быстроток сброса—одно из таких сооружений. Сброс рассчитан на пропуск $150 \text{ м}^3/\text{сек}$ при общем падении около 34 м. В конце быстротока развивается скорость около $20\text{--}22 \text{ м/сек}$. При отметке дна водобойного колодца, определявшейся общей отметкой дна нижнего бьефа (одинакова с отметкой за всасывающими трубами), глубина в водобойном колодце равна 7,7 м. Этой глубины вполне достаточно для затопления прыжка. Однако, как известно из опыта эксплуатации ряда сооружений¹, такая глубина еще не обеспечивает достаточной и необходимой степени гашения энергии, развивающейся на быстротоке.

Как показывают исследования, очертание низовой части лотка быстротока по параболе значительно улучшает работу колодца²; однако, в отдельных случаях при эксплуатации сооружений обнаружено, что в месте входа потока в колодец все же наблюдается беспокойное сопряжение со взлетом струй и большим количеством брызг (Ак-Тепе, Ак-Кавак III и др.). Это же явление наблюдалось на модели сброса Фархадской ГЭС, исследованной в лаборатории САНИИРИ в масштабе 1 : 35 натуральной величины.

Колебания горизонта воды в колодце в месте входа в него потока из лотка быстротока, достигавшие значительных размеров, распространялись и дальше, создавая в нижнем бьефе значительные волны, могущие нарушить устойчивость откосов. В колодце на значительной его длине развивается мощный валец с большими донными скоростями и боковой раскачкой. На рис. 1 представлены результаты замеров на модели. Понадобилось введение дополнительных устройств. Используя опыт исследования моделей ряда ирригационных сооружений, а также сброса Варзобской ГЭС, ГЭС Ак-Кавак II и др., на модели сброса Фархадской ГЭС были испытаны гребенчатые трамплины³ различной формы и размеров. В виду того, что высокий подъем струи был нежелателен

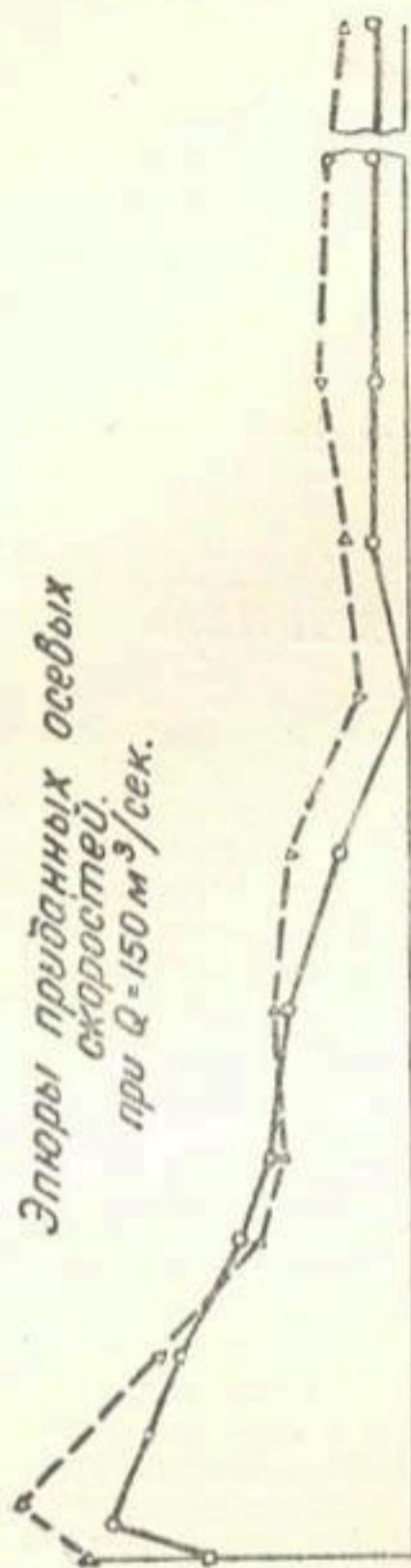
¹ „Гидротехническое строительство“ № 3 за 1941 г., статья Н. П. Ягодина.

² Напр., исследования НИИГ для сброса Ак-Тепинской ГЭС и Комсомольской ГЭС, исследования САНИИРИ для Ташкентского водохранилища Варзобской ГЭС и др.

³ Идея гребенчатых трамплинов предложена М. С. Вызго. Форма и конструкция трамплинов подобрана нами при исследованиях в лаборатории. Выбрана наиболее удачная конструкция.

Эпюры приданных осевых
скоростей
при $Q = 150 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Без
гасителей



При высоком г. д. в н/б. При низком г. д. в н/б.

Разрез по оси сбега.

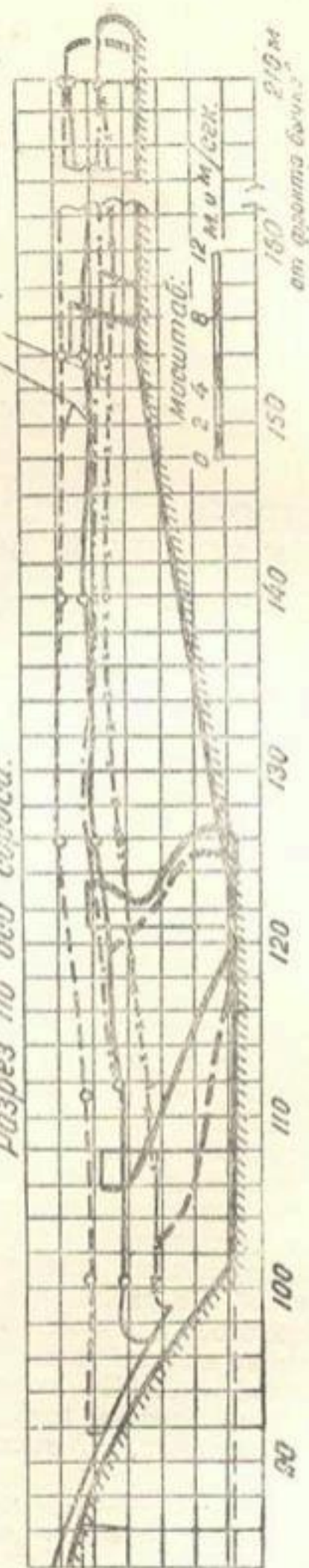


Рис. 1

и требовалось не только как можно больше удалить участок, где могут наблюдаться брызги, но и резко уменьшить количество брызг, а также создать спокойный, без волнений поверхности, выход в нижний бьеф, было решено после ряда опытов остановиться на устройстве трех трамплинов в начальной части параболического очертания конца лотка. Эти трамплины отклоняют часть потока вверх, разделяя весь поток на части и улучшая гашение энергии. Скорости в конце значительно уменьшаются. Резко уменьшаются колебания горизонта воды. Кроме того, верхняя часть потока, поднимаемая трамплинами, расширяясь, создает завесу („гидравлический потолок“), которая не позволяет подниматься брызгам и всплескам в месте сопряжения основной, нижней части потока. В месте падения верхней части потока больших взлетов брызг не наблюдается. Результаты исследований показаны на рис. 2.

Следует отметить, что опыт эксплуатации сброса ГЭС Ак-Кавак II и III, где использованы трамплины (несколько других размеров, подобранных в лаборатории), показал эффективность этой конструкции. Однако, сброс Фархадской ГЭС отличается значительно большими расходами и падением и поэтому представляет еще больший интерес. Таким образом мы видим, что весьма простое устройство в виде трамплинов, высотой 0,9 м, совершенно меняет характер работы колодца, организуя надежное гашение энергии.

Новизной своей конструкции интересен также концевой вододелитель Фархадстроя.

Питание канала имени Кирова, осуществлявшееся ранее через головной регулятор, построенный в 1913 г., теперь будет производиться через концевой вододелитель, сооружаемый на отводящем канале ниже Фархадской ГЭС. Вододелитель состоит из двух регуляторов — регулятора сброса, через который сбрасываются избыточные воды обратно в реку Сыр-Дарью, и регулятора канала имени Кирова, забирающего воду на орошение северной части Голодной степи. Каждый из этих регуляторов имеет по 5 пролетов.

По условиям строительства этого сооружения, ввиду нерентабельности заглубления флютбета, в целях сокращения работ по водоотливу, потребовалось разработать специальные конструкции для гашения энергии потока. Общая компоновка была проверена на пространственной модели, построенной на площадке строительства. Исследования были выполнены инженером В. Ф. Поярковым. Дальнейшая разработка мероприятий по гашению энергии была проведена в гидротехнической лаборатории САНИИРИ на полупространственной модели. Условия строительства и эксплуатации требуют точной работы сооружения не только при сбросе расхода воды $450 \text{ м}^3/\text{сек}$ через все пролеты, но и при сбросе части этого расхода, остающейся после водозабора на орошение, причем требуется, чтобы гашение энергии было обеспечено и при пропуске расхода воды в $100 \text{ м}^3/\text{сек}$ через один пролет. При этом в верхнем бьефе сохраняется максимальная отметка, а в нижнем устанавливается отметка, отвечающая данному расходу воды ($100 \text{ м}^3/\text{сек}$). Требовалось создать растекание потока в нижнем бьефе, предохраняющее сооружение от размывов.

Гидравлический расчет показывает, что в условиях поставленной задачи гашения энергии не наблюдается и даже не обеспечивается затопление прыжка.

Действительно, для затопления прыжка между бычками следовало бы иметь глубину $h = 0,95 \sqrt{q \sqrt{\varepsilon}} = 0,95 \sqrt{10 \sqrt{3 \cdot 85}} = 4,5 \text{ м}$, тогда как имеется всего лишь $h = 1,84 \text{ м}$, т. е. почти в два с половиной раза меньше.

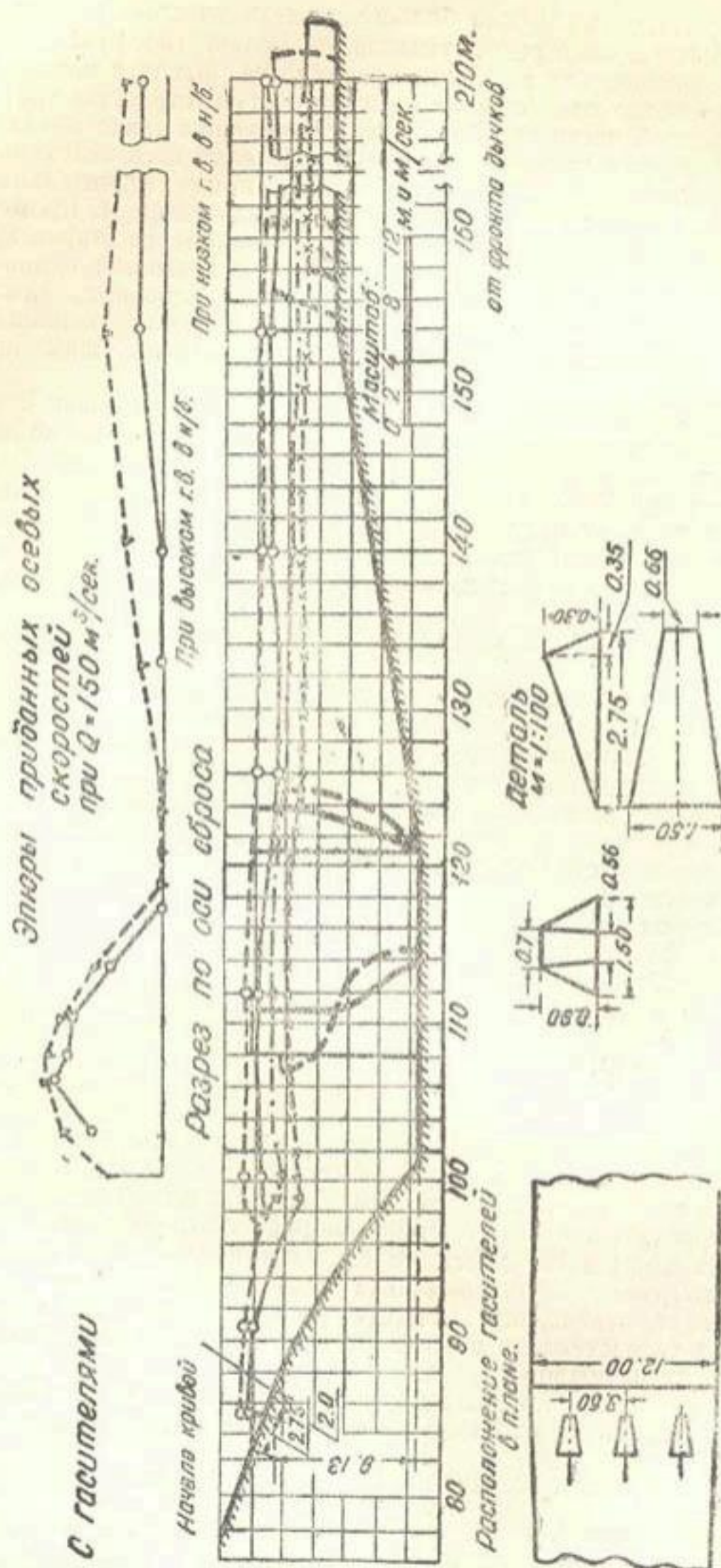


Рис. 2

В результате ряда опытов на модели, показавших, что без гасителей энергии наблюдается большой размыв и сбойность течений, разработана конструкция гасителей по схеме, изображенной на рис. 3, обеспечивающая растекание потока и гашение его энергии. Глубины местного размыва не велики (на модели в масштабе 1 : 60 натуральной величины они составили всего 0,025—0,030 м).

В дальнейшем представит интерес изучение этих конструкций в натуре для получения эксплуатационных показателей.

Н. Ф. ТУШМАНОВ

РИСБЕРМА РЕГУЛЯТОРА КАНАЛА ИМЕНИ АХУНБАБАЕВА

При изучении модели головного водозаборного сооружения канала имени Ахунбабаева (Наманганская область УзССР), кроме ряда других вопросов, была исследована рисберма за регулятором.

Регулятор запроектирован на 4 пролета. При симметричном пропуске общего расхода воды (до $Q = 50 \text{ м}^3/\text{сек}$) через все пролеты обеспечивалась достаточно удовлетворительная степень гашения энергии в нижнем бьефе и спокойный выход потока на рисберму и в канал. При несимметричном же открытии наблюдается искривление динамической оси потока и размыв дна и откосов. Особенно резко эти явления происходят при открытии только одного берегового пролета. Учитывая возможность в условиях эксплуатации хотя бы кратковременной необходимости работы сооружения с одним пролетом, на модели изучены приемы улучшения конструкции.

Наиболее надежной мерой против борьбы с размывами после ряда экспериментов была признана схема усиления растекания потока сразу же за выходом его на водобой и рисберму.

В результате лабораторного проектирования рекомендовано, не меняя основных размеров запроектированной рисбермы (см. рис. 1):

а) устроить направляющие грани на устоях и на концах отдельных быков;

б) установить два ряда гребенчатых трамплинов.

Эти небольшие конструктивные изменения полностью решили задачу.

На чертеже указаны дополнительные конструкции. В результате исследований рекомендовано изменить очертания устоя и бычков и установить два ряда трамплинов. Эти мероприятия устранили возможность размыва дна и откосов даже при работе одним пролетом.

Следует отметить, что внесенные дополнения улучшили работу сооружения и при симметричном открытии всех пролетов. Такая схема может быть рекомендована и для улучшения работы действующих сооружений. Это подтверждается опытом эксплуатации перегораживающих сооружений на канале имени т. Кирова в Голодной степи и плотины имени 1-го мая на Зеравшане, на которых по предложению САНИИРИ (Вызго М.С.) были установлены гребенчатые трамплины, предохраняющие эти сооружения от размыва, до этого резко выраженного.

Н. Н. СУРОВА

ДВУХПРОЛЕТНЫЙ ВЫПУСК В РУСЛЕ ТРАПЕЦОИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Практика эксплуатации многопролетных сооружений и в частности двухпролетных выпусков показывает, что условия их работ могут быть различными: возможна работа сооружения при симметричном пропуске всего расхода воды через оба пролета (деление поровну), работа сооружения при пропуске расхода воды только через один пролет и работа сооружения при пропуске всего расхода воды через оба пролета, но с неодинаковыми расходами воды в пролетах.

При всех трех случаях в условиях эксплуатации возможны размывы нижнего бьефа, что и наблюдается на практике довольно часто, особенно при несимметричной работе, когда размывам подвергаются более всего откосы каналов в нижнем бьефе из-за искривления динамической оси потока (явление сбоя).

Для борьбы с этим явлением необходимо изучить основные гидравлические элементы потока и размеры размыва, чтобы разработать конструктивные мероприятия, которые предохранят сооружение от значительных размывов.

В настоящей работе приведены результаты опытов на модели двухпролетного водовыпуска в русле трапециoidalного сечения, произведенных в гидротехнической лаборатории САННИИРИ в 1947 г.¹

Целью исследования было:

1. Установить характер размыва дна и откосов при симметричном открытии обоих пролетов и при открытии одного пролета (при другом закрытом полностью).

2. Наметить приемы расчета размеров размыва дна и откосов.

3. Рекомендовать конструктивные мероприятия для борьбы с размывами и для их предупреждения.

Модель двухпролетного выпуска имеет общую длину нижнего бьефа около 2 м (от линии щитов до сброса), из них от 0,5 м до 1,0 м неразмываемый участок; дальше — размываемое песчаное русло (мелкий песок). Неразмываемая часть модели выполнена из остроганных досок и может по мере надобности укорачиваться или удлиняться; поток трапециoidalного сечения с полуторными откосами и шириной по

¹ Работа выполнена под руководством доктора техн. наук, проф. Вызго М. С. Следует отметить, что подобные условия возникают и на многопролетных сооружениях, как, например, на концевом водodelителе Фархадской ГЭС (5 пролетов) и за регулятором канала имени Ахунбабаева (4 пролета) и др.

дну 0,20 м. Конструкция входа обеспечивает плавный подход воды к модели.

Входная часть модели прямоугольного сечения разделена бычком, толщиной 0,03 м, на два пролета, шириной в свету 0,085 м каждый, длиной 0,13 м. Отверстия перекрываются металлическими щитами с винтовыми подъемниками, смонтированными на одной раме.

Дно модели горизонтальное.

Прыжок во всех опытах по возможности точно поддерживался в сжатом сечении; опыты ставились в условиях, когда общая деформация песчаного русла невозможна и наблюдался только местный размыв.

В результате проведенных опытов установлено, что при симметричной работе модели наблюдается довольно симметричный размыв дна и откосов русла за креплением.

При несимметричной работе размыв больше чем при симметричной работе при тех же расходах воды и напорах, причем обычно размывается откос за открытым пролетом.

В результате обработки опытных данных по размыву установлен коэффициент глубины размыва „ K “ по формуле¹

$$\lambda = C \left[\frac{K \cdot h_0}{T + h_0} - 1 \right] \quad (1)$$

где: $\lambda = \frac{L}{h_0}$ — относительная длина крепления;

L — длина всего крепления (водобой + рисберма);

$q = \frac{Q}{b}$ — погонный расход между бычками;

$P = H - h_c$ — действующий напор (перепад);

H — напор перед щитами;

h_c — глубина в сжатом сечении за щитом;

C — коэффициент Шези для крепленного участка;

T — глубина размыва ниже пола горизонтального крепления.

Среднее значение коэффициента глубины размыва в выше приведенной формуле при работе одним пролетом нами получено равным $K = 1,9$ (от 1,7 до 2,1) и при работе двумя пролетами $K = 1,6$ (от 1,5 до 1,8).

Таким образом, в условиях трапециoidalного русла при работе двух пролетов размыва не будет при $\lambda \geq 0,9 C$, т. е. при длине крепления почти в 2 раза большей, чем в условиях русла прямоугольного сечения (плоская задача).

На основании проведенных опытов также установлено, что длина размыва примерно в 10 раз больше глубины размыва.

Особенное внимание при данном исследовании обращено на размывы откосов.

При обработке данных о размывах откосов, т. е. данных о ширине размыва, принята зависимость вида:

$$\Delta B = B - B_0 = \beta \sqrt{q \sqrt{p}} = \beta \cdot h_0 \quad (2)$$

где:

B — ширина канала по урезу после размыва;

¹ М. С. Вызго в своей работе „Краткое практическое руководство по борьбе с размывами за гидротехническими сооружениями“ (машинопись, 1946 г., архив САНИИ-РИ) указывает, что в руслах прямоугольного сечения $K = 1,4$ и только при очень коротких креплениях ($L \leq 5h_0$) K достигает величины 1,8 при $T = 0$, т. е. когда нет размыва коэффициент $\lambda = (K - 1)C$ при $K = 1,4$, $\lambda = 0,4C$.

B_0 — первоначальная ширина канала по урезу;

β — коэффициент ширины размыва.

Для случая симметричной работы формула для определения ширины размыва принимает вид:

$$B = \beta_1 \sqrt{q \sqrt{p}} + B_0 \quad (3)$$

и для случаев несимметричной работы

$$\frac{B}{2} = \beta_2 \sqrt{q \sqrt{p}} + \frac{B_0}{2} \quad (4)$$

При несимметричной работе увеличение ширины канала в месте размыва рассматривалось со стороны действующего пролета, следовательно, если пролеты будут работать поочередно, общая ширина размыва будет равна:

$$B = 2\beta_2 \sqrt{q \sqrt{p}} + B_0 \quad (5)$$

Коэффициент ширины размыва является величиной переменной. На графике (рис. 1) изображена зависимость коэффициента ширины размыва β от относительной длины крепления λ .

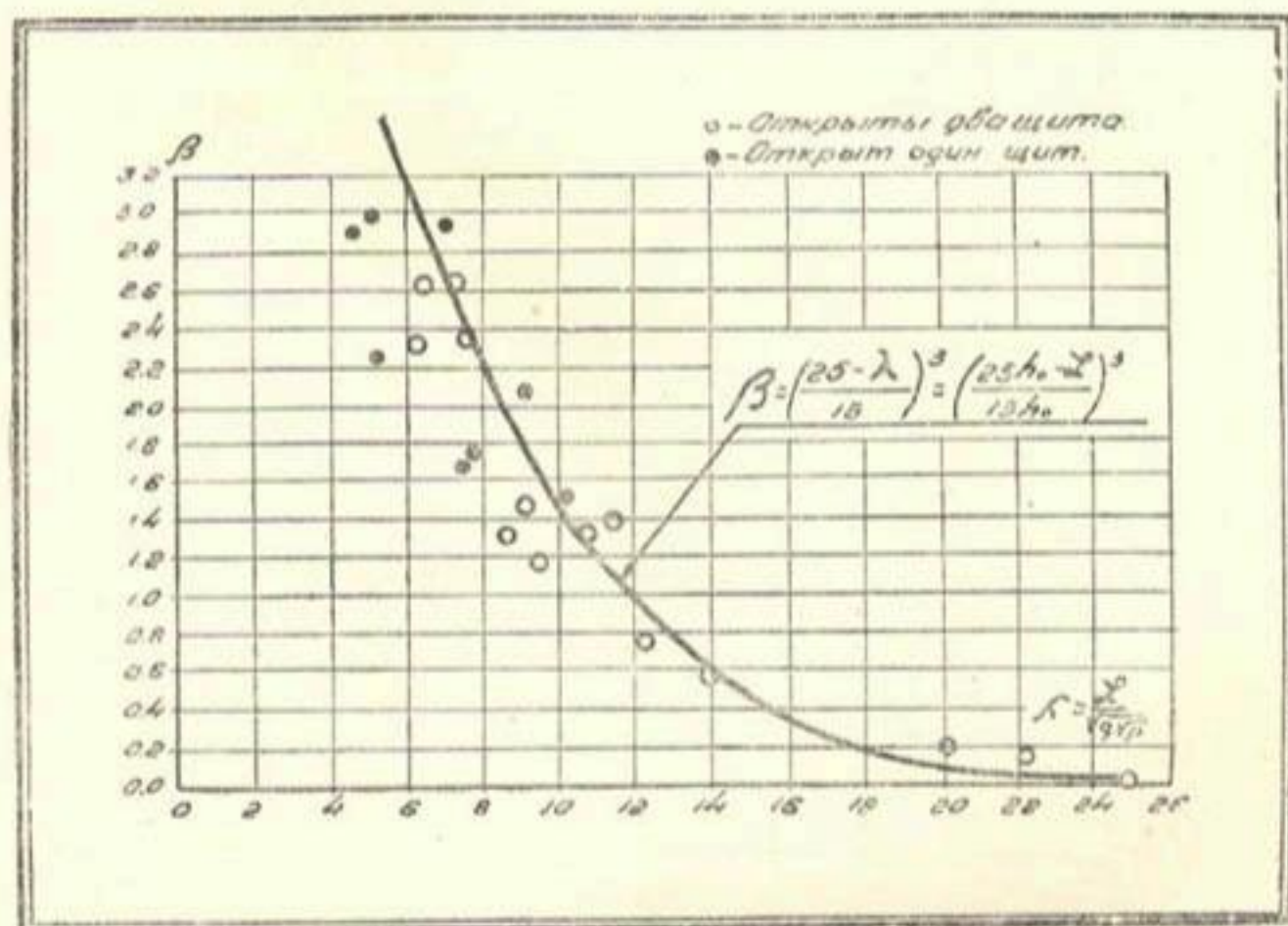


Рис. 1

Кривая следует уравнению:

$$\beta = \left(\frac{\lambda_{\max} - \lambda}{A} \right)^a \quad (6)$$

Кроме того, легко видеть, что $\beta_1 \cong \beta_2$, т. е. что при несимметричной работе бортовой размыв в 2 раза больше, чем при симметричной.

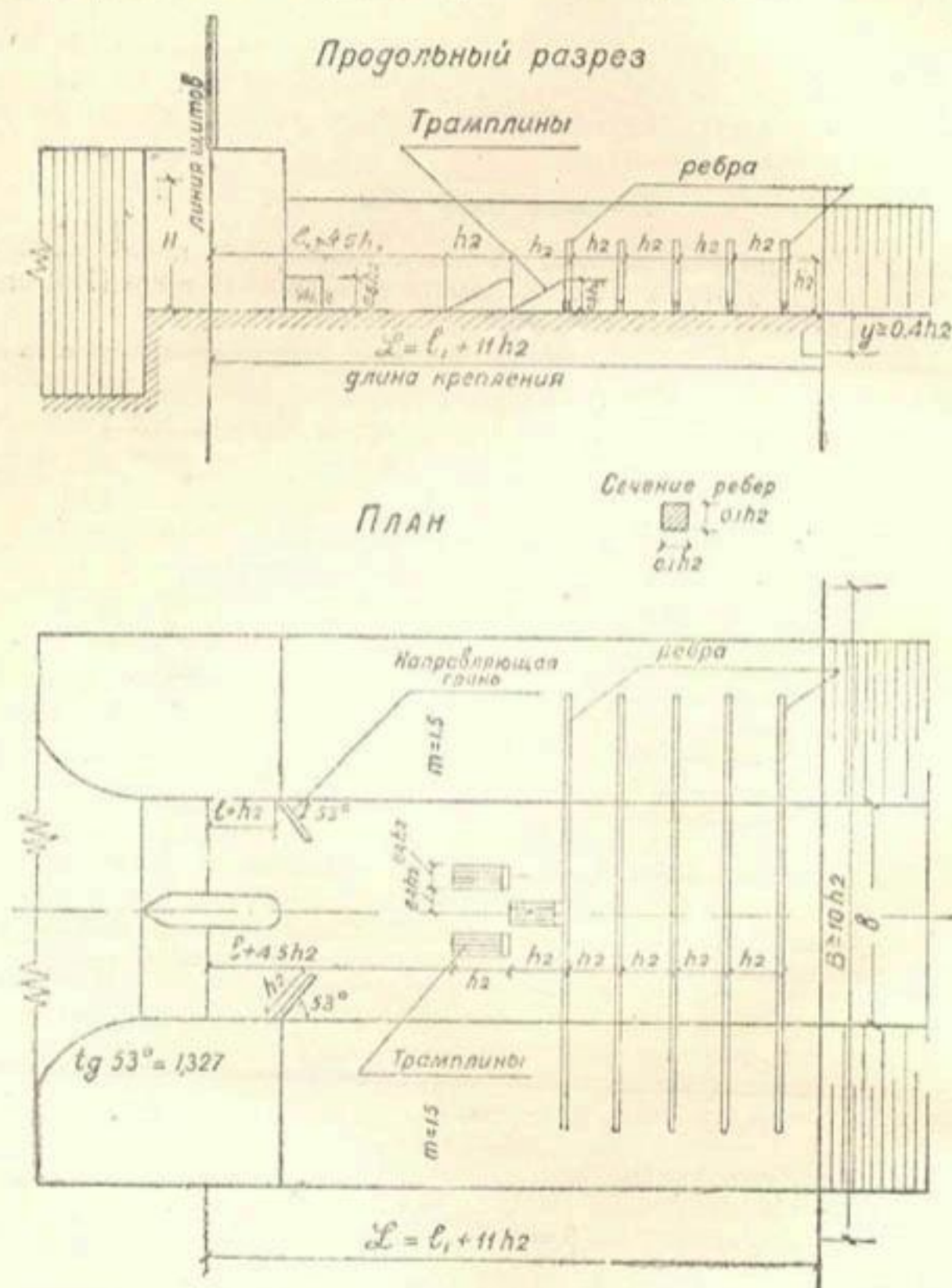
В условиях опыта, когда:

$$\lambda_{\max} \cong 25, A \cong 13, a = 3,$$

$$\beta \cong (2 - 0,77\lambda)^3 = (2h_0 - 0,77L)^3 \quad (7)$$

В качестве мер борьбы с размывами в нижнем бьефе двухпролетных водовыпусков, в результате проработки этого вопроса, предлагается: 1) устройство направляющих граней, 2) установка трамплинов и 3) устройство ребер шероховатости подну и откосам.

Устройством трамплинов и ребер достигается необходимое гашение энергии; устройством направляющих граней и трамплинов — быстрое растекание потока по всему поперечному сечению нижнего бьефа, даже при работе одним пролетом; размывы отсутствуют.



Примечание: h_2 — сопряженная глубина в русле трапециoidalного сечения.
 L_1 — длина до сжатого сечения.

Рис. 2

В настоящее время возможно рекомендовать конструкцию, указанную на рис. 2. Все размеры на рисунке даны кратными глубине в нижнем бьефе, которая рассчитывается по формуле¹

$$h_2 = 0,72 \sqrt{q \sqrt{H}}.$$

Такое устройство не требует водобойного колодца, что особенно важно в случае строительства с водоотливом при высоком уровне стояния грунтовых вод.

¹ Расчет глубины в нижнем бьефе может быть также сделан по графикам проф. Агроскина И. И. или Рахманова А. М., приводимым в курсах гидравлики.

С. Н. МИЛОСЕРДОВ

БЫСТРОТОКИ АТБАШИНСКОЙ ИРРИГАЦИОННОЙ СИСТЕМЫ (ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ)

В 1931 — 1935 гг. сооружения по сопряжению бьефов Атбашинской ирригационной системы строились по общепринятым типовым решениям. Расчет водобойных колодцев производился так же, как производится часто и до сих пор, т. е. на основе теории сопряженных глубин и различных эмпирических формул для определения длины колодцев.

Гидравлическая работа этих сооружений оказалась неудовлетворительной.

В большинстве случаев за колодцами происходило разрушение рисбермы и крепления за ней.

Причин тому две: 1) недостаточность гашения энергии в нижнем бьефе, 2) общая деформация каналов (заглубление), так как фактические скорости в них больше расчетных (коэффициент шероховатости оказался меньше расчетного).

Такое положение привело к необходимости искать другое решение для дальнейшего строительства, и проектно-изыскательским отделом Чусотра, по предложению и под руководством автора этой работы, были составлены новые типовые проекты для перестройки неудовлетворительно работавших сооружений и возведения новых.

В основу разработки новых типов были положены следующие соображения:

1. Шероховатость креплений обычно меньше шероховатости канала, и потому, независимо от степени гашения энергии в предыдущих частях сооружения, переход от креплений к земляному руслу создает (хотя бы небольшой) местный размыв.

Полезны крепления только с большой шероховатостью и большой длиной.

2. Короткая рисберма, не имея усиленной шероховатости, сама по себе не гасит энергии потока, а способствует прохождению через нее воды без заметных потерь энергии.

3. Основным фактором, обеспечивающим гашение энергии водобойным колодцем, является объем его и степень участия этого объема в гашении.

Поэтому в новых сооружениях колодец в начале заглублен и расширен, а затем на значительном участке сужен, и ему дан обратный уклон (благоприятное влияние обратного уклона к тому времени уже было отмечено САНИИРИ).

Предполагалось, что при заданной форме колодца поток будет равномерно распределяться по сечениям или занимать осевое положение.

4. Ввиду того, что: а) зимней эксплуатации сооружения не предполагалось, б) горизонт грунтовых вод залегал глубоко (до 20 м), в) стоимость завоза гравия и песка была близка к стоимости бетона, — гравийной подготовки под бетон не делалось.

5. Большая глубина колодца и обратный уклон должны были предохранить сооружение от подмыва в случае некоторого самозаглубления канала, при завышенных уклоне и скорости течения в нем, т. е. при завышенном коэффициенте шероховатости.

6. Соотношение стоимостей земляных работ 0,86 — 1,0 руб. и бетонных 120—150 руб. на 1 м³ позволило идти на увеличение земляных работ.

Все изложенное послужило основанием к отказу от устройства рисбермы и крепления за ней.

Можно указать следующие основные отличия новых сооружений (рис. 1):

1. Глубина и длина колодца значительно больше общепринятых.

2. Колодец в значительной своей части расширен, в части, имеющей обратный уклон, сужен.

3. Крепление водобоя принято только для расширяющейся части колодца, причем порога в конце водобоя не делается.

4. В сооружениях применяется только один вид материала — бетон; крепления в виде рисбермы из других материалов и крепления каналов отсутствуют.

Таким образом, новые сооружения отличаются от старых формой водобойного колодца и его относительными размерами, а также значительным уменьшением их строительной стоимости.

* * *

За время с 1936 по 1947 гг. сооружения Атбашинской ирригационной системы работали в различных условиях, в зависимости от которых работу сооружений можно разделить на два периода:

А. Начальный период (1936—1942 гг.):

а) грунты основания — суглинки (лёсс) были просадочными. Просадки к моменту постройки сооружений полностью еще не закончились, хотя замочки производились;

б) горизонт грунтовых вод находился на большой глубине, около 20 метров;

в) засоления и заболачивания грунтов основания сооружений не было;

г) подаваемая в систему вода содержала весьма незначительное количество наносов;

д) сооружения работали с полной нагрузкой и даже с перегрузкой (на 20—40% сверх форсированных расходов воды).

Б. Второй период (1942—1947 гг.):

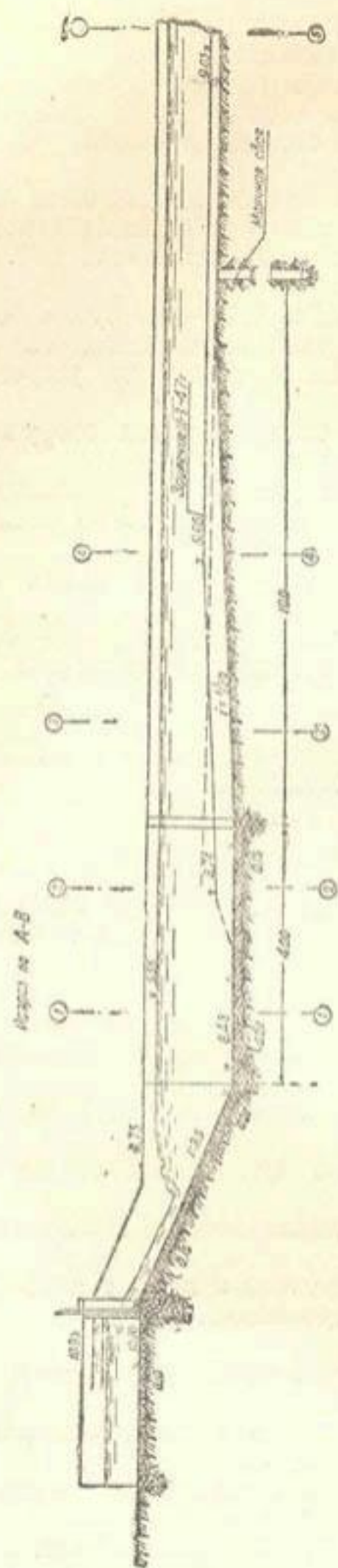
а) просадки грунтов уже можно считать закончившимися (в зонах расположения сооружений);

б) горизонт грунтовых вод поднялся высоко, появилось заболачивание и засоление грунтов основания сооружений;

в) вода содержит большое количество наносов; происходит заиливание системы, зарастание каналов, увеличение их шероховатости;

г) возникает необходимость осенней эксплуатации системы, в связи с промывкой засоленных земель;

д) перегрузки сооружений нет; пропускная способность их редко используется полностью; концевыми сбросами групповых оросителей почти не пользуются.



Plan

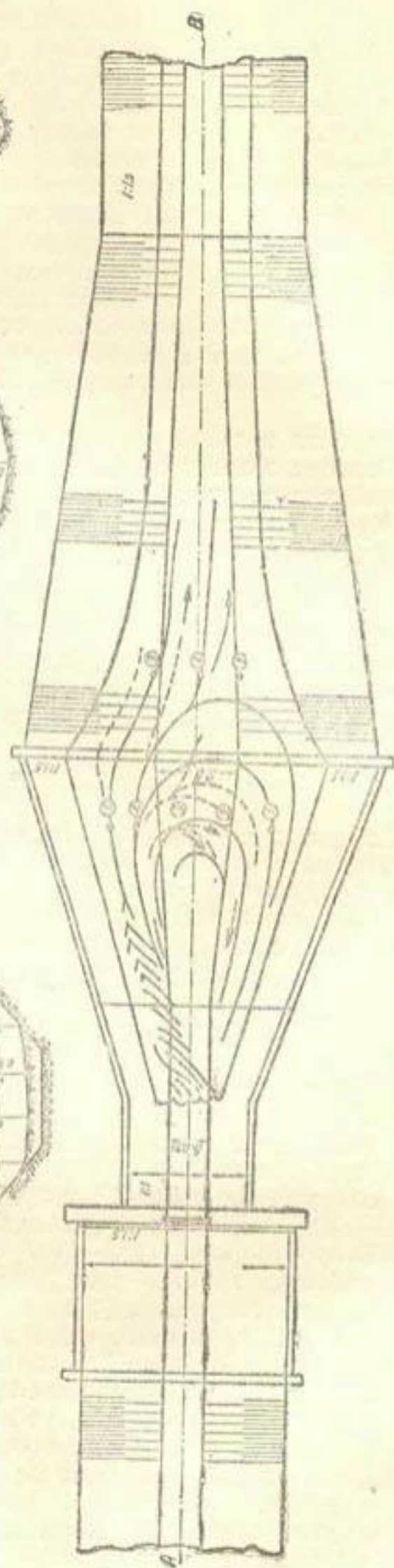


Fig. 1

Результаты общего осмотра сооружений в 1947 году сводятся к следующему.

Осмотрено 28 быстротоков, из них на картовых оросителях 4 (расход воды около $0,1 \text{ м}^3/\text{сек.}$, падение от 0,6 до 1,5 м) на групповых оросителях 19 (расходы воды около $0,6 \text{ м}^3/\text{сек.}$, падение от 0,75 до 0,6 м) и 5 на распределителях 2-го порядка (расходы воды до $2,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$, падение от 1,0 до 2,6 м). Последние 5 сооружений построены в 1941 г., причем конструкции их несколько отличается от рекомендуемого типа, а именно они имеют недостаточное заглубление и недостаточное расширение колодца.

Мы полагаем, что такое отклонение от рекомендуемого типа явилось причиной того, что на двух сооружениях обнаружены остатки старого крепления откосов колодцев, показывающие, что на них вначале были размывы.

В удовлетворительном состоянии находятся 22 сооружения, требуют капитального ремонта—3 и разрушены 2 (один на картовом, другой на групповом оросителях). Причиной разрушения послужили трещины на водоскате и вымыв грунта из-под него. Своевременно текущего ремонта не производилось.

Главной целью обследования являлось установление качества гидравлической работы колодцев рассматриваемого типа. Размывов дна и откосов они не имеют, за исключением колодца быстротока на распределителе Р—10—10, где отмечен размыв откосов колодца, вследствие того, что эти откосы на высоту до 1,5 м находятся в зоне мелкого песка, для которого размывающая скорость— $0,35 \text{ м/сек.}$

На двух из осмотренных колодцев были произведены промеры поперечных сечений, а на одном также измерены скорости и зафиксировано направление их.

В момент производства измерений наблюдалось искривление динамической оси потока (сбойное течение). Струя отклонялась к левому берегу. Однако, она легко (с помощью доски) приобретала отклонение в противоположную сторону и также устойчиво сохраняла свое положение. Расход воды во время измерения был равен $0,163 \text{ м}^3/\text{сек.}$ (т. е. значительно меньше расчетного). Симметричность поперечных сечений заставляет предполагать, что при расчетных расходах воды искривления динамической оси нет, или оно перемещается от одной стороны к другой (в среднем равномерно по времени).

Показанное на чертеже (рис 1.) заиливание (симметричное) в большей или меньшей степени отмечено на всех обследованных сооружениях.

Отсутствие размывов за колодцами за истекшее время показывает, что они свое назначение—гашение энергии потока—выполняли вполне удовлетворительно.

По данным Атбашинского системного управления исследуемые сооружения не требовали крепления нижнего бьефа за все время их службы. Специальным письмом системное управление отметило:

„1. Указанного типа быстротоки были введены на Атбашинской системе после того, как уже было построено очень большое количество сооружений по сопряжению бьефов, по типовым проектам 1930—1933 гг., и после того, как нижние бьефы этих сооружений стали в массовом количестве размываться и угрожать им разрушением.

2. После постройки дополнительных ступеней к существующим сооружениям и в дальнейшем после постройки остальных сооружений по сети по типовым проектам указанного выше типа, составленным в Чустрое по предложению и под руководством бывшего начальника проектно-изыскательного отдела Милосердова С. Н., никаких размывов нижних бьефов не наблюдалось и крепления их не требовалось...

5. Имея в виду успешный опыт эксплуатации этих сооружений, считаем полезным распространение этого типа на вновь проектируемых и строящихся ирригационных сооружениях на лёссовых грунтах.

6. Ремонта сооружений не производилось¹.

Такова оценка Управления эксплуатации.

Следует отметить, что текущий ремонт сооружений необходим, ибо бетонные части местами дали небольшие трещины, особенно на откосах водоскатов. Несвоевременный ремонт увеличивает объем разрушений. Однако, нас в данном случае более всего интересует вопрос об устойчивости колодцев, хорошо выдержавших испытание временем.

Из вышеизложенного считаем возможным сделать вывод, что колодцы имели некоторый излишний запас в длине (даже для условий работы начального периода). Размер этого излишнего запаса (до окончания лабораторных и теоретических работ) точно установить мы еще не можем.

Все же рассмотрим способы расчета в применении к данному типу колодца. Сейчас уже не требуется доказывать, что применяемые способы расчетов колодцев обычного типа, на основе теории сопряженных глубин, не дают возможности судить о степени гашения энергии в них. Очевидно также, что эти способы лишь весьма условно могут быть применены к расчету колодца рассматриваемого типа, так как направление потока, заглубление и расширение водобойного колодца не учитываются этими методами.

Лучшие результаты, мы полагаем, должна дать теория растекания и местных размывов, возможность применения которой мы надеемся рассмотреть в будущем. Здесь же дадим описание метода расчета, который применялся нами при конструировании исследуемого типа колодцев.

При расчете прежде всего возникает вопрос, в каком сечении следует брать первую (сжатую) глубину. В настоящее время ее принято брать на дне колодца, предполагая прыжок отогнанным. Будучи правильным для случая предельного состояния потока перед затоплением прыжка, такое решение неверно, когда мы принимаем глубину колодца с заведомым затоплением прыжка. Эта глубина становится фиктивной, не соответствующей действительности.

Поэтому мы считаем методически более правильным брать первую сопряженную глубину на водоскате, на отметке горизонта нижнего бьефа. В таблице 1 приведены значения, вычисленные как обычно и как это делалось нами. Из нее видно, что для максимального расчетного расхода воды коэффициент затопления (для прямоугольного русла) получается 1,50, а для нормального 1,75. Пользуясь способом Вызго М.С., находим $K = 1,2 - 1,4$ (табл. 1.).

М. С. Вызго полагает², что удобнее и точнее расчет глубины колодца производить по формуле $h^*_{с} = \sqrt{q \sqrt{z}}$ независимо от формы поперечного сечения и рекомендует вводить коэффициент затопления несколько больший, чем наблюдается в данном случае при максимальном расходе ($K = 1,22$), а именно, он рекомендует таблицу (в соответствии с классификацией сооружений, принятой в справочнике ВНИИГИМ, том 1), из которой для данного случая находим $K = 1,6$. Видимо, эту рекомендацию следует изменить на $K = 1,25$ при форсированном расходе воды и $K = 1,4$ при нормальном.

¹ Выдержки из письма, адресованного в САЧИИРИ Управлением эксплуатации Чумышской плотины и Атбашинского канала № 545 от 14/X 1947 г., технический архив САНИИРИ.

² „Практическое руководство по борьбе с размывами“. Машинопись. 1946 г., Архив САНИИРИ.

Класс сооружения	Коэффициент затопления по Вызго	
	прямоугольное русло	трапецидальное русло
I	1,25	—
II и III	1,20	1,30
IV и V	1,15	1,60

Таблица 15

Быстроток на Р-10-04-02. Отметка порога $\nabla 10,60$; водобойного колодца $\nabla 8,43$, ширина водоската $b=0,75$ м; ширина водослива $b_1=0,73$ м. Для расхода $0,163$ м³/сек $z=0,86$ м, глубина воды в колодце $=1,02$ м получена непосредственно замером, а для расходов воды $=0,35$ (норм.) и $0,52$ м³/сек (форс.) z и h_c (в числителе) получены на основании расчета канала для уклона $0,004$ без учета заиления и зарастания. Кроме того, в знаменателе показаны необходимые значения z и пр. величин при расчете сопряженных глубин на дне колодца.

Расход воды (м ³ /сек)		Разность уровней воды (м) z	Скорость на водоскате (м/сек) $V = 0,95 \sqrt{2gz}$	Первая сопряженная глубина h'_c	Вторая сопряженная глубина h''_c	Глубина воды в колодце h_d	Фактический коэффициент затопления $K = \frac{h_c}{h_d}$	Вторая сопряженная глубина $h''_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{K^2}}$	
Общий Q	Погонный q							h''_c	$K = \frac{h_c}{h''_c}$

По формулам для прямоугольного русла $b=0,75$ м

0,163	0,22	0,86	4,10	0,055	0,43	1,3	2,60	—	—
		0,86	4,10	0,055	0,43		2,60		
0,35	0,41	1,10	4,10	0,095	0,57	1,02	1,80	—	—
		1,49	5,15	0,080	0,70		1,45		
0,52	0,60	1,14	4,10	0,135	0,75	1,13	1,49	—	—
		2,08	6,05	0,100	0,81		1,40		

По уравнению прыжковой функции для трапецидального русла $b=0,75$ м $m=1,0$

0,163	—	0,86	4,10	0,055	0,35	1,13	3,20	0,45	2,50
0,35	—	1,10	4,40	0,095	0,51	1,02	2,60	0,65	1,56
		1,49	5,15	0,080	0,56		1,82	0,71	1,41
0,52	—	1,14	4,50	0,135	0,61	1,13	1,80	0,80	1,41
		2,08	6,05	0,100	0,70		1,61	0,93	1,22

Определение длины колодца также не имеет до сих пор надлежащего обоснования. Она часто приравнивается к длине прыжка.

В таблице 2 приведены результаты вычислений по расчетным формулам и сравнение их с фактической длиной крепления колодца.

Из таблицы видно, что наиболее подходящими являются формулы профессоров Чертоусова М. П. и Вызго М. С., так как фактическая длина креплений бетоном водобойной части колодца равна 4 м.

Расширение колодца конструировалось следующим образом. По дну расширение давалось до двойной ширины водоската, т. е. угол отклонения $5-6^\circ$. По верху угол отклонения в среднем составлял $15-17^\circ$.

От конца крепления колодца давалось сужение и одновременно обратный уклон $i=1/20=0,05$. Как видно из рис. 1, заиление произошло почти параллельно заданному уклону. Это показывает, что он был задан достаточно удачно.

В результате можно сделать следующие выводы:

1. Соображения, положенные в основу проектирования указанного типа колодца, в основном на практике оправдались. На основании благо-

¹ Формула рекомендована М. С. Вызго.

Расчеты и фактические данные о длине водобойного колодца
быстротока Р-10-04-02

Расход воды (м ³ /сек)		По Михай- лову	По Ахути- ну	По Шаумяну	По Павлов- скому	По Сафранцу	По Журину	По амери- канским данным	По Черто- усову	По Вызго
Общий	Погон- ный									

При расчете по формулам для прямоугольного русла

0,163	0,22	0,98	1,31	1,53	1,92	1,86	2,58	—	1,96	2,20
0,350	0,41	1,07	2,27	2,77	3,14	3,04	2,90	—	2,93	3,28
0,520	0,60	1,56	2,80	3,20	3,58	3,51	3,55	—	3,88	4,00

При расчете по формулам для трапециoidalного русла

0,163	—	0,98	1,00	1,43	1,52	1,51	2,58	1,95	1,96	2,0
0,350	—	1,07	1,89	1,97	2,45	2,68	2,90	3,10	2,93	3,28
0,520	—	1,56	2,40	2,82	3,08	3,32	3,55	3,85	3,88	4,00

получной эксплуатации быстротоков перепадов с водобойными колодцами исследованного типа за истекшие 11 лет, мы полагаем, что можно безопасно рекомендовать это решение в качестве типового, для применения на групповой и картовой ирригационной сети для расходов воды не выше 2 м³/сек.

2. Исследуемый тип колодцев может быть еще более улучшен и удешевлен. В частности, необходимо разработать метод ликвидации искривления динамической оси (сбойное течение).

3. До выполнения специальных исследований можно рекомендовать следующий способ расчета и конструирования колодцев для сооружений приведенного типа:

а) глубину в колодце следует исчислять по формуле

$$h_k = K \sqrt{q \sqrt{z}}$$

придавая коэффициенту затопления значения $K=1,4$ для нормальных расходов и $K=1,25$ для форсированных. Пользуясь же обычным способом расчета, степень затопления прыжка для максимальных расходов следует принимать $K=1,50$, а для постоянно действующих (нормальных) расходов $K=1,75$; при этом первую „сжатую“ глубину определять на отметке горизонта воды нижнего бьефа. Как первую, так и вторую сопряженные глубины, определять по формулам для прямоугольного русла. Отметку дна колодца принимать ту, которая окажется ниже;

б) длину укрепленной расширяющейся части колодца вычислять по формулам проф. Чертоусова М. Д. и Вызго М. С., отсчитывая ее от пересечения водоската с дном колодца;

в) угол отклонения верхних граней откосов колодца на отметке наивысшего горизонта воды в нижнем бьефе брать по данным проф. Пикалова Ф. И., т. е. 13° и не более 18°;

г) обратный уклон в неукрепленной части колодца принимать $i=0,05$ (1:20);

д) от гравийной подготовки под бетон можно отказаться в том случае, когда имеется уверенность, что зимней эксплуатации сооружения, а также подъема горизонта грунтовых вод выше дна колодца не будет. Гравийно-песчаная подготовка под основание и откосы водоската обязательна во всех случаях.

М. С. ВЫЗГО.
Доктор технических наук

ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ БУРНЫМ ПОТОКОМ (КРАТКИЙ ОБЗОР)

В виду наличия большого числа самых разнообразных способов расчета местного размыва возникает неуверенность при их выборе. Сделаем краткий обзор этих способов, который показывает, что многие из них (Шоклича, Лера, Шефера, Чимеми и др. зарубежных инженеров) подлежат теперь замене более правильными способами профессора За-марина Е. А., Теперина Н. И. и автора данной работы.

1. СПОСОБ ЛЕРА Г. (1926 г.)

Этот способ предполагает, что гашение энергии происходит вследствие трения о дно воронки размыва (шероховатость учитывается коэффициентом $\lambda = 0,9$) и вследствие развития потерь энергии от восходящих ключей (учитывается коэффициентом $\psi = 2$), постепенно отщепляющихся по схеме рис. 1.

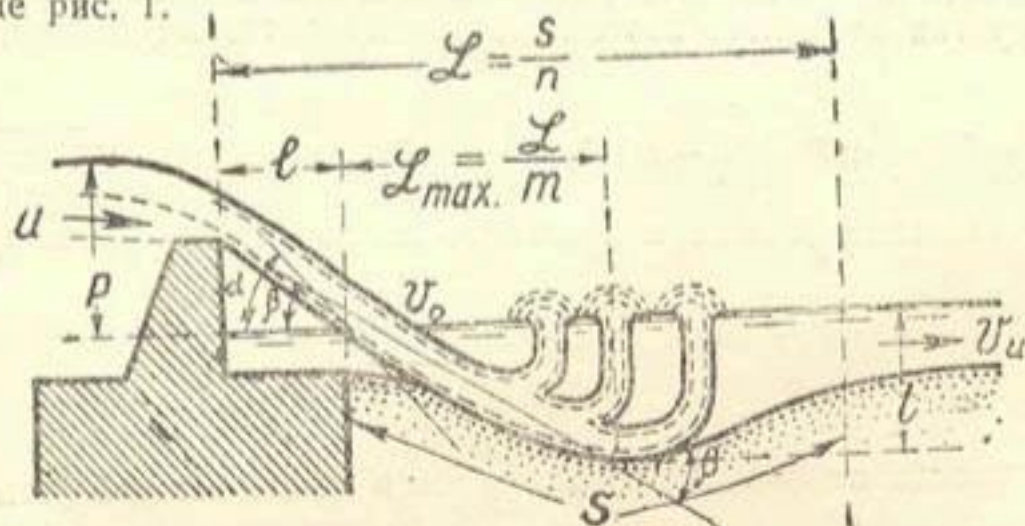


Рис. 1

Путем сопоставления некоторых своих наблюдений с расчетом Лера пришел к соотношениям:

$$t_{\max} = L_{\max} \cdot \operatorname{tg} \beta; \quad \operatorname{tg} \beta = \frac{p}{l} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\epsilon}; \quad l = u \sqrt{\frac{2p}{g}}; \quad \frac{p}{l} = \operatorname{tg} \alpha.$$

$\epsilon = \sin \alpha + \cos \alpha$ — берется из таблицы 1.

Таблица 1

α	0°	30°	45°	60°	90°
β	1	1,37	2,82	1,37	1
β	0°	18°20'	19°	51°50'	90°

$$v_o = \sqrt{u^2 + v^2}; \quad v = \sqrt{2gp}.$$

$$L = \frac{S}{n}, \text{ где } n = \text{от } 1,2 \text{ до } 1,5$$

$$L_{\text{макс}} = \frac{L}{m}, \text{ где } m = \text{от } 3 \text{ до } 6.$$

$$S = \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{v_o^2}{v_u^2}}; a + \frac{1}{v_u^2} \cdot \frac{Q(v_o^2 - v_u^2)}{\psi \cdot \lambda \cdot u} \approx \frac{q(v_o^2 - v_u^2)}{1,8v_u^2}$$

Здесь u — периметр трения (сечения в месте размыва).

В способе Лера имеется много допущений, которые не сходятся с общими современными представлениями о характере движения струи в водяной массе, и дают расчетную величину размыва того или другого размера в зависимости от выбора расчетных коэффициентов n, m, ψ и λ , не имеющих обоснованных значений. Интересным в этом способе является указание на изменение направления потока после входа в воронку размыва, т. е. соотношение α и β .

2. СПОСОБ МАЦМАНА Б. А. (1927 г.)

Рассматривая последовательно процесс размыва падающей струи, Мацман для случая, когда еще нет разрыва сплошности потока и насыщения его воздухом (аэрации), усматривает три фазы размыва в соответствии со схемой на рис. 2.

В конечном итоге Мацман устанавливает зависимость глубины размыва от других элементов потока в форме прыжковой функции, причем

$$P_o = P + \frac{v^2}{2g}; \quad P = (1 - m)P_o; \quad \frac{v^2}{2g} = mP_o; \quad a = \arctg \sqrt{\frac{1 - m \cos^2 \theta}{m \cos^2 \theta}}$$

при горизонтальном конце консольного лотка, т. е. при $\theta = 0$, имеем

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{1 - m}{m}}$$

В зависимости от фазы размыва, имеем в конце каждой фазы:

фаза 2-я

$$h_o = \frac{q_o}{v_o}; \quad t_o = \frac{h_o}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q_o^2}{gh_o^3}} - 1 \right]$$

фаза 3-я

$$h_n = \frac{q}{v_o}; \quad t_n = \frac{h_n}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_n^3}} - 1 \right]$$

В виду того, что на практике глубины размыва наблюдаются обычно большими, чем t_n , Мацман вводит поправочный коэффициент τ и получает для максимального размыва $t = \tau \cdot t_n$; для плотного лёсса часто реко-

мендуют $\tau = 2$, для гравелисто-песчаного грунта $\tau =$ от 1,5 до 8 без достаточного обоснования величины этих коэффициентов¹.

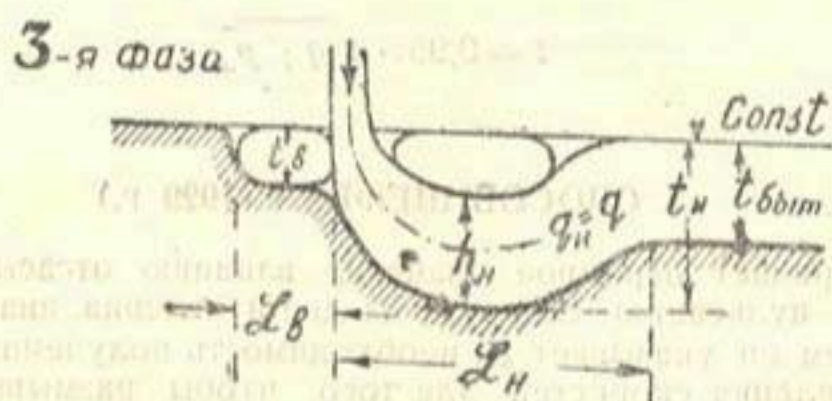
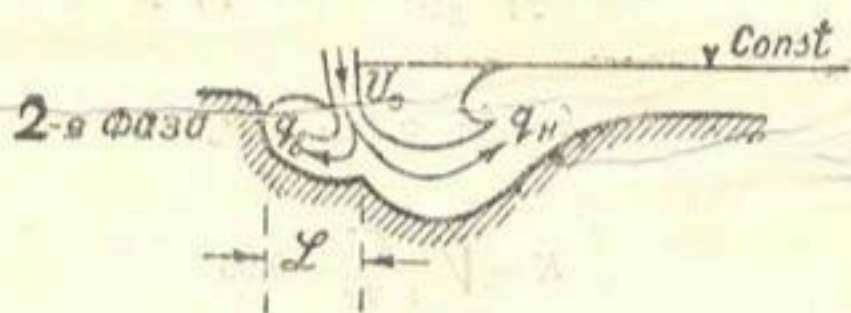
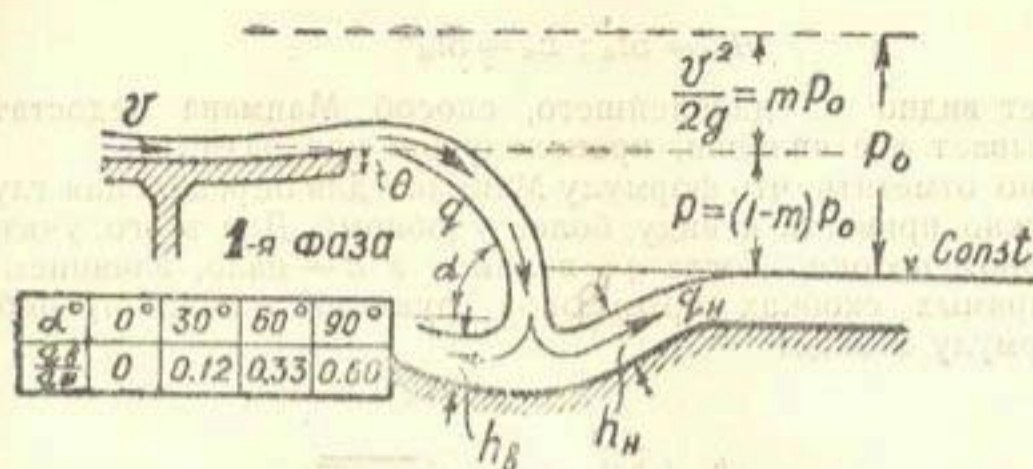


Рис. 2

Длину размыва Мацман находит равной длине вальца, которую вычисляет, используя закон площадей, т. е. полагая

$$v \cdot t = \text{Const}$$

$$v_o \cdot x = v_{\text{вых}} \cdot l_n; v_o \cdot x = v_o \cdot \eta \cdot (t - h), \text{ где } \eta = 0,5$$

$$L_n = x_n + l_{no}$$

$$L_n = x_n + l_{nn}$$

Он находит длину верхнего вальца

$$L_n = \frac{v_n \cdot x + v_o}{2v_{\text{вых}}} (t_n - h_n)$$

Длина низового вальца

$$L_n = \frac{v_{\text{вых}} + v_o}{2v_{\text{вых}}} (t_n - h_n)$$

¹ И. И. Леви. Гидротехнические сооружения. Автор данной статьи раньше тоже ошибочно полагал, что τ является функцией только грунта (труды САИИИРИ, выпуск № 10).

Иногда полагают, что, пользуясь способом Мацмана, длину размыва можно приравнять длине прыжка, приблизительно

$$L_{\text{в}} = 5t_{\text{в}}; L_{\text{к}} = 5t_{\text{к}}$$

Как будет видно из дальнейшего, способ Мацмана недостаточно полно учитывает все явления, происходящие при размыве.

Интересно отметить, что формулу Мацмана для определения глубины размыва можно привести к виду, более удобному. Для этого, учитывая, что при бурном потоке, когда q — велико, а h — мало, влиянием двух единиц в прямых скобках прыжковой функции можно пренебречь, написав формулу в виде:

$$t = \tau \frac{h}{2} \sqrt{\frac{8q^3}{gh^3}} = \tau \cdot K \cdot \sqrt{q} \sqrt{p}$$

так как

$$h = \frac{q}{v_o}; v_o \cong \sqrt{2gP_o}$$

Здесь

$$K = \sqrt{\frac{4}{\sqrt{2g}}} = 0,95$$

Поэтому

$$t = 0,95\tau \cdot \sqrt{q} \sqrt{p_o}$$

3. СПОСОБ ШЕФЕРА (1929 г.)

Шефер придает огромное значение влиянию отсасывающей силы, вызывающей пульсацию скорости на дне и явления, аналогичные кавитации, причем он указывает на необходимость получения надлежащего перераспределения скоростей для того, чтобы размывы были уменьшены. Для расчетной длины крепления Шефер составляет следующее уравнение (схема на рисунке 3).

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{q}{g} (v_o^2 - v_u^2) = \gamma \left(t - \frac{a}{2} \right) y \cdot \frac{a}{2}$$

т. е.

$$y = \frac{q}{\left(t - \frac{a}{2} \right) \frac{a}{2}} \cdot \frac{v_o^2 - v_u^2}{2g}$$

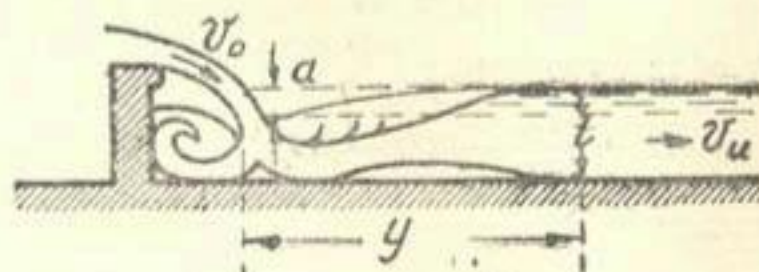


Рис. 3

Очевидно, для случаев вполне затопленных прыжков эта формула теряет смысл, так как тогда $a = 0$; формула эта не учитывает влияния трения о дно и потерь энергии при растекании и ударе.

Для определения глубины проникания струи в водную подушку (колодец, воронку размыва — рис. 4). Шефер составляет следующее уравнение работ

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{F_0 \cdot v_0}{g} (v_0^2 - v_u^2) = \gamma \frac{F_0 - F_2}{2} \cdot t \cdot \frac{t}{2} \quad (1)$$

полагая

$$v_u = 0; v_0 = \sqrt{2gp}; F_2 = F_0.$$

он находит

$$t = 3\sqrt{p} \sqrt{p} = 3p^{0,75} \quad (2)$$

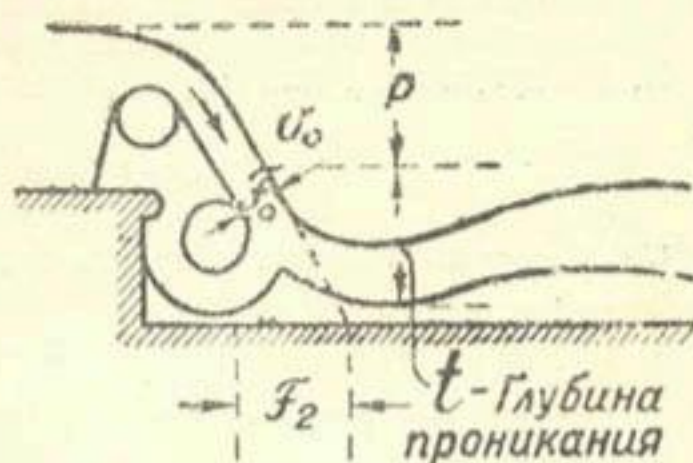


Рис. 4

Как легко видеть, в этой формуле не учтено влияние расхода воды, что, очевидно, неверно.

4. СПОСОБЫ ПРОФ. Е. А. ЗАМАРИНА

В 1931 г. опубликована формула проф. Е. А. Замарина, основанная на опытах по изучению растекания струи в водяной подушке (исследования САНИИРИ под руководством В. Д. Журина).

Глубину размыва проф. Замарин рекомендует находить по формуле (рис. 5).

$$t = \frac{N \cdot q}{\sqrt{v_0 \cdot v_{\text{доп}}}} \cdot \sin \alpha$$

где $v_{\text{доп}}$ — допустимая для данного грунта скорость течения при равномерном движении в руслах

$$N = 0,25 P_0 + 3,8$$

Поэтому формулу Замарина можно привести к виду:

$$= K \cdot q \cdot P_0^{0,75} \quad (3)$$

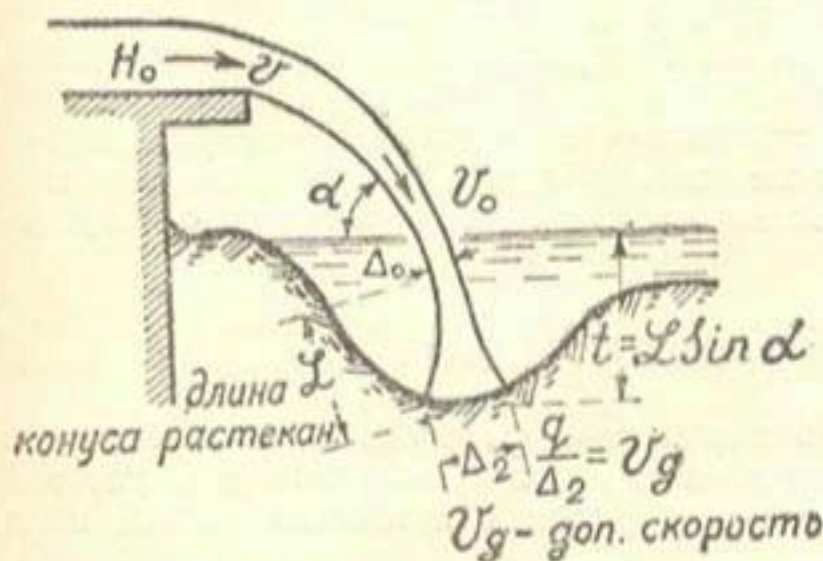


Рис. 5

где

$$K = \frac{(0,25 + \frac{3,8}{P_0}) \sin \alpha}{\sqrt{v_{\text{доп}} \sqrt{2g}}}$$

Проф. Замарин не учел расхода всасывания, на который обращено было внимание А. Я. Миловичем¹.

В 1939 г. проф. Е. А. Замариным опубликована другая формула для глубины размыва, имеющая вид

$$t = \frac{1}{a} \cdot q \cdot \lg \frac{v_0}{v_{\text{доп}}} \cdot \sin \alpha,$$

где $a = 0,7$ до $0,75$.

Расчеты по формулам Е. А. Замарина часто дают довольно надежные результаты. Трудность расчетов по его формулам заключается в вопросе правильного выбора допускаемой скорости.

¹ А. Я. Милович „Гидродинамические основы газовой борьбы“, 1918 г. Новочеркасск.

5. СПОСОБ Н. И. ТЕПЕРИНА (1932 г.)

Используя теорию растекания, разработанную проф. А. Я. Милоничем, и материалы экспериментальных исследований САНИИРИ, Теперин Н. И. предложил для определения глубины размыва формулу

$$t = n H_0^{0.62} \left[\frac{v_0}{v_{\text{доп}}} \right]^{1.2} \cdot \sin \alpha,$$

где $v_{\text{доп}}$ — допустимая скорость (аналогично Замарину)

$$n = \frac{0.25}{P_0^{0.97}}$$

Имея в виду, что

$$v \cong \sqrt{2gP_0} \text{ и } H_0 = \frac{q}{v} = \frac{h \cdot v_0}{v},$$

можно формулу Н. И. Теперина привести к более удобному виду, а именно к виду

$$t = K \cdot q^{0.62} \cdot P_0^{0.22} \quad (4)$$

где

$$K = \frac{0.25 (2g)^{0.29} \cdot \sin \alpha}{(0.5 v_{\text{доп}})^{1.2} m^{0.31}} \text{ или } K \cong \frac{1.2 \sin \alpha}{v_{\text{доп}} \sqrt{v_{\text{доп}}} \cdot \sqrt{m}}$$

где m — определяется так же, как и в способе Мацмана.

Следует отметить, что формула Теперина основана на рассмотрении только первой части конуса растекания, т. е. зоны всасывания. Она правильно учитывает расход всасывания и не учитывает второй зоны — зоны отдачи. В силу этого так же, как и у проф. Замарина, неправильно учитывается длина конуса растекания, связанная в расчетах с допустимой скоростью.

6. СПОСОБ А. ШОКЛИЧА (1932 г.)

Шоклич предложил две эмпирические формулы для определения размыва в несвязных грунтах; одна из них предложена для условий перепадов (водосливов), другая для условий истечения из-под щита (горизонтальных водобоев).

Первая формула Шоклича¹ имеет вид:

$$t = \frac{4.75}{d^{0.32}} \cdot q^{0.57} \cdot P_0^{0.20} \quad (5)$$

где d в мм — диаметр зерен грунта, мельче которого в грунте имеется 90% по весу (берется по кривой гранулометрического состава на основе механического анализа).

Эта формула не учитывает угла наклона струи, в чем один из главных ее недостатков, кроме того, она не применима для связных грунтов, например, для суглинков.

Вторая формула Шоклича² имеет вид:

$$T = 0.378 \cdot H^{0.5} q^{0.35} + 1.15 a \quad (6)$$

где T — глубина размыва, считая от пола водобоя (рисбермы),

$H \cong P_0$ — напор перед щитом,

¹ М. Д. Чертоусов. Инженерная гидравлика, 1934 г., Ленинград.

² М. М. Гришин и др. Гидротехнические сооружения М., 1938 г. А. Д. Саваренский. Гасители энергии и крепящие русла за плотинами. М. — Л., 1938 г.

a — разность отметок пола водобоя и дна ствоящего русла (формула приведена для $a > 0$, рис. 6).

Недостатком второй формулы является учет величины T , а не полной глубины в месте размыва t ; с другой стороны, важно обратить внимание на то, что во второй формуле отсутствует зависимость раз-

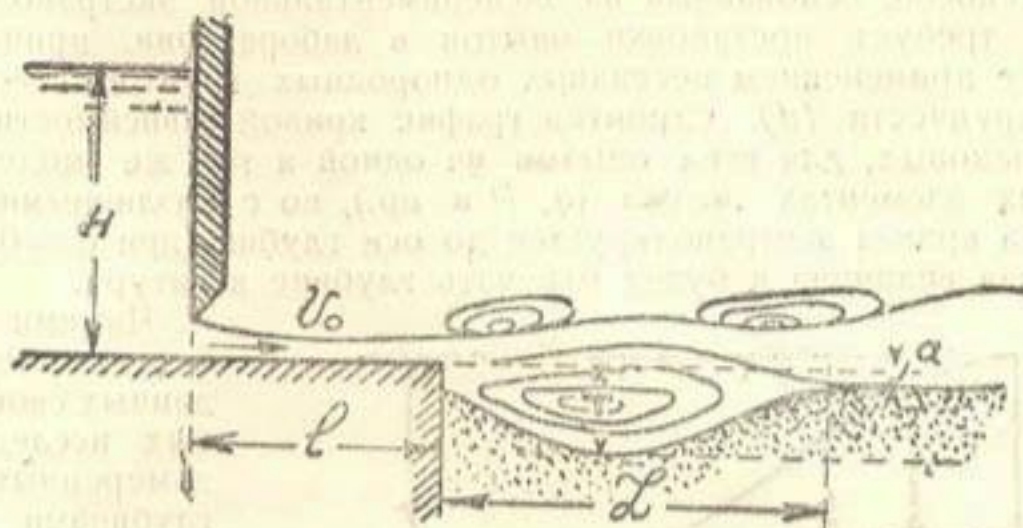


Рис. 6

мыва от размеров зерен грунта, что специально отмечено Шокlichem; он сообщает, что размеры зерен грунта играют некоторую роль только при малых напорах, но при значительных напорах глубина размыва почти не зависит от диаметра зерен (в опытах $d = 0,35$ до $17,2$ мм), длина же размыва довольно быстро растет с уменьшением крупности зерен.

Заметим, что подсчеты по этой формуле при $a = 0$ и $h_{кб} = h_2 \approx \sqrt{qVH}$ дают результаты, близкие к подсчетам по формуле автора данной работы, т. е. по формуле¹

$$t = 1,4 \sqrt{qVH}$$

Поэтому автор полагает, что его формуле должно быть дано предпочтение, как более общей и подтверждаемой опытами Шоклича.

7. СПОСОБ ПРОФ. ПАТРАШЕВА А. М. (1937 г.)

В результате соображений, связанных с теориями растекания и гидравлики переменной массы, а также основываясь на данных лабораторных опытов, Патрашев дал² по существу эмпирическую формулу для глубины размыва

$$t = K \sqrt[3]{qVP_0}; \quad (7)$$

где K — коэффициент размыва по Патрашеву равен:

$$K = \frac{6,2}{4 \sqrt{2g}} \cdot \left(\frac{3}{d} \right)^{0,25} \approx \left(\frac{3}{d} \right)^{0,25}$$

(d — диаметр зерен в мм (берется аналогично Шокличу)).

Зависимость глубины t от расхода q и перепада P_0 получена здесь в той же степени, как и при использовании уравнений количества движения (например, по формулам Мацмана и автора данной работы), что показывает на структурную правильность приведенной формулы. Формула не дает зависимости глубины размыва от угла наклона струи.

¹ Журнал „Гидротехническое строительство, № 2, за 1947 г., статья автора.

² Известия Ленинградского Научно-Исследовательского Института гидротехники. 1937 г.

Это является одним из основных недостатков формулы. Кроме того, эта формула не применима к таким грунтам, как лёсс, суглинок, скала и др.

8. СПОСОБ ЧИМЕМИ Е. (1939 г. SCIMEMI E)

Этот способ, основанный на экспериментальной экстраполяции, неизбежно требует постановки опытов в лаборатории, причем опыты ставятся с применением несвязных однородных грунтов (песков) различной крупности (d). Строится график кривой зависимости $t = f(d)$ при одинаковых, для всех опытов на одной и той же модели, гидравлических элементах потока (q , P и пр.), но с различными песками. Затем эта кривая экстраполируется до оси глубин (при $d = 0$; рис. 7); отсекаемая величина и будет отвечать глубине в натуре.

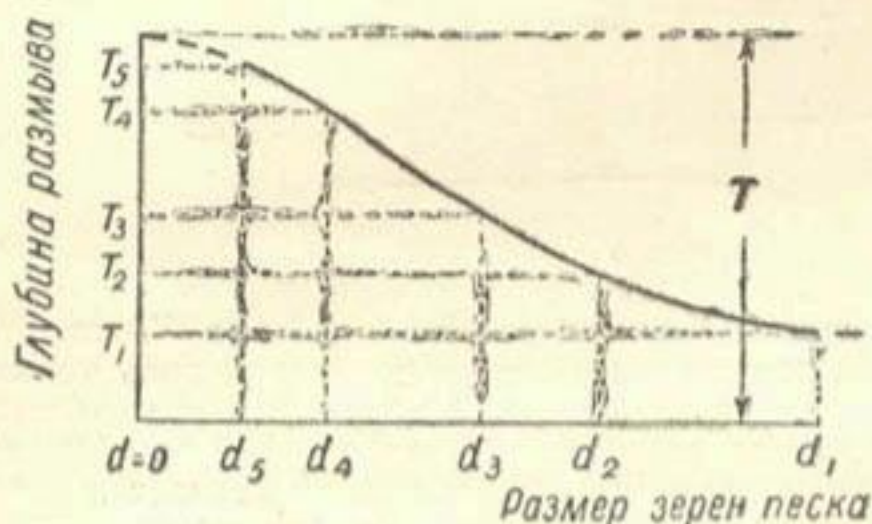


Рис. 7

Чимеми приводит 8 случаев совпадения данных своих модельных исследований с замеренными в натуре глубинами размыва в различных грунтах (песок, гравий, камень, скала), чем доказывает обоснование своего способа.

Следует заметить, что способ Чимеми косвенно указывает на отсутствие в натуре связи между свой-

ствами грунта и глубиной размыва при заданных гидравлических элементах потока.

Недостатком способа является неизбежная необходимость многочисленных лабораторных исследований, а это показывает, что к 1940 г. за границей еще не знали надежных способов расчета.

9. СПОСОБ ВЫЗГО М. С. (1940 г.)

Рассматривая явления размыва в законченной форме, мы считаем необходимым учитывать наличие двухстороннего растекания (при рассмотрении плоской задачи), разделяя весь поток на две части, одна из которых создает верхний валец, а другая — нижний. Это дополняет способ Мацмана учетом 4-й фазы размыва и способ Теперина введением рассмотрения второй зоны — зоны отдачи; к каждому вальцу применено уравнение количества движения в виде сокращенной формулы прыжковой функции; в конечном итоге для глубины размыва рекомендуется зависимость

$$t = A \cdot K \cdot \sqrt{q \sqrt{P_0}} \quad (8)$$

где

K — коэффициент¹ размыва, равный

$$K = N \cdot \sin \beta + M$$

¹ Коэффициент K является величиной размерной, имеющей измерение корня четвертой степени из ускорения; чтобы коэффициент стал безразмерным, можно написать

$$t = K' \sqrt{q \sqrt{\frac{P_0}{g}}}; \text{ здесь } K' = K \sqrt[4]{g} = 1.78 K$$

A — коэффициент¹ аэрации (табл. 2).

$$N = 0.95 \cdot n \sqrt{x} \quad (\text{при } n = 3 \text{ имеем } N = 2.85 \cdot \sqrt{x})$$

$$M = 0.95 (\sqrt{x} + \sqrt{1-x})$$

Таблица 2

Скорость в м/сек	5	10	15	20	25
Глубина в месте пад. h_m					
0,2	0,70	0,64	0,62	0,61	0,60
0,5	0,88	0,71	0,66	0,63	0,62
0,7	1,00	0,90	0,70	0,66	0,64

Формула получена следующим образом. Рассматриваемая схема явления изображена на рис. 8, из которого видно, что

$$t \approx L \sin \beta + D \quad (9)$$



Рис. 8

Каждый валец образуется своей долей расхода, причем

$$q = q_n + q_s$$

$q_s = xq$ — доля расхода верхней части струи,

$q_n = (1-x)q$ — доля расхода нижней части струи,

h'_2 — глубина, сопряженная с h' ,

h''_2 — глубина, сопряженная с h'' .

Длина вальца принята по формуле $l = nh_2$, причем $n = 4,5$ (Сафранец)² для свободного прыжка (слабый грунт), или $n = 3$ (Шаумян)³ для стесненного прыжка (прочный грунт).

¹ Подробнее о коэффициенте аэрации см. нашу статью в журнале Гидротехническое строительство № 7 за 1947 г.

² М. Д. Чертоусов. Инженерная гидравлика, 1934 г.

³ В. А. Шаумян. Труды ВНИИГИМ.

Применяя к каждой струе¹ уравнение прыжка в виде

$$h_2 = 0,95 \sqrt{q \sqrt{P_0}}$$

получим

$$h'_2 = 0,95 \sqrt{x} \cdot \sqrt{q \sqrt{P_0}} \quad h''_2 = 0,95 \sqrt{1-x} \cdot \sqrt{q \sqrt{P_0}}$$

Тогда

$$D = h'_2 + h''_2 = M \sqrt{q \sqrt{P_0}}$$

(Значение M приведено выше).

В таблице 3 приведены значения K в зависимости от α и β , причем принято (аналогично Леру и Мацману):

$$m = \frac{P_0 - P}{P}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{1-m}{m}}$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

(9) Подставляя в уравнение (9) соответственные величины, получим приведенную выше формулу (8), причем при больших скоростях в месте входа струи (v_0) вводится коэффициент аэрации A .

Рекомендуется пользоваться значениями K при $x = 0,5$, причем для всех обычных грунтов следует принимать $n = 3$. Как легко видеть, при $x = 0,5$ и $n = 3$ при увеличении угла β от 0 до 45° коэффициент K увеличивается приблизительно в 2 раза. Это соответствует указанию, приведенному в курсе гидротехнических сооружений под редакцией проф. Близняк Е. В., Гришина М. М. и др., о том, что с увеличением наклона стенки водобоя до 45° на мягких сооружениях наблюдалось увеличение размыва примерно вдвое. Заметим, что поток, содержащий донные наносы, может дать меньшую глубину размыва, так как в воронке наносы будут частично выпадать², с другой стороны — следует иметь в виду, что крупные наносы могут при своем вращательном движении протирать дно даже облицованных колодцев бетонных сооружений³. При наличии размыва величины, определенной в соответствии с приве-

Таблица 3

α°	β° \ x	$n=3$				$n=4,5$	
		0,5	0,6	0,8	1,0	0,5	1
0	0	1,34	1,34	1,28	0,95	1,34	0,95
12	10	1,69	1,72	1,71	1,44	1,85	1,69
25	20	2,02	2,09	2,15	1,92	2,36	2,42
40	30	2,34	2,44	2,55	2,37	2,81	3,10
50	40	2,63	2,75	2,92	2,78	3,25	3,71
68	60	3,07	3,24	3,49	3,42	3,94	4,57
84	80	3,31	3,51	3,79	3,79	4,30	5,20
90	90	3,34	3,54	3,83	3,85	4,31	5,25

¹ Считаем это возможным ввиду уменьшенного, по сравнению с гидростатическим, давления в зоне нижнего вальца.

² Это относится, в частности, к консольному перепаду Мархамат-Таджик. Труды САНИИРИ. 1933 г. выпуск 10.

³ А. С. Вагиллов „Вестник ирригации“ за 1929 г. и „Ирригация и гидротехника“ за 1935 г.

денным выше расчетом, частицы наносов уже не придут в движение, не смогут разрушать дно, следовательно, и увеличения глубины воронки ожидать не приходится. Быстрота износа облицовки или оснований (гранит, гнейс, известняк и др. скальные грунты), очевидно, зависит от свойств наносов и характера эксплуатации сооружения.

Небезинтересно привести следующее сообщение¹ Шоклича: Ниже Ассуанской плотины дно реки Нил было в 1903 году защищено мозаикобразным креплением, уложенным очень тщательно на цементном растворе; швы были расклинены; отдельные камни имели вес не ниже 2000 кг. Вода падала с незначительной высоты (из-под щитов). После 3-месячной непрерывной эксплуатации крепление было совершенно разрушено. Обследования показали, что большие камни, освободившись из своих гнезд, перемещались, вращались и изнашивались, причем ими было разрушено более мягкое скалистое основание на глубину до 6 м. От больших глыб через год осталось только несколько десятков камней, из которых самый тяжелый мог быть увесен без затруднений одним рабочим.

Рекомендуя наш способ для расчета местного размыва, приведем две сводные таблицы.

Таблица 4 — формулы различных авторов, приведенные к одному виду.

ТАБЛИЦА № 4

Сравнительная таблица расчетных формул, приведенных к общему виду

№ п/п	Автор	Формула	Примечание (подробнее см. в тексте)
1	Шефер	$t = Kp^{0.75}$	$K=3$
2	Шоклич (1)	$t = Kq^{0.57} p^{0.20}$	$K = \frac{4.75}{d^{0.32}}$; d — крупность песка
3	Шоклич (2)	$t = Kq^{0.35} p^{0.5} h + 1.15a$	$K = 0.378$
4	Патрашев	$t = Kq^{0.50} p^{0.25}$	$K = \delta \left(\frac{3}{d \cdot 2g} \right)^{0.25}$; $\delta = 6,3$
5	Мацман	$t = Kq^{0.50} p^{0.25}$	$K = 0.95 \tau$; $\tau = \text{от } 2 \text{ до } 8$
6	Замарин	$t = Kq p^{0.75}$	$K = \frac{(0.25 + \frac{3.8}{p}) \sin \alpha}{\sqrt{Vg} \sqrt{2g}}$
7	Теперин	$t = Kq^{0.62} p^{0.22}$	$K = \frac{0.25(2g)^{0.22} \sin \alpha}{(0.5 Vg)^{1.2} m^{0.31}}$
8	Вызго	$t = AKq^{0.50} p^{0.25}$	A — коэф. аэрации K — коэф. размыва

Таблица 5 — сравнение расчетов по формуле автора с данными замеров в натуре, доказывающее возможность уверенно применять рекомендуемый автором способ. В дальнейшем предполагается издание специально подготовленной работы о мерах борьбы с размывами.

¹ Это сообщение нами заимствовано из диссертации Адхама Аскарова на тему «Размывы за водоподъемными плотинами» ТИИМСХ, 1947 г.

Таблица 5

№ пп.	Автор, источники	Сооружения	Плотный распад q	Полный перепад P _{полн}	Угол струи β	Коэффициент размытия K	Коэффициент аэрации A	Расчетная высота размытия t _{расч.}	Фактическая высота размытия t _{факт.}	Расходимость в %		Грунт	Примечание
										+	-		
1	Лер (журнал Der Bauingenieur 1926 г.)	Хохштадт (водосливная плотина в Германин)	1,8	1,9	20	2,05	1	2,8	2,4	14	—	Гравий	Срок эксплуатации неизвестен
2	Гришин (Курс гидротехнических сооружений, 1938)	Бецнау (плотина в Швейцарии)	17,0	6,3	18	1,90	1	12,3	14,3	—	16	Известняк	Через 18 лет
3	Грот (там же)	(По данным Гришина)	60,0	7,3	0	1,34	1	17,0	16,2	5	—	Гнейс	Через 2 года
4	САНИИРИ—Технический отчет о результатах обследований сооружений	Джар-Тегермень, кон. сольн. перепад (г. Ташкент)	1,28	6,3	45	2,78	0,60	2,9	2,5	14	—	Лесс (гор. Ташкент)	Через 2 года; по расчету глубина больше потому, что на конце консоли установлен вращающийся щиток на шарнирах; он несколько увеличивает аэрацию потока и фактический размыв был меньше
5	•	Канал Садовый; кон. сольный перепад	2,5	6,3	56	3,0	0,64	4,7	5,0	—	6	Просадочн. лёсс ирриг. система Джунга, Ташкентская обл.	В этих грунтах процесс размыва заканчивается довольно быстро, чаще всего в течение года и даже первых месяцев эксплуатации сооружения
6	•	Курукульдук; консоль Ташкентская обл. . . .	2,44	2,3	66	3,17	0,68	3,2	3,4	—	6	Шох (мергель)	
7	•	Тюя-Тугуз, консоль	2,6	1,9	23	2,20	0,82	3,3	3,5	—	6	•	

№ п.п.	Автор, источники	Сооружения	Плотный расход q	Полный перепад P_0	Угол струи β	Коэффициент размыка K	Коэффициент аэрации A	Расчетная глубина размыка $h_{расч.}$	Фактическая глубина размыка $h_{факт.}$	Расходимость в %		Грунт	Примечание
										—	—		
8	САНИИРИ — (Технический отчет о результатах обследования сооружений)	Бурджар, консоль № 1 г. Ташкент	8	2,13	18	1,90	0,85	5,8	5,7	1	—	•	
9	•	Бурджар, консоль № 2	8	3,2	36	2,56	1	9,7	9,4	3	—	•	
10	•	Бурджар, консоль № 3	8	3,8	36	2,54	1	10,0	12,5	—	25	•	В русле, вблизи консоли производились взрывные работы при строительстве Ак-Тепе ГЭС, что могло повлиять на увеличение местного размыва
11	Мацман (журнал "Вестник ирригации", 1929 г.)	Ассакинская разборчатая плотина на Шаарихан-сае в Ферганской области	2,6	1,82	0	1,34	1	2,5	2,0 +) 2,9 + + 2,5	20	16	Крупный галечник + + + + + + + +	Минимальная из наблюдений Максимальная Средняя
12	Избаш ("Гидравлика производства работ по преграждению русла", 1937 г.) . .	Плотина при заводе Передовик на р. Орехе, Ленинградская область	4	+ + + 0,59	+ 0	1,31	1	3,7	3,5	5	—	Мелкий песок + + + + + . . .	Напор принят соответствующим критической глубине
13	Журнал E. N. R. за 1932 г., Журнал "Гидротехническое строительство" за 1947 г. № 7, статья автора	Водосливная плотина Коновинго на р. Сускеанна (США) .	31,5	26	12,5	1,7	0,68	6	13,0	11	—	Трещиноватая, но прочная скала . . .	Размывы в натуре через 6 5 часов достигли 75% наибольшего расчетного и приближаются к данным американской лаборатории, где опыты велись с песчаным грунтом.

М. С. ВЫЗГО
Доктор технических наук
и инж. **Л. А. МАШКОВИЧ**

О ГИДРАВЛИЧЕСКОМ ПРЫЖКЕ

Как ни странно, но это интереснейшее и весьма важное гидравлическое явление до сего времени представляет собой своего рода загадку, даже для условий плоской задачи. Многочисленные исследования смогли пока лишь установить, что уравнение прыжка, полученное на основе теоремы об изменении количества движения, дает правильное, подтверждаемое опытами, соотношение между глубинами перед прыжком и за ним. Однако, остаются до сих пор не выясненными очень многие элементы этого явления.

Неудивительно поэтому, что прямое применение уравнения сопряженных глубин приводит часто к величечтам в работе гидротехнических сооружений. Различные рекомендации для уменьшения ошибок недостаточно обоснованы, а даже грубая теоретическая оценка, например, такого элемента, как остаточная кинетическая энергия за прыжком, характеризуемая коэффициентом α , до сих пор не сделана¹.

Ввиду важности вопроса приведем здесь в кратком изложении несколько приближений к оценке этого элемента потока за гидравлическим прыжком, причем будем считать показанным, что сопряженные глубины связаны известным уравнением

$$\frac{h_2}{h_1} = 0,5 \left[-1 + \sqrt{1 + 8Fr_1} \right] \quad (1)$$

где $Fr_1 = \frac{V_1^2}{gh_1}$ — число Фруда, и что общие потери энергии между сечениями с сопряженными глубинами равны:

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2 h_1} \quad (2)$$

¹ Не считая работ проф. И. Г. Есьмана, который все же делает ошибку, применяя к гидравлическому прыжку уравнение живых сил и полагая, что в прыжке не происходит гашения энергии. Из других работ отметим еще две, а именно работу научн. сотр. ВНИИГ инж. Вейц И. И., а также работу М. С. Вызго, который на основе опытных материалов по местному размыву за сооружениями установил, что за прыжком коэффициент $\alpha = 2,5$ («Решение некоторых задач по борьбе с размывами за гидротехническими сооружениями». Машинопись, 1944 г. докторская диссертация).

Эти формулы будем относить к сечениям I и II (рис. 1), для которых, строго говоря, они и справедливы, так как в этих сечениях возможно полагать распределение давлений по гидростатическому закону и распределение живой силы оценивать коэффициентами:

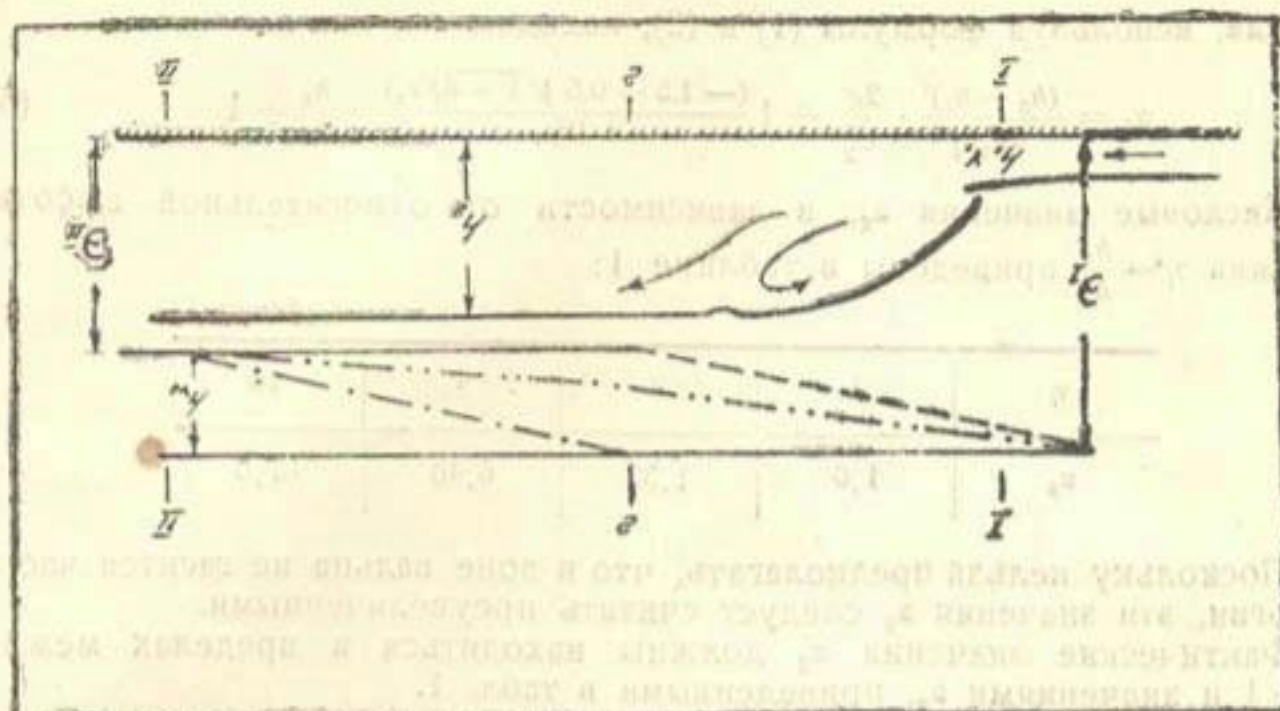


Рис. 1

$$\alpha_I = \alpha_{II} \cong 1,0$$

Написав для сечений I и II уравнение Бернулли, имеем:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_w \quad (3)$$

где

$$h_w = h_{1-2} + h_{2-II}$$

Здесь h_{1-2} — потери между сечениями 1 и 2,

h_{2-II} — потери между сечениями 2 и II.

Опыт показывает, что в сечении 2 — 2 (непосредственно за вальцом) глубина близка к h_2 , а энергия больше $\mathcal{E}_{II}$, причем

$$\mathcal{E}_{II} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\mathcal{E}_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$$

При обычном рассмотрении задачи о гидравлическом прыжке, сечение II — II рассматривается совпадающим с 2 — 2, и тогда неизбежным следствием является то, что $\alpha_2 = 1,0$, а это приводит к недоучету остаточной кинетической энергии и размывам за сооружениями с малой длиной крепления. Это равноценно положению, что вся потеря энергии совершается в зоне вальца.

Наоборот, если допустить, что в вальце вовсе не происходит гашения энергии, т. е. принять $\mathcal{E}_2 = \mathcal{E}_I$, то получим

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \quad (4)$$

Тогда, сравнивая формулы (3) и (4), находим, что

$$\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} + h_w$$

откуда, используя формулы (1) и (2), находим

$$\alpha_2 = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2 h_1} \cdot \frac{2g}{v_2^2} + 1 \frac{(-1.5 + 0.5 \sqrt{1 + 8Fr_1})}{2Fr_1} \cdot \frac{h_2}{h_1} + 1 \quad (5)$$

Числовые значения α_2 , в зависимости от относительной высоты прыжка $\eta = \frac{h_2}{h_1}$ приведены в таблице 1:

Таблица 1

η	1	2	4	10
α_2	1,0	1,33	6,40	67,3

Поскольку нельзя предполагать, что в зоне вальца не гасится части энергии, эти значения α_2 следует считать преувеличенными.

Фактические значения α_2 должны находиться в пределах между $\alpha_2 = 1$ и значениями α_2 , приведенными в табл. 1.

Установив, таким образом, границы наибольших и наименьших значений α_2 , сделаем попытку решить задачу следующим путем. Применим теорему об изменении количества движения к сечениям 1—1 и 2—2, тогда¹

$$\int p_1 dh + \rho \beta_1 v_1 q = \int p_2 dh + \rho \beta_2 v_2 q \quad (6)$$

Здесь ρ — плотность, β_1 и β_2 — коэффициенты Буссинеска.

Положив $\beta_1 = 1,0$ и считая распределение давлений в сечении 1—1 отвечающим гидростатическому закону, находим, что

$$\int p_1 dh + \rho \beta_1 v_1 q = \frac{\gamma h_1^2}{2} + \frac{\gamma v_1^2}{g h_1} \quad (7)$$

Поскольку² $\beta_2 > 1$ (так как $\alpha_2 > 1$), то следует считать

$$\int p_2 dh = \frac{\gamma h_2^2}{n}, \text{ где } n > 2 \quad (8)$$

поэтому

$$\int p_2 dh + \rho \beta_2 v_2 q = \frac{\gamma h_2^2}{n} + \frac{\gamma}{g} \frac{\beta_2 v_2^2}{h_2} \quad (9)$$

Подставляя значения формул (7) и (9) в формулу (6), находим

$$\frac{n q^2}{g} = \frac{(h_2^2 - \frac{n}{2} h_1^2) h_2 h_1}{h_2 - \beta_2 h_1} \quad (10)$$

¹ А. Я. Милович. Основы гидромеханики, 1946 г.

² Если положить, что $Sp_2 dh = \frac{\gamma h_2^2}{2}$, то получим значение $\beta_2 = 1$, а следовательно и $\alpha_2 = 1$, так как связь между коэффициентами Корнолиса и Буссинеска такова: $\alpha = 3\beta - 2$... (8) (акад. Павловский Н. Н. и другие, «Гидравлика»).

→ Обычно при составлении уравнения для определения количества движения полагают $\beta_2 = 1,0$ (что следует считать справедливым, если β_2 относить к сечению II — II) и получают оправданную опытом формулу.

$$\frac{2q^2}{g} = h_1 h_2 (h_2 + h_1) \quad (11)$$

Поскольку на основе опытных данных $(h_2)_{II} \cong (h_2)_2$, то, разделив значение формулы (10) на (11), находим

$$n = \frac{2\gamma^2}{\gamma^2 - (\beta_2 - 1)(1 - \gamma)} \quad (12)$$

(Заметим, что при $\beta_2 = 1,0$ получим $n = 2$; при $\beta_2 > 1$, значение $n > 2$).

Впредь до постановки специальных опытов, предположим, что

$$\beta_2 = f(\gamma) = x\gamma^y.$$

Из условия, что при $\gamma = 1 \beta_2 = \beta_1 = 1$, находим $x = 1,0$, тогда

$$\beta_2 = \gamma^y$$

Различные значения β_2 , α_2 и n , вычисленные по формулам (8), (12) и (14) в зависимости от γ , при разных y приведены в таблице 2.

Таблица 2

y	γ	1	2	4	10	15
0	n	2	2	2	2	2
	β_2	1	1	1	1	1
	α_2	1	1	1	1	1
$1/8$	n	2	2,15	2,13	2,08	2,06
	β_2	1	1,09	1,19	1,33	1,40
	α_2	1	1,27	1,57	1,99	2,20
$1/2$	n	2	2,49	2,45	2,29	2,23
	β_2	1	1,26	1,59	2,15	2,47
	α_2	1	1,78	2,50	4,45	5,40
$1/3$	n	2	2,92	2,91	2,63	2,51
	β_2	1	1,41	2,00	3,16	3,87
	α_2	1	2,23	4,00	7,83	9,60
$1/6$	n	2	8	32	200	450
	β_2	1	2	4	10	15
	α_2	1	4	10	28	43

Учитывая опытные данные проф. Есьман И. Н. о коэффициенте α для расширяющихся участков труб, считаем возможным полагать $y \approx 1/3$, т. е. считать

$$\beta_2 = \gamma^{1/3}$$

$$\alpha_2 = 3\gamma^{1/3} - 2.$$

Заметим, что близкие к указанным числовые значения α получим, если используем решение инж. И. И. Вейц¹, который из уравнения

¹ М. Э. Факторович. "Расчет крепления волобоа и рисбермы" архив, САНИИРИ, Машинопись 1946 г. Несмотря на то, что опыты приводили всегда к $h_2 \cong h_{2(\max)}$, мы считаем, что указанное решение частично проливает свет на явление пульсации прыжка.

количества движения находит, что возможны две сопряженные глубины за прыжком

$$h_{2(\text{макс})} = 0,5 h_1 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_1^3}} \right]$$

$$h_{2(\text{мин})} = \sqrt{\frac{2}{3} P_1}$$

где P_1 — прыжковая функция для первого сечения (считается величиной, заданной при расчете прыжка), равная

$$P_1 = \frac{q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{2}$$

Так как $P_1 = P_2$, то, полагая, как обычно принято,

$$P_2 = \beta_2 \frac{q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2}$$

инженер Вейц, считая h_2 переменной, находит производную

$$\frac{d\beta_2}{dh_2} = \frac{g}{q^2} \left(P_1 - \frac{3h_2^2}{2} \right)$$

приравнивая которую нулю, получает

$$\beta_{2(\text{ макс})} = \frac{g}{q^2} h_{2(\text{ мин})}^3$$

и соответственное значение $h_{2(\text{мин})}$, указанное выше. Далее инж. Вейц полагает, что фактические значения h_2 находятся по „среднему состоянию“, которому соответствует среднее значение β_2 (между $\beta_{2(\text{макс})}$ и $\beta_2 = 1$).

Если теперь положить, отклоняясь от дальнейших рассуждений инж. Вейца, что в вальцах прыжка, при обоих значениях h_2 гасится одинаковое количество энергии, то придем к формуле (после опускаемых преобразований уравнения Бернулли)

$$\alpha_2 = 0,63\eta + 0,37.$$

Полученные числовые значения α_2 приведены в таблице 3.

Таблица 3

η	1	2	4	10	15
α_2	1	1,63	2,89	6,67	9,82

Единственными известными нам описанными опытами по изучению осредненных местных скоростей в зоне прыжка являются опыты Бахмистева и Мацке¹.

Используя данные этих опытов по измерению скоростей непосред-

¹ Proceedings Am. S.C.E. Transactions, № 101, 1936, p. 630.

ственно за прыжком, мы для различных чисел Фруда и соответствующих им η получим следующие значения β , α и n , сведенные в таблицу 4.

Таблица 4

Fr_1	η	β	α	n
6,8	3,23	1,14	1,42	2,12
11,5	4,53	1,10	1,30	2,06
23,9	6,44	1,05	1,15	2,02

На рис. 2 представлены графики зависимости β , α и n от η , построенные по данным таблицы 4 и по формулам (14), (12) и (8) при $y = 1/3$ и $y = 1/8$.

Опыты дали меньшие значения β и α , что мы относим в данном случае за счет, главным образом, неучета пульсации скоростей.

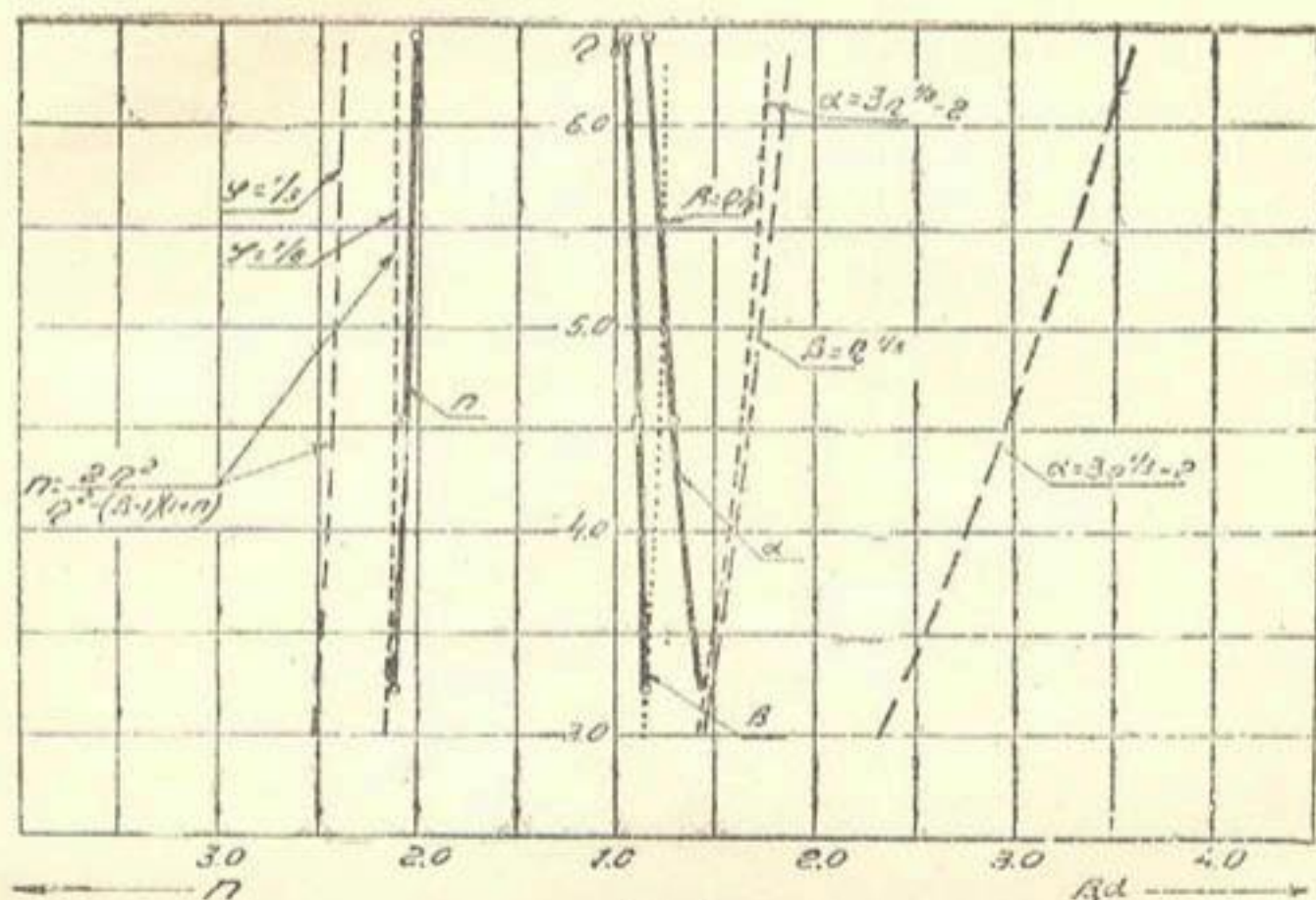


Рис. 2

Выражая еще раз сожаление, что столь важная гидравлическая задача еще не нашла надлежащего точного решения и учитывая практическую необходимость учета потерь энергии в вальце прыжка, полагаем возможным, впредь до более точного решения и соответствующей экспериментальной проверки, пользоваться таблицей значений α_2 , вычисленных по формуле¹

$$\alpha_2 = 3\sqrt[3]{\eta} - 2$$

¹ Несмотря на то, что опыты Бахметова и Мацке отвечает меньшая величина показателя η и даже зависимость $\beta = \frac{1}{\eta^2}$.

Таблица 5

η	1	2	4	10	15
α_2	1	1,78	2,50	4,45	5,40

Глубину же за прыжком следует рассчитывать по приведенной выше «опытной формуле»¹

$$h_2 = 0,5h_1 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_1^3}} \right]$$

В таком случае, избыточная энергия за вальцом прыжка, равная

$$E_{изб} = \frac{(\alpha_2 - 1) q^2}{2gh_2^2},$$

должна быть погашена на рисберме сооружения или специальными гасителями энергии.²

¹ С достаточной точностью можно расчет вести по приближенной формуле $h_2 = \frac{q}{g} \sqrt{\frac{2}{h_1}}$ (Журнал «Гидротехническое строительство» № 9 за 1947 г. Статья Вязго М. С.).

² Журнал «Гидротехническое строительство» № 2 за 1947 г. Статья Вязго М. С.

С. И. КЕБЕРЛЕ

МНОГОДИАФРАГМОВЫЙ ГАСИТЕЛЬ ЭНЕРГИИ

(Исследования модели водоспуска Кассансайского водохранилища)

В связи с развитием строительства водохранилищ с высоконапорными плотинами возник вопрос о конструкциях затворов. При проектировании Кассансайского водохранилища инженер Сазводпроиза Н. Г. Бородинский предложил схему плоского затвора (вместо сложного затвора Джонсона или устройства цилиндрического затвора в башне), перекрывающего строительную штольню, которая используется в качестве постоянного водоспуска (рис. 1 и 2).

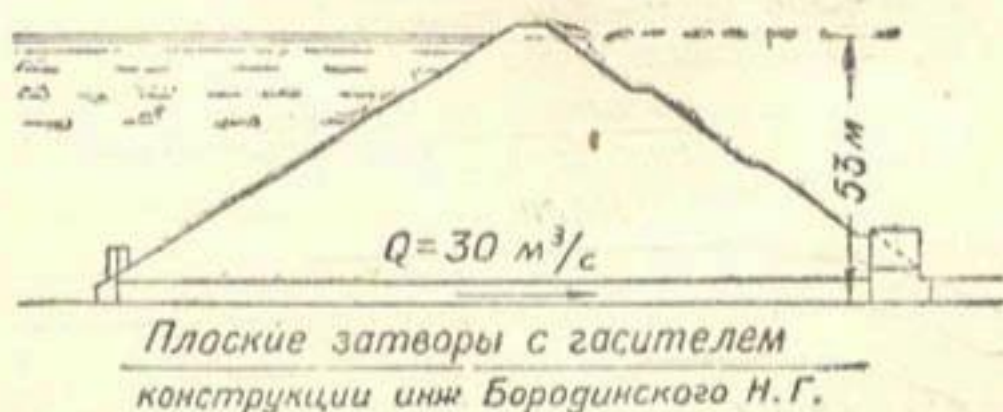


Рис. 1. Схема расположения водоспуска в теле плотины Кассансайского водохранилища

Применение плоского затвора обосновано автором проекта тем, что устройство многодиафрагмового сотового гасителя энергии в штольне достаточно медленно снижает (срабатывает) напор, и сразу за щитом не получается большого перепада напора, подобно тому, как это наблюдается на быстротоках повышенной шероховатости или в других подобных конструкциях¹.

Однако, в литературе не освещена работа многих диафрагм, расположенных в трубе последовательно друг за другом, особенно в условиях сооружений большого напора, при котором возникает необходимость оценки не только сопротивлений, но и явлений вакуума и пр.

¹ Использование диафрагм в ирригационных сооружениях производится в модели Джибба, полуавтомате проф. Журина В. Д. в сифонном водосбросе на Караспане (проект А. Н. Гостунского); ребра шероховатости использованы на многих быстротоках, рисбермах сооружений и в отдельных трубчатых сбросах малого напора.

Сопротивление одиночной диафрагмы в круглой трубе по Вейсбаху зависит от относительного стеснения сечения трубы диафрагмой и приведено в известной таблице¹.

$\frac{F_c}{F}$	0,1	0,2	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
μ	226	47,8	17,5	3,75	1,80	0,80	0,29	0,06	0

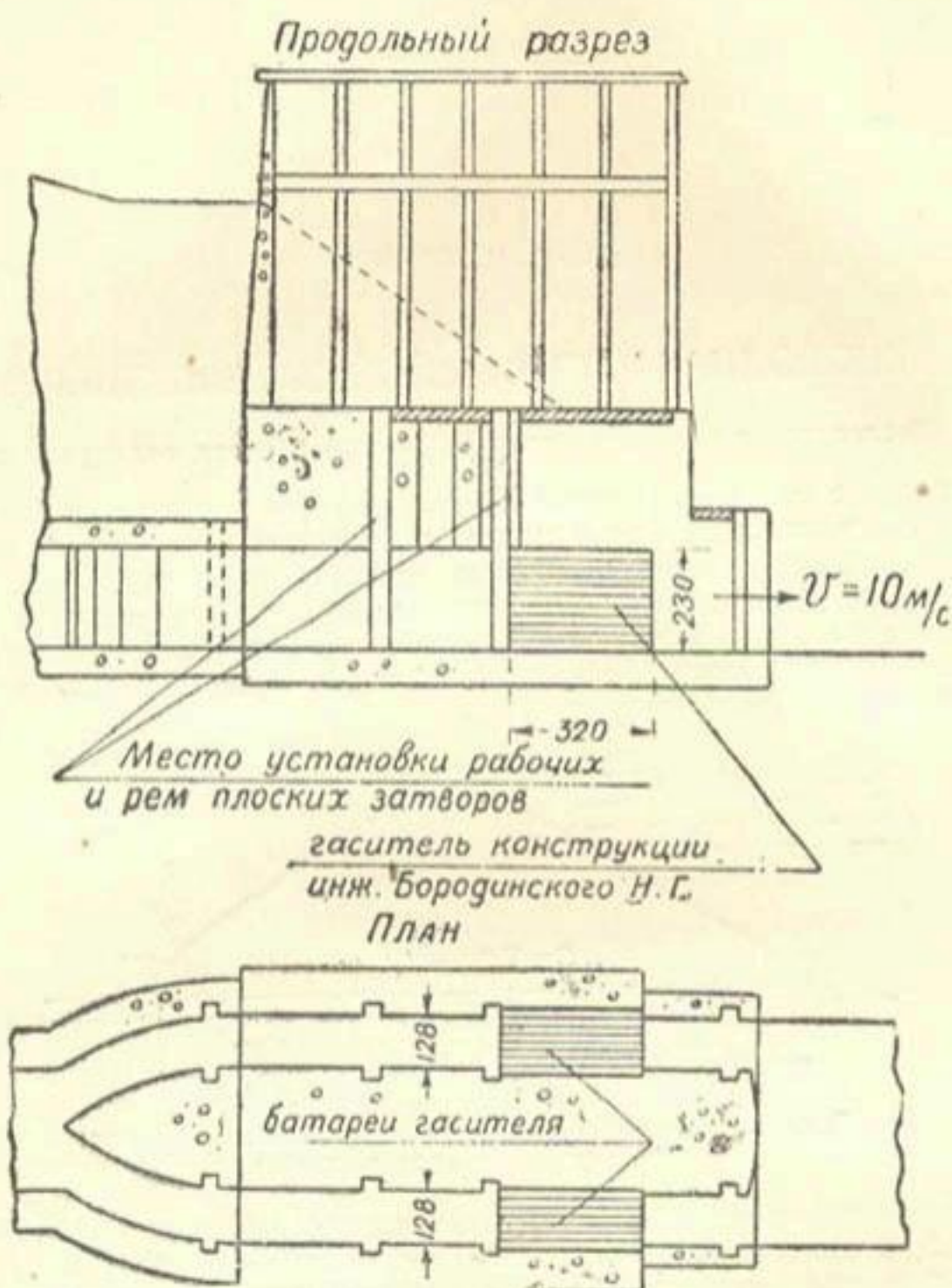


Рис. 2. Щитовая часть водоспуска

Марио Меркетти произвел дальнейшие исследования сопротивления одиночной диафрагмы². Значение коэффициента сопротивления диафрагмы можно вычислить по формуле:

$$\mu = \frac{1 + 1,075 \frac{F_c}{F}}{\left(\mu \cdot \frac{F_c}{F} \right)^2} \text{ для } \frac{F_c}{F} < 0,8,$$

¹ „Гидравлический справочник“, акад. Н. Н. Павловский, 1937 г.

² „Гидравлика“ проф. Лобачев В. Г. и Латышенкова А. М.

причем коэффициент расхода диафрагмы μ перестает зависеть от числа Рейнольдса¹ в зоне квадратичных сопротивлений и отвечает следующей таблице:

$\frac{F_c}{F}$	0,19	0,38	0,52	0,61	0,70
$\frac{Re}{10^4}$	6	10	14	16	20
μ	0,62	0,66	0,71	0,77	0,85

Использование этих данных возможно, если располагать диафрагмы на значительных расстояниях, вне зоны влияния одной диафрагмы на другую.

Все вышеуказанные обстоятельства потребовали постановки лабораторного исследования многодиафрагмового гасителя применительно к условиям Кассансая, причем модель воспроизводила не весь гаситель, а одну трубу, но в довольно крупном масштабе (1:4 натуральной величины), что требовало создания напорной башни для получения на модели напора до 15 м (фото 1).

Для возможности наблюдения и измерения необходимых гидравлических элементов, труба выполнена в виде, представленном на фото 2, причем боковые стенки трубы сделаны прозрачными (из плексигласа), а в железной крышке установлены пьезометры. Масштаб модели позволяет переносить на натуру полученные результаты, так как соответственные требования соблюдаются (в частности, на модели явления находятся в зонах достаточной величины чисел Рейнольдса и возможного моделирования вакуума).

Не останавливаясь здесь на описании опытов и промежуточных исследований по подбору размеров диафрагм, расстановки их по длине трубы и на других вопросах, связанных с методикой исследования², приведем полученные результаты.

На рис. 3 (справа) представлены кривые зависимости сопротивления одиночной диафрагмы (по Вейсбаху для круглой трубы) и сопротивления одной диафрагмы многодиафрагмового гасителя по нашим опытам в трубе квадратного сечения в зависимости от степени стеснения, т. е. от отношения $\frac{F_c}{F}$ при $l = 10h$.

Из сравнения этих кривых видим, как и следовало ожидать, что сопротивления, подсчитанные на одну диафрагму, уменьшаются, если расстояние между ними таково, что действие одной диафрагмы влияет на другую (кривая для $l = 10h$).

¹ С уменьшением числа Рейнольдса величина μ несколько увеличивается; т. е. коэффициент φ уменьшается, так при $\frac{F_c}{F} = 0,61$ значения μ в зависимости от Re таковы:

Re	160000	100000	50000	30000	20000
μ	0,768	0,770	0,770	0,780	0,797

² Подробно изложены в научно-техническом отчете САНИИРИ, машинопись, 1947 г.



Фото 1

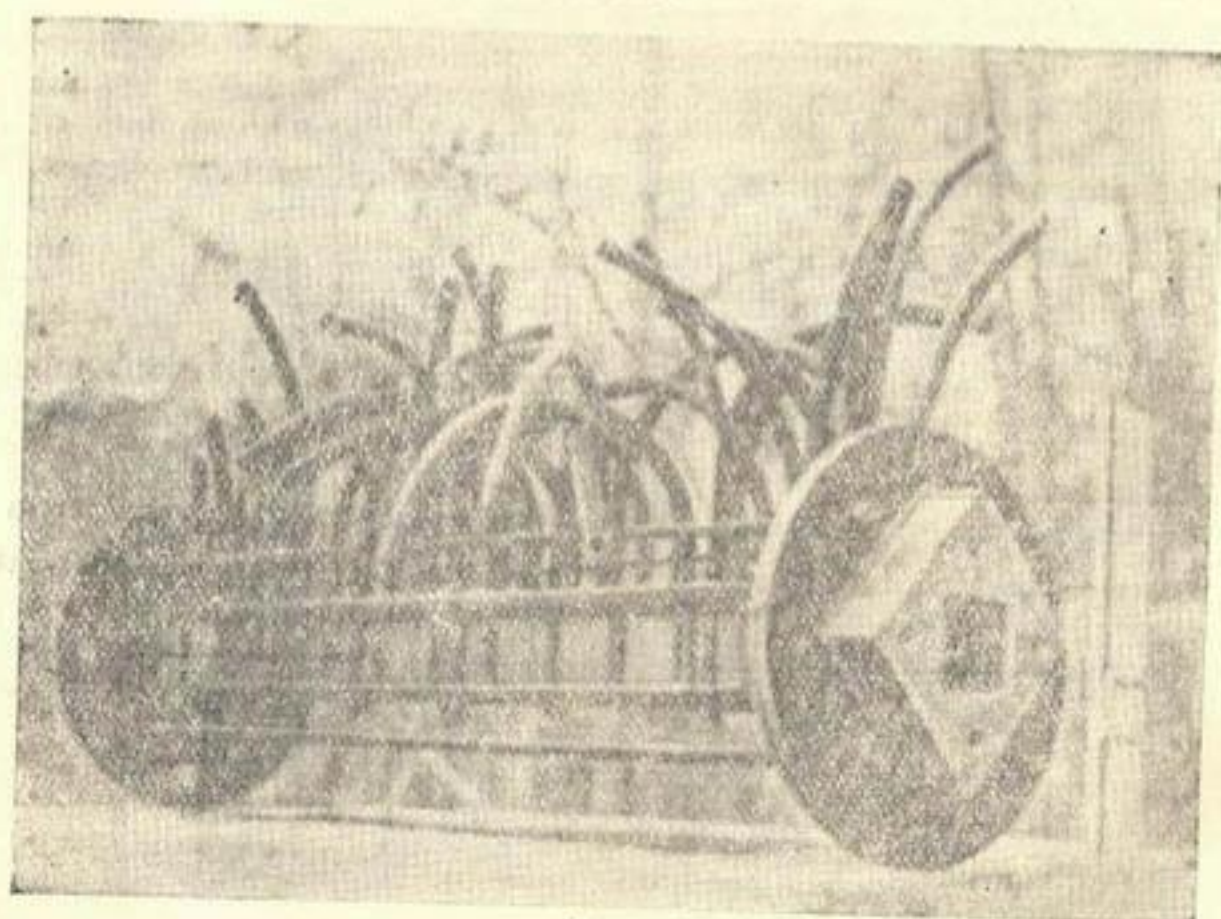


Фото 2

Влияние расстояния между диафрагмами на величину сопротивления еще более ярко устанавливается по кривой, построенной для одинаковой степени стеснения $\frac{F_c}{F} = 0,64$ (т. е. в условиях опыта при постоянной высоте диафрагмы $h = 5$ мм, так как сечение трубы в опытах оставалось неизменным $a = 50$ мм, толщина диафрагмы $\delta = 2,2$ мм (рис. 3, слева).

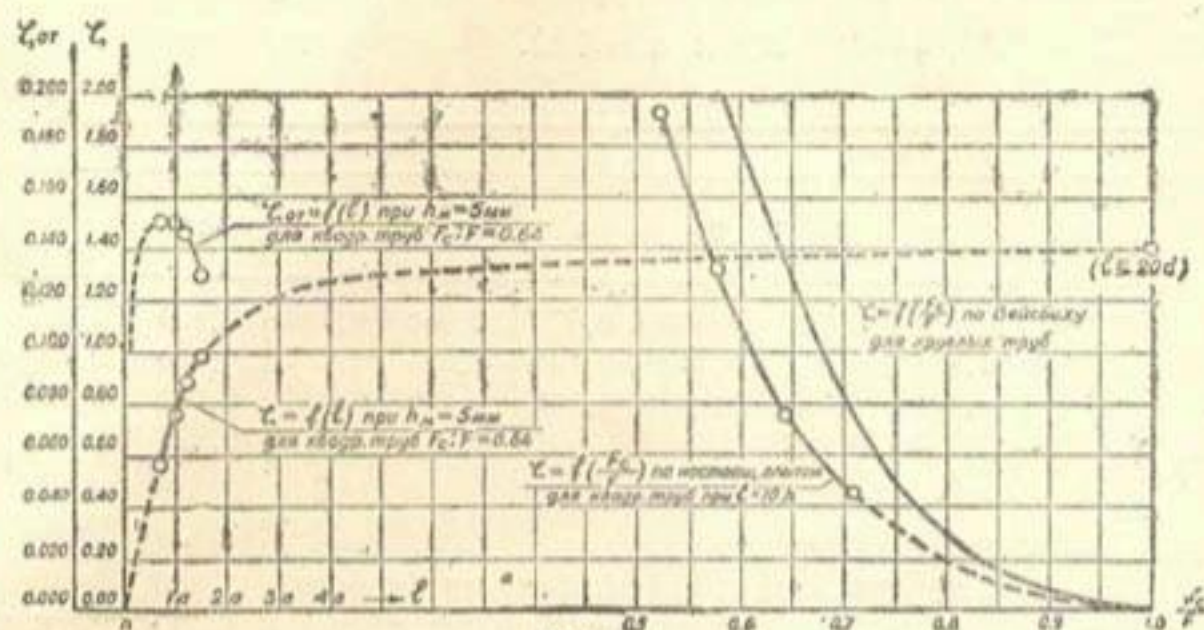


Рис. 3

Пунктиром кривая продолжена (несколько условно) до значения ζ , отвечающего данным Вейсбаха ($l \geq 20a$), и до значения ζ , подсчитанного в предположении, что диафрагмы поставлены вплотную друг к другу.

На том же рисунке, а также на рисунке 4, представлены данные опытов с пересчетом на удельное (относительное) сопротивление, отнесенное к единице длины трубы с диафрагмами, т. е. значение $\zeta_{отн} = \frac{\zeta}{l}$ (подсчитано на 10 мм длины трубы на модели).

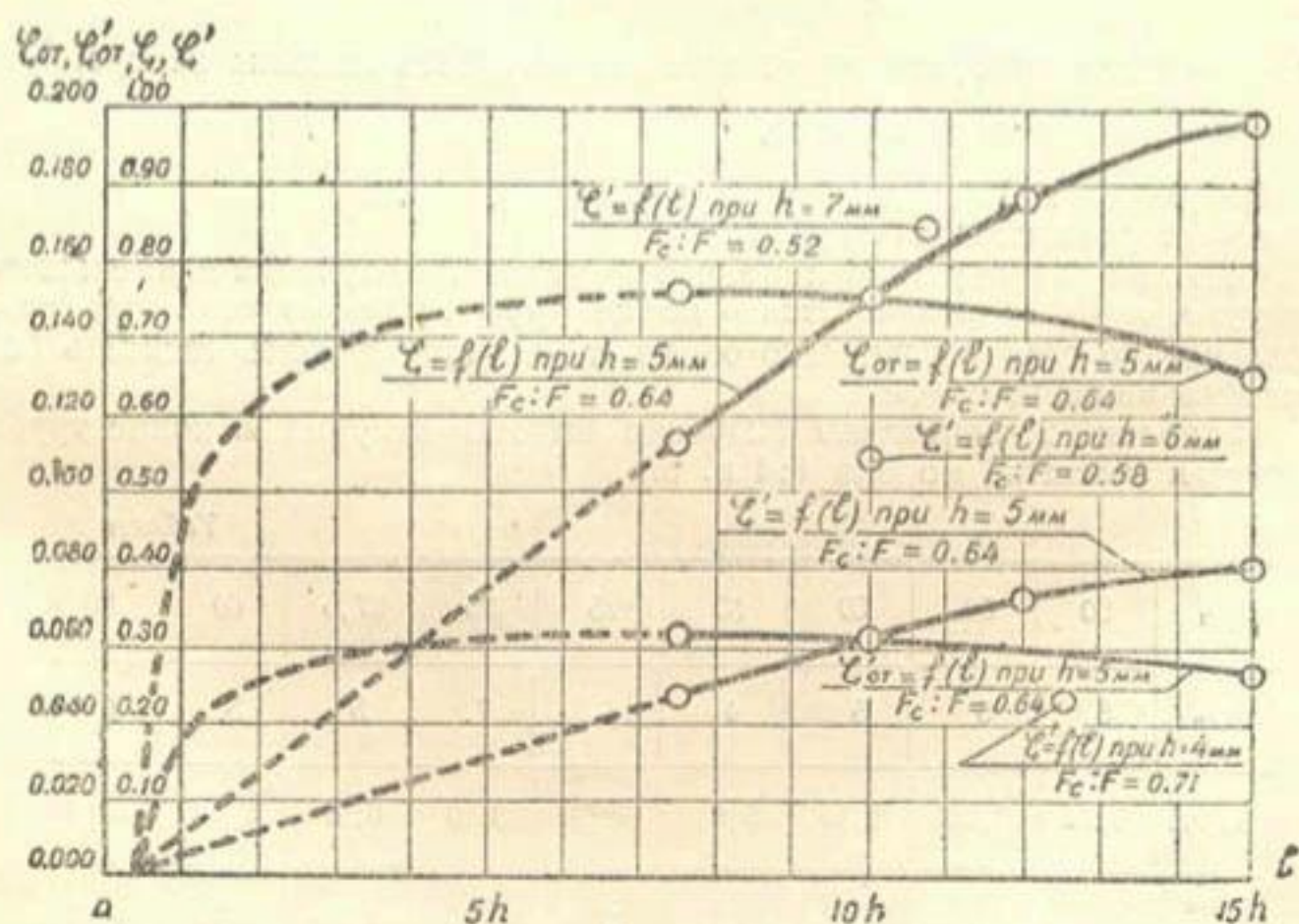


Рис. 4

Соответственная кривая показывает, что наибольшее относительное сопротивление получено при $l \approx 8h$, чем определяется выбор как расстояния между диафрагмами, так и всей длины трубы гасителя (отметим, что примерно такое же расстояние рекомендовано проф. Замариным Е. А., Пикаловым Ф. И. и Фалькович А. Я. для ребер шероховатости на быстротоках). В таблице 1 приведены данные наших опытов и подсчетов по экстраполяции:

для $\frac{F_c}{F} = 0,64$, $\delta = 2,2$ мм и $a = 10h$.

Таблица 1

$\frac{l}{h}$	По опытам					По экстраполяции				
	15	12	10	7,5	5	4	3	2	1	0,44
ζ	0,980	0,880	0,750	0,570	0,375	0,250	0,205	0,130	0,045	
$\zeta_{\text{отн}}$	0,130	0,117	0,150	0,152	0,148	0,115	0,137	0,130	0,190	
ζ'	0,403	0,361	0,308	0,235	0,152	0,120	0,085	0,052	0,018	0,0008
$\zeta'_{\text{отн}}$	0,051	0,060	0,062	0,063	0,061	0,060	0,057	0,052	0,0360	0,0036

где h — высота ребра диафрагмы,

l — расстояние между диафрагмами (в осях),

ζ — коэффициент сопротивления, отнесенный к скорости в трубе,

$\zeta' = \zeta \left(\frac{F_c}{F} \right)^2$ — то же, к скорости в отверстии диафрагмы;

$\zeta_{\text{отн}} = \frac{\zeta}{l}$ и $\zeta'_{\text{отн}} = \frac{\zeta'}{l}$ удельные сопротивления, подсчитанные для одного сантиметра длины трубы модели.

Подсчет коэффициента сопротивления одной из ряда диафрагм сделан по формуле

$$H = n \cdot \zeta \cdot \frac{v^2}{2g},$$

где n — число диафрагм на участке равномерного падения напора,

$v = \frac{Q}{a^2}$ — скорость в трубе,

Q — расход,

a — сторона сечения трубы.

Опытами также установлено, что из условий получения наименьшего вакуума, который развивается в конце трубы, следует создавать подтопление со стороны нижнего бьефа, т. е. устанавливать гаситель под уровень нижнего бьефа.

В таблице 2 приведены значения высоты вакуума в конце трубы гасителя (масштаб модели 1:4 н. в.).

Таблица 2

$l_{\text{мм}}$	50	50	50	50	75	75	37,5	60	60
$h_{\text{мм}}$	5	5	5	4	5	7	5	5	6
$v_{\text{м/сек}}$	5,32	3,20	1,36	5,88	4,72	3,40	6,97	4,96	4,14
$h_{\text{вак}}$ (м.в.с.)	1,81	0,70	0,08	2,24	2,00	1,47	1,30	2,00	1,67

Кроме приведенных данных, опытами установлено, что:

1) при частичных открытиях отверстий ряда труб гасителя — до $1/8$ высоты их, непосредственно за щитом образуется вакуум, по величине в несколько раз меньше максимального значения вакуума в конце трубы;

2) при увеличении высоты диафрагм значение вакуума за последней диафрагмой увеличивается мало;

3) при уменьшении расстояния между диафрагмами значение вакуума за последней диафрагмой уменьшается значительно интенсивнее, чем при уменьшении h , но менее интенсивно, чем при уменьшении скорости. Кроме того, при расположении последней диафрагмы от конца трубы менее $l = 6/h$ м истечение в атмосферу происходит срыв вакуума;

4) при затоплении трубы с нижнего бьефа, величина вакуума в конце трубы уменьшается на глубину затопления. Величина вакуума в конце трубы уменьшается также при установке последних трех диафрагм с последовательно уменьшающимися высотами ребер (h);

5) скорости в выходном сечении трубы гасителя распределяются по средней вертикали с несколько вытянутой эпюрой с отношением

$$\frac{v_{\text{ср}}}{v_{\text{макс}}} = 0,90;$$

6) на работающей модели вибрация не наблюдалась, что объясняется отсутствием резких пульсаций давления; на модели наблюдалось изменение давления в $0,1$ м, что по отношению к полному напору (12 м) составляет только $0,8\%$;

7) потери энергии в гасителе составляют в основном из ряда потерь, образующихся при внезапном сужении и внезапном расширении потока.

По рекомендуемой схеме в гасителе Кассансайского водовыпуска с объемом в 20 м³ будет гаситься до 14000 лошадиных сил, что состав-

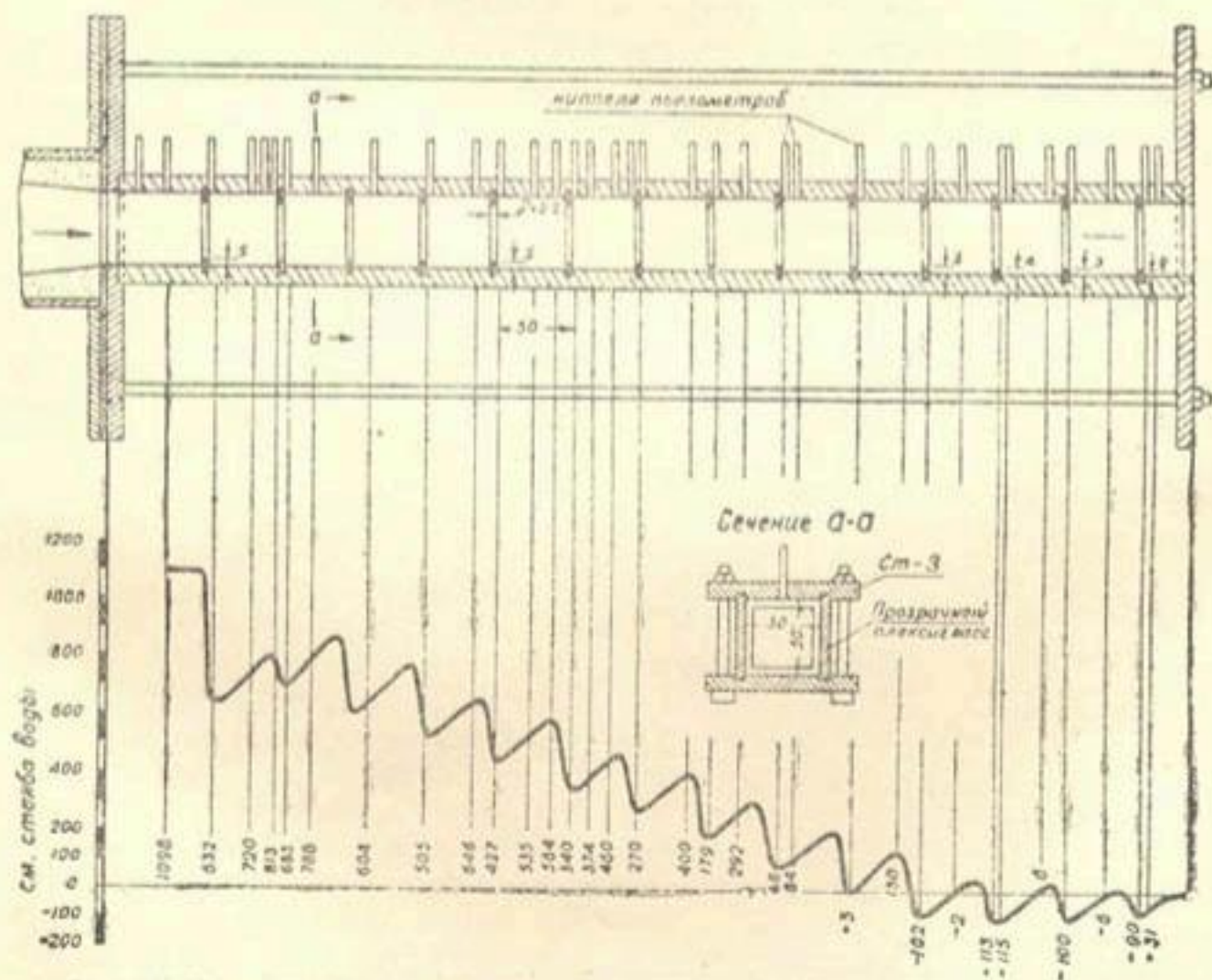


Рис. 5. Продольный профиль модели трубки гасителя и эпюра давления воды на крышку модели при истечении в атмосферу $Q = 12,4$ л/с (размеры в мм)

ляет 90% энергии потока¹. При этом энергия потока будет тратиться в основном на нагревание воды (на $t \cong 0,1^\circ\text{C}$).

В результате опытов были получены две схемы трубы гасителя:

1) с переменными по высоте диафрагмами и расстояниями между ними и

2) с одинаковыми по высоте диафрагмами за исключением последних трех, устанавливаемых с уменьшающейся высотой ребер диафрагм и одинаковыми расстояниями (рис. 5). Первая схема имеет преимущество в весе, а вторая в удобстве производства работ и эксплуатации. На обеих схемах (испытанных на моделях) было подтверждено:

1) образование в начале гасителя — за щитом большого давления и ограниченных скоростей, т. е. возможности установки плоских затворов;

2) эффективное гашение избыточной энергии с некоторым увеличением (против предложенной в проекте) длины гасителя приблизительно на 20%.

¹ Вопросы об использовании этой энергии мы здесь не касаемся, отметим только, что ирригационное назначение водохранилища и резкие изменения наполнения (напора) и расхода воды неблагоприятны для устройства здесь гидроэлектростанции.

В. Н. ЯРЦЕВ
Канд. техн. наук.

ВОДОМЕРНЫЕ ВОДОВЫПУСКИ

В условиях совпадения гидрометрического поста с пунктом регулирования оросительной воды, в целях лучшей оперативности учета и распределения воды целесообразно производить определение расхода воды с помощью самого регулирующего сооружения.

Подобный метод может быть осуществлен или путем использования обычных гидротехнических сооружений на сети (главным образом голов распределителей, выпусков), или путем армирования сети специальными водомерными регулируемым сооружениями.

Первый способ требует так называемой предварительной тарировки сооружения, т. е. определения для различных условий его работы зависимостей, связывающих пропускаемый через сооружение расход с определяющими этот расход элементами (напорами, величиной отверстия истечения и пр.).

Опыт показал, что на практике применение способа тарировки довольно часто встречает затруднения и ограничен некоторыми условиями. К числу причин, вызывающих указанные затруднения, относится, между прочим, то, что при выборе типа сооружения, его проектировании, расчете, не ставилась задача одновременного использования его для учета воды. Помимо придания сооружению необходимой прочности, экономичности, при проектировании его принималась во внимание лишь заданная пропускная способность и необходимость регулирования расходов и горизонтов воды. Создание же условий, могущих повысить водомерность сооружения, до самого последнего времени не входило в задачи проектирования.

Такое положение привело к тому, что построенные сооружения работают, с точки зрения постоянства тарировочных данных, в неблагоприятных условиях (например, при разных подходных условиях), требующих весьма большого объема работ по тарировке и вызывающих значительную сложность для практического учета.

Очень часто тарировка сооружения в натуре затрудняется ограниченной возможностью создания во время опыта всех необходимых условий, в которых будет работать сооружение в последующем.

Указанные обстоятельства приводят к тому, что использование существующих гидросооружений не решает полностью вопроса объединения в одном пункте регулирования и учета воды, и выдвигают необходимость широкого применения специальных водомеров-водо-

выпусков, особенно при новом строительстве (для учета воды в ранее построенном сооружении, не обладающем водомерностью, вопрос может быть решен устройством дополнительных нерегулируемых водомерных сооружений).

Исследование в этой области (САНИИРИ) позволило разработать ряд типовых проектов с детализацией, допускающей широкое их применение. Вполне естественно, что предложенные конструкции наряду с некоторыми достоинствами обладают и недостатками. Разработанные типы водомеров-водовыпусков однообразны по принципу действия и по существу представляют собой два сооружения, лишь конструктивно соединенные в одно целое. В каждом из них имеются отдельные регулирующие приспособления (шты) и обособленная, располагаемая ниже шты, водомерная часть в виде или насадка, или лотка, или специального порога. Наличие последнего, естественно, создает некоторую громоздкость всей конструкции, ибо обязательные требования, предъявляемые к работе водомерного элемента, вызывают необходимость увеличения размеров всего сооружения (например, для обеспечения сжатия или для нормального подхода потока к водомеру и т. п.). Обычное свойство водомеров, позволяющих с необходимой точностью измерять расход лишь при некотором определенном диапазоне колебания его, несколько ограничивает применение отдельных типов такого рода сооружений и т. д. Положительной стороной водомеров-водовыпусков является возможность определения расхода без учета положения затвора (подщитового отверстия).

Перечисленные выше недостатки, свойственные водомерам-водовыпускам, исключаются в сооружениях, по своей конструкции обеспечивающих необходимые гидравлические условия для устойчивых зависимостей, определяющих проходящий через сооружение расход воды.

Проектирование подобных выпусков возможно, оно лишь требует с ответствующих исследований, содержащих детальное изучение влияния разнообразных условий работы на указанные выше зависимости.

Такое положение подтверждается также практикой разработки и применением получивших общее признание водомерных устройств (например, водосливов Базена, разнообразных водомерных лотков и пр.), которые получили широкое применение исключительно в силу предварительного всестороннего изучения их свойств и строгого соблюдения основных условий работы. При распространении этого опыта на регулируемые сооружения степень успеха в выборе конструкции будет в конечном счете определяться количеством условий, для которых необходимо устанавливать самостоятельные расходные зависимости. Число последних в свою очередь будет определять так называемую „водомерность“ конструкции.

Изложенные общие соображения послужили основаниями для постановки в лаборатории ирригационных сооружений соответствующих систематических исследований. Эти исследования ставят своей задачей разработку отдельных типовых конструкций водовыпусков, не требующих для использования их в качестве измерителей воды предварительной тарировки на месте после постройки. Тарировочные данные заменяются найденными при исследованиях расходными зависимостями для различных условий работы сооружения.

Ниже приводятся первые результаты работы по этому вопросу.

Исследования производились в лаборатории на моделях сооружения с последующей проверкой полученных результатов на опытном сооружении, специально построенном для этой цели на ирригационной системе. Принятый метод следует считать наиболее целесообразным, поскольку в лаборатории можно создавать любые условия для работы сооружения, а полевые, служа одновременно целям внедрения, позволяют

проверять результаты опытов и возможность распространения их на натуру.

В качестве первого объекта исследования был использован тип открытого водовыпуска со щитовым плоским затвором с истечением в лоток прямоугольного сечения ограниченной длины и шириной, равной ширине отверстий сооружения (рис. 1). Единственным отличием принятой для испытания конструкции от обычных водовыпусков этого типа является наличие перед входом суживающегося подходного участка,

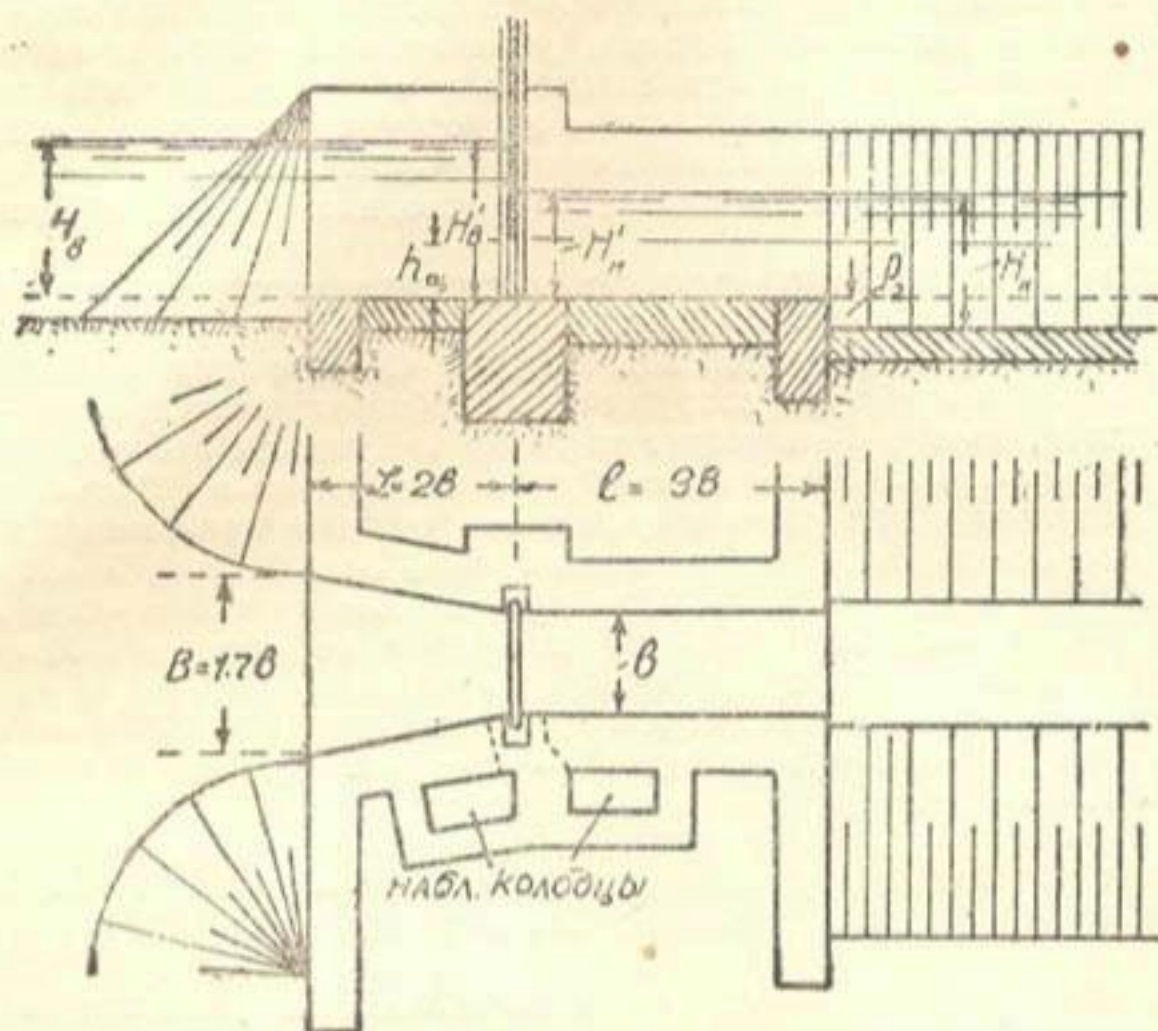


Рис. 1

предназначенного для уменьшения влияния бокового сжатия и для выравнивания потока перед входом в условиях работы сооружения при боковом водозаборе.

Соотношение размеров отдельных частей сооружения было принято следующее (при b — ширине входа):

длина подходного участка $L = 2b$;
длина лотка $l = 3b$;
ширина входа $B = 1,70b$.

Исследовались модели трех размеров ($b = 8,0, 12,0$ и $16,0$ см), каждый в условиях лобового и бокового водозабора (90°) при различных подходных скоростях потока. Проверка лабораторных опытов на натуре была осуществлена на бетонном сооружении, с шириной отверстия $b = 0,5$ м, при точном сохранении указанных выше соотношений в размерах частей (водовыпуск на Атбашинской системе КирССР).

Сооружение (модели и натура) исследовалось при различных условиях истечения: при полностью поднятых щитах и при истечении из-

под щита, в том и в другом случаях при свободном и затопленном истечении.

Непосредственной задачей модельных исследований являлось определение коэффициента расхода и зависимостей его от других гидравлических элементов в различных условиях.

Достаточно тщательно проведенные опыты (в отношении точного определения отдельных величин, многократная повторность опытов при одинаковых условиях, весьма значительное количество выполненных опытов) в конечном результате позволили составить ряд необходимых для учета воды расходных формул, установить пределы, в которых допустимо их практическое применение (для обеспечения точности), и установить общие факторы, влияющие на коэффициент расхода воды при истечении потока в условиях, аналогичных испытанным.

Сводные результаты по определению расходных формул сведены в таблице 1.

К общим выводам, положительным в разрезе поставленной задачи практического учета воды, относятся:

При испытании конструкции водовыпуска влияние угла водозабора на пропускную способность сооружения не обнаруживается; если такое и имеется, то оно не выходит за пределы точности произведенных опытов. Опыты при лобовом водозаборе и под углом в 90° дали одинаковые результаты при разных условиях работы и при разных подходных скоростях (в пределах модели $v_{подх}$ от 0,2 до 0,75 м/с при свободном истечении без щита). Это явление для практических целей является крайне важным, поскольку позволяет не учитывать одну из переменных (угол водозабора или скорость подхода).

Однако, это явление наблюдается только при правильном выборе места (точки) определения напора H_a — который должен измеряться вне зоны спада.

Опыты установили также отсутствие (практического) влияния на коэффициент расхода размера сооружения, т. е. ширины. Были получены одинаковые результаты опытов на моделях крайних размеров (8 и 16 см).

Результаты работы сооружения в определенных условиях могут быть сведены к следующему:

а) При свободном истечении без щита.

Коэффициенты расхода зависят от относительной величины $\frac{H_a}{b}$ и увеличиваются с возрастанием последнего. Изменение m следует линейной зависимости в пределах $\frac{H_a}{b} > 0,4$ ($\frac{H_a}{b} = 0,4$ $m = 0,34$; при $\frac{H_a}{b} = 0,37$). При $\frac{H_a}{b} < 0,4$ коэффициенты уменьшаются (например, при $\frac{H_a}{b} = 0,2$ $m = 0,29$). Увеличение m с возрастанием напора следует объяснить переходом от истечения через широкий порог к истечению через толстую стенку, при котором коэффициенты расхода, как известно, больше по величине, чем в первом случае;

б) При затопленном истечении без щита.

За основной метод учета расхода воды был принят метод введения поправок на затопление. Опытное определение последних показало возможность практически пользоваться единым уравнением при однозначной зависимости

$$\sigma_n = f\left(\frac{H_n}{H_a}\right),$$

хотя и здесь сказывалось влияние величины $\frac{H_a}{l}$, определяющей харак-

тер истечения (широкий порог, толстая стенка). Это влияние, однако, не выходит из пределов отклонений в 3—4%.

Выведенная по опытам формула для σ^2 по структуре аналогична формуле Бахметева (табл. 1). Числитель = 0,395 определен из опытного осередненного соотношения m/φ . Более точно числитель может быть выражен уравнением:

$$0,0226 \frac{H_e}{b} + 0,373.$$

в) При свободном истечении из-под щита.

На основании опытов были выведены две расходные формулы для практического учета: первая с определением напора над центром отверстия $(H_e - \frac{h_{ш}}{2})$ и вторая — напора над верхним краем отверстия $(H_e - h_{ш})$.

Коэффициенты расхода воды в том и другом случае зависят от величины $\frac{h_{ш}}{H_e}$. Для первой формулы расхода воды коэффициент m уменьшается с возрастанием $\frac{h_{ш}}{H_e}$ и следует сложной кубической зависимости, которая, однако, практически может быть упрощена до уравнения первой степени (с точностью, допускающей в среднем отклонение менее 1%). Определение H_e по этой формуле производится в верхнем бьефе перед входом в сооружение так же, как и при работе без щита.

Во второй формуле m также зависит от $\frac{h_{ш}}{H_e}$ и возрастает с увеличением последней величины. Аналитически зависимость выражается уравнением 3-й степени (табл. 1).

Расходное уравнение, наиболее отвечающее теоретическим установкам

$$Q = \varphi b h_e \sqrt{2g(H - h_e)} = \varphi_e b h_{ш} \alpha \sqrt{(H - \alpha h_{ш})2g},$$

оказалось практически трудно применимым, поскольку зависимость $\alpha = f(\frac{h_{ш}}{H})$ весьма сложна и аналитически выражается сложным кубическим уравнением (α при $\frac{h_{ш}}{H}$ от 0,15 до 0,25 резко возрастает от 0,60 до 0,70, затем до $\frac{h_{ш}}{H} = 0,4$ сохраняет почти равное значение около 0,70, а с $\frac{h_{ш}}{H}$ от 0,4 вновь возрастает, достигая при $\frac{h_{ш}}{H} = 0,8$ значения 0,82).

г) При затопленном истечении из-под щита.

Этот случай истечения оказался наиболее сложным, опыты установили зависимость коэффициентов расхода от многих переменных. По опытным данным было составлено несколько расходных формул.

При определении напоров H_e и H_k перед входом в сооружение и ниже выхода потока с лотка коэффициенты расхода зависят от трех относительных величин

$$\frac{h_{ш}}{H_e}, \frac{h_{ш}}{H_k} \text{ и } \frac{h_{ш}}{l}$$

(табл. 1, формула 1). Кроме того, выведенное уравнение

$$m = f(h_{ш} H_k H_e l)$$

справедливо лишь при наличии у выхода потока с лотка перепада p_2 высотой не менее $\frac{1}{3} H_{\text{вmax}}$.

Более простой характер имеет зависимость

$$m = f\left(\frac{h_{\text{из}}}{H_{\text{в}}}, \frac{h_{\text{из}}}{H_{\text{н}}}\right),$$

справедливая при условии определения напоров непосредственно перед и за щитом (таблица 1, формула 2). В этом случае на величину m не сказывается также p_2 .

В пределах наиболее вероятного изменения значений $\frac{h_{\text{из}}}{H_{\text{в}}}$ и $\frac{h_{\text{из}}}{z}$ формула (2) может быть упрощена с обеспечением достаточного точного для практики определения m , приведением ее к виду

$$m = f\left(\frac{h_{\text{из}}}{H_{\text{в}}}\right) \text{ или } m = f\left(\frac{h_{\text{из}}}{H_{\text{н}}}\right)$$

(табл. 1, формулы 3 и 4).

Формулы, выведенные для определения коэффициентов расхода, позволили найти зависимость между глубиной, непосредственно за щитом (H'_n) и глубиной — ниже выхода потока с лотка (H_n) при наличии перепада p_2 , а именно:

$$\frac{H'_n}{H_n} = \frac{\sigma_n}{\sigma_n} - \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_n} - 1\right) \left(\frac{m}{m'}\right)^2, \text{ где } \sigma_n = \frac{h_{\text{из}}}{H_n}, \sigma_n = \frac{h_{\text{из}}}{H'_n},$$

m — коэффициент расхода при напорах $H_{\text{в}}$ и $H_{\text{н}}$, m' — то же при $H_{\text{в}}$ и H'_n .

Проверка результатов лабораторных исследований в полевой обстановке на опытном сооружении ($b = 0,5$ м) дала вполне удовлетворительные результаты, показавшие возможность применения выведенных расходных формул для практического учета воды. Кратко результаты полевых опытов сводятся к следующему:

1) При свободном истечении из-под щита фактические расходы в сравнении с вычисленными по разработанным формулам, дали в среднем отклонения:

$$\begin{aligned} \text{по формуле (1)} & - \pm 2,7\% \\ \text{. . . (2)} & - \pm 2,5\% \end{aligned}$$

2) При затопленном истечении из-под щита

$$\begin{aligned} \text{по формуле (2)} & - \pm 3,7\% \\ \text{. . . (3)} & - \pm 3,2\% \\ \text{. . . (4)} & - \pm 3,4\% \end{aligned}$$

Произведенные опыты и результаты их в конечном счете позволяют рекомендовать для широкого применения в производстве — испытанный тип сооружения в качестве водомерного выпуска для регулирования и учета воды (без предварительной тарировки) и разработать типовой проект сооружения стандартных размеров (b от 0,30 до 0,8 м), пропускной способностью до $1,2 \text{ м}^3/\text{с}$ (схема проекта — рис. 1).

Следует подчеркнуть, что особо положительной стороной разработанного выпуска является возможность применения его в самых различных гидравлических условиях. Применение выпуска ограничивается лишь указанной пропускной способностью, а точный учет — некоторыми предельными соотношениями между высотой подщитового отверстия и напорами, обычно редко встречающимися на практике.

Таблица 1

Условия работы водопропуска	Расходные формулы	Пределы применения формул	Точность учета (формулы, относительная погрешность)	Условия применения
1. Свободное течение при подпотоке подпотока	$1) Q = (0,25 \frac{H_s}{b} + 0,24) H_s^{3/2} \sqrt{2g}$ $2) Q = (0,02 \frac{H_s}{b} + 0,33) H_s^{3/2} \sqrt{g}$	$\frac{H_s}{b}$ от 0,2 до 0,4 $\frac{H_s}{b}$ от 0,4 до 2	$\pm 2\%$	H_s — глубина воды над порогом определяется перед входом в сооружение (по оси) на расстоянии 1,5 b.
2. Затопленное течение при подпотоке подпотока	$Q = m H_s^{3/2} \sqrt{2g} \sigma_n$, где m берется по 1 или формуле свободного истечения, а	$\sigma_n = \frac{K \sqrt{1-K}}{0,395}$, где $K = \frac{H_n}{H_s}$	$\pm 4\%$	H_s — определяется в том же месте, как и при свободном истечении.
3. Свободное течение из-под щита	$1) Q = (0,62 + 0,077 \frac{h_{из}}{H_s}) \sigma_n \sqrt{2g} \sqrt{H_s - \frac{h_{из}}{2}}$ $2) Q = [1,2 (\frac{h_{из}}{H_s})^2 (\frac{h_{из}}{H_s} - 0,25) + 0,65] \sigma_n \sqrt{g} \sqrt{H_s - h_{из}}$	$\frac{h_{из}}{H_s}$ от 0,5 до 0,8 $\frac{h_{из}}{H_s}$ от 0,10 до 0,75	$\pm 2\%$ $\pm 2\%$	H_n — в нижнем бьефе в створе лотка выхода потока с лотка на расстоянии от последнего на 1—2 b. H_s — определяется в том же месте, как и при свободном истечении без щита. i_s — определяется непосредственно перед щитом на расстоянии 10—15 см от щита.
4. Затопленное течение из-под щита	$1) Q = m_1 \sigma_n \sqrt{2g} \sqrt{H_s - H_n}$, где	$m_1 = 1,75 \frac{h_{из}}{H_n} \left[0,032 \frac{l}{h_{из}} \left(1 - 0,018 \frac{l}{h_{из}} \right) + 0,38 \right] + \frac{0,165}{\frac{h_{из}}{H_n} + 0,31}$	до $\pm 3\%$	H_s и H_n определяются так же, как и при затопленном истечении без щита p_s — не менее 0,3 H_s max

Продолжение табл. 1.

Условия работы водовыпуска	Расходные формулы	Пределы применения формул	Точность учета (определение отклонения в процентах)	Условия применения
	2) $Q = m_2 b h_{\text{из}} \sqrt{2g} \sqrt{H_s - H_N}$, где $m_2 = 0,61 + 0,225 \left(H_s^2 - 0,028 \frac{H_s}{Z} \right)$	$\frac{h_{\text{из}}}{H_s}$ от 0,1 до 0,8	$\pm 2,5\%$	H_N — определяется непосредственно перед щитом, H_N непосредственно за щитом (на расстоянии от щита на 10 ± 15 см) Размер p_2 влияния не имеет.
	3) $Q = m_3 b h_{\text{из}} \sqrt{2g} \sqrt{H_s - H_N}$, где $m_3 = 0,62 + 0,375 \frac{h_{\text{из}}}{H_s} \left(\frac{h_{\text{из}}}{H_s} - 0,48 \right)$	То же и в пределах $\frac{h_{\text{из}}}{H_s}$ от $\frac{h_{\text{из}}}{H_s} = 0,1 \text{ до } 0,5$ $0,2 \text{ от } 0,25 \text{ до } 1,0$ $0,3 \text{ } 0,4-2,5$ $0,4 \text{ } 0,8-5,0$ $0,5 \text{ } 1,25-7,0$ $0,6 \text{ } 1,75-11,0$ $0,7 \text{ } 3,0-14,0$ $0,8 \text{ } 4,0-16,0$	3,0%	Упрощенная формула. H_N и H_N определяется так же, как и для формулы 2.
	4) $Q = m_4 b h_{\text{из}} \sqrt{2g} \sqrt{H_s - H_N}$, где $m_4 = 0,635 + 0,29 \frac{h_{\text{из}}}{H_N} \left(\frac{h_{\text{из}}}{H_N} - 0,70 \right)$	При тех же условиях	3,0%	То же — упрощенная

М. В. БУТЫРИН
Кандидат технических наук *

УСОВЕРШЕНСТВОВАННЫЕ ЩИТОВЫЕ ВОДОМЕРЫ-ВОДОВЫПУСКИ

Лаборатория ирригационных сооружений САНИИРИ в 1946 г. возобновила прерванную войной большую работу по разработке методов и способов использования (приспособления) существующих ирригационных сооружений на сети для учета расхода воды и улучшения их водомерности.

Эта работа в пятилетнем тематическом плане института запланирована на три года, но в процессе выполнения темы к концу 1946 г. уже были получены некоторые практические результаты и выводы. В частности разработаны и могут быть рекомендованы производству новые усовершенствованные щитовые водомеры и мероприятия (приспособления) по улучшению водомерности некоторых типов шлюзов-регуляторов.

По теории истечения из-под вертикального плоского щита в горизонтальный лоток без бокового сжатия известно, что расход воды при свободном истечении определяется формулой:

$$Q = \varphi \, \mathcal{E}_s \, b h_{\text{ш}} \sqrt{2g(H - \mathcal{E}_s h_{\text{ш}})} \quad (1)$$

где

φ — коэффициент скорости, который при отсутствии порога перед щитом может быть принят равным единице,

$\mathcal{E}_s$ — коэффициент вертикального сжатия, зависящий от относительной величины $\frac{h_{\text{ш}}}{H}$,

b — ширина щитового отверстия,

$h_{\text{ш}}$ — высота открытия щита,

H — напор над порогом в верхнем бьефе.

Коэффициент вертикального сжатия теоретически определен многими авторами (Жуковский, Рельтов, Кох, Мизас и др.), все они сходятся на том, что $\mathcal{E}_s = f\left(\frac{h_{\text{ш}}}{H}\right)$, но сами функции довольно сложны.

Нам представляется, что для определения $\mathcal{E}_s$ лучше всего пользоваться зависимостью, выведенной проф. Жуковским, несколько уточненной на основании опытных данных и выраженной в таблице 1.

Таблица 1

$h_{ш}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
δ_s	0,610	0,615	0,620	0,625	0,635	0,645	0,655	0,665	0,680	0,700	0,730	0,80	0,84	0,90	0,95	1,00

В случаях затопленного истечения из-под щита, как показали теоретические решения и наши лабораторные и полевые исследования, коэффициент расхода $m = \varphi \delta_s$ совпадает с свободным истечением. Однако, это совпадение имеет место лишь при условии наблюдения глубины воды над порогом h непосредственно за щитом, а не в нижнем бьефе (h_s), как это делается обычно.

При наблюдении h_s в нижнем бьефе (за рисбермой) коэффициент расхода, во-первых, всегда выше, чем при свободном истечении, а, во-вторых, зависит, кроме $\frac{h_{ш}}{H}$, еще и от $\frac{h_{ш}}{h_s}$, формы и длины лотка за щитом, от степени затопления и т. д. Последнее обстоятельство сильно затрудняет оперативный учет воды. Поэтому расход воды при затопленном истечении рекомендуется определять по формуле

$$Q = \varphi \delta_s \delta h_{ш} \sqrt{2g(H-h)}, \quad (2)$$

где φ и δ_s — имеют те же значения, что и в формуле (1), а h — глубина воды над порогом сразу за щитом.

При наличии бокового сжатия в формулы (1) и (2) следует еще ввести коэффициент бокового сжатия δ_b .

В основу предполагаемого усовершенствования щитового водомера положен принцип, заключающийся в том, что его общий коэффициент расхода

$$m = \varphi \delta_s \delta_b \quad (3)$$

должен быть практически (с точностью до 5%) равен единице. Это возможно в том случае, когда величины φ , δ_s , δ_b , взятые в отдельности, будут также равны единице.

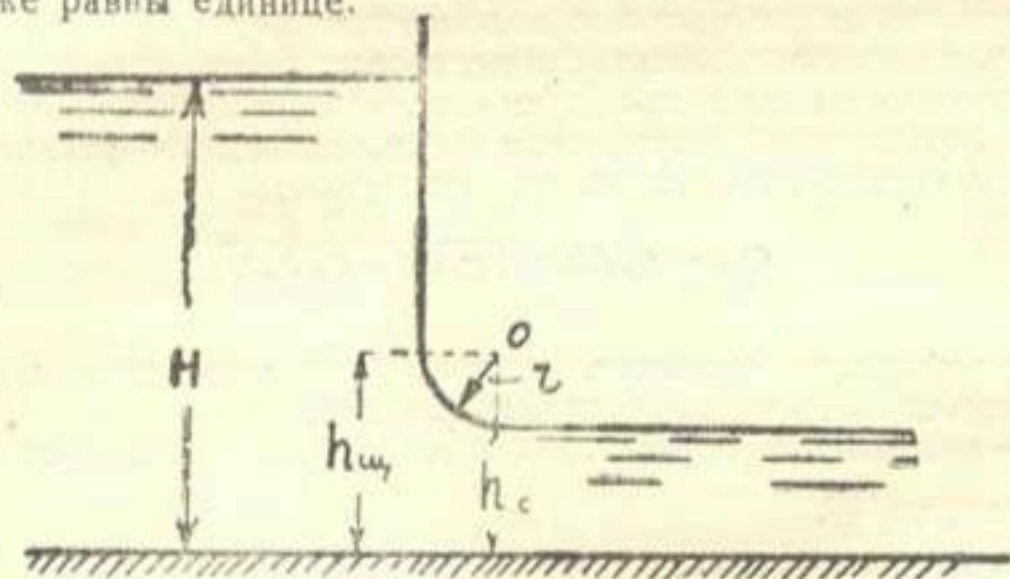


Рис. 1

Коэффициент скорости φ и коэффициент бокового сжатия легко устраняются соответствующим устройством входной части выпуска: прямоугольный участок достаточной длины с шириной, равной ширине отверстия щита, постепенно суживающийся к отверстию участок, отсутствие порога и т. п.

Коэффициент вертикального сжатия δ_s оказалось возможным устранить (вернее заменить) закруглением нижней кромки щита радиусом r .

Действительно для того, чтобы $\xi_e = 1$, не бходимо подобрать такой радиус закругления, который обеспечивал бы всегда (схема на рис. 1):

$$\frac{h_c}{h_{\text{ш}}} \leq \xi_e = f\left(\frac{h_{\text{ш}}}{H}\right) \quad (4)$$

Путем простых подсчетов, задаваясь разнми H и $h_{\text{ш}}$, мы нашли, что наибольший радиус r , обеспечивающий условие формулы (4), получается при $\frac{h_{\text{ш}}}{H} = 0,70$, т. е. при $\xi_e = 0,70$ (табл. 1).

Тогда

$$r = h_{\text{ш}} - h_c = h_{\text{ш}} - \xi_e h_{\text{ш}} = (1 - \xi_e) h_{\text{ш}},$$

но так как $\xi_e = 0,70$ $h_{\text{ш}} = 0,70 H$, окончательно получим

$$r = 0,21 H \quad (5)$$

где под H имеется в виду его максимальное значение.

Исходя из этих соображений, нами был изготовлен щит применительно к модели водомерного выпуска В. Н. Ярцева¹ (где боковое сжатие устранено сходящимся к отверстию участком) и проведены лабораторные испытания. Щит имел радиус $r = 3$ см и горизонтальную наставку в 1 см; зазор в пределах закругления с обеих сторон щита составлял — 0,4 см.

Результаты опытов приводятся в таблице 2.

Как видно из таблицы, коэффициент расхода действительно практически равен единице (отклонения $\pm 4\%$) как при свободном, так и при затопленном истечении.

При отношениях $\frac{h_{\text{ш}}}{H}$ меньше 0,1 сказывается влияние зазора, наличием последнего объясняется также и тот факт, что коэффициент получается иногда больше единицы.

На основании произведенных лабораторных испытаний, подтвердивших теоретическое соображение, и на основании выводов по исследованию истечения из-под щита, предлагается примерная конструкция усовершенствованного щитового водомера-водовыпуска (рис. 2).

Сооружение может быть выполнено из кирпичной или бетонной кладки.

Входная часть в пределах откоса канала состоит из вырванных стенок с раствором 3:1 с каждой стороны и прямоугольного участка с длиной, равной ширине отверстия b .

Щитовая стенка, толщиной 30—40 см, имеет обычную пазовую конструкцию с щитом, устроенным по одному из указанных на рис. 2 вариантов. Щит должен иметь закругление с радиусом $r = 0,21 H_{\text{max}}$ и горизонтальную наставку в 5 см.

Первый вариант применим для деревянных щитов, где необходимая форма достигается соединением отрезков 5 см досок, скрепленных между собой 80 мм гвоздями. Нижняя поверхность должна быть гладкой и в пределах закругления обита железом.

Второй вариант—для металлических щитов, где закругление осуществляется непосредственно изгибом нижней части щита, а для жесткости через 20—25 см (по ширине) приклепаны уголки № 3 или № 5.

Третий вариант предусматривает случай переделки (приспособления) обыкновенного плоского металлического щита путем прикрепления к нему отрезков досок (подобно первому варианту), причем первая доска прикрепляется к щиту шурупами или болтами.

¹ Стр. 77.

Таблица 2

№ опыта	Q л/с	H см	h см	Z см	h_c см	$\frac{h_c}{H}$	m	отклоне- ния	Примечание
Свободное истечение									
1	1,80	15,3	—	—	1,0	0,065	1,09	+ 9*	$b = 9,8$ см * Влияние зазора
2	3,80	14,0	—	—	2,2	0,15	1,00	0	
3	2,0	9,56	—	—	1,6	0,168	1,02	+ 2	
4	4,1	13,2	—	—	2,9	0,22	1,01	+ 1	
5	3,6	11,09	—	—	2,9	0,264	1,00	0	
6	5,1	11,86	—	—	4,2	0,336	1,01	+ 1	
7	4,2	10,0	—	—	3,8	0,38	1,01	+ 1	
8	4,15	9,1	—	—	4,4	0,49	1,00	0	
Затопленное истечение									
1	1,8	18,8	4,0	14,8	1,0	0,05	1,05*	+ 6*	$b = 9,8$ см * Влияние зазора
2	2,1	15,3	5,5	9,8	1,5	0,10	1,03	+ 3	
3	2,0	14,1	5,3	8,8	1,5	0,10	1,03	+ 3	
4	2,4	16,8	9,0	7,8	2,0	0,12	0,99	— 1	
5	2,6	14,2	5,2	9,0	2,0	0,14	1,00	0	
6	2,65	15,0	9,0	6,0	2,5	0,17	1,00	0	
7	2,2	12,6	8,3	4,3	2,5	0,20	0,98	— 2	
8	2,0	10,1	6,8	3,3	2,5	0,25	1,01	+ 1	
9	3,0	14,8	11,4	3,4	3,9	0,27	0,96	— 4	
10	3,3	13,8	9,9	3,9	4,0	0,29	0,97	— 3	
11	3,2	24,6	9,2	3,5	4,0	0,32	0,98	— 2	
12	3,0	11,9	8,7	3,2	4,0	0,34	0,97	— 3	
13	3,8	14,0	11,7	2,3	6,0	0,43	0,96	— 4	

Вообще же на практике могут быть применены и другие варианты, необходимо лишь обеспечить гладкую нижнюю поверхность, соответствующий радиус закругления ($r = 0,21H_{max}$) и достаточную прочность.

Длина прямоугольного участка за стенкой определяется колодез для наблюдения глубины воды h за щитом и равна $0,5 C'' + 15$ см.

Колодез для удобства наблюдения h имеет наклонную стенку 2:1, на которой прикрепляется рейка с соответствующей разметкой. Верхнего колодеза можно не делать, так как уровень воды выше щита в большинстве случаев сравнительно спокойный. При значительном колебании уровня воды в верхнем бьефе необходимо устройство и верхнего колодеза перед щитовой стенкой.

Вполне возможно для получения усовершенствованного щитового водомера рекомендовать тип сооружения водомерного выпуска Ярцева (где также отсутствует боковое сжатие и имеются наблюдательные колодезы). Для этого необходимо лишь устроить щит по одному из указанных выше вариантов.

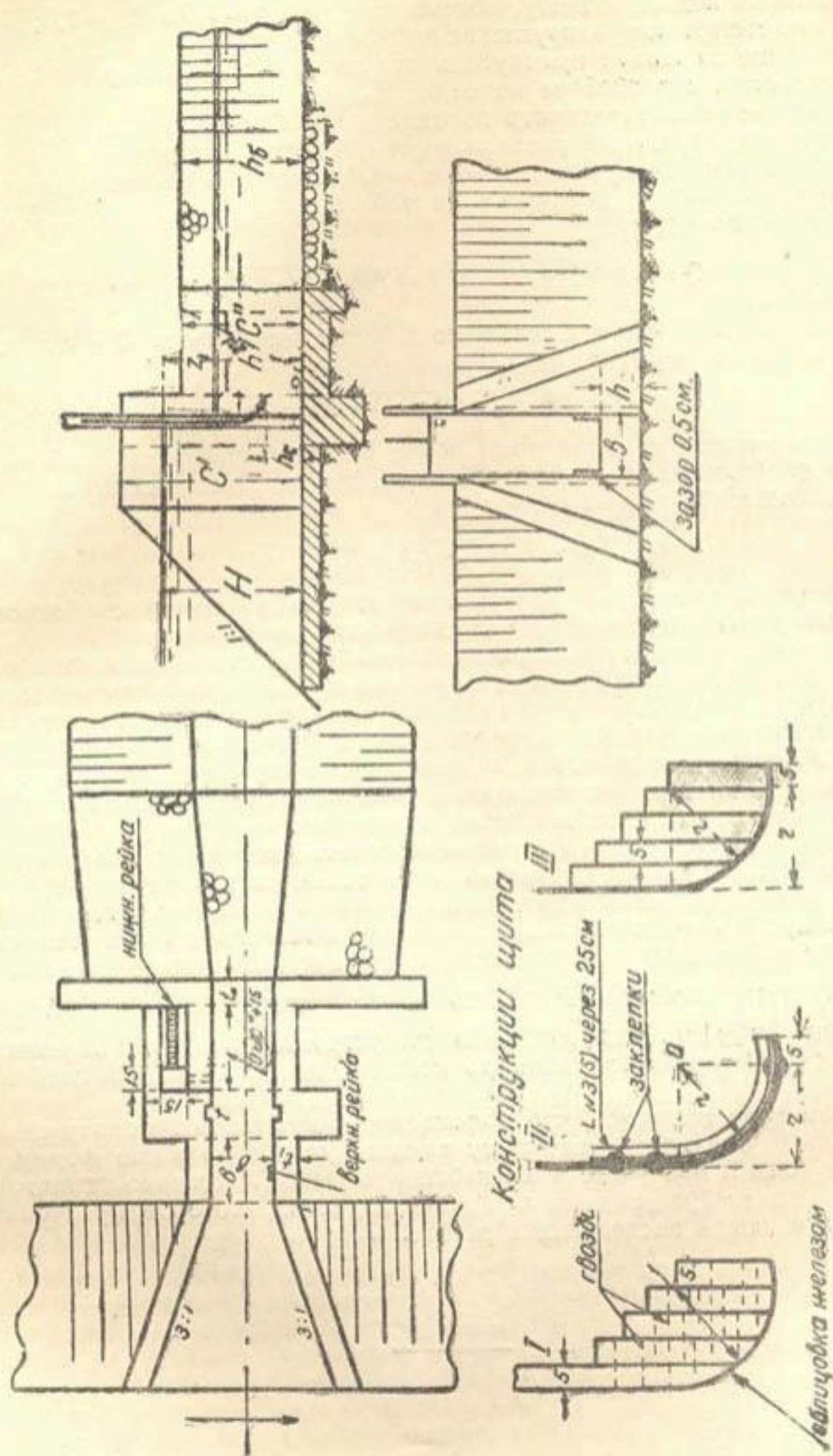


Рис. 2. Усовершенствованный щитовой водомер-водоизмеритель.

Могут быть запроектированы и другие конструкции сооружений, но при этом необходимо учитывать следующее:

- 1) плавный подход к щиту, обеспечивающий $\varphi = 1,0$ и $\xi_{\sigma} = 1,0$;
- 2) соответствующее закругление щита $r = 0,21 H_{max}$;
- 3) наличие за щитом прямоугольного лотка с шириной, равной ширине отверстия, и длиной не менее $0,5 H_{max}$;
- 4) наличие успокоительного колодца для наблюдения h за щитом.

Учет и регулирование расхода воды усовершенствованными щитовыми водомерами в силу того, что $m = 1,0$, производится очень просто:

а) при свободном истечении по таблице зависимости $Q = f(H, h_c)$, составленной по формуле

$$Q = bh_c \sqrt{2g(H - h_c)} = Kh_c \sqrt{H - h_c}, \quad (6)$$

где $h = h_c$,

б) при затопленном истечении по таблице зависимости $Q = f(z, h_c)$, составленной по формуле

$$Q = bh_c \sqrt{2g(H - h)} = Kh_c \sqrt{z} \quad (7)$$

Можно также при учете воды пользоваться одной общей таблицей как при свободном, так и при затопленном истечении. Для этого надо таблицу составить по формуле

$$Q = bh_c \sqrt{2g(H - h_1)} = Kh_c \sqrt{y} \quad (8)$$

и при определении расхода иметь в виду, что в случае свободного истечения $y = H - h_c$, в случае затопленного $y = H - h$.

В качестве мероприятий (приспособлений) по улучшению водомерности существующих водовпусков можно предложить следующие:

1) При затопленном истечении из-под щита для всех типов водовыпусков настоятельно рекомендуется сделать успокоительные колодцы для наблюдения напоров H и h непосредственно перед и за щитом, часто же можно ограничиться одним нижним колодцем, так как уровень воды выше щита сравнительно спокойный.

В случае наблюдения H и h непосредственно перед и за щитом коэффициенты расхода значительно устойчивее, и поэтому тарифовка сооружений и учет воды упрощаются;

2) Выпуски с незначительным влиянием бокового сжатия или его отсутствием (плавный подход к отверстию щита, малая степень сжатия $\frac{b}{B}$ и др.) легко можно переделать в усовершенствованные щитовые водомеры ($m \approx 1,0$). Для этого надо щит устроить по одному из указанных на рис. 2 вариантов и сделать колодец для наблюдения глубины воды;

3) Нам представляется, что водомерность других типов сооружений значительно улучшится, если щиту придать указанную выше форму, а глубину воды h при учете воды наблюдать непосредственно за щитом. Однако, это требует еще дальнейшего изучения, которое предусматривается в нашей последующей работе.

Н. С. ГРАЖДАНКИНА
Кандидат технических наук

ДАРБАЗИНСКАЯ ОПОКОВИДНАЯ ПОРОДА КАК ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ ДОБАВКА

Среди ряда среднеазиатских месторождений сырья, пригодного для использования в качестве гидравлических добавок к портланд-цементу, наибольшего внимания заслуживает опоковидная порода Дарбазинского месторождения. Сырье обладает рядом свойств, необходимых для гидравлической добавки широкого промышленного применения, как-то: высокой гидравлической активностью, практически неограниченными запасами, транспортабельностью и расположением в районе, где оно может найти себе многочисленных потребителей. Опоковидная порода подвергалась изучению в лаборатории САНИИРИ, как гидравлическая добавка к портланд-цементу, с проверкой ее поведения в растворе и бетоне, солестойкости и морозоустойчивости. Производственную проверку она прошла на строительстве Фархадской ГЭС, в качестве 20—25-процентной добавки к портланд-цементу для бетона подводной части здания станции.

МЕСТОРОЖДЕНИЕ И ЗАПАСЫ

Месторождение рассматриваемых опоковидных пород находится у станции Дарбаза Ташкентской железной дороги в КазССР.

Пласт опоковидных пород залегает только под полуметровым почвенным слоем, на своеобразных желтовато-зеленых песчаниках. Мощность породы первоначально оценивалась геологом Шестаковым Г. В. от 0,35 до 1,65 м.

При разработке карьера слой вначале шел толщиной, превышающей 2 м, и в настоящее время толщина пласта в выработках карьера достигает 5 м. Порода сильно раздроблена, особенно в верхней части пласта. Крупность кусков породы колеблется от пылевидной до (приблизительно) полутораметровой в диаметре.

Общие запасы опоковидных пород ориентировочно оценены пр. ф. А. С. Уклонским в 10 миллионов куб. м. Детальной разведки с точным установлением запасов не производилось.

Эксплуатация породы Фархадстроем велась открытыми горными работами с очисткой поверхности от почвенного слоя и выборкой пласта на всю толщину. Порода плотная с неровным изломом, сильно прилипает к языку, объемный вес ее в куске 1,43 г/см³, удельный 2,16;

пористость породы 33,4 %. Цвет породы белый, сероватый, кремовый. Часто встречаются линзочки светло-серой плотной кремнистой породы. Местами порода окрашена окисью железа в буровато-рыжий цвет. В одной из выработок встречено значительное количество мелких прожилок вторичного гипса. По данным геолога Тесленко Г. И., по толщине пласта в Фархадских выработках наблюдается 7 разновидностей данной породы, отличающихся между собой по структуре, содержанию остатков диатомей и химическому составу.

ЛАБОРАТОРНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПОРОДЫ

По своим химико-техническим свойствам опоковидная порода Дарбазинского месторождения стоит очень близко к брянскому трепелу. Валовое содержание SiO_2 колеблется в отдельных пробах от 69 до 90 %, количество активного кремнезема доходит до 33 %, содержание полутормых окислов от 4 до 15 %, CaO — от 0,68 до 8%, MgO —0,21—1,95 %, SO_3 — 0,25 — 1,20 %. В одной пробе, взятой в непосредственной близости от гипсовых прожилок, SO_3 оказалось 10,7 %. За 15 титрований (30 дней) 1 г опоки поглощает от 319 до 348 кг CaO . Набухание, полученное при этом, равно 22—23 см³.

Дарбазинская опока была проверена как гидравлическая добавка в смеси с портланд-цементом Хилковского завода (без добавок) при замене 0, 20, 30, 40, 50, 60 и 70 % портланд-цемента.

Смеси дали пуццолановые портланд-цементы различных марок, отличающиеся повышенной прочностью на растяжение в первые сроки твердения и, в отдельных дозировках, превышением предела прочности по сравнению с исходным портланд-цементом уже в семидневном возрасте.

В таблице 2 приводятся результаты определения прочности пуццолановых портланд-цементов, нарастание ее по времени до 1 года и двойная маркировка в 28 дней: основная по сжатию и дополнительная по растяжению (для характеристики повышения прочности на растяжение). Все представленные в таблице пуццолановые цементы выдержали установленные ГОСТ'ом испытания (табл. 1) и характерны увеличенной, по сравнению с портланд-цементом, водопотребностью и сокращением срока начала схватывания. Причину этих явлений, как и повышение предела прочности (при добавке 20 и 30 % опоки), следует искать в высокой гигроскопичности опоки и, следовательно, в энергичном отсасывании воды из раствора, что ведет к понижению фактического водоцементного фактора. Это же отсасывание вызывает более сильное сцепление частиц пуццоланового портланд-цемента, ведущее за собой повышение предела прочности на растяжение. Это положительное явление, при большом содержании опоки в цементе, отрицательно сказывается на пластичности бетона и раствора.

Кроме того, при высоком содержании опоки в цементе наблюдается снижение предела прочности, что является следствием большого количества добавки, не обладающей самостоятельно вяжущими свойствами.

Проверка изменения объемных деформаций пуццолановых портланд-цементов с дарбазинской опокой, проведенная параллельно с испытаниями пуццолановых портланд-цементов с добавкой брянского трепела и чистого портланд-цемента (на растворе 1:0), показала:

1. Полное совпадение размера и характера объемных деформаций у пуццолановых портланд-цементов с дарбазинской опокой и с брянским трепелом.

2. Увеличение размера усадки у пуццолановых портланд-цементов по сравнению с портланд-цементом.

3. Значительное возрастание воздушной усадки пуццолановых порт-

Таблица 1

Физические свойства пуццолановых портланд-цементов с дарбазинской опоковидной породой

Состав пуццоланового портланд-цемента	Сроки схватывания		Проба равномерности изменения объема	Тонкость помола (остатки на ситах)		Количество воды %	
	начало	конец		800 отн/см ²	4000 отн/см ²	1:10	1:3
100% портланд-цемента	3 ч. 20 м.	5 ч. 20 м.	выдержал	0,25	10,03	26,80	7,7
80% п-цем. + 20% опоки	1 ч. 55 м.	5 ч. 45 м.	"	1,50	13,81	33,0	9,05
70% п-цем. + 30% опоки	2 ч. 55 м.	3 ч. 00 м.	"	1,50	12,50	38,6	10,30
60% п-цем. + 40% опоки	2 ч. 35 м.	3 ч. 15 м.	"	1,65	19,05	43,5	11,70
50% п-цем. + 50% опоки	3 ч. 00 м.	4 ч. 35 м.	"	1,45	16,77	50,0	12,00
40% п-цем. + 60% опоки	2 ч. 10 м.	4 ч. 40 м.	"	4,12	13,35	56,0	12,50
30% п-цем. + 70% опоки	2 ч. 15 м.	5 ч. 30 м.	"	5,23	22,63	58,5	12,40

Таблица 2

Предел прочности пуццолановых портланд-цементов с дарбазинской опокой

№ п/п	Состав пуццолановых портланд-цементов	Предел прочности на сжатие в кг/см ²					Предел прочности на разрыв кг/см ²					Марка цемента по ОСТу 3192 по сжатию	Марка цемента по ОСТу 3192 по разрыву
		7 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	12 мес.	7 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	12 мес.		
1	Чистый п-цемент	264	427	464	525	—	20,8	25,5	27,5	25,4	—	,400*	,400*
2	80% п-цем. + 20% опоки	340	587	602	628	644	23,7	36,1	40,7	40,9	45,3	,500*	свыше ,600*
3	70% п-цем. + 30% опоки	236	420	532	559	646	20,72	22,7	37,6	39,0	42,0	,400*	,600*
4	60% п-цем. + 40% опоки	150	335	387	480	541	10,9	33,2	35,7	33,5	37,7	,300*	свыше ,600*
5	50% п-цем. + 50% опоки	—	288	305	330	350	—	30,5	30,1	31,1	30,6	,250*	,500*
6	40% п-цем. + 60% опоки	108	194	234	209	251	14,1	22,6	23,3	25,7	28,2	ниже ,200*	,500*
7	30% п-цем. + 70% опоки	74	137	167	154	—	12,9	19,2	19,6	22,0	—	ниже ,200*	,250*

ланд-цементов с увеличением количества добавки, приводящее при 50 % добавке к разрушению образца, в то время как при 20 %-й усадка пуццолановых портланд-цементов не превышает усадки портланд-цемента.

Испытания в бетоне 2-х пуццолановых портланд-цементов с 20 и 50 % дарбазинской опоки, параллельно с чистым портланд-цементом, показали преимущество пуццоланизированного бетона перед бетоном на портланд-цементе. Бетон на всех 3 видах вяжущего был проверен на прочность, водопроницаемость и морозостойчивость. При подборе его сохранялись одинаковыми пластичность и водоцементное отношение.

К 28-дневному возрасту были получены величины предела прочности пуццоланизированных бетонов, выраженные в процентах к прочности бетона на чистом портланд-цементе. Полученные данные приведены в таблице 3.

Повышение расхода смешанного вяжущего в пуццоланизированных бетонах вызвано необходимостью сохранить одинаковыми пластичность и водоцементное отношение, при большей водопотребности пуццолано-

Таблица 3

№ № и п	Состав вяжущего, на котором приготовлен бетон	Расход вяжущего на м ³ бетона		Пример прочнос- ти в % от предела прочности бетона на чистом порту- ланд-цементе
		портланд- цемент (кг)	дарбазин- ская опока (кг)	
1	Чистый портланд-цемент	205	0	100%
2	20% опоки + 80% портл.-цем.	178,5	44,5	120%
3	50% опоки + 50% портл.-цем.	148,5	148,5	128%
4	20% опоки + 80% порта. цем. (при укладке бетона вибрацией)	148	39,0	138%

вых портланд-цементов, фактическое же расходование портланд-цементов при получении более высокой прочности значительно ниже, чем у бетона на чистом портланд-цементе.

По сопротивлению водопроницаемости пуццоланизированные бетоны дали более высокие показатели, нежели портланд-цементный бетон. При испытании на морозоустойчивость в возрасте 28 дней и 3 месяцев бетон на всех 3-х вяжущих, включая и портланд-цемент, выдержал 25-кратное замораживание в ящике проф. Болесюбского без внешних признаков разрушения. Бетон на чистом портланд-цементе дает снижение прочности после замораживания на 16—20%, тогда как у пуццоланизированных бетонов оно не превышает 3—9%.

Проверка сцепления бетона со сталью показала, что от введения в бетон опоки сцепление уменьшается пропорционально увеличению количества опоки, но остается вполне достаточным для применения пуццолановых портланд-цементов с дарбазинской опокой для армированного бетона.

Для проверки морозоустойчивости пуццолановых портланд-цементов без влияния на них различных уплотнений, имеющих место в бетоне, было произведено испытание на морозостойкость пластичных растворов состава 1:3 с нормальным вольским песком. Количество добавляемой опоки здесь было несколько изменено по сравнению с таковым, принятым для пуццолановых портланд-цементов в испытаниях на прочность.

Для того, чтобы точнее установить возможный максимум добавки опоки по условию морозоустойчивости, интервал между малыми дозировками был принят равным 5% опоки, т. е. добавлялось последовательно 0, 20, 25, 30, 35, 40, 50 и 70% опоки. При содержании опоки выше 50% уже трудно ожидать получения морозоустойчивого цемента, поэтому была испытана лишь смесь с 70-процентной добавкой. Испытания показали следующее:

1. Все цементы в пластичных растворах, включая и портланд-цемент, показали неполную морозостойкость: образцы (кубики $7 \times 7 \times 7$ см) их под действием мороза крошились в большей или меньшей степени.

2. С увеличением содержания опоки морозоустойчивость пуццолановых портланд-цементов снижается.

3. Замечается повышение морозоустойчивости у пуццолановых портланд-цементов с содержанием опоки 20, 25 и 30% по отношению к чистому портланд-цементу.

Пуццоланизированные цементы вместе с чистым портланд-цементом были проверены на солестойкость по методу Кюля на маленьких образцах (призмочках, длиной 3,5 см и площадью поперечного сечения 1 см^2) из раствора 1:3,5 с вольским песком специальной крупности.

После 14-дневного хранения в воде образцы погружались на 1 год в солевые растворы и испытывались на излом в сроки 1, 3, 6 и 12 месяцев. В качестве агрессивных сред были приняты 5-процентный раствор сернокислого натрия, 2 раствора с различными концентрациями NaCl , NaSO_4 , CaSO_4 , MgSO_4 и $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$, составленные применительно к естественной минерализации грунтовых вод Ферганского района, и 1 раствор, соответствующий минерализации района Сурхан-Дарьи.

В качестве эталона была принята дистиллированная вода. И пытались чистый портланд-цемент и пуццолановые цементы с добавкой 20, 25, 30 и 35% дарбазинской опоки.

Во всех 4-х растворах образцы на чистом портланд-цементе разрушались в сроки от 3 до 12 месяцев хранения. Образцы из пуццоланизированного цемента показали, наоборот, высокую солестойкость во всех агрессивных средах: наблюдалось полное отсутствие разрушения и нормальный рост прочности, только один цемент с 20% опоки, начиная с 9-месячного возраста, получил легкие повреждения во втором ферганском растворе, богатом магниевыми солями. С увеличением содержания опоки солестойкость повышается.

В смеси с известью-пушонкой дарбазинская опоквидная порода дает известково-пуццолановые цементы повышенного качества при хранении их в воде. Результаты испытаний на прочность приводятся в табл. 4 и свидетельствуют о том, что все цементы отвечают требованиям ГОСТ, за исключением цемента, содержащего 50% извести, не выдержавшего проверки на равномерность изменения объема. Как следует из таблицы, дарбазинская опока при добавке извести от 20 до 40% (включительно) дает известково-пуццолановые цементы I сорта и с 15 и 50% — II сорта. Наиболее сильными являются цементы с добавками 20 и 30% извести. При твердении на воздухе эти цементы, подобно всем известково-пуццолановым цементам, показывают замедление роста прочности и даже разрушение.

Таблица 4

Предел прочности известково-пуццолановых цементов с дарбазинской опокой

№№ п/п	Состав известково-пуццоланового цемента	Временное сопротивление сжатию в зависимости от возраста (кг/см^2)					Временное сопротивление растяжению в зависимости от возраста (кг/см^2)					Сорт
		14 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	12 мес.	14 дней	28 дней	3 мес.	6 мес.	12 мес.	
1	15% извести + 85% опоки	71,1	52,0	81,4	73,2	75,2	9,37	11,9	12,1	11,05	11,5	II
2	20% извести + 80% опоки	82,0	128,0	123,5	147,0	115,2	13,7	13,4	17,35	—	18,7	I
3	25% извести + 75% опоки	78,2	119,0	187,0	92,0	195,0	15,8	16,4	22,8	—	25,4	I
4	30% извести + 70% опоки	69,3	114,0	203,5	228,0	251,0	14,85	19,87	20,6	—	26,5	I
5	40% извести + 60% опоки	62,0	95,2	150,5	190,0	215,0	13,55	16,9	23,65	—	20,9	I
6	50% извести + 50% опоки	42,1	69,5	157,0	164,0	172,0	8,5	14,5	25,9	—	23,75	II

Специальная проверка зависимости воздухоустойчивости от размера добавки извести показала, что воздухоустойчивость снижается с увеличением добавки извести выше 10%. Наименее воздухоустойчивы цементы с содержанием 20, 30 и 40% извести. Начиная с 50% извести, воздухоустойчивость вновь повышается. Наиболее активные в водной среде составы цементов наименее стойки в воздушных условиях.

Все известково-пуццолановые цементы с дарбазинской опокой (как, впрочем, и с брянским трепелом) при хранении их в водной среде показывают набухание значительно большее, чем различные виды портланд-цементов. На воздухе те же цементы дают значительную усадку, сопровождающуюся зачастую трещинами и полным разрушением. Особенно пагубным оказывается влияние переменного воздушно-водного режима: после хранения образцов из чистого цементного теста в воде, они быстро разрушаются на воздухе. Проведенные в САНИИРИ опыты по изысканию способов повышения воздухоустойчивости этих цементов показали, что очень благотворное влияние на воздухоустойчивость известково-пуццолановых цементов с дарбазинской опокой оказывают добавки полуводного гипса. Было испробовано добавление к цементу, содержащему 20% извести, 10, 15, 20, 30, 40, 50% алебаstra. Лучшие показатели дали добавки 15 и 20%. Воздухоустойчивость повышается с увеличением добавки алебаstra, но параллельно с ней снижается водоустойчивость. Как показывают последние опыты, оптимальной величиной добавки гипса следует признать 15%.

Введение полуводного гипса совершенно исключает разрушение цемента на воздухе, снижает усадку и значительно повышает сопротивляемость воздействию переменного режима. В качестве примера можно привести следующее: образцы из чистого известково-пуццоланового цемента с 20% извести-пушонки рассыпались при воздушном хранении через 1 месяц, они же погибли после первой смены водной среды на воздушную, в то время как образцы того же цемента с добавкой 20% алебаstra хранятся без признаков разрушения на воздухе в течение 3 лет, а их аналоги выдерживали 8-месячное чередование воздушной и водной среды, пока не получили серьезные повреждения. Аналогичным образом влияет на известково-пуццолановый цемент затворение его на воде, содержащей в себе 0,01% квасцов, или же предварительная обработка опоки мыльным полупроцентным раствором. Благотворно влияет на повышение воздухоустойчивости применение гидравлической извести, и вредные влияния оказывают малые (10—20%) добавки портланд-цемента.

Известково-пуццолановые цементы с дарбазинской опокой показывают высокую солеустойчивость в растворе сернокислого натрия, в концентрированном растворе сернокислого кальция, но совершенно не стойки в растворе сернокислого магния. Разрушение здесь наступает несколько не замедленное, чем у портланд-цемента. В настоящее время в САНИИРИ продолжаются работы по отысканию возможности получения воздухоустойчивого известково-пуццоланового цемента.

ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ДАРБАЗИНСКОЙ ОПОКОВИДНОЙ ПОРОДЫ

В 1943 г. перед строителями Фархадской ГЭС встал вопрос о выработке мероприятий по охране бетона от коррозии высокоагрессивными грунтовыми водами. Концентрация солей в районе строительства не превышает таковую у растворов, воздействие которых не принесло вреда пуццолановым портланд-цементам с дарбазинской опокой (ферганский раствор № 2). Данное обстоятельство и повышение качества цемента от введения опоки и побудило строительство Фархадской ГЭС принять ее как 20—30-процентную добавку к портланд-цементу для подводной части ГЭС, находящейся в районе особенно интенсивной минерализации. В ноябре 1943 г. был открыт карьер на станции „Дарбаза“ по разработке опоки и переброске ее на Хилковский цементный завод. Начиная с 1944 г. по настоящее время, Хилковский завод выпускает пуццолановый портланд-цемент, содержащий 20—23% опоки.

На здание ГЭС израсходовано более 10 000 тонн пуццоланового портланд-цемента.

• Результаты испытания выпускаемого заводом цемента не идут в разрез с результатами опытов САНИИРИ (табл. 5). Цементы заводского изготовления отличаются только несколько повышенной, по сравнению с данными САНИИРИ, водопотребностью.

Таблица 5

Результаты испытания (средняя характеристика) пуццоланового портланд-цемента, изготовленного на Хилковском заводе параллельно с чистым портланд-цементом¹

Состав цемента	Сроки схватывания		Проба на равномерность изменения объема	Тонкость помола: прошло через сито 4200 отв/см ²	Количество воды в %		Предел прочности (кг/см ²)				Марка цемента
	начало	конец			1:0	1:3	Разрыв		Сжатие		
							3 дни	7 дней	3 дни	7 дней	
100% портланд-цемента	2 ч. 15 м.	5 ч. 00 м.	выдержал	91,4%	30,0	8,5	26,6	23,8	261	372	400*
79% портланд-цемента + 21% дарбазинской опоки	1 ч. 25 м.	5 ч. 30 м.	выдержал	94,6%	40,75	10,98	22,3	24,0	207	288	400*

Лабораторией Фархадстроя был проведен подбор состава бетона на обычном портланд-цементе и пуццолановом портланд-цементе. Принятые составы показаны в табл. 6.

В основном применялась марка бетона „140“.

Таблица 6²

Марка бетона		Номинальный состав бетона по объему	$\frac{W}{c}$ по весу	Расход материалов на 1 м ³ бетона			
R_{28} кг/см ²	S_{cm}			цемент кг	песок литр	гравий литр	вода литр
110	5—7	1:2,2:4,2	0,74	250	420	810	185
140	5—7	1:2,0:3,6	0,68	280	430	780	190

По сообщению производителей работ, проведение бетонных работ от применения пуццоланового портланд-цемента не усложняется. В условиях водной агрессии бетон простоял уже более 2 лет без малейших признаков разрушения, что говорит о безупречной химической стойкости пуццоланового цемента. В виду изменения первичного проекта, некоторая часть уложенного бетона подводной части ГЭС была вырублена в конце 1946 г., при этом бетон показал чрезвычайно высокую крепость, подтверждающую полную коррозионную устойчивость и отсутствие отрицательного влияния опоки на механические свойства бетона. Интересно отметить то, что уложенный одновременно и также подвергшийся удалению бетон на глиеж-портланд-цементе подобной прочности не проявил и не создал таких же затруднений при вырубке.

В августе 1946 г. старшим научным сотрудником Москальцовым И. П. был произведен детальный осмотр здания станции ГЭС. Особое внимание было обращено на бетон укладки 1944 г. мая месяца. Как уже было сказано, бетон не обнаружил малейших признаков коррозии, находясь в условиях действия грунтовой минерализованной воды.

¹ Данные центральной лаборатории строительных материалов Фархадстроя.

² То же.

Проверка предела прочности бетона дисковым прибором Губбера в 5 точках показала: 226 кг/см^2 , 276 кг/см^2 , 250 кг/см^2 , 255 кг/см^2 и 269 кг/см^2 .

Рост прочности идет совершенно нормально, первоначальная марка бетона уже превзойдена.

Таким образом, практическое применение дарбазинской опоковидной породы оказывается делом весьма актуальным. Дарбазинская опока дает возможность без введения новых процессов в технику изготовления бетона, без понижения его качества, значительно сократить расход портланд-цемента, при одновременном повышении химической стойкости бетона.

СОДЕРЖАНИЕ.

Предисловие	3
Доктор техн. наук <i>М. С. Вызго</i> и <i>И. А. Якштас</i> — Донная шель для борьбы с наносами	5
Доктор техн. наук <i>М. С. Вызго</i> — Длина крепления нижнего бьефа, размыв при отсутствии гасителей энергии и меры защиты	15
<i>М. Л. Дзюбатовская</i> — Быстроток сброса Фархадской ГЭС и концевой вододелитель	29
<i>Н. Ф. Тушманов</i> — Рисберма регулятора канала им. Ахунбабаева	35
<i>Н. Н. Сурова</i> — Двухпролетный выпуск в русле трапециoidalного сечения	37
<i>С. Н. Милосердов</i> — Быстротоки Атбашинской ирригационной системы	42
Доктор техн. наук <i>М. С. Вызго</i> — Формулы для расчета местных размывов бурным потоком	49
Доктор техн. наук <i>М. С. Вызго</i> и инж. <i>Л. А. Машкович</i> — О гидравлическом прыжке	68
<i>С. И. Кеберле</i> — Многодиафрагмовый гаситель энергии	69
Канд. техн. наук <i>В. И. Ярцев</i> — Водомерные водовыпуски	77
Канд. техн. наук <i>М. В. Бутырин</i> — Усовершенствованные щитовые водомеры-водовыпуски	85
Канд. техн. наук <i>Н. С. Гражданкина</i> — Дарбазинская опоковидная порода как гидравлическая добавка	91